

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : Conception Des Systèmes d'Irrigation et de Drainage**

### **THEME :**

**ETUDE D'UN PERIMETRE IRRIGUE A PARTIR D'UN  
PETIT BARRAGE DE HARCHOUN  
MOYEN CHELLIF**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> MEDJEBEUR Omar**

### **DEVANT LES MEMBRES DU JURY**

<b>Nom et prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>M<sup>r</sup> M. MESSAHEL</b>	<b>Prof</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>me</sup> L.S BAHBOUH</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>me</sup> H.BOUCAMA</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>me</sup> S.HARKAT</b>	<b>M A.B</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>r</sup> A.AYAD</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examinateur</b>
<b>M<sup>me</sup> AZIEZ Ouahiba</b>	<b>M A.A</b>	<b>Promotrice</b>

**Juillet -2012**

## **DEDICACE**

Je dédie ce modeste travail a :

Mes très chers parents

Mon frère et mes sœurs

Ma promotrice M<sup>me</sup> : AZIEZ.O

Tous mes amis

Tous les étudiants et les travailleurs de l'E.N.S.H

*OMAR*

## **REMERCIEMENTS**

Je tiens à remercier tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans la réalisation de ce mémoire.

J'adresse mes remerciements à :

Tous les enseignants de l'E.N.S.H

Ma promotrice M<sup>me</sup>: AZIEZ.O

Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur de juger ce travail, je les remercie vivement.

*CMAR*

## المخلص

إنّ الهدف من إنجاز مذكرة نهاية الدراسة يندرج ضمن السياسة الحالية المتعلقة بتسيير المساحات المسقية، والذي ييسر إلى تحقيق مردود معتبراً من ناحية الاستثمار، مُعبّراً عن أفضل فعالية لتقنيات السقي من جهة، تسيير أنجع و المُحافظة على الموارد المائية و نوعية التربة من جهة أخرى. و هذا لن يتأتى إلا بتبني أنظمة سقي حديثة و التي فرضت فعاليتها، نذكر على سبيل المثال: السقي بالتقطير و السقي بالرش الأكثر تطوراً في الآونة الأخيرة نتيجة للتقدم العلمي و التكنولوجي. و من بين ما تتميز به هذه الأنظمة من مَحاسن هو تحقيقها لاقتصاد معتبر للمياه

تهدف الدراسة إلى تحديد المساحات الزراعية لمنطقة حرشون ولاية الشلف و تزويدها بالمياه و هذا ينطوي على تقدير الاحتياجات المائية لمختلف المحاصيل الزراعية و تصميم مختلف هياكل التخزين و التوزيع.

وتهدف الدراسة الى انشاء محطة ضخ المياه من السد ومنها تصميم شبكات توزيع المياه داخل المحيط الزراعي لهذه المنطقة .

مع العلم أن المورد الوحيد المتاح هو سد الصغير حرشون.

## **RÉSUMÉ :**

L'objectif de ce mémoire de fin d'étude rentre dans le caractère de la politique actuelle de la gestion des périmètres irrigués; de façon à atteindre un rendement élevé de l'investissement, traduisant une meilleure efficacité du système d'irrigation d'une part, une meilleure gestion et préservation des potentialités : ressources en eau et ressources en sol d'autre part. Cela par adoption des systèmes d'irrigation modernes qui ont imposé leur fiabilité, à savoir : l'irrigation localisée, l'irrigation par aspersion les mieux développés avec l'évolution de la science et de la technologie, Ces systèmes présentent de multiples avantages, comme l'importante économie d'eau.

L'étude vise à identifier les domaines de la superficie agricole Harchoun W. Chlef et de leur fournir de l'eau, ce qui implique l'évaluation des besoins en eau des différentes cultures agricoles et la conception des différentes structures de la distribution et stockage.

L'étude vise entre à concevoir une station de pompage, refoulant à partir du barrage, y compris la conception des réseaux de distribution d'eau dans la région agricole environnante. Sachant que la seule ressource disponible est le petit barrage de Harchoun.

## **ABSTRACT :**

Our study is included in the actual policy of the irrigated areas management. This modest study aims-in one hand to reach a high investment yield and showing a better efficiency of the irrigation system. On the other hand, the study aims at achieving a better management and potentialities preservation conserving water resources and type of ground. However, this aim can be achieved only by using modern irrigation systems that proved reliability. Among these systems, we mention the distillation and aspersion irrigation that are considered as the most developed systems thanks to the evolution of science and technology.

This study seeks also identifying the agricultural fields of HARCHOUN region in Chlef and provides them with the needed water after tracing some designs for storage and distribution. More over, this attempt would allow to build a pumping station that pumps water from the dam itself. This establishment would give the opportunity to design water distribution net work within the agricultural fields of this region. It is very Important to mention also that the HARCHOUN is the only available resource in the region.

# SOMMAIRE

## Chapitre I : Situation et climat

I.1Présentation générale de périmètre de moyen Cheliff .....	1
I.2situation géographique .....	1
I.2.1.Délimitation de la zone d'étude .....	1
I.3 Climatologie .....	2
I.3.1 La température .....	2
I.3.2. les précipitations .....	2
I.3.3 Le vent .....	4
I.3.4 Nombre de jours du siroco .....	4
I.3.5 L'humidité relative de l'air .....	4
I.3.6 Evaporation .....	4
I.3.7 Insolation .....	5
I.4 Classification du climat .....	6
I.4.1Classification du climat selon l'indice de MARTON .....	6
I.4.2 Classification du climat selon diagramme d'EMBERGER .....	6

## Chapitre II : Ressource en sol et en eau

II.1 Les ressource en sol .....	10
II.2 Caractéristiques géologiques .....	12
II.2.1 Géologie sommaire des bassins des affluents de l'oued Cheliff .....	12
II.2.2 Stratigraphie .....	13
II .3 Caractéristiques hydrologiques .....	14
II.4 Ressources en eau .....	15
II.5 Qualité des eaux d'irrigation .....	16
II.5.1 Classification des eaux pour l'irrigation .....	17
II.5.1.1 la conductivité électrique .....	17
II.5.1.2 le SAR .....	17
II.6 Besoins en eau de lessivage .....	19

# SOMMAIRE

## Chapitre III : Hydrologie

III.1 Le réseau pluviométrique .....	21
III.2 L'homogénéité de la série pluviométrique .....	23
III.3 Etude de l'échantillon .....	25
III.4 Choix du type de loi .....	25
III.5 Ajustement de la série pluviométrique .....	25
III.5.1. Ajustement a la loi normale (gauss) .....	25
III.5.2 Ajustement a la loi log-normale .....	28
III.6 Test de validité d'un ajustement .....	30
III.6.1 Test de validité de l'ajustement à la loi Normale .....	30
III.6.2 Test de validité de l'ajustement à la loi log-Normale .....	30
III.7 Détermination de l'année de calcul .....	30

## Chapitre IV : Besoin en eau du périmètre

IV.1 Calculs des besoins en eau des cultures .....	32
IV.1.1 Choix des cultures .....	32
IV.2 Détermination de l'évapotranspiration .....	33
IV.2.1 Définition .....	33
IV.2.2 Méthodes d'évaluation de l'évapotranspiration .....	33
IV.2.3 Méthode de Penman et Monteith modifiée .....	33
IV.3 Calcul de la pluie efficace .....	35
IV.4 Les besoins eau des cultures suivant le calendrier cultural .....	36
IV.4.1 L'évapotranspiration réelle ou culture (ETR ou $E_{t_c}$ ) .....	37
IV.4.2 Efficience de l'irrigation .....	37
IV.4.3 Les besoins en eaux des assolements .....	37
IV.5 Comparaison entre les besoins en eau du périmètre et la capacité de la retenue .....	43
IV.6 Calcul de débit spécifique .....	43

# SOMMAIRE

## Chapitre V : Dimensionnement de station de pompage & réservoir

V.1calcul du débit maximum journalier .....	45
V.2 Adduction gravitaire .....	45
V.2.1Calcul de diamètre avantage de la conduite gravitaire (barrage-bâche de reprise-station pompage) .....	46
V.3Dimensionnement du Bâche de reprise .....	47
V.3.1.Bâche de la station de pompage .....	47
V.4 Détermination du diamètre économique de conduite refoulement .....	48
V.4.1 Adduction à partir de la station de pompage vers réservoir de distribution .....	48
V.4.2 Calcul du débit d'équipement .....	48
V.4.3 Calcul des pertes de charge .....	49
V.4.4 Calcul de la hauteur manométrique totale .....	49
V.4.5 Calcul des diamètres économiques de la conduite de refoulement .....	50
V.5 Dimensionnement de la station de pompage .....	50
V.5.1 Choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station .....	50
V.5.2 Détermination de la hauteur d'élévation calculée .....	51
V.5.3 Détermination du nombre de pompes .....	51
V.5.4 Nombre de pompes de secours .....	52
V.5.5 Détermination de la hauteur admissible d'aspiration .....	52
V.5.6 Choix du moteur électrique .....	53
V.5.6.1 Calcul de la puissance fournie par le moteur électrique .....	53
V.5.7 Choix de l'équipement en amont et en aval des pompes .....	53
V.5.7.1 Equipement en amont .....	54
V.5.7.2 Equipement en aval .....	55
V.5.7.2.1 Robinet vanne .....	55
V.5.7.2.2 Clapet anti-retour .....	55
V.5.8 Rendement de la station de pompage .....	56

# SOMMAIRE

V.6 Types des bâtiments des stations de pompage .....	56
V.6.1 Modalité de construction du bâtiment .....	57
V.6.1.1 Partie supérieure du bâtiment .....	57
V.6.1.2 Partie supérieur du bâtiment .....	58
V.6.2 Choix des moyens de protection contre le coup de bélier et l'incendie ...	59
V.6.2.1 Choix des moyens de protection contre le coup de bélier .....	59
V.6.2.2 Choix des moyens de protection contre les incendies .....	59
V.7 Dimensionnement du réservoir .....	59
V.7.1 Le rôle du réservoir de régulation .....	60

## **Chapitre VI : Dimensionnement du réseau collectif d'irrigation**

VI.1 Découpage du périmètre en îlots d'irrigation .....	61
VI.2 Modalités de distribution .....	61
VI.2.1 L'irrigation à la demande .....	61
VI.2.2 L'irrigation au tour d'eau .....	61
VI.2.3 Tour d'arrosage à la borne .....	62
VI.2.4 Tour d'arrosage à l'antenne .....	62
VI.3 Principe de tracé .....	62
VI.4 Matériaux de construction des canalisations .....	62
VI.5 Optimisation des diamètres des canalisations du réseau collectif de distribution .....	63
VI.5.1 Calcul Des Diamètres .....	63
VI.5.2 La vitesse admissible .....	63
VI.5.3 Calcul des pertes de charges .....	63
VI.6 Les équipements du réseau de distribution .....	68
VI.6.1 les équipements de contrôle des conduites .....	68
VI.6.1.1 Les vanne .....	68
VI.6.1.2 Les ventouses .....	68
VI.6.1.3 vidange .....	68
VI.6.1.4 Les borne d'irrigation .....	68
VI.6.1.5 Soupapes de décharge anti-bélier .....	69

# SOMMAIRE

VI.6.2 Schémas des différents équipements .....	69
<b>Chapitre VII : Projection d'un système d'irrigation</b>	
VII.1 Choix de la technique d'irrigation convenable .....	70
VII.2 Mode d'arrosage .....	70
VII.2.1 Définition .....	70
VII.3 Avantages et inconvénients de la micro-irrigation .....	71
VII.3.1 Avantages .....	71
VII.3.2 Inconvénients .....	72
VII.4 Composition d'une installation d'irrigation localisée .....	72
VII.4.1 point de fourniture d'eau .....	72
VII.4.2 L'unité de tête .....	72
VII.4.3 la conduite principale .....	73
VII.4.4 portes rampes .....	73
VII.4.5 les rampe .....	73
VII.4.6 Les goutteurs .....	73
VII.4.7 les distributeurs .....	73
VII.5 Calcul les paramètres du réseau d'irrigation localisée .....	73
VII.5.1 Données générales .....	73
VII.5.2 La dose nette .....	74
VII.5.3 Besoins d'irrigation brute $B_{brut}$ .....	74
VII.5.4 Dose brute .....	74
VII.5.5 Fréquence d'arrosage .....	74
VII.5.6 La durée d'arrosage .....	75
VII.5.7 Durée d'arrosage journalière .....	75
VII.5.8 Nombre de poste .....	75
VII.5.9 Surface de la parcelle .....	75
VII.5.10 Le nombre des rampes .....	75

# SOMMAIRE

VII.5.10.1 Le nombre des plantes par rampe .....	75
VII.5.10.2 Nombre des goutteurs par rampe .....	75
VII.5.11 Débit de la rampe .....	76
VI.5.12 Débit de la porte rampe .....	76
VII.6 Calcul hydraulique .....	76
VII.6.1 Calcul de diamètre des rampes et portes rampes .....	76
VII.6.1.1 Diamètres des rampes .....	76
VII.6.1.2 Diamètres des portes rampes .....	77
VII.7 Calcul de la canalisation principale .....	78
VII.7.1 Calcul de la pression en tête de la parcelle .....	78
VII.8 Gestion et maintenance d'un réseau de micro irrigation .....	78
<b>Chapitre VIII : Organisation de chantier</b>	
VIII.1 Calcul des volumes des travaux .....	80
VIII.1.1 Calcul des volumes des travaux de la station de pompage .....	80
VIII.1.2 Calcul des volumes des travaux des réservoirs .....	81
VIII.1.2.1 Calcul du volume des déblais .....	82
VIII.1.2.2 Calcul du volume du tout venant .....	82
VIII.1.2.3 Calcul du volume de béton de propreté .....	82
VIII.1.2.4 Calcul du volume du béton armé .....	83
VIII.1.2.5 Calcul du volume du remblai compacté .....	85
VIII.1.2.6 Calcul du volume de la maçonnerie .....	85
VIII.1.3 Calcul des volumes des travaux de l'adduction .....	86
VIII.2 Les engins adaptés aux usages envisagés .....	88
VIII.2.1 Dozer .....	88
VIII.2.2 Le chargeur .....	88
VIII.2.3 Pelle hydraulique .....	89
VIII.2.4 Les engins de compactage .....	90
VIII.2.5 La niveleuse .....	91

# SOMMAIRE

VIII.2.5.1 Utilisation des niveleuses .....	91
Conclusion générale	
Bibliographie	
Annexes	

# LISTE DES TABLEAU

## Chapitre I : Situation et climat

Tableau I.1 : température mensuelles et annuelles de CHLEF .....	3
Tableau I.2 : Série pluviométrique (station d'Ain Lello), (1980-2010) .....	4
Tableau I.3: précipitation moyennes mensuelles (mm) période (1980-2010) .....	4
Tableau II.4 : les moyennes mensuelles des vitesses de vent (m/s) .....	5
Tableau I.5 : nombre des jours de siroco .....	5
Tableau I.6 :L'humidité relative de l'air en (%) .....	5
Tableau I.7 : évaporation moyenne mensuelles (mm) .....	6
Tableau I.8 : insolation moyenne mensuelle en heure (h) .....	6
Tableau I.9 : Classification du climat selon MARTON .....	7

## Chapitre II : Ressource en eau et en sol

Tableau II.1 : Caractéristiques techniques de petit barrage de HARCHOUN .....	16
Tableau II.2 : Résultats des analyses de l'eau de la retenue .....	17

## Chapitre III : Hydrologie

Tableau III.1 : Les caractéristiques de la station de Ain lellou .....	21
Tableau III.2 : Répartition des pluies moyennes mensuelles et annuelles .....	22
Tableau III.3 : Test d'homogénéité de la station de AIN LELLOU .....	24
Tableau III.4 : Ajustement a la loi normale .....	26
Tableau III.5 : Ajustement a la loi log-Normale .....	28
Tableau III.6 : Précipitations mensuelles moyenne .....	31
Tableau III.7 : précipitation moyenne mensuelle de l'année de calcule .....	31

## Chapitre IV : Besoin en eau du périmètre

Tableau IV.1:Evapotranspiration de référence selon la méthode Penman&Monteith .....	35
Tableau IV.2: Les précipitations efficaces dans les zones de projet .....	36
Tableau IV.3 : Représentation des assolements choisis .....	38
Tableau IV.4 : Calcul des réserves facilement utilisables (RFU) .....	39
Suite de tableau IV.4: Calcul des réserves facilement utilisables (RFU) .....	40

# LISTE DES TABLEAU

Tableau IV.5: Calcul des besoins nette et brute .....	41
Suite de tableau IV.5 : Calcul des besoins nette et brute .....	42

## Chapitre V : station de Pompage & réservoir

Tableau V.1: Coefficients K', m, B pour différents types du tuyau .....	46
Tableau V.2: Variation des HMT en fonction du diamètre .....	50
Tableau V.3: Variantes pour le choix du nombre de pompes .....	51
Tableau V.4: Variation du coefficient K en fonction de la puissance P .....	53
Tableau V.5: les dimensions des équipements amont installés .....	54
Tableau V.6: les dimensions des équipements aval installé .....	55

## Chapitre VI : dimensionnement du réseau collectif d'irrigation

Tableau VI.1 : Calcul des débits et des pressions de la borne .....	65
Tableau VI.2 : Calcul hydraulique du réseau collectif de distribution .....	66
Tableau VI.3 : diamètre des ventouses adapte à la canalisation .....	68

## Chapitre VII : Projection d'un système d'irrigation

Tableau VII.1 : Les caractéristiques de la rampe .....	77
Tableau VII.2 : Les caractéristiques de la porte rampe .....	77

## Chapitre VIII : Organisation de chantier

Tableau VIII.1 : Volume des travaux de la station pompage .....	81
Tableau VIII.2 : Calcul du volume du béton armé du réservoir de 1000 m <sup>3</sup> .....	83
Tableau VIII.3 : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre .....	84
Tableau VIII.4 : Volumes de travaux du réservoir 1000 m <sup>3</sup> .....	86
Tableau VIII.5 : Calcul du volume des travaux. ....	87
Tableau VIII.6: les prix des conduites et cout de travaux de pose .....	88
Tableau VIII.7: les engins utilisé .....	88

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre I :

Figure I.1 : extrait de la carte de la zone de moyen Cheliff .....	2
Figure I.2 : Diagramme bioclimatique d'EMBERGER .....	8

## Chapitre II :

Figure II.1 : Carte géologique du Moyen-Chélif d'après Scet-Agri (1985) .....	13
Figure II.2: Diagramme de classification des eaux d'irrigation .....	18

## Chapitre III :

Figure III.1 : Ajustement a la loi Normale .....	27
Figure III.2 : Ajustement a la loi de log-normale .....	29

## Chapitre V :

Figure V.1 : Schéma indicatif de l'équipement en amont de la pompe .....	53
Figure V.2 : Schéma indicatif de l'équipement aval de la pompe .....	54
Figure V.3: clapet anti-retour .....	55
Figure V.4: Robinet vanne .....	55

## Chapitre VI:

Figure VI.1 : Représentation de réseau de distribution .....	67
Figure VI.2: Les vannes de sectionnement .....	69
Figure VI.3: Ventouse .....	69
Figure VI.4: borne d'irrigation .....	69

## Chapitre VIII:

Figure VIII.1 : Bulldozer. ....	89
Figure VIII.2 : chargeur .....	89
Figure VIII.3 : pelle hydraulique .....	90
Figure VIII.4 : Compacteur à cylindre et pneu .....	90
Figure VIII.5 : Compacteur a cylindre .....	90
Figure VIII.6 : niveleuse .....	91

## INTRODUCTION GENERALE :

L'eau est une ressource essentielle à la vie. Elle fait l'objet d'utilisations très diverses par l'homme, indispensable dans la production agricole, d'énergie et d'industrie.

Fragile et limitée, la ressource en eau est de plus en plus menacée par les conséquences des activités humaines. Le nombre croissant d'utilisateurs oblige aujourd'hui à gérer cette ressource de manière intégrée et efficace parce que l'eau peut être rare à certains endroits, comme les zones arides et semi-arides, ou tout simplement d'une qualité médiocre à d'autres endroits, dans une perspective de long terme, et, ainsi, à trouver des solutions innovantes pour répondre à la demande.

Le périmètre HARCHOUN est une région essentiellement agricole ; les cultures céréales, et l'exploitation forestière représentent les principales ressources agricoles.

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

Dans l'objectif de cette optique, la maîtrise de la technologie des réseaux d'irrigation sous pression et son évolution dans le temps ainsi que les deux modes de distribution à la parcelle l'aspersion et ce qu'on appelle la micro irrigation s'avère impérative.

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

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

Ce travail commence par la présentation de la zone d'étude, ressources en sol et des ressources hydriques, pour obtenir des informations sur le site de périmètre et données climatique qui sont utilisés dans l'étude hydrologique, cette dernière permet de déterminer les caractéristiques des pluies de fréquences données afin d'utiliser ces résultats pour calculer les besoins en eau.

Par suite, nous allons dimensionner des différents ouvrages de transfert (adduction gravitaire, conduite de refoulement et station de pompage), de stockage (bâche de reprise) et distribution (réservoir) et on a étudié la projection et dimensionnement du réseau collectif ramifié d'irrigation sous pression ainsi que l'ensemble des ouvrages y afférent (bornes d'irrigation ...), et comme dans tous les projets de fin d'étude on a calculé une estimation du coût de revient.

**Chapitre : I**

**Situation**

**Et**

**Climat**

## I.1 Présentation générale de périmètre de moyen Cheliff :

La plaine du moyen Cheliff est située à l'ouest de la capital environ **175 Km**, entre méridien de Greenwich de : **1°06'** et **1°42'** de longitude EST et **36°14'** de latitude NORD avec une surface totale de **21600 HA**. Le périmètre du Moyen Cheliff (P.M.C) s'étend entre l'oued TIKEZAL (El-Attaf ;w Ain Defla) et de barrage de Boukadir (w-Ech Chleff). Sur une longueur de **60Km** (Est-ouest) et de largeur (Nord-sud) de **10 Km** environ. Il se compose de deux plaines nettement séparé par la zone de collines et le seuil d'Oum-drou :

1. la plaine d'Oued Fodda ; qui s'étend entre le village d'El-Attaf et le seuil d'Oum Drou. représente une **S.A.U** irrigable d'environ **4539 HA**; constituée de sols de vallée d'Oued Fodda et des alluvions rive gauche de Oued Cheliff.
2. la plaine d'Ech-Chleff comprise entre les seuils d'Oum-Drou et de Boukadir représente une **S.A.U** irrigable d'environ **16 435 HA**.

Le bassin du Cheliff se caractérise par une insuffisance ou une mauvaise répartition des pluies (une pluviométrie moyenne de 350mm), une insolation forte avec des déviations de températures importantes (envirant 40°C); un abaissement thermique accentué en hiver à quelques degrés au dessous de "Zéro", enfin par des Oueds secs ou forts torrentiels.

Néanmoins les terres des plaines chélifiennes, formées d'alluvions profondes sont fertiles quand elles sont suffisamment arrosées et bien drainées.

Périodiquement, la vallée du Cheliff est soumise à des séries d'années sèches ou d'années humides, et la sécheresse du climat est le principal obstacle au développement de l'agriculture, bien que plus d'un milliard de mètres cubes d'eau s'écoulent à la mer par année.

## I.2 situation géographique :

La région faisant l'objet de notre étude fait partie de périmètre de moyen Cheliff, qui située dans la commune de Harchoun à l'est de wilaya de CHLEF. Le périmètre d'irrigation de HARCHOUN se développe en deux rives : rive gauche et rive droite de l'oued HARCHOUN sur une superficie qui dépasse 1000 ha. Ce périmètre est limité par :

- A l'est par : Oued BOUHADJEM et Oued ABADEL.
- A l'Ouest par : Oued GHASSOUL, EL HOUAMID.
- Au Nord par : Le chemin de wilaya n°132.
- Au sud par : Oued ZEBOUDJ.

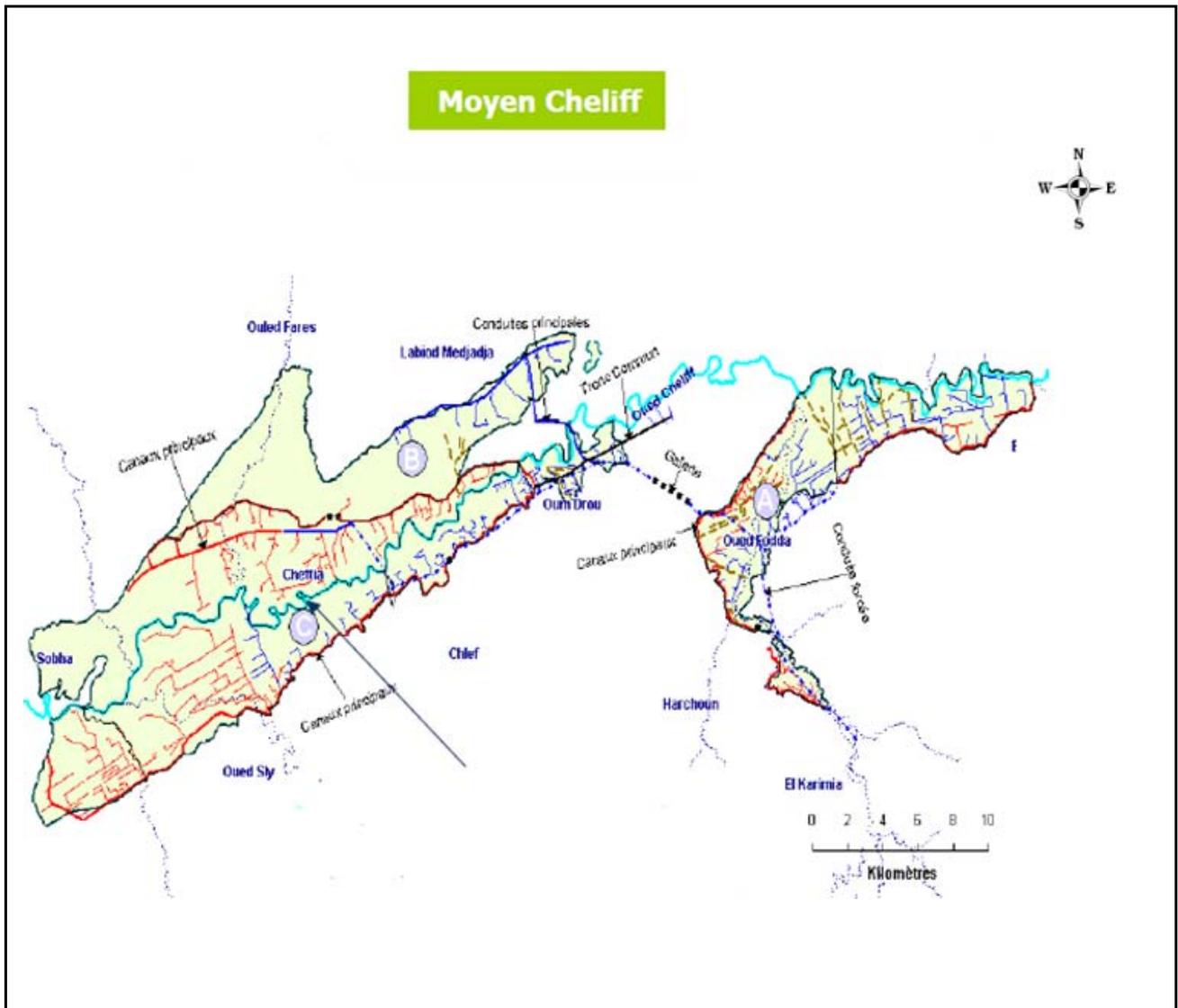
### I.2.1 Délimitation de la zone d'étude :

Le site de notre zone d'étude est situé à **2 km** en aval du petit barrage sur la rive gauche de l'Oued HARCHOUN sur une superficie de 260 ha, dans les coordonnées Lambert est :

- Amont : X=391,5 et Y=311,80
- Aval : X=391,2 et Y=313,80

Ce site est limité :

- Au Nord par : le chemin de la wilaya 140.
- A l'est par : l'Oued HARCHOUN.
- A l'Ouest par : chaabet Bouhedjem.
- Au Sud par : Oued Zeboudj.



**Figure I.1** : extrait de la carte de la zone de moyen Cheliff.

### I.3 Climatologie :

Le climat est un facteur primordial qui conditionne la vie végétale ainsi que la production agricole. Cette partie d'étude regroupe la relation entre les paramètres climatologiques tel que : précipitation, température, vent, humidité, degrés d'insolation influent sur les cultures envisagées dans leur cycle végétatif et sur leurs besoins en eau.

#### I.3.1 Température :

Les plaines du Cheliff ont un climat de type **continental**, malgré la proximité de la mer. C'est un climat marqué par des étés chauds et sec, aux hivers assez froids, tempéré et pluvieux, un printemps assez long et un automne très bref.

Les résultats des mesures sont mentionnés dans le tableau I.1

**Tableau I.1** : température mensuelles et annuelles de CHLEF (°c) ;(période: 1987/2009)

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	JUI	JUL	A	Moyen annuel
<b>T°</b>													
<b>Max</b>	32.5	26.8	20.2	16.4	15.9	17.6	20.9	23.3	28.2	34	37.8	37.6	25.9
<b>Min</b>	19.4	15.6	10.2	7.2	5.6	6.6	8.5	10.3	14.4	18.8	21.9	22.5	13.5
<b>Moy</b>	25.5	20.6	14.7	11.7	10.5	11.5	14.3	16.4	21.1	26.3	29.6	29.8	19.3

Source : Station météorologique de CHLEF.

La moyenne annuelle des températures s'élève à **19.3 °c**, mais on observe un écart très important entre la saison d'hiver et la saison d'été.

#### I.3.2 Précipitations :

La pluviométrie est d'un régime variable et irrégulier suivant les mois et les années sachant que les pluies moyennes interannuelles sont de l'ordre de **300 mm**.

**Tableau I.2 :** Série pluviométrique (station d'Ain Lello), (1980-2010) ANRH. Blida

mois année	Sep	oct.	nov.	des	jan	fév.	mars	avril	mai	juin	Juill.	aout	p annuelle
80-81	0,7	10,6	0	57,6	63,5	142,3	29,3	28,4	38,6	3,4	0,3	0,3	<b>375</b>
81-82	0	86,6	148,9	51,4	0	56,7	24	0,1	1,3	0	0	0	<b>369</b>
82-83	0	0,3	72,6	41,7	97,7	60,3	34	62,4	104,4	22,3	0	0	<b>495,7</b>
83-84	1,8	6,8	30,9	36,5	69,2	47,6	74,9	0	64,4	0	0	0	<b>332,1</b>
84-85	1,4	32,7	44,1	59,8	47,8	72,6	40,7	5,9	0,4	4	0,9	0,7	<b>311</b>
85-86	0	56,1	30	74,3	91,6	220,4	10,4	6,4	23,9	7	1,1	0	<b>520,9</b>
86-87	26	31,4	103,1	23,5	81,2	19,8	39,9	38,9	54,8	30,9	0	0	<b>449,1</b>
87-88	7,2	52,5	21,4	85,8	7,9	30	82,1	33,6	9,4	33,4	10,8	25	<b>399,1</b>
88-89	9,8	25,3	43,1	20,6	36,7	0	43,1	53,4	24,9	16,1	4,1	0,7	<b>277,8</b>
89-90	6,2	29,7	40,6	74,9	82,4	41,3	104,2	23,8	4,9	13,3	0	9,2	<b>430,5</b>
90-91	6,6	22,5	16,5	6,9	143,8	26,8	76,2	17,2	23	13,7	3,1	0	<b>356,3</b>
91-92	0	16,4	21,1	41,9	6,7	50,7	22	77,2	13,5	0	0	2,1	<b>251,6</b>
92-93	12,4	20,3	27,3	27,5	34,9	80,6	1	22,4	5,5	0	0	0	<b>231,9</b>
93-94	90	15,3	19,8	27,5	94,6	21,4	38,1	12,2	23	0,3	0	0	<b>342,2</b>
94-95	43,3	33	44,2	15,6	59	93	93,2	67,4	0	4	13,6	0	<b>466,3</b>
95-96	27	17	42,5	44	72,9	118,5	74,2	45,2	26,2	5,5	1	12,2	<b>486,2</b>
96-97	32	24,7	151,9	119	24,5	16,5	11,1	44,7	102,5	0	0	1,8	<b>528,7</b>
97-98	38	16,5	13,5	25,5	77,3	62	77	5,5	3,5	0,8	0	0	<b>319,6</b>
98-99	35,7	14,9	51,9	124,5	6,2	0	17,5	21	7,4	0	0	0	<b>279</b>
99-00	15,8	70,8	84	33,5	90,5	26	1,5	32,5	16	0	0	0	<b>370,3</b>
00-01	20,5	9	126	30,5	23	7	50	57,5	32	1	0	4	<b>360,5</b>
01-02	5	29,8	43,9	61,2	89,8	121,5	6,5	63,2	17,8	0	0	8,2	<b>446,9</b>
02-03	3,5	19,1	63,5	71,8	24,2	46,5	7,1	41,7	60,1	10,6	1,6	0	<b>349,7</b>
03-04	22,1	42	48,9	87,8	11,8	59,4	46,3	4,6	1,4	0	0	0	<b>324,3</b>
04-05	15,2	27,6	67	74,3	100,3	133,9	48,7	11,6	164,3	5,7	0	0	<b>648,6</b>
05-06	14,3	2,2	1,4	87,8	39,3	99,4	103,3	102,1	19,1	0	0	0,5	<b>469,4</b>
06-07	40,3	59,7	85,5	24,7	27,3	36,9	71,1	21,9	81,7	3	8,2	0	<b>460,3</b>
07-08	28,8	89,2	125,3	62,6	112,8	31,7	58,8	78,4	17	7,6	2,4	0,8	<b>615,4</b>
08-09	54,3	24,7	54,5	73	111	63,1	77,1	27,1	16	4	0	20,6	<b>525,4</b>
09-10	12,7	97,9	159,3	75,6	93,3	59,9	32,3	24,4	63,7	16,8	1,2	0	<b>637,1</b>

**Tableau I.3:** précipitation moyennes mensuelles (mm) période (1980-2010)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	JUI	JUL	A	Ann.
p(mm)	19	32,8	59,4	54,7	60,7	61,5	46,5	34,4	34	6,8	1,6	2,9	414,3

Après l'analyse des ces données on remarque la majeure partie des précipitations étant concentrés sur la période de « Novembre – Avril ».

Les pluies en Juin ; Juillet et Aout sont négligeables

### I.3.3 Le vent :

Il s'agit d'un facteur important aussi bien sur plan agronomique que le point de vue de l'aménagiste puisque il consiste élément déterminant dans le choix de type d'irrigation (aspersion ou gravitaire) aussi que dans l'élaboration du système de protection des périmètres (réseau de brise-vents). Les vitesses moyennes mensuelles sont représentées dans le tableau I.4.

**Tableau I.4** : les moyennes mensuelles des vitesses de vent (m/s)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	JUI	JUL	A
V (m/s)	2.8	2.3	2.2	2.4	2.1	2.3	2.7	3.0	3.1	3.2	2.9	2.5

Source : Station météorologique de CHLEF.

Une analyse des valeurs moyennes observées montre une stabilité des vitesses tout au long de l'année.

### I.3.4 Nombre de jours du siroco :

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

**Tableau I.5** : nombre des jours de siroco.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	JUI	JUL	A	total
Nombre Des jours	1	0	0	0	0	0	0	1	1	2	3	4	12

Source : Station météorologique de CHLEF.

### I.3.5 L'humidité relative de l'air :

Il s'agit d'un élément important du cycle hydrologique contrôlant entre autre l'évaporation du sol et de couverture végétale. Les résultats sont présentés dans le tableau I.6.

**Tableau I.6** :L'humidité relative de l'air en (%)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	JUI	JUL	A	moyenne
%	50.5	60	72	75.8	75.5	72.6	65	57	52.4	44.7	37.9	41	<b>58.7</b>

Source : Station météorologique de CHLEF.

L'analyse de tableau (I.6) montre une bonne homogénéité sur cette zone ainsi que l'importance des variations d'amplitude liées aux phénomènes thermiques aussi bien d'un point de vue mensuel (Variation d'amplitude de **38 %** entre le mois le plus humide et le mois le plus sec).

### I.3.6 Evaporation :

L'évaporation est connue quotidiennement le plus souvent par des mesures effectuées sur des bacs ici le bac enterrée de 1 m<sup>2</sup> de surface dit « **bac Colorado** » .

Les résultats des mesures sont représentés dans le tableau I.7

**Tableau I.7** : évaporation moyenne mensuelles (mm)

Mois station	S	O	N	D	J	F	M	A	M	JUI	JUL	A	Total annuel
<b>Chleff</b>	138	86	41	28	29	45	85	116	161	190	212	194	<b>1325</b>

Source : Station météorologique de CHLEF.

Une analyse plus fine des mécanismes d'évaporation montre la répartition journalière diverse bien distincte.

- Les  $\frac{3}{4}$  de l'eau s'évapore entre 7 h et 18h.
- Le maximum est généralement atteint 2 à 3h après que le soleil soit passé au Zénith.

### I.3.7 Insolation :

Le nombre d'heures d'ensoleillement dans la région est élevé ; Ce paramètre climatique est observé à la station météorologique de CHLEF et illustré par le tableau **I.8**.

**Tableau I.8** : insolation moyenne mensuelle en heure (h).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	JUI	JUL	A	total
<b>Heurs d'insolation</b>	8.9	7.4	6.1	5.2	5.7	6.8	7.5	8.5	9.5	10.2	11	10.6	<b>97.4</b>

Source : Station météorologique de CHLEF.

Ce phénomène est très important de Juin à Aout : il dépasse **10 heures/jour**.

### I.4 Classification du climat :

#### I.4.1 Classification du climat selon l'indice de MARTON :

L'indice d'aridité ou MARTON, est un paramètre qui permet la classification du climat, afin de nous renseigner sur l'indispensabilité de l'irrigation par rapport au climat (voir tableau **I.9**).

L'indice d'aridité est donné par l'expression suivante :

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

Avec :

- ❖  $I_A$  : Indice de MARTON
- ❖ P : Précipitation annuelle moyenne de la région en (mm/an).
- ❖ T : Température moyenne annuelle en (°C).

**Tableau I.9** : Classification du climat selon MARTON

VALEURS I <sub>A</sub>	TYPE DE CLIMAT	IRRIGATION
I < 5	Désertique	Indispensable
5 < I < 10	Très sec	Indispensable
10 < I < 20	Sec	Souvent Indispensable
20 < I < 30	Relativement humide	Parfois utile
I > 30	Humide	Inutile

Pour : P = 414,3mm/an

T = 19,3 °c

On aura : 
$$I = \frac{414,3}{19,3 + 10} \approx 3,5$$

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

#### I.4.2 Classification du climat selon diagramme d'EMBERGER :

La technique est fondée sur un diagramme dressé par Mr EMBERGER (**figure I.2**) qui nous renseigne sur le climat, ainsi que le type d'Hiver ; dominants d'une région.

Pour cela; nous avons calculé, par l'expression au dessous, le quotient de EMBERGER, que nous avons projeté sur le Diagramme Bioclimatique.

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

Tel que :

- ❖ P : Précipitation moyenne annuelle de la région en (mm)
- ❖ M : Température moyenne maximale du mois le plus chaud en (K°)
- ❖ m : Température moyenne minimale du mois le plus froid en (K°)

Pour :

P = 414,3mm

M = 37,8°c

m = 5,6°c

On aura : 
$$Q = \frac{2 * 1000 * 414,3}{(37,8 + 273)^2 - (5,6 + 273)^2} \approx 43.66$$

D'après le diagramme Bioclimatique, le périmètre du moyen Cheliff jouit d'un climat **Semi-aride.**

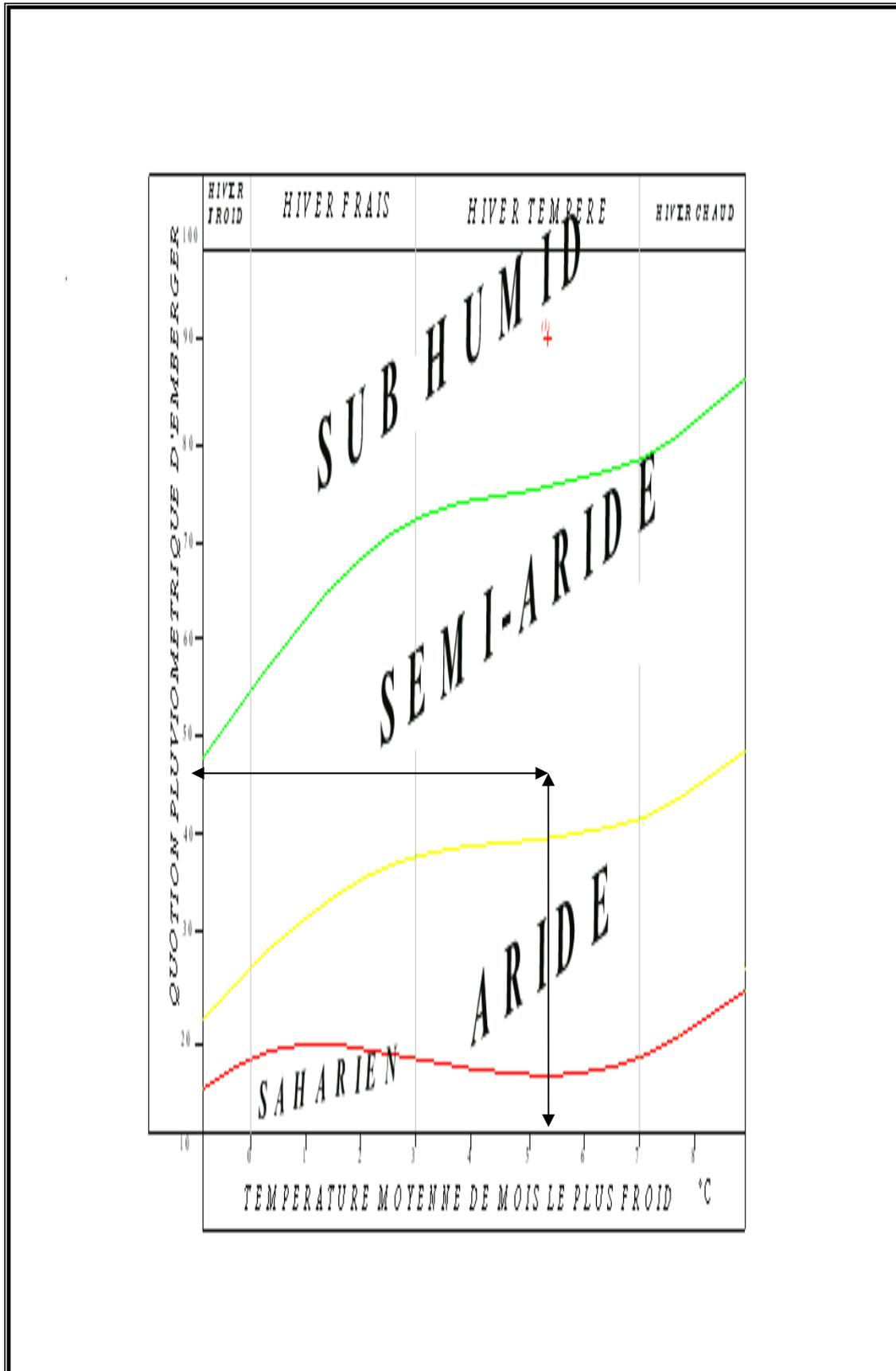


Figure I.2 : Diagramme bioclimatique d'EMBERGER

D'après l'étude de situation et de climat nous pouvons conclure que notre zone d'étude se caractérise par :

- ❖ Le climat est typiquement méditerranéen avec des Etés chauds et secs et des Hivers frais et pluvieux.
- ❖ La répartition des précipitations au cours de l'année est caractérisées par :
  - Une période pluvieuse allant du mois d'Octobre jusqu'au mois d'Avril.
  - Une période sèche allant du mois de Mai jusqu'au mois de Septembre.
- ❖ La durée pendant laquelle souffle le siroco est Juillet – Aout.
- ❖ Une évaporation intense.

Le climat représente par conséquent un facteur très important au développement de l'agriculture dans notre zone d'étude, qui confirme la nécessité de l'irrigation pour satisfaire les besoins en eau des cultures.

**Chapitre : II**

**Ressource**

**en eau**

**et en sol**

## II.1 Les ressources en sol :

Au sein du périmètre hydraulique de Moyen Cheliff nous avons retenu sept (07) **Zones Homogènes** plus une zone regroupée les surfaces à exclure des aménagements hydrauliques.

Ces Sept zones ont été définies à partir des quatre (4) critères fondamentaux de Texture, Tirsification, Salinité et Teneur en Calcaire actif, dont nous avons vu qu'ils constituaient les contraintes majeures rencontrées sur le périmètre.

Les notions de texture et Tirsification se recoupent partiellement dans la mesure où les sols tirsifiés sont toujours de texture fine. Il nous a paru important de distinguer les alluvions Argileuses, des alluvions de texture équilibrée qui présentent des caractéristiques agronomiques bien différentes.

### **Zone 1 : Alluvions récentes profondes non salées, de texture équilibrée.**

Ces alluvions s'observent le long des principaux Oueds (Cheliff ; Sly ; Fodda) dans cette zone homogène les sols sont toujours profonds. La texture est de type Limono-argileuse à Argilo- limoneux ; ces sols présentent une bonne perméabilité ( $k$  de l'ordre de 3 cm/h). Ils ne sont par ailleurs jamais salés, les conductivités électriques sont toujours inférieures à 2mmhos/cm en surface.

Les caractéristiques pédologiques et hydrodynamiques de cette zone homogène lui confèrent d'excellentes aptitudes agronomiques.

### **Zone 2 : Alluvions récentes de texture fine, légèrement salées et tirsifiées.**

Cette zone est la plus importante elle occupe de vastes surfaces dans la plaine d'Ech-Cheliff principalement. Sa caractéristique majeure est la texture fine ; souvent dès la surface qui induit une faible perméabilité ( $K$  de l'ordre de 1cm/h).

Ces terres sont profondes et possèdent des réserves hydriques et minérales importantes mais ne pourront pas toujours être bien exploitées par les cultures. Il conviendra de se méfier des risques d'asphyxie fréquents en sols lourds, asphyxie par accumulation d'eau en surface, entraînant des problèmes de germination. Asphyxie du réseau racinaire qui aura du mal à se développer dans les horizons compacts. La conductivité électrique toutefois ne dépassant pas 4mmhos/cm en surface.

Bien que moins favorable que la zone 1, et pour garantir les meilleurs résultats, on cherchera à améliorer la perméabilité de surface par des façons culturales appropriées et surtout un grand respect de l'état d'humidité de sol, et par limitation des excès d'eau dans le cas d'irrigation. Moyennant ces précautions indispensables, cultures légumières, céréalières et maraîchères pourront y être pratiquées.

### **Zone 3 : Alluvions récentes et anciennes fortement tirsifiées.**

Cette zone répartie sur l'ensemble du périmètre, surtout représentée sur les alluvions récentes en position légèrement dépressionnaire où mal drainée; cette zone de sols fortement tirsifiés est uniformément caractérisée par des textures très fines (plus de 40% d'argile), et de perméabilité très faible (inférieure à 1cm/h). Ces sols compacts présentent actuellement une

conductivité électrique inférieure à 4 mmhos/cm en surface; donc il sont peut salés mais leur texture fine les rendent particulièrement sensibles à la qualité des eaux d'irrigation .

Cette zone doit être réservée aux cultures adaptées aux sols lourds (riz ; orge ou blé pour les céréales, vesce-avoine pour les fourrages, et pour les maraîchères sont nombreuses : choux, pastèque . . .), l'arboriculture est déconseillée dans cette zone. Les irrigations devront être suivies de près afin de supprimer tous les apports d'eaux excessifs (l'aspersion est conseillée).

#### **Zone 4 : Alluvions salées.**

Dans ces secteurs, la conductivité électrique est supérieure à 4 mmhos/cm à la surface, elle croit toujours avec la profondeur. La texture est équilibrée sauf dans la plaine de Bir-Saf-Saf ou elle est fine.

On a trois secteurs bien délimités géographiquement, présentent des sols salés :

1. la zone de confluence des Oueds Sly et Cheliff.
2. le piémont Nord-ouest de la plaine d'Ech-Chleff (bled Essaoula).
3. un petit secteur de la plaine de Bir-Saf-Saf.

Dans l'immédiat on n'y pratiquera que les cultures les mieux adaptées : Coton ; Sorgho fourrager; orge ; luzerne sur les terres les moins lourds ;...

#### **Zone 5 : Alluvions fortement salées et tirsifiés.**

Cette zone concerne exclusivement la plaine de Boukadir ou y trouve des sols très lourds (plus de 40% d'argile), fortement tirsifiés et présentant des conductivités supérieures à 7 mmhos/cm à la surface. En fait la seule culture qui aurait des chances raisonnables de se développer toute en permettant un relatif dessalage des terrains est le Riz. (Économiquement difficile).

#### **Zone 6 : Alluvions anciennes et sols piémont non tirsifiés.**

Ces alluvions sont situées exclusivement à la périphérie des plaines d'Ech-Cheliff, Ouled Farès et Oued Fodda ainsi que dans la plaine des Medjadjas.

Les sols de texture équilibrée à fine sont bien structurés et de ce fait présentent une très bonne perméabilité (K de l'ordre de 10 cm/h) .Ils ne sont en outre jamais salés. Cette zone supporte toutes les cultures adaptées aux conditions climatiques de la vallée du Cheliff.

#### **Zone 7 : Sols sur croûtes ou encroûtements calcaires.**

Cette zone est située assez haut dans le paysage et se trouve le plus souvent en limite d'étude. Les contraintes de cette zone sont d'abord d'ordre mécanique. Les croûtes calcaires sont souvent mêlées à des formations caillouteuses qui limitent les possibilités d'enracinement. Plus important est le risque de calcaire actif, source de chlorose, que l'on trouve avec les croûtes, encroûtements et Tufs calcaires. L'arboriculture devra être exclue des zones présentant une croûte ou un encroûtement à moins de 80 cm, de façon générale, cette zone devra donc être réservée aux céréales et fourrages

### **Zone 8 : Zone à exclure des aménagements.**

Il s'agit des zones Urbaines, des affleurements rocheux ou zones de pente très forte, mais également du lit majeure des principales rivières qui peut être exploité pendant une partie de l'année (maraîchage irrigué.....), mais ne peut faire partie d'un schéma d'aménagement en raison des risques d'inondation. ( LETIRG.H 2010).

## **II.2 Caractéristiques géologiques :**

### **II.2.1 Géologie sommaire des bassins des affluents de l'oued Cheliff :**

Les caractères géologique des bassins versants des affluent rive droit et rive gauche de l'Oued Cheliff sont dissemblables car résultant d'une histoire géologique différente :

**Au sud** : les bassin versants sont situés dans le massif de l' Ouarsenis qui appartient au domaine des nappes Telliennes dont la mise en place date du Miocène supérieur ; la structure du massif n'a pas changé de puis cette période. Les terrains qui le constituent sont datés du Trias (secondaire).

La partie haute des bassins versants est constituée par les formations du Crétacé : marne; macro-calcaires surtout, et calcaire de l'OUARSENIS.

Les nappes Telliennes se sont mises en place sur du train Gypseux qui affleure en quelques points sur quelques dizaines de Km<sup>2</sup>.

En conclusion : les bassins des Oueds affluents rive gauche sont constitués de matériaux tendres sensibles à l'érosion et produisant des matériaux fins facilement mis en suspension . La présence de traits gypseux est un élément favorable à la salure des eaux.

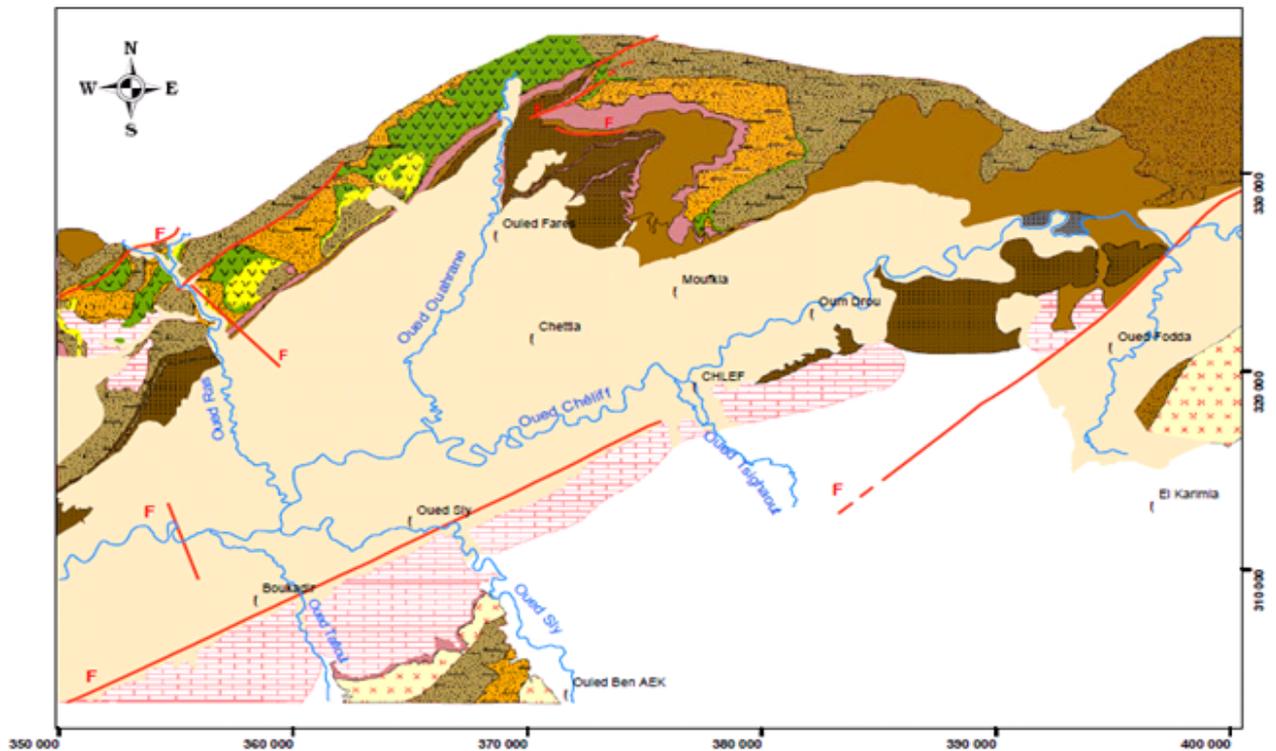
**Au nord** : au contraire, les monts DAHRA primitifs et l'OUARSENIS au cours de transgression venues du golfe d'ORAN ; la sédimentation est active dans le bassin à cause de la subsidence ; Ces dépôts se sont fortement plissés après le Miocène et la tectonique n'a pas cessé. Elle se manifeste encore de nos jours par une surélévation des monts DAHRA et une subsidence des bassins constituant la plaine du Cheliff.

Les formations du Miocène supérieur comportent des marnes gypseuses même du gypse massif, ce type de formation affleure surtout dans les bassins des oueds à l'Ouest et dans le bassin de l'oued OUAHRANE.

En conclusion : comme dans les bassins du sud, ceux des oueds affluents rive droit sont constitués de matériaux tendres sensibles à l'érosion car les grés fait que le charriage est plus important dans les oueds du Nord que du sud.

La aussi la présence de Marnes gypseuses et de gypse du Miocène supérieur est un élément favorable à la salure des eaux.

La aussi la présence de Marnes gypseuses et de gypse du Miocène supérieur est un élément favorable à la salure des eaux.



 quaternaire	<b>Quaternaire</b> (récent – ancien)	 Communes  Oued  Faille
 Grès à Hélix	<b>Pliocène Continental</b>	
 Grès Astiens	<b>Pliocène Marin</b> (Plaisancien – Astien)	
 Marnes		
 grès de base		
 Marnes à Gypse	<b>Miocène Supérieur</b> (Vindobonien)	
 Gypse massif		
 Marnes à Tripoli		
 Grès Grossier		
 Calcaires Recifaux Lithothamnium		
 Marnes		
 Marnes	<b>Miocène Inférieur</b> (Burdigalien)	
 Substratum Antimiocène		

Figure II.1 : Carte géologique du Moyen-Chélif d’après Scet-Agri (1985)

### II.2.2 Stratigraphie :(voir annexe)

Des plus anciens aux plus récents, les couches constituant le périmètre du Moyen Cheliff sont les suivantes :

1. Substratum Antémioène
2. Mioène Inférieur (burdigalien)
  - Marnes
  - Grès
3. Mioène supérieure
  - Marnes à gypse
  - Gypse massif
  - Marnes à tripoli
  - Grès grossier
  - Grès du gontas
  - Calcaires récifaux à lithamniun
  - Grès de base
4. Pliocène : on distingue le pliocène Marin et le Pliocène Continental.
  - 4-1 Pliocène Marin
    - Grès astiens
    - Marnes
    - Grès de base
  - 4-2 Pliocène Continental
    - Grès à Helix
    - Marnes
5. Quaternaire.

### **II .3 Caractéristiques hydrologiques :**

Le périmètre du Moyen Cheliff est drainé par un réseau Hydrographique bien marqué dont les ramifications principales sont constituées par les affluents marquants de l'oued Cheliff, on trouve :

#### **a. rive droite :**

- l'Oued BOUKALI
- l'Oued TARIA
- l'Oued HAMMAMA
- l'Oued OUAHRANE
- l'Oued RAS

**b. rive gauche :**

- l'Oued TIKEZALE
- l'Oued FODDA
- l'Oued TSISHAOUT
- l'Oued SLY

Les affluents de rive droite, issus des monts DAHRA, présentent des bassins versants de taille modeste et des débits nuls à l'étiage.

Les affluents de rive gauche ont des bassins versants beaucoup plus étendus, dont la partie supérieure formée par les reliefs montagneux de l'Ouarsenis.

Les deux oueds principaux (Fodda ; Sly), qui bénéficient d'un régime hydrologique favorable, ont fait l'objet d'aménagement en vue d'une mobilisation de leurs ressources en eau (barrages de régularisation interannuelle)

Outre ces affluents principaux, le périmètre du Moyen Cheliff est concerné par l'existence d'un très grand nombre de petits oueds, issus de reliefs de bordure. A leur entrée dans la plaine (ligne de rupture de pente) la plupart de ces oueds se désencrassent et abandonnent leur débit solide, donnant naissance à de véritables cônes de déjection Sablo- limoneuse.

Les eaux décantées s'écoulent alors, par un réseau de surface diffus et peu marqué en direction des thalwegs et des points bas de la plaine, où elles s'accumulent et provoquent des engorgements temporaires particulièrement néfastes aux cultures lorsque le modèle topographique le permet, ces eaux rejoignent les émissaires régressive et des creusements de lits d'oueds.

Dans les parties avals de la plaine, on peut observer alors des phénomènes d'érosion régressive et des creusements de lits d'oueds. (**LETIRG.H 2010**).

**II.4 Ressources en eau :**

Le principe ressource en eau destinée à l'irrigation de notre périmètre provient exclusivement des eaux stockées dans le petit barrage de HARCHOUN. Les caractéristiques techniques de se dernier est représentée dans le tableau II.1 :

**Tableau II.1** : Caractéristiques techniques de petit barrage de HARCHOUN.

HAUTEUR DE LA DIGUE	16,20 m
LONGUEUR DE LA DIGUE	270 m
SURFACE DE LA CUVETTE	27 ha
SUPERFICIE DU BASSIN VERSANT	63 km <sup>2</sup>
COTE NIVEAU NORMAL DES EAUX	117,19 m
COTE NIVEAU MAXIMAL DES EAUX	118,30 m
VOLUME TOTAL DE LA RETENUE	1587545 m <sup>3</sup>
VOLUME UTILE	985580 m <sup>3</sup>
SUPERFICIE IRRIGUER	230 ha
VOLUME MORT	601965 m <sup>3</sup>
VOLUME DE LA DIGUE	143971 m <sup>3</sup>

### II.5 Qualité des eaux d'irrigation :

Lorsqu'on veut réaliser notre projet, il faut que l'eau exploitée pour l'irrigation accomplisse certaines conditions qui garantissent le bon développement des plantes, et permet d'éviter les impacts négatifs sur la santé publique, l'environnement et le système d'irrigation. Parmi les caractéristiques physico-chimiques des eaux d'irrigation la salinité qui constitue l'aspect le plus important ; l'irrigation avec des eaux chargés en sel entraîne une accumulation de ses dernier dans la couche active de sol, qui peut provoquer des problèmes dans l'accroissance des plantes. La qualité de l'eau d'irrigation dépend des facteurs suivants :

- ❖ La concentration totale en sels dissous.
- ❖ Le rapport de Sodium par rapport aux autres cations.
- ❖ La présence de Bore et d'autres éléments toxiques.

Suivant l'analyse physico-chimique effectuée sur des échantillons prélevés, les caractéristiques de l'eau d'irrigation sont résumées dans le tableau **II.2** suivant :

**Tableau II.2** : Résultats des analyses de l'eau de la retenue

Paramètres	Symboles	Unité	Quantité mesurée
Sodium	Na <sup>+</sup>	mg.l <sup>-1</sup>	122
Magnésium	Mg	mg.l <sup>-1</sup>	52
Calcium	Ca <sup>++</sup>	mg.l <sup>-1</sup>	90
Potassium	K <sup>+</sup>	mg.l <sup>-1</sup>	15
Chlorure	Cl <sup>-</sup>	mg.l <sup>-1</sup>	147
Sulfate	SO <sub>4</sub> <sup>-</sup>	mg.l <sup>-1</sup>	165
Bicarbonate	HCO <sub>3</sub>	mg.l <sup>-1</sup>	431
Nitrate	NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	mg.l <sup>-1</sup>	2,9
PH			7,7
Conductivité électrique	CE	mmhos.cm <sup>-1</sup>	1,401

### II.5.1. Classification des eaux pour l'irrigation :

La classification des eaux d'irrigation est élaborée à l'aide du **Diagrammes de la classification des eaux d'irrigation** (voir figure II.2) de **U.S.S.L** (United States Salinity Laboratory) établi en **1954** qui est en fonction de la conductivité électrique (**CE**) et le rapport d'absorption du sodium (**SAR**) ; dans les norme suivantes :

#### II.5.1.1 la conductivité électrique :

On peut distinguer quatre classes de risque salin :

\*classe C<sub>1</sub> : C.E ≤ 0.25 mmhos/cm

\*classe C<sub>2</sub> : 0.25 < C.E < 0.75 mmhos/cm

\*classe C<sub>3</sub> : 0.75 < C.E < 2.25 mmhos/cm

\*classe C<sub>4</sub> : C.E ≥ 2.25 mmhos/cm

#### II.5.1.2 le SAR :

Quatre classes de risque alcalin peuvent être distinguées :

\*classe S<sub>1</sub> : SAR ≤ 10-----Risque faible.

\*classe S<sub>2</sub> : 10 < SAR < 18-----Risque moyen.

\*classe S<sub>3</sub> : 18 < SAR < 26-----Risque élevé.

\*classe S<sub>4</sub> : SAR ≥ 26-----Risque très élevé.

SAR est calculé par la formule suivante : 
$$S.A.R = \frac{Na^+}{\sqrt{\frac{Ca^{++} + Mg^{++}}{2}}}$$

Avec : Na<sup>+</sup>, Ca<sup>++</sup>, et Mg<sup>++</sup> en mg/l. On obtient : SAR = 14,48 → Classe S<sub>2</sub> → Risque moyen.

Et la conductivité électrique CE = 1.401 mmhos/cm → classe C<sub>3</sub>

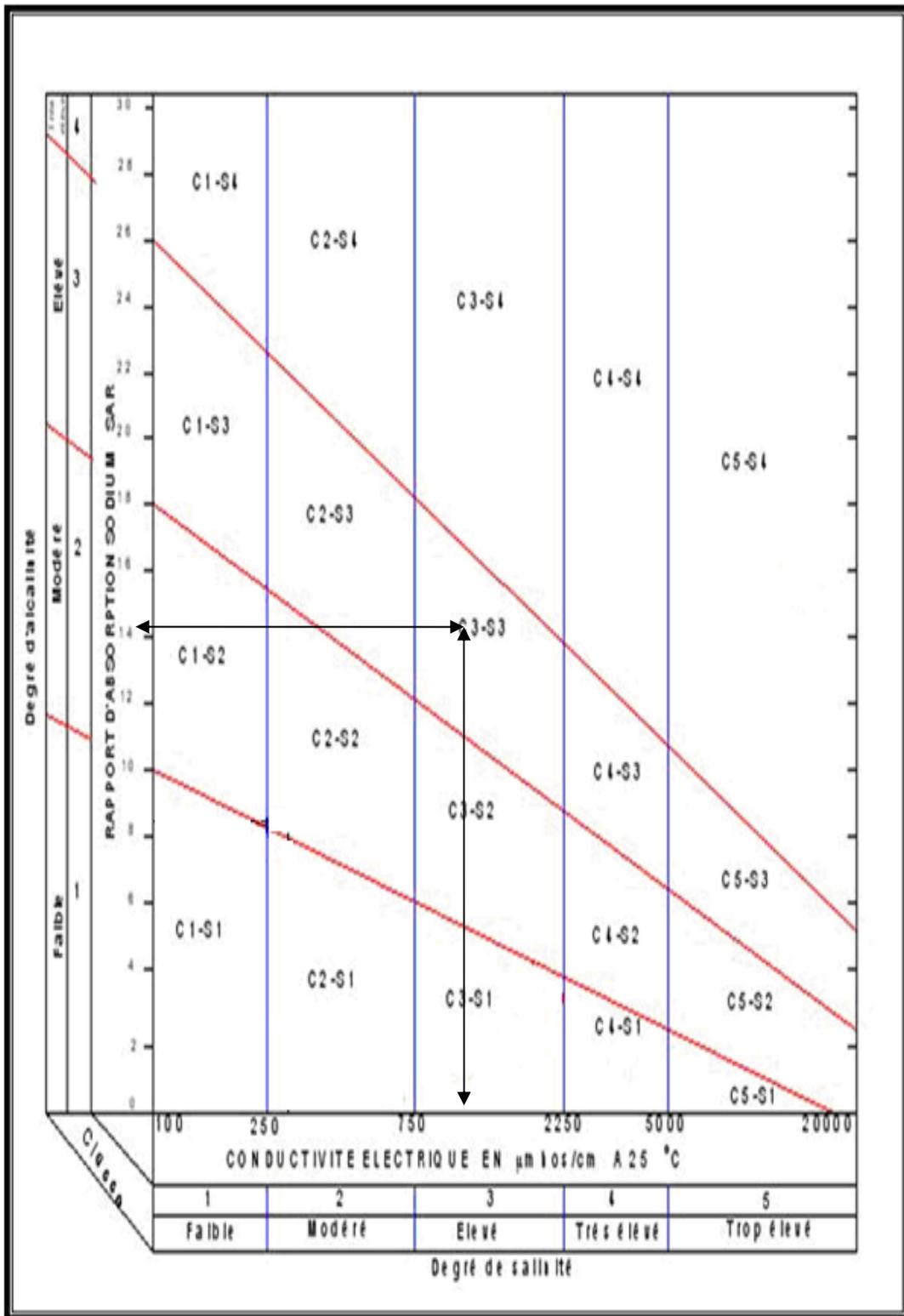


Figure II.2: Diagramme de classification des eaux d'irrigation.

## II.6 Besoins en eau de lessivage :

Afin d'éviter que la concentration de sel dans la solution du sol ne dépasse la limite de tolérance des cultures, il est nécessaire d'apporter, de façon intermittente, des volumes d'eau supplémentaires qui lessive le sel et qui réalisent, à long terme, un équilibre entre les quantités de sel entrant et sortant de la zone racinaire.

Ces volumes, appelés besoins de lessivage, dépendent :

- De la quantité et de la qualité chimique des eaux d'irrigation utilisées.
- la limite de tolérance des plantes aux sels.
- la nature du sol, caractérisée principalement pour sa texture.

Pour effectuer le calcul des besoins en eau de lessivage, nous avons calculé le bilan de salinité de sol qui suit :

Apports - Pertes =  $\Delta Ms$  (variation de la masse de sel dans le sol)

Apports:

- Apports par précipitations :  $Pe C_p$
- Apports par irrigation :  $Ir C_i$
- Apports par remontées capillaires :  $G C_g$
- Apports par dissolution :  $M_d$
- Apports par l'agriculture :  $Ma$

Pertes:

- Pertes par percolation :  $D C_d$
- Prélèvements par les végétaux :  $M_v$
- Adsorption ou précipitation :  $MP$

$$\Delta Ms = Pe C_p + Ir C_i + G C_g + M_d + Ma - D C_d - M_v - MP$$

Hypothèses fréquentes:

$$C_p=0 ; M_d=0 ; Ma=0 ; M_v=0 ; MP =0$$

$$\longrightarrow \Delta Ms = Ir C_i + G C_g - D C_d$$

Pour le cas d'une nappe profond

$$\Delta Ms = Ir C_i - D C_d \longrightarrow Ir C_i = D C_d \text{ (Pour prévenir une accumulation de sel, on doit avoir } \Delta Ms = 0)$$

Et en fin LR (la dose de lessivage) sera égale :

$$LR = \frac{\text{drainage sous la zone racinaire}}{\text{apport par irri (besoin des culture+le lessivage)}} = \frac{D}{Ir} = \frac{C_i}{C_s} = \frac{CE_i}{CE_s}$$

(CEs: Conductivité électrique de l'extrait de la patte saturée égale 3.5 mmoh/ cm, source DHW de CHLEF)

$$D \text{ ou } LR = \frac{1,401}{3,5} = 0,40 = 40 \% \quad ;$$

40% est une grande valeur par rapport à la disponibilité de l'eau et la salinité faible du sol c'est pour cela on va calculer LR avec la formule de RHOODS qui minimise le volume de drainage.. Cette formule s'écrit :

$$LR = CEi / (5CEs - CEi)$$

Où : LR représente le rapport entre le volume d'eau nécessaire au lessivage et l'apport total d'eau.

CEi : représente la conductivité électrique de l'eau d'irrigation.

CEs : représente la conductivité électrique limite tolérable par la plante pour une baisse de rendement donnée.

$$LR = 1,401 / (5 * 3,5 - 1,401) = 0,087 = 8,7\% \text{ ETM}$$

Le présent chapitre avait pour but de définir les ressources en sol et en eau disponibles dans notre zone d'étude.

Les évaluations effectuées dans ce cadre ont montré que le petit barrage de HARCHOUN est la seule source d'irrigation de notre périmètre avec un volume utile de 985580 m<sup>3</sup>.

Taux de salinité varié entre 1.2 < CE < 2 mmhos/cm convenable à l'irrigation, aptitudes bonnes à la majorité des cultures.

# **Chapitre : III**

# **Hydrologie**

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle de l'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, Les eaux souterraines, l'évaporation et l'évapotranspiration, les eaux souterraines. Des études hydrologiques sont indispensables pour toute mise en œuvre de projets hydroélectriques, de distribution d'eau, de protection contre les crues, d'assainissement, de drainage, d'irrigation, de barrage et de navigation fluviale.

Le présent chapitre a pour but de déterminer les caractéristiques des pluies de fréquence données, qui conditionnent l'étude de notre projet, l'étude porte sur : détermination de l'année de calcul, l'homogénéisation des séries pluviométriques et l'étude fréquentielle des séries pluviométriques par des lois statistiques.

### III.1 Le réseau pluviométrique :

Pour l'étude des pluies nous avons utilisé la série pluviométrique de la station 01-23-07, qui dispose d'une série longue et représentative pour la zone d'étude, les caractéristiques de la station sont résumées dans le tableau **III.1**.

**Tableau III.1** : Les caractéristiques de la station de Ain lellou.

Nom de la station	Code	Coordonnées En Lambert		Altitude (m)	Période d'observation	Nombre d'années observées
		X (km)	Y (km)			
Ain Lellou	012307	397,4	293,6	900	1980-2010	30

ANRH (Blida)

Tableau III.2 : Répartition des pluies moyennes mensuelles et annuelles, période (1980/2010)

mois année	sep	oct.	nov.	des	jan	fév.	mars	avril	mai	juin	Juill.	aout	p annuelle
80-81	0,7	10,6	0	57,6	63,5	142,3	29,3	28,4	38,6	3,4	0,3	0,3	<b>375</b>
81-82	0	86,6	148,9	51,4	0	56,7	24	0,1	1,3	0	0	0	<b>369</b>
82-83	0	0,3	72,6	41,7	97,7	60,3	34	62,4	104,4	22,3	0	0	<b>495,7</b>
83-84	1,8	6,8	30,9	36,5	69,2	47,6	74,9	0	64,4	0	0	0	<b>332,1</b>
84-85	1,4	32,7	44,1	59,8	47,8	72,6	40,7	5,9	0,4	4	0,9	0,7	<b>311</b>
85-86	0	56,1	30	74,3	91,6	220,4	10,4	6,4	23,9	7	1,1	0	<b>520,9</b>
86-87	26	31,4	103,1	23,5	81,2	19,8	39,9	38,9	54,8	30,9	0	0	<b>449,1</b>
87-88	7,2	52,5	21,4	85,8	7,9	30	82,1	33,6	9,4	33,4	10,8	25	<b>399,1</b>
88-89	9,8	25,3	43,1	20,6	36,7	0	43,1	53,4	24,9	16,1	4,1	0,7	<b>277,8</b>
89-90	6,2	29,7	40,6	74,9	82,4	41,3	104,2	23,8	4,9	13,3	0	9,2	<b>430,5</b>
90-91	6,6	22,5	16,5	6,9	143,8	26,8	76,2	17,2	23	13,7	3,1	0	<b>356,3</b>
91-92	0	16,4	21,1	41,9	6,7	50,7	22	77,2	13,5	0	0	2,1	<b>251,6</b>
92-93	12,4	20,3	27,3	27,5	34,9	80,6	1	22,4	5,5	0	0	0	<b>231,9</b>
93-94	90	15,3	19,8	27,5	94,6	21,4	38,1	12,2	23	0,3	0	0	<b>342,2</b>
94-95	43,3	33	44,2	15,6	59	93	93,2	67,4	0	4	13,6	0	<b>466,3</b>
95-96	27	17	42,5	44	72,9	118,5	74,2	45,2	26,2	5,5	1	12,2	<b>486,2</b>
96-97	32	24,7	151,9	119	24,5	16,5	11,1	44,7	102,5	0	0	1,8	<b>528,7</b>
97-98	38	16,5	13,5	25,5	77,3	62	77	5,5	3,5	0,8	0	0	<b>319,6</b>
98-99	35,7	14,9	51,9	124,5	6,2	0	17,5	21	7,4	0	0	0	<b>279</b>
99-00	15,8	70,8	84	33,5	90,5	26	1,5	32,5	16	0	0	0	<b>370,3</b>
00-01	20,5	9	126	30,5	23	7	50	57,5	32	1	0	4	<b>360,5</b>
01-02	5	29,8	43,9	61,2	89,8	121,5	6,5	63,2	17,8	0	0	8,2	<b>446,9</b>
02-03	3,5	19,1	63,5	71,8	24,2	46,5	7,1	41,7	60,1	10,6	1,6	0	<b>349,7</b>
03-04	22,1	42	48,9	87,8	11,8	59,4	46,3	4,6	1,4	0	0	0	<b>324,3</b>
04-05	15,2	27,6	67	74,3	100,3	133,9	48,7	11,6	164,3	5,7	0	0	<b>648,6</b>
05-06	14,3	2,2	1,4	87,8	39,3	99,4	103,3	102,1	19,1	0	0	0,5	<b>469,4</b>
06-07	40,3	59,7	85,5	24,7	27,3	36,9	71,1	21,9	81,7	3	8,2	0	<b>460,3</b>
07-08	28,8	89,2	125,3	62,6	112,8	31,7	58,8	78,4	17	7,6	2,4	0,8	<b>615,4</b>
08-09	54,3	24,7	54,5	73	111	63,1	77,1	27,1	16	4	0	20,6	<b>525,4</b>
09-10	12,7	97,9	159,3	75,6	93,3	59,9	32,3	24,4	63,7	16,8	1,2	0	<b>637,1</b>
<b>Pmoy</b>	<b>19,02</b>	<b>31,51</b>	<b>59,42</b>	<b>54,71</b>	<b>60,71</b>	<b>61,53</b>	<b>46,52</b>	<b>34,36</b>	<b>34,02</b>	<b>6,78</b>	<b>1,61</b>	<b>2,87</b>	<b>414,33</b>

(ANRH-BLIDA)

D'après les résultats du tableau pendant la période 1980 – 2010, on a remarqué une irrégularité dans la répartition des précipitations et aussi une variabilité mensuelle et annuelle. Ces pluies sont nettement insuffisantes pour les mois de juin, juillet et août, elles sont moyennes au printemps et maximales en hiver.

### III.2 L'homogénéité de la série pluviométrique :

L'homogénéisation des données est une analyse statistique de l'information aidant à une prise de décision conséquente. 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 ci-dessous :

- ❖ On divise la série complète en deux sous séries : **x** et **y** tel que : **N<sub>1</sub>** et **N<sub>2</sub>** représentant respectivement les tailles de ces deux sous séries, considérant généralement **N<sub>1</sub> > N<sub>2</sub>**.
- ❖ On constitue par la suite, la série **x** union **y** après avoir classé la série de pluie d'origine par ordre croissant. À ce stade, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang, tout en précisant à quels sous série elle appartient.
- ❖ **M<sup>r</sup> Wilcoxon** a montré que la série est homogène avec une probabilité de 95%, si la relation ci-dessous est vérifiée avec :

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

$$W_x = \left| \text{Rang} \right|_x$$

$W_x$  : Somme des rangs de sous séries

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

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

Le tableau suivant détaille le procédé de test d'homogénéité pour la station de AIN LELLOU.

**Tableau III.3** : Test d'homogénéité de la station de AIN LELLOU

Rang	Série d'origine P (mm)	Série Y	Série X	TRI (mm)	Y U X
1	375	375	319,6	648,6	X
2	369	369	279	637,1	X
3	495,7	495,7	370,3	615,4	X
4	332,1	332,1	360,5	528,7	Y
5	311	311	446,9	525,4	X
6	520,9	520,9	349,7	520,9	Y
7	449,1	449,1	324,3	495,7	Y
8	399,1	399,1	648,6	486,2	Y
9	277,8	277,8	469,4	469,4	X
10	430,5	430,5	460,3	466,3	Y
11	356,3	356,3	615,4	460,3	X
12	251,6	251,6	525,4	449,1	Y
13	231,9	231,9	637,1	446,9	X
14	342,2	342,2		430,5	Y
15	466,3	466,3		399,1	Y
16	486,2	486,2		375	Y
17	528,7	528,7		370,3	Y
18	319,6			369	Y
19	279			360,5	X
20	370,3			356,3	Y
21	360,5			349,7	X
22	446,9			342,2	Y
23	349,7			332,1	Y
24	324,3			324,3	X
25	648,6			319,6	Y
26	469,4			311	Y
27	460,3			279	Y
28	615,4			277,8	Y
29	525,4			251,6	Y
30	637,1			231,9	Y

$$W_x = 152$$

$$W_{\min} = 139,20$$

$$W_{\max} = 232,8$$

$$139,20 < W_x < 232,8$$

La condition de **M<sup>r</sup> Wilcoxon** est vérifiée, donc la série des précipitations moyennes annuelle de la station de **Ain Lellou** est homogène.

### III.3 Etude de l'échantillon :

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 en Algérie sont les suivantes :

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

### III.4 Choix du type de loi :

Ces critères de choix sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un teste d'adéquation. L'allure des points sur du papier à probabilité a permet de prime abord d'accepter ou de rejeter la loi (toute sinusite, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement).

On essaie toujours d'ajuster une loi normale à un échantillon ou de se ramener à une loi normale par changement de variable.

Généralement la loi de probabilité ajustable à l'échantillon est d'autant plus près à la normalité que la variable concerne une longue échelle de temps et que le coefficient de variation à 0,5. (TOUIBIA 2004).

### III.5 Ajustement de la série pluviométrique :

On soumet la série pluviométrique annuelle de la station retenue aux ajustements à la loi Normale, la loi log-Normale.

#### III.5.1. Ajustement a la loi normale (gauss) :

L'ajustement des séries par la loi normale appelée souvent loi de Gauss s'adapte bien avec les pluies moyennes annuelles. En effet sa fonction de répartition est de la forme

$$F(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u \text{Exp}\left(\frac{-1}{2x\mu^2}\right) du$$

U est variable réduite de gauss. Elle est donnée par :

$$U = \frac{X - \bar{X}}{\delta}$$

La transformation  $X_{P\%} = \bar{X} + \delta * U_{P\%}$  est l'équation de la droite de Henry sur papier à probabilité gaussienne :

Avec :  $X_{P\%}$ : précipitation de probabilité P%.

$U_{P\%}$ : variable réduit de Gauss.

$\bar{X}$  : Moyenne arithmétique.

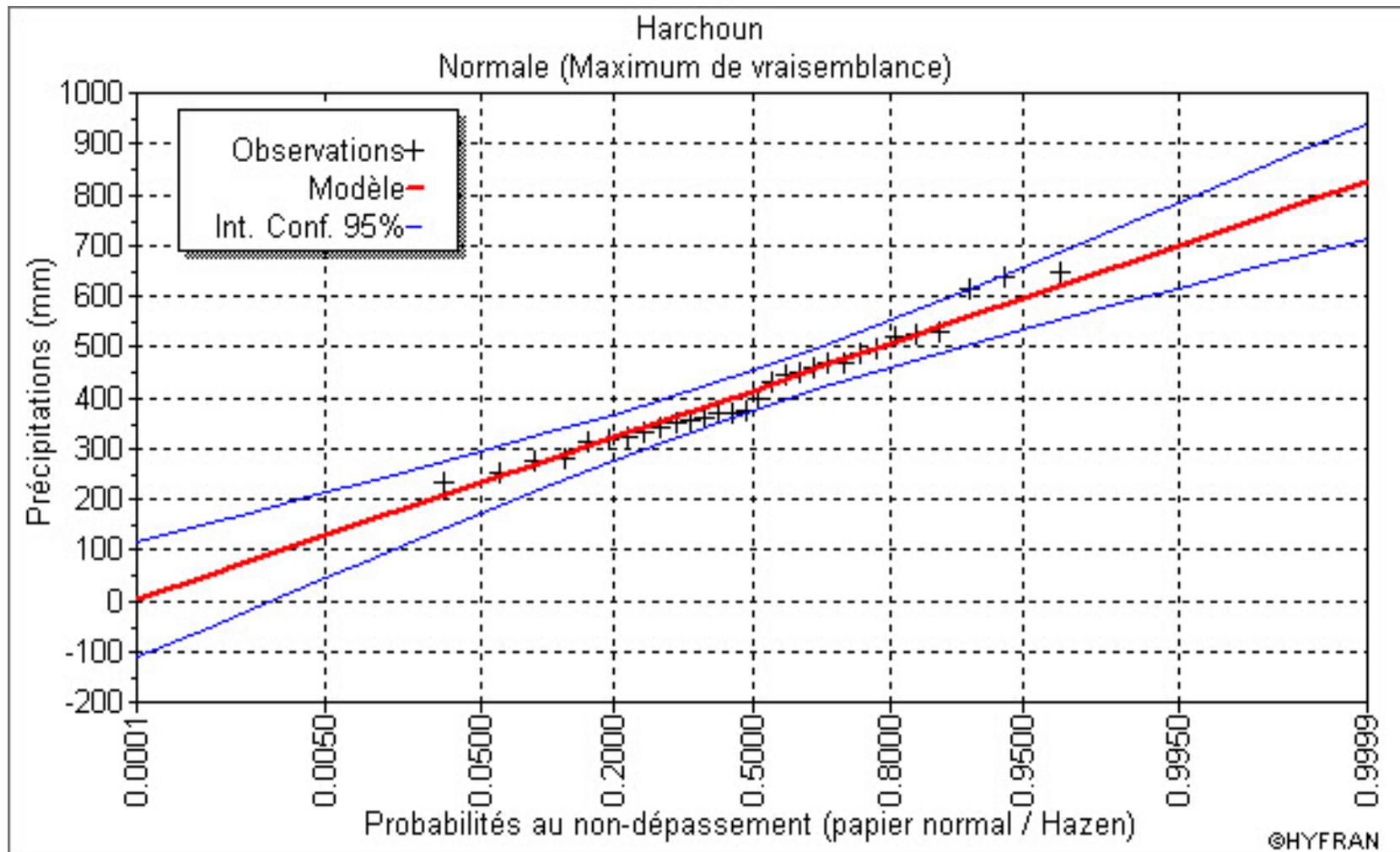
$\delta$  : Écart type.

Pour les calculs on a utilisé le logiciel **Hyfran**. Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station de **Ain Iellou** sont regroupés dans le **tableau III.4** et la figure **III.1** suivantes :

**Tableau III.4** : Ajustement a la loi normale.

mu	413,933333				
sigma	110,864917				
zone	Harchoun				
Quantiles					
q = F(X) (probabilité au non-dépassement)					
T = 1/(1-q)					
N= 30					
T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000	0,9999	826	57,8	788	1390
2000	0,9995	779	52	729	1210
1000	0,999	757	49,3	703	1130
200	0,995	700	42,6	637	961
100	0,99	672	39,5	607	888
50	0,98	642	36,1	575	814
20	0,95	596	31,4	530	715
10	0,9	556	27,5	491	638
5	0,8	507	23,7	445	558
3	0,6667	462	21,2	404	494
2	0,5	414	20,2	361	438
1,4286	0,3	356	21,6	312	383
1,25	0,2	321	23,7	283	355
1,1111	0,1	272	27,5	246	320
1,0526	0,05	232	31,4	219	295
1,0204	0,02	186	36,1	191	270
1,0101	0,01	156	39,5	174	254
1,005	0,005	128	42,6	159	240
1,001	0,001	71,3	49,3	133	215
1,0005	0,0005	49,1	52	124	206
1,0001	0,0001	1,61	57,8	107	187

Figure III.1 : Ajustement a la loi Normale.



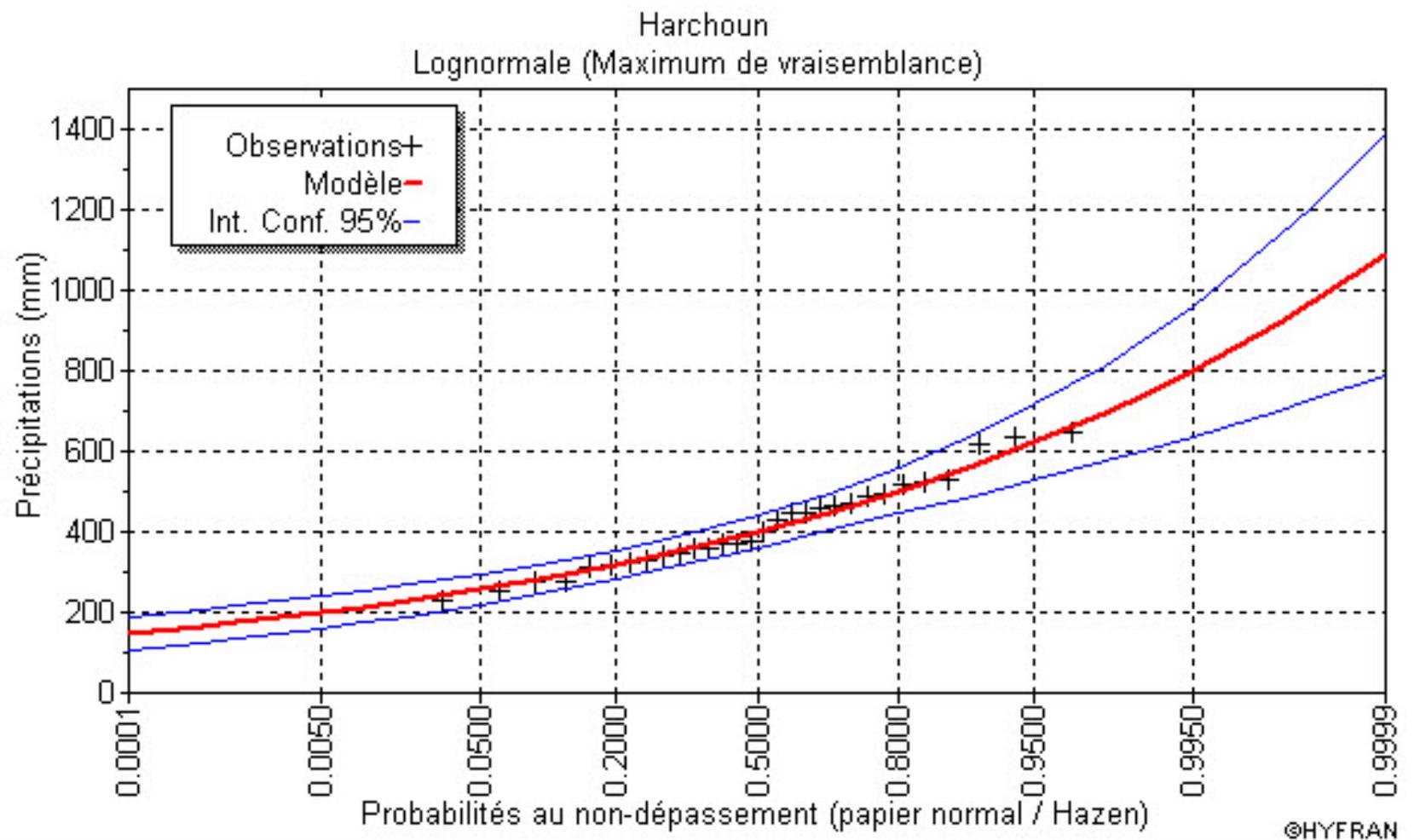
### III.5.2 Ajustement a la loi log-normale :

Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station de AIN LELLOU sont regroupés dans le tableau III.5 et la figure III.2 suivante :

**Tableau III.5 :** Ajustement a la loi log-Normale

mu	5,991053				
sigma	0,268954				
zone	Harchoun				
Quantiles					
q = F(X) (probabilité au non-dépassement)					
T = 1/(1-q)					
N=30					
T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000	0,9999	1090	152	788	1390
2000	0,9995	969	122	729	1210
1000	0,999	918	110	703	1130
200	0,995	799	82,7	637	961
100	0,99	748	71,6	607	888
50	0,98	695	60,9	575	814
20	0,95	622	47,3	530	715
10	0,9	564	37,7	491	638
5	0,8	501	28,8	445	558
3	0,6667	449	23,1	404	494
2	0,5	400	19,6	361	438
1,4286	0,3	347	18,2	312	383
1,25	0,2	319	18,3	283	355
1,1111	0,1	283	18,9	246	320
1,0526	0,05	257	19,5	219	295
1,0204	0,02	230	20,2	191	270
1,0101	0,01	214	20,5	174	254
1,005	0,005	200	20,7	159	240
1,001	0,001	174	20,8	133	215
1,0005	0,0005	165	20,8	124	206
1,0001	0,0001	147	20,6	107	187

Figure III.2 : Ajustement a la loi de log-normale.



### III.6 Test de validité d'un ajustement :

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

#### III.6.1 Test de validité de l'ajustement à la loi Normale :

Station AIN LELLOU

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

Test d'adéquation : Loi Normale

Résultats

$$\text{Khi carré} = 1.47 = \chi^2_{\text{calculée}}$$

$$\text{Probabilité } p_{(\chi^2_{\text{calculée}})} = 0.7831.$$

$$\text{Degrés de liberté : } \gamma = 4.$$

$$\text{Nombre des classes : } k = 7.$$

#### III.6.2 Test de validité de l'ajustement à la loi log-Normale :

Station AIN LELLOU

Le test de validité de Khi carrée pour l'ajustement à la loi log-Normale est fait par le logiciel **Hyfran**.

Test d'adéquation : Loi log-Normale

Résultats

$$\text{Khi carré} = 4 = \chi^2_{\text{calculée}}$$

$$\text{Probabilité } p_{(\chi^2_{\text{calculée}})} = 0.4060.$$

$$\text{Degrés de liberté : } \gamma = 4.$$

$$\text{Nombre des classes : } k = 7.$$

Le test de Khi carré est les **Figure III.1 ; Figure III.2** montrent que la loi log-Normale présente une adéquation meilleure que la loi Normale.

### III.7 Détermination de l'année de calcul :

Puisque la loi GALTON est la plus adéquate, alors nous la retenons pour l'estimation de la pluviométrie moyenne annuelle représentative de la région, et comme nous sommes dans une région semi aride et que la pratique montre que pour ce type de climat la probabilité de calcul doit être prise entre 75 % et 90 %.

La probabilité pour laquelle on assure l'irrigation est donnée souvent pour la fréquence 80%

**Tableau III.6 :** Précipitations mensuelles moyenne.

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	JUI	JUIL	A	Année
P <sub>moy</sub>	19,02	31,51	59,42	54,71	60,71	61,53	46,52	34,36	34,02	6,78	1,61	2,87	414,33

D'après le Tableau IV.4 : Ajustement à la loi de log-Normale, on a trouve :

- ❖ P<sub>20%</sub> = 319 mm
- ❖ P<sub>50%</sub> = 400 mm

Donc le tableau de l'année de calcul est représenté dans le tableau IV.6 suivant :

**Tableau III.7 :** précipitation moyenne mensuelle de l'année de calcul.

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	JUI	JUIL	A	Total annuel
P <sub>moy</sub>	15,17	25,13	47,39	43,63	48,42	49,07	37,10	27,40	27,13	5,41	1,28	2,29	330,43

D'après l'analyse statistique des données hydrologiques le périmètre est caractérisé par une pluie moyenne annuelle est de **414,33 mm**, la pluie de 20% est de l'ordre de **319 mm**, la pluie de 50% est de l'ordre de **400 mm**.

D'après le (Tableau III.7 : Précipitation moyenne mensuelle de l'année de calcul), on déduit que l'année de calcul a:

- ❖ Une saison humide qui dure huit (8) mois (d'octobre à mai) où la pluviométrie atteint 90% des précipitations moyennes annuelles avec des maximums répartis entre Janvier et février.
- ❖ Une saison sèche de quatre (4) mois (Juin – Septembre) avec des minimums en Juillet et Août.

# **Chapitre : IV**

**Besion**

**en eau**

**du périmètre**

Les besoins des plantes ne sont pas constants dans le temps, il y a une sensibilité particulière au déficit à certaines périodes de leur cycle végétatif.

De nos jours, la plupart des modes des conduites de l'irrigation résultent soit d'un bilan hydrique de la culture, soit de mesure in situ de la réponse à la sécheresse des plantes, dans les systèmes agraires modernes, la majorité des prévisions d'irrigation dépendent de l'évaluation de la quantité d'eau disponible dans le sol pour la culture.

Les besoins en eau à satisfaire par l'irrigation au niveau du champ représentent le volume et la fréquence des applications d'eau nécessaire pour compenser les déficits en eau du sol pendant le cycle végétatif d'une culture donnée. La détermination des besoins en eau des végétaux a pour but de :

- ❖ gestion des réseaux d'irrigation (prévision à court terme).
- ❖ planification de l'utilisation des ressources hydrauliques (volume d'eau nécessaire pour l'irrigation, surface irrigable au vu des ressources, etc.).

Les besoins en eau à satisfaire sont à estimer en deux phases :

- ❖ **Les besoins unitaire** : relatifs à un hectare de chacune des cultures envisageables pour la zone étudiée.
- ❖ **Les besoins globales** : du périmètre d'irrigation.

## IV.1 Calculs des besoins en eau des cultures :

### IV.1.1 Choix des cultures :

Les choix des cultures à mettre en place doit concilié entre les critères suivant :

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

Pour l'établissement du calendrier cultural adaptable aux diverses condition du périmètre d'étude (périmètre de Harchoun), nous avons tenu compte :

- ❖ De la vocation agro-alimentaire 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.
- ❖ De la demande commerciale traduisant les profils des agriculteurs. (JEAN R.T,2006).

Les cultures retenues doivent présenter une combinaison harmonieuse entre elles afin de bien conditionner la réussite technique et financière de notre système de culture. Pour notre périmètre les cultures qu'impose par l'administration sont les suivants :

- ❖ Céréales : Blé dur  
Blé tendre  
Orge.
- ❖ Maraichage : Melon  
Poivron  
Oignon

## IV.2 Détermination de l'évapotranspiration :

### IV.2.1 Définition :

L'évapotranspiration se définit comme étant le rejet global de vapeur d'eau par le sol et par les feuilles d'une plante. On distingue deux types d'évapotranspiration :

- ❖ Evapotranspiration potentielle ETP.
- ❖ Evapotranspiration réelle ETR.

L'évapotranspiration potentielle représente la quantité d'eau évaporée, et transpirée par une végétation qui recouvre totalement le sol.

L'évapotranspiration réelle représente la quantité d'eau effectivement évaporée, à un moment donné, par le sol et la végétation.

### IV.2.2 Méthodes d'évaluation de l'évapotranspiration :

L'évapotranspiration potentielle est rarement mesurée à l'aide de bacs, et d'évaporomètres.

Le plus souvent elle est calculée par des méthodes à partir des données climatiques mesurées, les plus employées sont :

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

En ce qui concerne notre projet, le calcul des besoins en eau des cultures est effectuée à l'aide de logiciel Cropwat, qui permet au passage, l'évaluation de l'évapotranspiration de référence, selon la formule empirique la plus appropriée de Penman et Monteith modifiée.

### IV.2.3 Méthode de Penman et Monteith modifiée :

La formule de Penman & Monteith 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, prédit de près, l'évapotranspiration de référence, non seulement dans des régions humide et fraîche comme en Angleterre, mais aussi dans des zones très chaude et semi-aride. La formule de M<sup>R</sup> Penman & Monteith modifiée, se présentant comme suite :

$$ET_0 = C \times [W \times R_n + (1 - W) \times F(u) \times (e_a - e_d)]$$

Tel que :

$ET_0$  : Représente l'évapotranspiration de référence, exprimées en mm/jour

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

$R_n$  : Rayonnement net en évaporation équivalente, exprimé en mm/Jour

F(u) : Fonction liée au vent.

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

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

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

Le calcul de l'évapotranspiration de référence est réalisé à l'aide de logiciel **CROPWAT** fondé sur la méthode de Penman & Monteith, modifiée et recommandée par la consultation des experts de la **FAO**, tenue à **Rome** en **Mai 1990**.

Pour l'exploitation du logiciel, nous devons fournir les informations mensuelles de la station météorologique et la méthode adoptée, emploie les informations homogènes et faibles suivantes : (Chapitre II)

- **Température** : les températures moyennes sont données en Degré Celsius (°c).
- **Humidité de l'air** : l'humidité relative de l'air exprimée en pourcentage (%).
- **Insolation journalière** : donnée en heures d'insolation de (1 à 20 h).
- **Vitesse de vent** : la vitesse du vent peut être introduite en m/sec.

Dans le **tableau IV.1** nous représentons l'évapotranspiration de référence  $ET_0$  calculée à l'aide du logiciel CROPWAT 8.0 selon la formule de Penman modifié (ou Penman & Monteith).

**Tableau IV.1:**Evapotranspiration de référence selon la méthode Penman&Monteith

Pays : ALGERIE							
Station : CHLEF							
altitude : 143 m		latitude : 36.13 N°			longitude : 1,20° E°		
mois	Min Temp °C	Max Temp °C	Humidité %	Vent km/j	Insolation Heurs	Radiation MJ/m <sup>2</sup> /jour	ETo mm/jour
janvier	5,6	15,9	76	181	5,7	9,4	1,51
Février	6,6	17,6	73	199	6,8	12,7	2,17
Mars	8,5	20,9	65	233	7,5	16,5	3,40
Avril	10,3	23,3	57	259	8,5	20,6	4,70
Mai	14,4	28,2	52	268	9,5	23,6	6,17
Juin	18,8	34	45	276	10,2	25,1	7,80
Juillet	21,9	37,8	38	251	11,0	26,0	8,54
Aout	22,5	37,6	41	216	10,6	24,1	7,54
Septembre	19,4	32,5	51	242	8,9	19,3	5,82
Octobre	15,6	26,8	60	199	7,4	14,3	3,59
Novembre	10,2	20,2	72	190	6,1	10,3	2,01
Décembre	7,2	16,4	76	207	5,2	8,3	1,49
moyenne	13,4	25,9	59	227	8,1	17,5	4,56

### IV.3 Calcul de la pluie efficace :

Pour tenir compte des pertes, le programme **CROPWAT**, nous permettra de calculer la précipitation efficace, définie comme étant la fraction des précipitations contribuant effectivement à la satisfaction des besoins de l'évapotranspiration de la culture après déduction des pertes par ruissellement de surface, par percolation en profondeur, etc.

On à :  $P_{\text{eff}} = P_{P\%} \times 0.8$

**Avec :**

$P_{\text{eff}}$  : pluie annuelle efficace en (mm/mois).

$P_{P\%}$  : pluie annuelle de probabilité 80% calculée au chapitre hydrologie en (mm/mois).

Les valeurs mensuelles d'ET0,  $P_{P\%}$  et  $P_{\text{eff}}$  sont regroupées dans le tableau.

**Tableau IV.2:** Les précipitations efficaces dans les zones de projet.

Pays : Algérie		station : Chlef
Mois	pluie	Pluie efficace
Janvier	48,4	38,7
Février	49,1	39,3
Mars	37,1	29,7
Avril	27,4	21,9
Mai	27,1	21,7
Juin	5,4	4,3
Juillet	1,3	1,0
Aout	2,3	1,8
Septembre	15,2	12,1
Octobre	25,1	20,1
Novembre	47,4	37,9
Décembre	43,6	34,9
<b>total</b>	<b>329,4</b>	<b>263,5</b>

#### IV.4 Les besoins eau des cultures suivant le calendrier cultural :

L'appréciation des besoins en eau des cultures, par le logiciel CROPWAT, nécessite l'introduction des renseignements ci après :

- ❖ Durée des phases de croissance (en jour) : initiale, mi-saison, développement et récolte.
- ❖ Coefficients culturaux ( $K_c$ ) : pour chaque phase de croissance et pour chaque culture.
- ❖ Profondeur d'enracinement (P) en (mètre) : deux valeurs sont entrées celle de la phase initiale et celle de la phase plein développement.
- ❖ Tarrissement admissible (p) du sol, exprime en fraction d'humidités totales disponibles : C'est le niveau critique de l'humidité du sol a partir du quel le stress du au manque d'eau se fait sentir, affectant l'évapotranspiration et la production de la plante.

Les besoins théoriques mensuels sont déterminés par le bilan hydrique :

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

B : besoin en eau d'irrigation (mm)

ETP : évapotranspiration (mm / jour)

RFU : réserve facilement utilisable

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

Y : degré de tarissement

$H_{\text{cc}}$  : humidité à la capacité au champ

H<sub>pf</sub> : humidité au point de flétrissement

D<sub>a</sub> : densité apparente

Z : profondeur d'enracinement (mm)

P<sub>eff</sub> : pluie efficace

Nous opterons pour la formule la plus utilisée qui est  $P_{eff} = a \cdot P_{net}$

a : étant un pourcentage de 80.

#### IV.4.1 L'évapotranspiration réelle ou culture (ETR ou ET<sub>c</sub>):

L'évapotranspiration d'une culture, ET<sub>c</sub>, se calcule en multipliant l'évapotranspiration de référence ET<sub>o</sub> par un coefficient cultural, K<sub>c</sub>.

$$ET_c = K_c \times ET_o$$

Avec:

K<sub>c</sub> : Représente le coefficient cultural, dépendant du type de la culture et de son stade de développement et des conditions climatiques qui y règnent.

#### IV.4.2 Efficience de l'irrigation:

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

La différence entre les deux volumes indique les pertes.

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

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

Avec: E<sub>i</sub>: Efficience d'irrigation en (%)

E<sub>e</sub>: Efficience de transport (%)

E<sub>d</sub> : Efficacité de type de distribution en (%)

E<sub>u</sub>: Efficacité de l'uniformité de la distribution.

L'évaluation exacte des pertes est très difficile et même presque impossible, suite des multiples variables qui interviennent.

On considère une efficience globale, produit entre les trois efficiences décrites ci-dessus égalé à 0.75

#### IV.4.3 Les besoins en eaux des assolements :

Le calcul des besoins annuelle brute est obtenue a partir les calculs des besoins annuelles nettes dont on prend que l'efficience d'irrigation est égal à 75% .Les résultats sont représentés dans les **Tableau IV.3**, **Tableau IV. 4** et **Tableau IV.5** au dessous :



**Tableau IV.4** : Calcul des réserves facilement utilisables (RFU).

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	JAN	Fév	Mars	Avril	Mai	juin	Juil	Aout
<b>blé tendre</b>												
Kc			0,4	0,75	1,06	1	1,05	1,05	0,7	0,2		
ETM =Kc*ETP (mm/jour)			0,80	1,12	1,60	2,03	3,57	4,94	4,32	1,56		
RFU (mm)			70	70	91	91	70	35	35	0		
<b>blé dur</b>												
Kc			0,4	0,75	1,06	1	1,05	1,05	0,7	0,2		
ETM =Kc*ETP (mm/JOUR)			0,80	1,12	1,60	2,03	3,57	4,94	4,32	1,56		
RFU (mm)			70	70	91	91	70	35	35	0		
<b>Orge</b>												
Kc		0,3	0,65	0,75	1,06	1	1	0,7	0,2			
ETM =Kc*ETP (mm/jour)		1,08	1,31	1,12	1,60	2,17	3,40	3,29	1,23			
RFU (mm)		97,5	97,5	97,5	97,5	97,5	75	37,5	37,5			
<b>pomme de terre precoce</b>												
Kc						0,49	0,7	1,06	0,95	0,35		
ETM =Kc*ETP (mm/jour)						1,06	2,38	4,98	5,86	2,73		
RFU (mm)						19,5	19,5	15	15	0		

Suite de tableau IV.4: Calcul des réserves facilement utilisables (RFU).

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	JAN	Fév	Mars	Avril	Mai	juin	Juil	Aout
<b>poivron</b>												
Kc							0,4	0,76	0,95	0,95	0,27	
ETM =Kc*ETP (mm/jour)							1,36	3,57	5,86	7,41	2,31	
RFU (mm)							27,3	17,5	17,5	0	0	
<b>oignon</b>												
Kc					0,5	0,75	0,95	1	0,9	0,4		
ETM =Kc*ETP (mm/jour)					0,76	1,63	3,23	4,7	5,55	3,12		
RFU (mm)					13,65	13,65	35	17,5	17,5	0		
<b>ail</b>												
Kc					0,5	0,75	0,95	1	0,9	0,4		
ETM =Kc*ETP (mm/jour)					0,76	1,63	3,23	4,7	5,55	3,12		
RFU (mm)					13,65	13,65	35	17,5	17,5	0		

**Tableau IV.5:** Calcul des besoins nette et brute.

Cultures	Surface (ha)	Sept	Oct	Nov	Déc	JAN	Fév	Mars	Avril	Mai	juin	Juil	Aout	TOTAL	BRUTE (m3)
<b>blé tendre</b>	<b>50,38</b>														
besoin nette (mm)				0	0	0	0	10,97	91,15	77,19	42,5			221,81	
besoin brute (mm)				0	0	0	0	14,63	121,53	102,92	56,67			295,75	148996,50
<b>blé dur</b>	<b>52</b>														
besoin nette (mm)				0	0	0	0	10,97	91,15	77,189	42,5			221,81	
besoin brute (mm)				0	0	0	0	14,63	121,53	102,92	56,67			295,75	148996,50
<b>ORGE</b>	<b>69,82</b>														
besoin nette (mm)			0	0	0	0	0	0,7	39,3	0				40,00	
besoin brute (mm)			0	0	0	0	0	0,93	52,4	0				53,33	259991,06
<b>POMME DE TERRE PERCOCE</b>	<b>25</b>														
besoin nette (mm)							0	24,58	112,56	145,01	77,6			359,75	
besoin brute (mm)							0	32,77	150,08	193,42	103,47			479,74	119935

Suite de tableau IV.5 : Calcul des besoins nette et brute.

Cultures	Surface (ha)	Sept	Oct	Nov	Déc	JAN	Fév	Mars	Avril	Mai	juin	Juil	Aout	TOTAL	BRUTE (m3)
<b>POIVRON</b>	<b>12</b>														
besoin nette (mm)								0	67,76	142,51	218	70,48		498,75	
besoin brute (mm)								0	90,35	190,01	290,67	93,97		665,00	79799,41
<b>OGNION</b>	<b>10</b>														
besoin nette (mm)						0	0	35,43	101,6	132,94	89,3			359,27	
besoin brute (mm)						0	0	47,24	135,47	177,26	119,07			479,03	47903,07
<b>AIL</b>	<b>10,8</b>														
besoin nette (mm)						0	0	35,43	101,6	132,94	89,3			359,27	
besoin brute (mm)						0	0	47,24	135,47	177,26	119,07			479,03	51735,31
<b>besoins totale nette et brute</b>															
besoin nette (mm)			0	0	0	0	0	118,08	605,12	707,78	559,20	70,48		2060,66	
besoin brute (mm)			0	0	0	0	0	157,44	806,83	943,78	745,60	93,97		2747,62	<b>857356,85</b>

### IV.5 Comparaison entre les besoins en eau du périmètre et la capacité de la retenue.

La surface totale du périmètre étudié est 260ha, et le volume utile de notre retenue est **985580 m<sup>3</sup>**, et notre besoin estimé est de l'ordre de **857356,85 m<sup>3</sup>**.

Sur la base de toutes ces données et les besoins totale des cultures calculés on va gérer l'exploitation agricole du périmètre (minimiser les surface pour les cultures les plus exigeants) de telle manière à satisfaire les besoins sans le risque de l'abaissement brusque du niveau normale de la retenue.

### IV.6 Calcul de débit spécifique :

Le but est de définir les débits nécessaires que le système d'irrigation doit véhiculer pour répondre à la demande en eau des cultures. Les débits spécifiques sont définis d'après les besoins en eau de chaque culture, évalués précédemment à partir de la répartition culturale et des besoins de lessivage. Ces débits spécifiques sont en l/s/ha dont permettront de déterminer les débits à la parcelle et à l'entête de l'entité d'étude.

$$qs = \frac{B_m * 10000}{T * t * 3600} \text{ en}(l / s / ha).$$

Tels que :

$B_m$  : Besoins mensuels maximum net en mm ;

$T$  : Temps d'irrigation par jour 20h/j ;

$t$  : Durée d'irrigation en jours =30jours ;

D'ou:

- Le mois de pointe est **mai** ;
- Les besoins de pointe sont de **707,78mm** ;
- Le débit spécifique  $qs$  de l'assolement est trop important 3,27 l/s/Ha, on choisira le débit spécifique de la culture la plus exigeante.

La culture la plus exigeante est la pomme de terre precece donc :

$$qs = \frac{145,01 * 10^4}{20 * 30 * 3600} = 0,67l / s / ha$$

D'après les limites de débit spécifique qui sont :

$$0,67l / s / ha < qs < 1,5l / s / ha$$

Donc notre débit est valable alors  $qs = 0,67$  l/s/ha

**Chapitre : V**

**Dimensionnement  
station  
de pompage  
& réservoir**

L'évaluation quantitative des besoins en eau d'irrigation, nécessite de prendre en compte L'information météorologique, pédologique et culturale. L'étude des besoins en eau permettra aux agriculteurs de permuter et de diversifier leur plan de cultures, tout en garantissant leur besoins en eau.

Cette étude à pour but principal de déterminer les besoins des cultures ainsi le volume nécessaire pour le mois de pointe apporter pour les différentes cultures à l'aide du logiciel CROPWAT 8.0, et on a calcule les besoins nets car ils peuvent nous indique si la quantité d'eau est suffisante ou pas .Donc les calculs permettent de confirmer que le volume d'eau stocke au niveau de la retenue est suffisant pour l'irrigation de notre périmètre

Les réseaux de distribution par canalisation sous pression nécessitent assez souvent une mise en charge permanente à l'origine du réseau fonctionnant à la demande, tandis que l'alimentation par pompage de réservoirs desservant celui-ci, nécessite une commande automatique de la station, lui permettant d'ajuster les débits pompés par rapport aux débits appelés susceptibles de varier promptement et avec des proportions importantes.

La combinaison du débit et de la pression caractérise la capacité de pompage, que doivent fournir l'ensemble de groupes de pompage pour alimenter de façon satisfaisante tous les tronçons du réseau d'irrigation.

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

La station de pompage qui servira à amener l'eau de petit barrage de HARCHOUN vers le réservoir de distribution qui va alimenter le périmètre de HARCHOUN, à l'aide de l'adduction qu'est nécessaire pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation (réservoir de distribution).

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

### V.1 calcul du débit maximum journalier :

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

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

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

$S$  : la superficie totales à irriguer = **230 ha**.

On choisira le débit spécifique de la culture la plus exigent, et de notre cas la culture la plus exigent c'est la pomme de terre precece est égale à  **$q_s = 0,67$  l/s/ha**.

$$Q_{\text{Car}} = q_s \cdot S = 0,67 * 230 = 154 \text{ l/s} \qquad Q_{\text{Car}} = 0,154 \text{ m}^3/\text{s}$$

Alors notre débit de consommation journalier est  $Q_{\text{jour}} = 554,4 \text{ m}^3/\text{h} = 13305,6 \text{ m}^3/\text{j}$ .

### V.2 Adduction gravitaire:

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

Dans notre l'adduction gravitaire a chemine les eaux du petit barrage de HARCHOUN à la bache de reprise de la station de pompage.

### V.2.1 Calcul de diamètre avantage de la conduite gravitaire (barrage-bâche de reprise-station pompage):

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbakh

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

$\Delta H_t$ : Charge disponible (m);

$K'$ : Coefficient de perte de charge;

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

$$L_e = L_g + L_{e\epsilon}$$

$L_g$  : Longueur géométrique de la conduite gravitaire (m) ; ( $L_g=1430m$ ) ;

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

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

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

$\Delta H_t$  : Charge disponible (m) ;

$\Delta H_p^{lin}$  : Perte de charge linéaire (m) ;

$Q_{car}$  : Débit véhiculé par la conduite ( $Q_{car} = q_s * S_t = 0,154 \text{ m}^3/\text{s}$ );

$q_s$  : le débit spécifique de la culture la plus exigeant;

$S_t$ : surface total de périmètre HARCHOUN;

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

$\beta$  : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

$m$  : Exposant tenant compte du type du matériau ; (CARLIER.M,1972)

Selon le type de matériau les coefficients  $K'$ ,  $m$  et  $\beta$  sont donnés dans le **Tableau V.1**

**Tableau V.1:** Coefficients  $K'$ ,  $m$ ,  $\beta$  pour différents types du tuyau.

Tuyau	$K'$	$m$	$\beta$
fonte et Acier	0,00179-0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

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

Dans notre cas on doit utiliser une **conduite en acier**, on prend: **K'= 0,001735 ;  $\beta = 2$  ; m = 5,3**.

D'après les informations recueillies au niveau du service de l'Hydraulique de **CHLEF**, la côte de niveau minimal d'exploitation dans petit barrage de HARCHOUN est de 112 m, et la côte de radier du bête de reprise est de 93,20 m, donc d'après la formule de **DARCY WEISBACH**.

$$L_e = 1,15 \times L_g = 1,15 \times 1352 = 1554,8m \quad \Rightarrow \quad L_e = 1554,8m.$$

$$\Delta H_t = C_B - C_{B.R} = 112 - 93,20 = 18,8m \quad \Rightarrow \quad \Delta H_t = 18,8 m.$$

$$\text{Donc : } D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 \times 1554,8 \times (0,154)^2}{18,8}} = 0,342m \quad \Rightarrow \quad D_{av} = 400mm$$

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

**Avec :**

Q : débit véhiculé par l'adduction (m<sup>3</sup>/s) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad V_1 = \frac{4 * 0,154}{\pi * 0,4^2} = 1,22 \text{ m/s}$$

Donc: la conduite gravitaire est composé d'une conduite de diamètre 400mm et de longueur 1430m.

### V.3 Dimensionnement du Bête de reprise:

#### V.3.1 Bête de la station de pompage:

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

Le débit journalier entrant la bête de prise (B.R), pendant 24h est de 13305,6 m<sup>3</sup>/j,

## V.4 Détermination du diamètre économique de conduite refoulement:

### V.4.1 Adduction à partir de la station de pompage vers réservoir de distribution:

Notre étude consiste à déterminer le diamètre économique à partir de la station de pompage vers le réservoir d'irrigation. La détermination du diamètre économique est basée sur l'étude technico-économique.

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

On choisit le tracé des conduites en charge en fonction des conditions locales (distance la plus courte possible et le plus petit nombre de détours, au plan horizontal et vertical). Ces conduites sont équipées d'accessoires (vanne, ventouses, joints de dilatation, des clapets anti-retour, des reniflards et des dispositifs de vidange.....)

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

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

Le volume d'eau de pompage doit être supérieur ou égale au volume demandé. Ce dernier est déterminé à partir du graphique de la demande qui est donné dans la variante.

On a le débit demandé  $Q_d = 0,154 \text{ m}^3/\text{s}$  par journée d'où  $V_d = 13305,6 \text{ m}^3$

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

### V.4.2 Calcul du débit d'équipement :

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

$\alpha$  : Coefficient de correction,

$\alpha = (1.04 \text{ à } 1.08)$ , on prend  $\alpha = 1,04$

$Q_{eq} = 0,160 \text{ m}^3/\text{s}$ . donc: La station de pompage qui refoule un débit de **0,160 m<sup>3</sup>/s**.

**-Formule de BRESS :**

$$D = 1,5 * \sqrt{Q}$$

**-Formule de BONNIN :**

$$D = \sqrt{Q}$$

Q: débit à élever (Débit d'équipement) en m<sup>3</sup>/s

**Remarque :** La formule de Bress est valable pour longueur de conduite  $\leq 1\text{Km}$ .

A partir de ces deux diamètres déterminés, on choisit une gamme de diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés.

### V.4.3 Calcul des pertes de charge

#### a) pertes de charge linéaires :

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

- ❖ diamètre D de la conduite en (m);
- ❖ débit Q en (m<sup>3</sup>/s);
- ❖ la rugosité absolue  $\xi$  exprimée en mm;

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

- ❖ la longueur du tronçon L en (m).
- ❖ V: vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).
- ❖  $\Delta H_l$ : perte de charge linéaire en (m).
- ❖ I: gradient hydraulique en (m/m).
- ❖ Le coefficient  $\lambda$  est obtenu par les formules suivantes:

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

$\xi$ : Rugosité absolue ; 0,046 mm. (Conduite en acier)

#### b) Pertes de charge singulières :

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,..) Elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires pour une adduction ou conduite longue.

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

#### c) Pertes de charge totales ( $\Delta H_t$ ) :

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

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,1 * \Delta H_l \Rightarrow \Delta H_t = 1,1 * \Delta H_l$$

### V.4.4 Calcul de la hauteur manométrique totale :

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

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

Hg: la hauteur géométrique

$\Delta H_a$ : pertes de charge à l'aspiration

$\Delta H_r$ : pertes de charge au refoulement

#### V.4.5 Calcul des diamètres économiques de la conduite de refoulement:

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

$$D = \sqrt{Q}$$

Données de base :

- ❖ Cote PHE bâche reprise : 96,70 m
- ❖ Cote PBE bâche reprise : 93,70 m
- ❖ Cote PHE réservoir de distribution : 153,05 m
- ❖ Cote PBE réservoir de distribution : 149,1 m
- ❖ Débit pompé : 160 l/s
- ❖ Longueur Conduite de refoulement : 1009 m
- ❖ La hauteur géométrique maximale est ainsi de  $153,05 - 93,70 = 59,35$  m
- ❖ La hauteur géométrique minimale est de  $153,05 - 96,70 = 56,35$  m

**\*refoulement 22h/24 :**

- ❖  $Q_{\text{jour}} = 0,160 \text{ m}^3/\text{s}$
- ❖  $L = 910$  m
- ❖  $H_g = 57,85$  m
- ❖  $D_{c \text{ Bonnin}} = 0,600 \text{ m} = 600$  mm

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans le **Tableau V.2** qui suit:

**Tableau V.2:** Variation des HMT en fonction du diamètre.

D (mm)	V (m/s)	$\lambda$	gradient	L (m)	$\Delta H_i$	$\Delta H_t$ (m)	HMT(m)
0,35	1,663850253	0,01283766	0.00517544	1009	5.22201896	5.74422086	63.5942209
0,4	1,27388535	0,01250999	0.00258677	1009	2.61005093	2.87105602	60.721056
0,45	1,006526697	0,01223127	0.00140349	1009	1.41612141	1.55773355	59.4077336
0,5	0,815286624	0,01198977	0.00081239	1009	0.81970151	0.90167166	58.7516717
<b>0,6</b>	<b>0,566171267</b>	<b>0,01158843</b>	<b>0.00031555</b>	1009	0.31838995	0.35022895	58.2002289
0,65	0,482418121	0,01141858	0.00020838	1009	0.21025542	0.23128096	58.081281

Donc : la conduite de refoulement à la un diamètre de 600 mm, et une vitesse de 0,57 m/s

## V.5 Dimensionnement de la station de pompage:

### V.5.1 Choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station :

Un projet d'alimentation en eau d'irrigation de la 1ère élévation est constitué d'une prise d'eau, une station de pompage et un bassin d'irrigation. Ces constructions se font suivant des schémas types, de dispositions plus adéquates pour un tel type de conditions d'exploitation, la construction dépend aussi du relief, de l'environnement. Et pour ces raisons on prend en considération certains paramètres essentiels :

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

La station de pompage doit être équipée de :

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

### V.5.2 Détermination de la hauteur d'élévation calculée :

A partir du calcul du diamètre économique de conduite de refoulement

- ❖ HMT = 58,20 m
- ❖  $Q = 0,160 \text{ m}^3/\text{s}$

### V.5.3 Détermination du nombre de pompes :

Notre station de pompage est dimensionnée à partir d'un débit max, donc il faudra choisir un nombre de pompes qui assure un débit total égal à ce débit maximum. Le choix des pompes repose sur plusieurs facteurs qui doivent être pris en considération dont :

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

On choisit des pompes monocellulaires à axe horizontale

**Tableau V.3:** Variantes pour le choix du nombre de pompes.

N	Q (l/s)	Hcal(m)	Pompe choisie	V (t/min)	P(kw)	NPSHr	D2	$\eta$ (%)
1	160	58,20	MEC-AZRBH2/125	2900	75	3,91	125	77,6
2	80	58,20	MEC-A3/100 E	2920	37	3,83	100	74
3	53,33	58,20	MEC-AZ 2/80 A	2900	22	2,99	80	74,6

D'après les résultats obtenues, et respectant les critères du choix du nombre de pompe on choisit le type de pompe suivant :

N	Q (l/s)	Hcal(m)	Pompe choisie	V (t/min)	P(kw)	NPSHr	D2	$\eta$ (%)
3	53,33	58,20	MEC-AZ 2/80 A	2900	22	2,99	80	74,6

### V.5.4 Nombre de pompes de secours :

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

- ❖  $n < 4 \Rightarrow$  une seule pompe de secours.
- ❖  $4 \leq n \leq 6 \Rightarrow$  deux(2) pompes de secours.
- ❖  $n > 6 \Rightarrow$  trois (3) pompes de secours.

Donc : on a une seule pompe de secours.

### V.5.5 Détermination de la hauteur admissible d'aspiration :

Nous avons :

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

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

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

La longueur d'aspiration  $L_{asp} = 10$  m

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10.4}{1000} = 0,04 \text{ m}$$

$$\text{et : } \sum h_p^{sing} = (0,10 \div 0,15) \cdot \sum h_p^{lin}, \quad \sum h_p^{sing} = 0,15 \cdot 0,04 = 0,006 \text{ m}$$

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2} = \frac{4 \cdot 0,053}{3,14 \cdot (0,150)^2} = 3 \text{ m/s}, \quad Da = (1,2 \div 1,5) \text{ da}$$

Da : Diamètre de la tulipe d'aspiration.

$$\frac{V_{asp}}{2.g} = \frac{3,99}{2.9,81} = 0,20 \text{ m} \quad h_{adm}^{asp} = 10,33 - 0,183 - 0,046 - 0,20 - 2,99 - 0,5 = 6,4$$

Notre pompe est loin au risque de cavitation.

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

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp,adm} - 0,1$$

$$\nabla_{axe} = 95,70 + 6,41 - 0,1 = 102,01 \text{ m}$$

### V.5.6 Choix du moteur électrique :

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

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

#### V.5.6.1 Calcul de la puissance fournie par le moteur électrique :

La puissance du moteur électrique est calculée par la formule suivante

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

$\eta_{tr}$  = Rendement de L'accouplement

$\eta_m$  : Rendement du moteur (0,92 – 0,95)

$\eta_p$  : Rendement de la pompe (0,746)

K : Coefficient de correction, il est déterminé en fonction de la puissance du moteur, les valeurs du coefficient K sont données dans le **Tableau V.4** :

**Tableau V.4:** Variation du coefficient K en fonction de la puissance P .

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

Pour P = 250 KW ; K=1,05;

$$P_{abs} = \frac{9810 * 0,053 * 58,20 * 1,2}{0,93 * 1 * 0,746} = 52312,25 \text{ w} = 52,31 \text{ kw} \quad ; \quad P_{ab} = 52,31 \text{ kw}$$

Toujours, D'après le logiciel caprari les caractéristiques de moteur correspond a la pompe choisi sont :

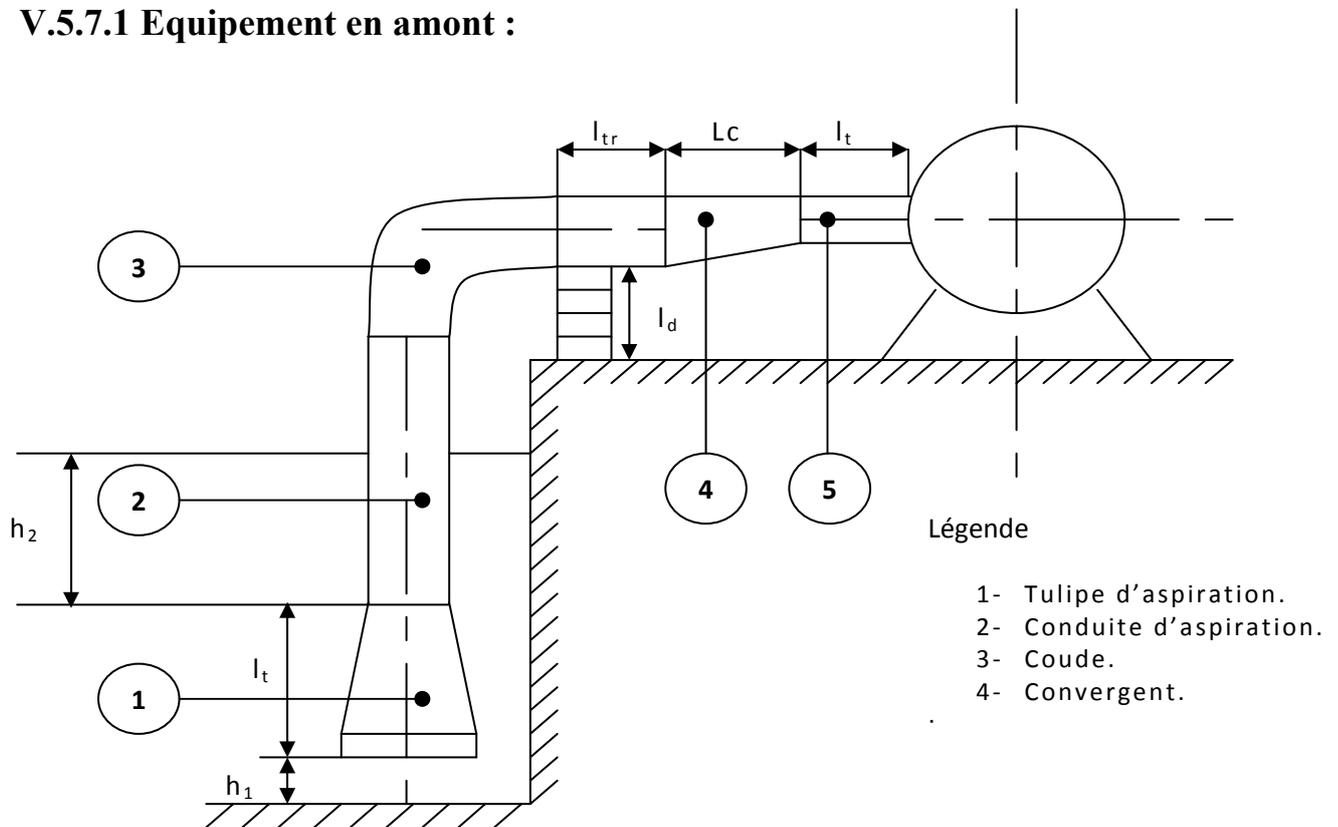
- ❖ Un moteur triphasé 50 Hz ;
- ❖ Rotor en court-circuit CAG ;
- ❖ Vitesse nominale 2950 tr/min ;
- ❖ Nombre des pôles :2

### V.5.7 Choix de l'équipement en amont et en aval des pompes :

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

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

#### V.5.7.1 Equipement en amont :



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

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

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

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

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

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

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

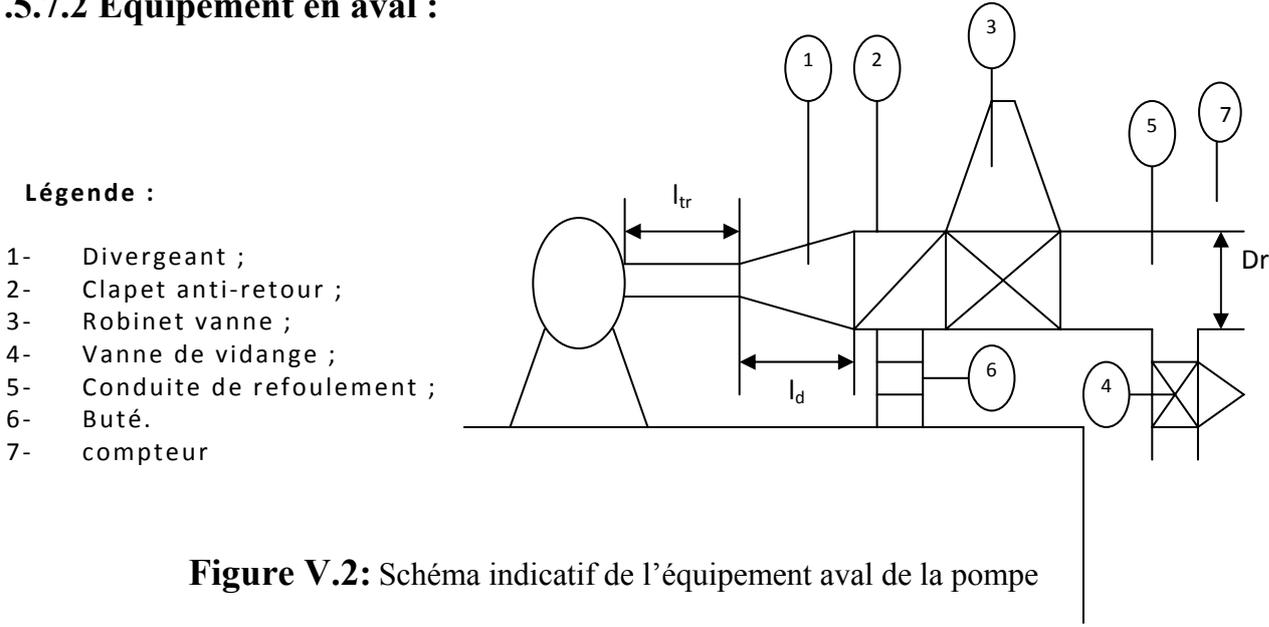
$D$  : Espacement entre les tulipes d'aspiration,  $D= (1,5\div 2)$  da ;

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

**Tableau V.5:** les dimensions des équipements amont installés.

Da(mm)	da(mm)	l <sub>t</sub> (m)	l <sub>tr</sub> (m)	De(mm)	l <sub>d</sub> (m)	h <sub>1</sub> (m)	h <sub>2</sub> (m)	D(m)
150	100	0,18	0,3	225	0,3	0,08	0,200	0,150

**V.5.7.2 Equipement en aval :**



**Figure V.2:** Schéma indicatif de l'équipement aval de la pompe

On a donc :

$l_{tr}$  : Longueur du tronçon venant avant et après la singularité :  $l_{tr} \geq 2.D_r$   
 ( $D_r$  : diamètre (économique) de la conduite de refoulement) ;

$l_d$  : Longueur du divergeant ;  $l_d = (3,5\div 4) (D_r - d_r)$  ;

$d_r$  : Diamètre du tulipe de refoulement (pompe) ;

**Tableau V.6:** les dimensions des équipements aval installé

$d_r$ (mm)	$D_r$ (mm)	$l_{tr}$ (m)	$l_d$ (m)
80	600	1,2	1,8

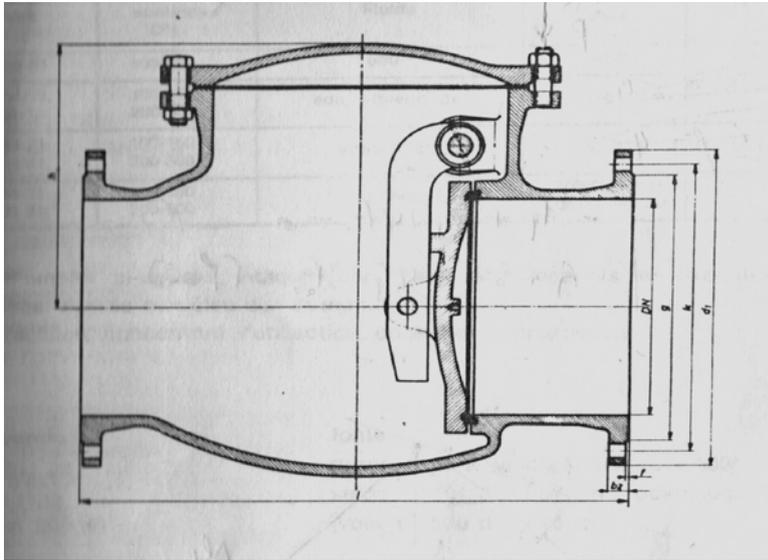
On a :  $V_r = \frac{4.Q_p}{\pi.D_r^2} = \frac{4.(554,4/3600)}{3,14.0,6^2} = 0,54 \text{ m/s}$  ;  $V_r = 0,54 \text{ m/s}$  vitesse admissible ;

**V.5.7.2.1 Robinet vanne:**

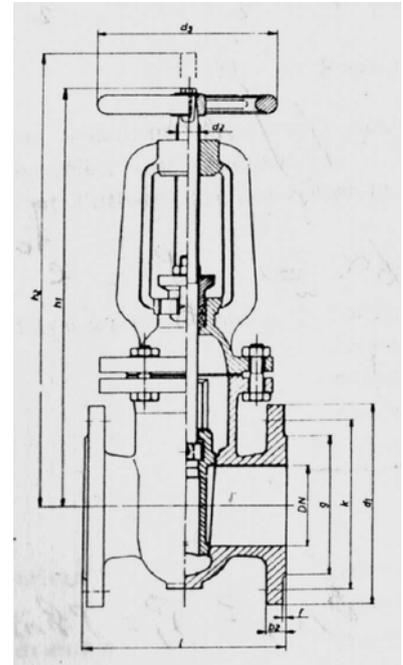
Le robinet vanne installé avant et après la pompe est de type à cage méplate en fonte avec tige fileté

### V.5.7.2.2 Clapet anti-retour

Le clapet anti-retour avec axe de battant intérieur est installé après la vanne.



**Figure V.3:** clapet anti-retour



**Figure V.4:** Robinet vanne

### V.5.8 Rendement de la station de pompage :

Le rendement de la station de pompage est lié à tous les équipements qui ont un rendement, comme le mode d'accouplement, le moteur électrique, la pompe choisie, et le rendement du réseau électrique. Donc le rendement de la station de pompage est donné par la formule suivante :  $\eta_{sp} = \eta_p \cdot \eta_{mot} \cdot \eta_{ac} \cdot \eta_{res}$

**Avec :**

$\eta_{sp}$  : Rendement de la station de pompage

$\eta_p$  : Rendement de la pompe choisie = 0,746

$\eta_{mot}$  : Rendement du moteur électrique = 0,93

$\eta_{ac}$  : Rendement du mode de raccordement = 1 (Accouplement direct)

$\eta_{res}$  : Rendement du réseau électrique = 0,98

$\eta_{sp} = 0,746 \cdot 0,93 \cdot 1 \cdot 0,98 = 0,68 = 68\%$

**$\eta_{sp} = 68\%$**

La caractéristique de la pompe et du moteur sont regroupé dans **l'annexe-2-**

### V.6 Types des bâtiments des stations de pompage :

Les bâtiments des stations de pompes se différenciés l'un à l'autre par les paramètres que nous avons mentionnés dans le paragraphe précédent. Ces bâtiments sont destinés à abriter les

équipements : hydrauliques, hydrodynamiques et énergétiques, auxiliaire et locaux du personnel.

Parmi ces types des bâtiments on peut citer les types suivants :

- ❖ Bâtiment type surface.
- ❖ Bâtiment type bloc.
- ❖ Bâtiment type bache mouillé avec une pompe noyée
- ❖ Bâtiment type bache mouillé avec une pompe dénoyée
- ❖ Bâtiment type puits bloc.
- ❖ Bâtiment type bache sèche
- ❖ Bâtiment type puits bache sèche.

En Algérie on remarque que le type le plus fréquent et le plus utilisé est le bâtiment type surface. Et lorsque on prend en considération le type de sol qui est de nature (roc solide) on peut dire que le type de notre bâtiment c'est un bâtiment de surface c'est à dire que tous l'ouvrage de la station est surélevé.

### V.6.1 Modalité de construction du bâtiment :

La partie souterraine est exécutée en béton armé, on peut la faire en préfabriqué, on utilise aussi la brique pour les murs.

Pour le dimensionnement de la station de pompage il faut prendre en considération tous les éléments qui se trouvent à l'intérieur et au voisinage de la station de pompage comme la bache d'eau ainsi que les conduites d'aspiration et de refoulement.

L'élément essentiel pour le dimensionnement de la station de pompage réside en l'encombrement des groupes et des conduites, ainsi que les pièces spéciales, le nombre des pompes, et la pompe de secours qui doit être installée.

Les groupes sont souvent installés en lignes, si le nombre des pompes dépasse 5, les pompes seront installées en parallèle. Le contact entre le sol et la fondation ne doit pas présenter des déformations, ou bien des défauts dans la construction, les travaux de bétonnage devront être faits soigneusement et avec précaution.

#### V.6.1.1 Partie supérieure du bâtiment :

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

Il est recommandé de prendre la hauteur de station de pompage normalisée ( $H_b$  : 3,5 m ; 4,2 m ; 4,8 m ; 5,4 m ; 6 m....)

La longueur du bâtiment  $l_b = 3, 6, 18, 21, 24$  m .....

La distance entre les poteaux (3, 6, 9, 12..).

Si la longueur du bâtiment dépasse 18 m, on prévoit deux sorties, la plate forme de montage se trouve juste à l'entrée du bâtiment.

Pour les grandes stations de pompage dont la longueur dépasse 18 m on préfère

de réaliser deux plates formes de montage, on note aussi que pour faire la réalisation il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons De sécurité.

On note quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment :

Distance entre les pompes entre 0,8 et 1,2 m ;

Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de  $l > 2m$ .

Distance entre les armoires de commande

Dimensions des portes  $3 \times 3$  ;  $3,6 \times 3,6$  ;  $4 \times 3$  ;  $4,2 \times 4$  ;  $4,8 \times 5,4$

La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

### V.6.1.2 Partie supérieur du bâtiment :

#### a) Hauteur du bâtiment :

Elle est égale a  $H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$  avec :

- ❖  $h_5$  : hauteur verticale tel que  $h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{réserve}} \Rightarrow h_5 = 0,53 + 0,3 + 0,5$  d'ou  $h_5 = 1,33$  m
- ❖  $h_6$  : hauteur réservé a l'homme  $h_6 = 2,2$ m
- ❖  $h_7$  : hauteur du chariot  $h_7 = 0,3$ m
- ❖  $h_8$  : hauteur du profilées  $h_8 = 0,8$ m
- ❖  $h_9$  : hauteur de sécurité  $h_9 = 0,5$ m

On obtient alors  $H_b = 1,33 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5$  alors  $H_b = 5,13$ m

#### b) Largeur du bâtiment :

$L = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2S$  avec S : épaisseur des murs  $S = 0,2$ m

$l_1$  = distance entre le mur et le 1<sup>er</sup> organe tel que  $l_1 = 0,2$ m

$l_2$  = distance entre les tubulures et  $l_2 = 0,6$  m

$l_3$  = longueur des accessoires d'aspirations

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{\text{tasp}} + l_c + l_j + l_d$$

$l_j$  : Longueur des joints

$l_p$  : Longueur de la pompe = 543 mm = 0,543 m.

Pour déterminer la longueur d'aspiration, il faut d'abord déterminer les longueurs des pièces utilisées (tronçon, convergent, clapet pied crépine).

$l_c = 0,18$  m,  $l_{tr} = 0,3$  m.

Donc :  $l_3 + l_4 = 0,543 + 0,3 + 0,3 + 0,18 + 1 + 1,8 = 4,12$  m  $\longrightarrow$   $l_3 + l_4 = 4,12$  m

D'où  $L = 0,2 + 0,6 + 4,12 + 2 * 0,2 = 5,32$  m

On obtient alors une longueur totale de  $L = 5,32$ m et on prend  $L = 8$ m

#### c) Longueur du bâtiment :

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

$$L_b = n_p.L + l_{int} + l_{p.f} + l_r$$

Avec :

$n_p$  : nombre de pompes = 3 pompes + pompe de secours

$L$  : Longueur de la pompe+ moteur ; 1189mm

$l_{int}$  : Distance entre deux pompes voisines, distance entre 2 groupe électropompes est :

$L < 1m$  si  $U < 1000$  volts et  $L > 1,2m$  si  $U > 1000$  volts on prend  $L_{pf}=1m$

$l_{p.f}$  : Longueur de la plate forme =2,5m

$L_p$  : Longueur du bureau du personnel=4m

$$L_b = 4. (1,189) + 1 + 2,5 + 4 + 0,5 = 12,756 \text{ m} \longrightarrow L_b = 12,756 \text{ m}$$

On obtient alors  $L_b = 13 \text{ m}$  et on prend une longueur recommandée  $L_b = 18 \text{ m}$

#### **d) Le nombre de fenêtres :**

$n_f = \sum \text{surfaces} / \text{surface fen\^etres} = (10-15)\% \text{ surface de la salle des machines.}$

$n_f = \sum S_f / S_f$  avec surface d'une fen\^etre normalis\^e =  $(1,4 * 2,2) \text{ m}$

D'o\^u  $n_f = \sum 8.18 * 15\% / (1,4 * 2,2)$

Donc  $n_f = 7$  fen\^etres.

#### **e) Marches d'escaliers :**

- ❖ Hauteur : soit (15- 16,5- 17,3) cm, on va prendre 16,5cm.
- ❖ Largeur : soit (30- 29,26) cm, on va prendre 30cm.
- ❖ Longueur : varie (90 ÷ 220) cm, on va prend 150cm.
- ❖ Pente : soit 1/1,75 ; 1/1,15, nous on prend 1/1,75

### **V.6.2 Choix des moyens de protection contre le coup de bélier et l'incendie :**

#### **V.6.2.1 Choix des moyens de protection contre le coup de bélier :**

Le coup de bélier est un phénomène transitoire oscillatoire qui se produit dans les conduite en charges et pour éviter la dépression et la surpression on doit faire appel à : un réservoir anti-bélier. Le volant d'inertie, Soupape de décharge, cheminé de va et vient, et le calcul se fait par les abaques ou bien par la méthode de BERGERON.

#### **V.6.2.2 Choix des moyens de protection contre les incendies :**

On doit avoir une pompe d'incendie qui refoule un débit de  $120 \text{ m}^3/\text{h}$  en deux heures et on doit placer les poteaux d'incendie.

### **V.7 Dimensionnement du réservoir :**

Le réservoir est un ouvrage hydraulique de stockage et de régulation présentant le principe de fonctionnement suivant :

- ❖ Assurer la sécurité de la distribution en cas d'arrêt de pompe

- ❖ Assure une régulation de débit entre le débit d'apport et le débit de consommation
- ❖ De plus il permette de constituer une réserve d'eau.

### V.7.1 Le rôle du réservoir de régulation :

Le rôle de réservoir de régulation est la régulation de pression d'eau dans le réseau et l'automatisation de la station de pompage, la régulation se faire par réservoir intercalé entre le réseau et la station de pompage. Les réservoirs doit être équipé par :

- ❖ une conduit d'aménagé (refoulement et distribution).
- ❖ une conduit de vidange et trop plein, cette dernier à tendance à évacuer le débit en surplus arrivant au réservoir en cas ou la pompe ne s'arrête pas, elle doit être placée à limite du niveau maximum susceptible d'être atteint par l'eau. Elle ne comportera pas de robinet.
- ❖ La capacité de stockage de notre réservoir est de  $1000 \text{ m}^3$ , et la section circulaire la plus adapter généralement pour les réservoirs de capacité inférieur à  $10000 \text{ m}^3$ , et la hauteur utile est limité généralement entre 3 à 6m.

D'après notre étude nous avons abouti à une conduite gravitaire de diamètre DN=400 mm qui permet de véhiculer le débit jusqu'aux bache de reprise  $0,154 \text{ m}^3/\text{s}$ . Et conduite de refoulement de diamètre DN=600 mm qui transfert l'eau vers un réservoir de stockage avec une hauteur manométrique HMT=58.20 m, et nous avons pu déterminer le nombre et le type de pompe favorable aux conditions de refoulement ainsi que les dimensions des différents équipements en amont et en aval de la pompe. et les dimensions du bâtiment

**Chapitre : VI**

**Dimensionnement  
du réseau  
collectif  
d'irrigation**

Le réseau collectif de distribution d'eau est essentiellement constitué par des canalisations enterrées, livrant l'eau sous pression aux différentes exploitations agricoles par l'intermédiaire des bornes (prises) d'arrosages.

Le développement de ces réseaux de distribution par les conduites sous pression est lié principalement, à la rationalisation de la ressource en eau et particulièrement la généralisation des méthodes d'irrigation modernes à la demande.

C'est dans ce contexte que notre attention dans ce chapitre s'est accentuée à la mise au point de la méthodologie d'optimisation du réseau de distribution d'irrigation sous pression.

### **VI.1 Découpage du périmètre en îlots d'irrigation :**

Par définition, l'îlot d'irrigation est la plus petite unité hydraulique indépendante, desservie par une borne d'irrigation, pour éviter tout conflit entre agricultures.

Le découpage des îlots devrait être effectué en respectant les principes suivants :

- ❖ La délimitation des îlots a été effectuée de manière à leur donner une forme qui soit la plus régulière et la plus compacte possible, les limites des îlots coïncident généralement avec le tracé des voies de communication, on respecte les grandes lignes directrices du relief, lignes de crête, thalwegs.
- ❖ En général, le nombre d'exploitations regroupées dans un îlot ne devrait pas dépasser six.
- ❖ Une limite d'un îlot ne doit pas diviser une exploitation ou propriété d'un seul tenant à moins que la taille de celle-ci dépasse la superficie maximum admise pour un îlot.
- ❖ Dans le cas où une grande exploitation privée doit être divisée en deux îlots ou plus, ces îlots sont la mesure du possible de la même taille.

### **VI.2 Modalités de distribution [3]:**

#### **VI.2.1 L'irrigation à la demande :**

Cette technique (choisie de notre périmètre) laissant le choix à l'agriculteur d'utiliser sa propre borne (prise) d'irrigation en temps opportun. C'est le mode le plus couramment retenu, néanmoins, très complexe, car les appels de débits sont totalement aléatoires.

La Modalité de distribution retenue est l'irrigation à la demande.

#### **VI.2.2 L'irrigation au tour d'eau :**

C'est un mode de desserte spécifique et très rigide, il en existe deux types :

- ❖ Avec un tour d'arrosage, à module fixe et uniforme sur tout le réseau, chaque irrigant pourra irriguer au cours d'un tour d'eau, pendant une durée proportionnelle à la surface irriguée.
- ❖ Avec un tour d'arrosage à module variable sur tout le réseau : dont les conduites de desserte sont calculées de manière à obtenir un fonctionnement continu au cours du tour d'eau et en fonction de la surface irriguée.

L'inconvénient de ce mode, est le respect de tour d'arrosage, qui nous mène à concevoir un organisme de contrôle. Pour apporter une solution adéquate à ce problème, nous devons prévoir deux modalités :

### **VI.2.3 Tour d'arrosage à la borne :**

Chacune des bornes du réseau reçoit un débit correspondant au débit fictif continu des superficies irriguées qu'elles desservent. Ce débit constitue alors, le module qui est utilisé successivement par les différentes prises de la borne et pendant des durées proportionnelles aux superficies desservies. Chaque borne est équipée d'un limiteur de débit commun aux différentes prises.

### **VI.2.4 Tour d'arrosage à l'antenne :**

Dans le cas des petites propriétés, les modules disponibles lors de l'application des modalités précédentes, pourront être trop faibles, d'où l'option de regrouper plusieurs bornes sur une seule antenne donnée. Le débit fictif continu relatif aux superficies irriguées, desservies par cette antenne, constituera le module d'irrigation, successivement délivré aux différentes prises de l'antenne.

Dans le cadre de notre projet, on adopte une distribution d'eau d'irrigation à la demande, caractérisée par une souplesse, en laissant l'irrigant utiliser selon sa convenance sa prise d'irrigation.

## **VI.3 Principe de tracé :**

Le tracé du réseau de distribution est un problème complexe qui ne résume pas à un problème de plus court chemin pour desservir différents points. En toute rigueur, le tracé du réseau devrait consister en plusieurs allers et retours entre le calcul économique des diamètres et le calcul des chemins les plus courts. Dans tous les cas les principes généraux guidant le choix du tracé ont été les suivants :

Dans la mesure du possible, les conduites suivent les limites existantes, soit les limites physiques (routes, pistes, etc...). Soit les limites des parcelles, tout en respectant les limites existantes, on identifie dans chaque secteur un ou plusieurs "axes principaux" définissant le tracé des plus grosses conduites.

On évite de faire passer les conduites au milieu des parcelles, surtout les plantations. Cette règle est respectée plus ou moins systématiquement dans le cas des plus petites conduites, mais dans le cas des conduites principales il est parfois préférable de traverser les parcelles pour éviter des déviations excessives.

## **VI.4 Matériaux de construction des canalisations :**

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

Parmi les matériaux utilisés on peut citer : l'acier, la fonte, et le PVC.

Nous utiliserons les conduites en PVC (PN 10 bar) car il possède les avantages suivant :

- ❖ Bonne résistance à la corrosion
- ❖ Disponible sur le marché
- ❖ Une pose de canalisation facile

Et Leur inconvénient est le risque de rupture mais il ne pose pas un problème dans notre projet parce que la pression maximale dans le réseau projeté ne dépasse pas 3.5 bar.

### **VI.5 Optimisation des diamètres des canalisations du réseau collectif de distribution :**

Ayant déterminé les débits de pointe à transiter. On est amené à calculer les diamètres des canalisations satisfaisant aux conditions techniques et donnant le coût minimum. Pour ce faire, on doit disposer des données suivantes :

- ❖ Tracé du réseau, donc longueur de chaque tronçon.
- ❖ Débit à transiter pour chaque tronçon.
- ❖ Conditions aux limites aval, c à d cotes piézométriques minimum à assurer.
- ❖ Condition à la limite amont, cote piézométrique disponible à l'entrée du réseau.
- ❖ Vitesse minimum et maximum admises dans les tuyaux.

#### **VI.5.1 Calcul Des Diamètres:**

Ayant ainsi déterminé les débits de canalisations à transmettre pour chaque flots, pour suite on fait la détermination des diamètres, pour cela on utilise la formule suivante:

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\Pi * V}}$$

Au début on va fixer la vitesse en 1,1 m/s, dans ce cas on a déterminé le calcul de diamètre il faut normaliser les résultats en fonction de la dimension commerciale des conduites.

#### **VI.5.2 La vitesse admissible :**

La fixation d'un seuil minimum de vitesse admissible dans les conduites, ne correspond pas véritablement à un impératif technique et n'a pour objectif, que l'introduction d'un seuil raisonnable de diamètre maximum envisagé, pour transiter un débit donné. Ceci nous permettra d'accélérer le calcul d'optimisation. Par contre, la fixation d'un seuil maximum de vitesse tolérée correspond à un compromis entre :

- ❖ La recherche d'économiser le coût d'investissement.
- ❖ Les risques de corrosion.

En général dans le projet d'irrigation on prend la vitesse entre (0,5-2) m/s.

#### **VI.5.3 Calcul des pertes de charges:**

##### **a) pertes de charge linéaires :**

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

- ❖ diamètre D de la conduite en (mm);

- ❖ débit  $Q$  en ( $m^3/s$ );
- ❖ la rugosité absolue  $\xi$  exprimée en mm;
- ❖ la longueur du tronçon  $L$  en (m).

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbakh})$$

- ❖  $V$ : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) ;
- ❖  $\Delta H_l$ : Pertes de charge linéaires en (m) ;
- ❖  $I$ : gradient hydraulique en (m/m) ;
- ❖ Le coefficient  $\lambda$  est obtenu par les formules suivantes:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log} \left( \frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{Formule Colebrook}).$$

- ❖  $R_e$ : Nombre de Reynolds ;  $R_e = \frac{V * D}{\nu}$
- ❖  $V$ : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;
- ❖  $D$ : diamètre de la conduite (m) ;
- ❖  $\nu$ : viscosité cinématique de l'eau ( $10^{-6} m^2/s$ ) ;
- ❖  $\xi$ : Rugosité absolue de la conduite ;

### b) Pertes de charge singulières :

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....) Elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires pour une adduction ou conduite longue.

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

### c) Pertes de charge totales ( $\Delta H_t$ ) :

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

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,1 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,1 * \Delta H_l \end{aligned}$$

Les résultats des calculs qui sont faits par logiciel EPANET sont représentés dans le **tableau VI.1, tableau VI.2** sous dessous :

**Tableau VI.1** : Calcul des débits et des pressions de la borne.

Points	X (m)	Y (m)	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
B1	1215,44	1338,74	117,38	21,27	146,58	29,2
B2	1262,12	1402,6	121,8	35,92	146,55	24,75
B3	1017	1538,22	110,65	25,7	144,96	34,31
B4	1302,53	1691,67	104,04	20,18	144,27	40,23
B5	1053,64	1697,61	98,54	8,38	144,27	45,73
B6	845,18	1844,38	108,86	24,64	140,3	31,44
B7	971,57	1871,37	89,54	9,03	142,04	52,5
B8	1234,54	2047,21	106,5	9,03	137,6	31,1
N1	1205,28	1382,9	127,4	0	146,73	19,33
N2	1106,02	1588,9	105,92	0	145,43	39,51
N3	933,19	1954,66	103,69	0	141,35	37,66
Bâche	1099,89	1238,74	147,85	-154,15	147,85	0

**Tableau VI.2** : Calcul hydraulique du réseau collectif de distribution.

Conduite	Longueur(m)	Départ	Fin	Diamètre (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Matériau	perte de charge unit (m/km)
C-1	531,2	Bâche	N 1	415,6	154,15	1,14	PVC	2,11
C-2	239,48	N2	B5	230,8	51,08	1,22	PVC	4,82
C-3	386,51	B5	B7	207,8	42,7	1,26	PVC	5,78
C-4	91,86	N 1	B1	207,8	21,27	0,63	PVC	1,64
C-5	120,32	N 1	B1	258,6	35,92	0,68	PVC	1,47
C-6	457,2	N 1	N 2	327,8	96,96	1,15	PVC	2,85
C-7	183,16	B1	N 3	207,8	33,67	0,99	PVC	3,76
C-8	204,9	N 2	B3	207,8	25,7	0,76	PVC	2,31
C-9	440	N 2	B4	184,6	20,18	0,75	PVC	2,64
C-10	279,8	N 3	B6	184,6	24,64	0,92	PVC	3,78
C-11	632,6	N 3	B8	115,4	9,03	0,86	PVC	5,93

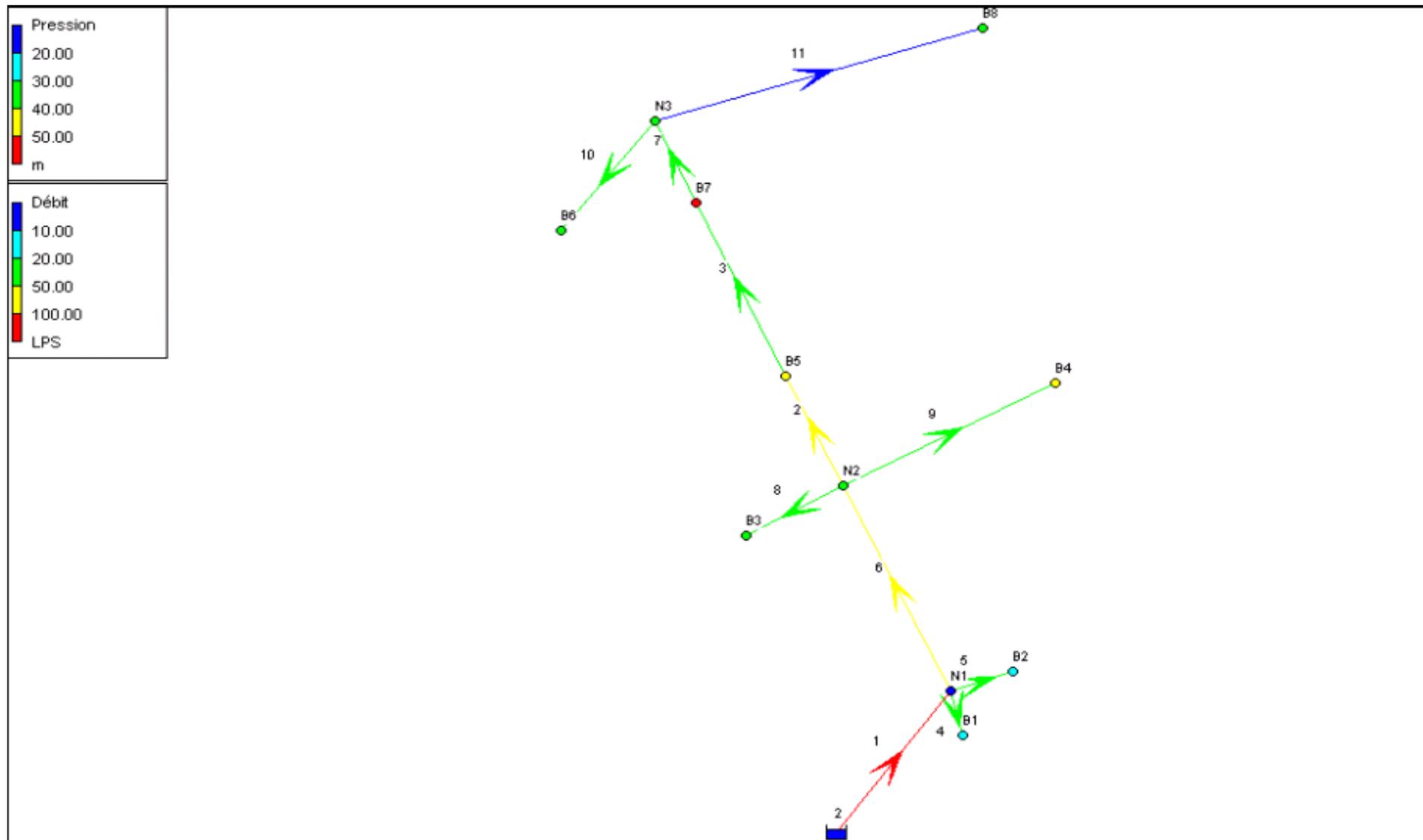


Figure VI.1 : Représentation du réseau de distribution avec pressions et des débits de périmètre de HARCHOUN.

## VI.6 Les équipements du réseau de distribution:

### VI.6.1 les équipements de contrôle des conduites :

#### VI.6.1.1 Les vanne :

Leur utilité dans les réseaux d'irrigation est d'isoler les appareils placés en dérivation sur le réseau (ventouses, clapet d'entrée d'air, soupapes de décharge...), de réaliser les ouvrages de vidange des conduites et d'isoler des parties du réseau sur lesquelles il sera possible d'intervenir (réparation ou réalisation d'un piquage) sans faire arrêter complètement le réseau d'irrigation

Pour bien équiper notre réseau, conformément aux normes, tout groupe de dizaine de bornes sera équipé d'une vanne de sectionnement en tête. Il en sera de même pour toute borne isolée qui sera dotée d'une vanne de sectionnement en tête, sauf dans le cas où la canalisation reliant la conduite secondaire à la borne est inférieure à 50m la vanne sera placée près de la borne.

Pour le sectionnement des conduites ; on utilise deux types de vannes, vanne à opercule à cage ronde pour les diamètres supérieurs à 300mm et des vannes à papillon pour les diamètres plus importants.

#### VI.6.1.2 Les ventouses :

Elles sont destinées à évacuer les poches d'air et sont placées aux points hauts systématiquement entre deux vannes. Le choix de la ventouse est fait directement en fonction du diamètre de la conduite selon les correspondances ci-après :

**Tableau VI.3 :** diamètre des ventouses adapté à la canalisation

Diamètre de conduite (mm)	Diamètre de ventouse (mm)
$D < 500$	D 80
$600 < D < 900$	D 100
$900 < D < 1200$	D150
$D > 1200$	D 200

Le principe de fonctionnement d'une ventouse est basé sur un flotteur qui obture un orifice situé au sommet de la ventouse, si de l'air s'accumule dans le corps de la ventouse, le flotteur descend et libère l'orifice jusqu'à expulsion complète de l'air accumulé.

#### VI.6.1.3 vidange :

Elles ne sont envisagées que pour les diamètres supérieurs à 200 mm. Pour les branches extrêmes de petit diamètre les vidanges seront faites par pompage ou par des bornes placées à des points bas de distribution.

#### VI.6.1.4 Les borne d'irrigation :

La borne d'arrosage constitue un appareil compact, plus particulièrement étudié pour les réseaux fonctionnant à la demande et cumulant plusieurs fonctions, l'arrêt ou mise en service de la borne, desserte à un ou plusieurs usagers disposant chacun d'une prise individuelle, régulation de

la pression, limitation du débit prélevé par chaque prise à la valeur maximale affectée à l'utilisateur par conséquent comptage des volumes débités par chaque prise.

### VI.6.1.5 Soupapes de décharge anti-bélier :

Elles sont utilisées pour contrecarrer les coups de bélier ayant pour origine les fermetures des vannes (vanne de garde des bornes, vannes de sectionnement et de vidange), ce qui engendre des surpressions. Les soupapes de décharge sont constituées d'un orifice relié à la conduite à protéger et obturé par un organe mobile (la soupape) sur lequel s'exerce deux forces, une due à la pression de l'eau s'exerçant sur l'une des faces, l'autre à une force antagoniste due à un ressort taré sur l'autre face. Lorsque la pression de la conduite dépasse la valeur de réglage de l'appareil, la soupape s'ouvre et évacue une partie du débit de la conduite en faisant ainsi chuter la pression.

### VI.6.2 Schémas des différents équipements :



**Figure VI.2:** Les vannes de sectionnement.



**Figure VI.3:** Ventouse.



**Figure VI.4:** borne d'irrigation.

Dans le cadre de ce projet le périmètre est découpé en 11 îlots d'irrigation du périmètre Avec une taille moyenne de 20,8 ha pour équiper 230 ha.

Le réseau de distribution est sous pression, et la desserte est à la demande, d'où la valeur élevée des débits à transiter par les différents tronçons du réseau.

# **Chapitre : VII**

# **Projection d'un Système d'irrigation**

**Chapitre : VIII**

**Organisation  
de  
chantier**

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions d'un projet ou un travail quelconque. Cette organisation consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter.

Pour que tout le travail dans les chantiers puisse se faire dans un ordre correct à temps c'est à ne pas dépasser les limites fixées au départ, pour que le travail sera plus économique, avant d'aller sur chantier et entamer la réalisation il faut commencer par une étude théorique c'est ce qu'on appelle la planification qui consiste constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens qui rentrent dans les jeux.

Avoir une méthode d'ordonnement des travaux nous permet de décomposer l'ouvrage ou les ouvrages à réaliser en plusieurs opérations ou tâches, de déterminer les relations entre opérations, ainsi connaître les tâches qui sont amont et celles qui sont en aval d'une opération (la succession chronologique des opérations).

Le but de ce chapitre consiste à étudier l'ensemble des opérations concernant la conduite gravitaire, station de pompage, la conduite de refoulement, réseau de distribution, et d'assurer que le travail se fait dans un ordre correct, sans retard aussi économique ainsi que le choix des engins convenable pour réaliser ces opérations.

## VIII.1 Calcul des volumes des travaux :

### VIII.1.1 Calcul des volumes des travaux de la station de pompage :

Soit les dimensions de notre station de pompage suivantes :

- ❖ Largeur du bâtiment = **8 m**.
- ❖ Longueur du bâtiment = **18 m**.

Le bâtiment ayant une longueur de **18 m** et une largeur de **8 m**, sachant que l'espacement entre deux poteaux est de **(3 - 5) m**, on choisit d'avoir un espacement de **4 m** en longueur sauf pour les deux derniers poteaux la distance est de **4,5 m**. La distance est **3,6 m** en largeur sauf pour les deux derniers poteaux elle est de **3,5 m**.

Ce qui donne un nombre de poteaux égal à **16 poteaux**.

Le nombre de fouilles ainsi que le nombre des semelles est égal au nombre de poteaux donc le nombre de fouilles égal à **16 fouilles**, avec  $C_f$  : profondeur de la fouille = **1,5 m**.

- Les demi-poteaux sont de longueur  $L=0,30m$  et de largeur  $l=0,30m$  et de hauteur  $h=1,70m$

- Les poteaux sont de longueur  $L=0,30m$  et de largeur  $l=0,30m$  et de hauteur  $h=5,13m$ .

- Les semelles sont de longueur  $L=1,5m$  et de largeur  $l=1,5m$  et de hauteur  $h=0,30m$ .

- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de **7cm**.

- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de **93cm**.

- Les longrines ont une hauteur  $h=30\text{ cm}$  et une largeur  $l=30\text{ cm}$  et une épaisseur de **40 cm**.

- Le volume d'une pièce est exprimé  $(L \cdot l \cdot h)$  avec  $L$  : longueur,  $l$  : largeur et  $h$  : hauteur.

- Surface de unitaire brique est :  $S_{ub} = 0,3 \times 0,2 = 0,06 \text{ m}^2$ .

Les résultats de calcul des différents volumes des opérations sont regroupés dans le **Tableau VIII.1** :

**Tableau VIII.1** : Volume des travaux de la station pompage.

N° Opération	Désignation	Unité	Quantité
1	Décapage	M <sup>3</sup>	14,4
2	Excavation	M <sup>3</sup>	50,625
3	Béton propreté	M <sup>3</sup>	3,375
4	Béton armé semelle	M <sup>3</sup>	10,125
5	Béton armé demi poteaux	M <sup>3</sup>	2,295
6	Béton armé des poteaux	M <sup>3</sup>	6,926
7	Longrine	M <sup>3</sup>	18,72
8	Chape inferieur	M <sup>3</sup>	10,08
9	Dalle supérieure	M <sup>3</sup>	10,08
10	Remblai compacté des fouilles et casiers	M <sup>3</sup>	109
11	Maçonnerie	U	6980

### VIII.1.2 Calcul des volumes des travaux des réservoirs :

Les réservoirs de notre système d'adduction est de capacité 1000 m<sup>3</sup>.

La profondeur d'excavation est de 2 m ;

- Le diamètre d'excavation doit être supérieur à celui du réservoir de 2 m (1m de part et d'autre) ;
- L'épaisseur du lit de tout venant est de : 0,3 m ;
- L'épaisseur du béton de propreté est de : 0,15 m ;
- L'épaisseur du radier du réservoir est de : 0,15 m ;
- L'épaisseur du voile du réservoir est de : 0,25 m ;
- La ceinture supérieure est de section rectangulaire 0,5\*0,4 m<sup>2</sup> ;
- L'épaisseur de la coupole est de 0,1 m ;
- L'acrotère à 0,3 m de hauteur et 0,08 m d'épaisseur ;
- Les chicanes sont en brique de surface unitaire de 0,2\*0,3 m<sup>2</sup>.

Les chambres de manœuvres des réservoirs n'auront qu'un seul mur commun avec leur réservoir respectif.

Les chambres de manœuvre auront les dimensions suivantes :

- La longueur est de 3-6 m ;
- La largeur est de 2-5 m ;
- La hauteur est de 3 m ;
- Les murs enterrés sont en béton armé de 0,2 m d'épaisseur sur une profondeur de 0,5m ;
- Les murs sur le sol sont en briques sur une hauteur de 2,5 m ;

- La dalle à 0,15 m d'épaisseur repose sur 4 poteaux est 3 ceintures ;
- Les poteaux sont de forme carrée (0,3\*0,3 m<sup>2</sup>) et les ceintures de forme rectangulaire (0,3\*0,45 m<sup>2</sup>).

Le réservoir a un diamètre intérieur de 18 m et une hauteur de 4m. La chambre de manœuvre a 5 m de longueur, 4m de largeur et 3 m de hauteur.

### VIII.1.2.1 Calcul du volume des déblais :

Le volume total des déblais est la somme des volumes des déblais du réservoir et de la chambre de manœuvre.

$$V_d = \left[ \left( \frac{\pi * D_{exc}^2}{4} \right) + (L * l) \right] * h_{exc} \quad (VIII.1.7)$$

$V_d$  : volume total des déblais (m<sup>3</sup>) ;

$D_{exc}$  : diamètre d'excavation (m),  $D_{exc} = D_{ext} + 2$  ;

$D_{ext}$  : diamètre extérieur du radier du réservoir (m),  $D_{ext} = 18,6$  m ;

$L$  : longueur de la chambre de manœuvre (m) ;

$l$  : largeur de la chambre de manœuvre (m) ;

$h_{exc}$  : profondeur d'excavation (m),  $h = 2$  m.

$$\text{A.N : } V_d = \left[ \left( \frac{3,14 * 20,6^2}{4} \right) + (5 * 4) \right] * 2 \Rightarrow V_d = 706,24 \text{ m}^3$$

On prend un volume des déblais de **707 m<sup>3</sup>**.

### VIII.1.2.2 Calcul du volume du tout venant :

Le volume du tout venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \frac{\pi * D_{exc}^2}{4} * e_{tv}$$

$V_{tv}$  : volume du tout venant (m<sup>3</sup>) ;

$e_{tv}$  : épaisseur de la couche du tout venant (m),  $e_{tv} = 0,3$  m ;

$$\text{A.N : } V_{tv} = \frac{3,14 * 20,6^2}{4} * 0,3 \Rightarrow V_{tv} = 99,93 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du tout venant de **100 m<sup>3</sup>**.

### VIII.1.2.3 Calcul du volume de béton de propreté :

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures du réservoir. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \frac{\pi * D_{bp}^2}{4} * e_{bp}$$

$V_{bp}$  : volume du béton de propreté ( $m^3$ ) ;

$D_{bp}$  : diamètre de la couche du béton de propreté (m),  $D_{bp} = D_{ext} + 1,2$

$e_{bp}$  : épaisseur de la couche du béton de propreté (m),  $e_{bp} = 0,15$  m ;

$$A.N : V_{bp} = \frac{3,14 * 19,8^2}{4} * 0,15 \Rightarrow V_{bp} = 46,16 m^3.$$

On prend un volume du béton de propreté de **47 m<sup>3</sup>**

### VIII.1.2.4 Calcul du volume du béton armé :

Les éléments des réservoirs dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- ❖ Radiers des réservoirs;
- ❖ Voiles des réservoirs ;
- ❖ Voiles de la chambre de manœuvre
- ❖ Ceintures supérieures des réservoirs;
- ❖ Coupoles des réservoirs;
- ❖ Poteaux de la chambre de manœuvre;
- ❖ Ceintures de la chambre de manœuvre;
- ❖ Chape de la chambre de manœuvre;
- ❖ Dalle de la chambre de manœuvre;
- ❖ Maçonnerie des chicanes des réservoirs;
- ❖ Maçonnerie de la chambre de manœuvre.

Les éléments du réservoir, ayant des formes circulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_{ba} = \frac{\pi * (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H$$

Avec :

- ❖  $D_{ext}$  : diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m) ;
- ❖  $D_{int}$  : diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m) ;
- ❖  $H$  : hauteur de l'élément du réservoir (m) ;

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau VIII.3.a.

**Tableau VIII.2** : Calcul du volume du béton armé du réservoir de 1000 m<sup>3</sup>.

Élément	$D_{ext}$ (m)	$D_{int}$ (m)	H (m)	$V_{ba}$ (m <sup>3</sup> )
Radiers	18,6	-	0,45	122,21
Voiles	18,7	18	4	80,67
Ceintures supérieures	19	18	0,5	14,52
Acrotères	19	18,64	0,3	3,19
<b>Total</b>				<b>220,59</b>

### \* Coupoles :

La coupole est une calotte sphérique de rayon :

$$R = \frac{f^2 + (D/2)^2}{2 * f}$$

- ❖ R : rayon de la coupole (m) ;
- ❖ D : diamètre du réservoir (m), D = 18 m ;
- ❖ f : flèche de la coupole (m), f = 1,5 m ;

Et de volume :

$$V_c = 2 * \pi * R * f * e_c$$

- ❖  $V_c$  : volume du béton armé de la coupole ( $m^3$ ) ;
- ❖  $e_c$  : épaisseur de la coupole (m),  $e_c = 0,1$  m.

$$\text{A.N : } R = \frac{1,5^2 + (18/2)^2}{2 * 1,5} \Rightarrow R = 27,75 \text{ m}$$

$$\text{Ainsi : } V_c = 2 * 3,14 * 27,75 * 1,5 * 0,1 \Rightarrow V_c = 26,14 \text{ m}^3$$

Le volume total du béton armé du réservoir est tel que  $220,59 + 26,14$  soit  $246,73 \text{ m}^3$ , que l'on majore à **247 m<sup>3</sup>**.

Les résultats de calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre sont récapitulés dans le tableau VIII.3.b.

**Tableau VIII.3 :** Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.

Eléments	longueur (m)	largeur (m)	hauteur h	Nombre	V =L*I*h (m <sup>3</sup> )
Chape inférieure	5	4	0,07	1	1,4
Voiles	5	0,2	0,5	3	1,5
Poteaux	0,3	0,3	3	4	1,08
Ceintures inf. long.	5	0,3	0,3	3	1,35
Ceintures inf. larg.	4	0,3	0,3	3	1,08
Ceintures sup.long.	5	0,3	0,3	3	1,35
Ceintures sup.larg.	4	0,3	0,45	3	1,62
Dalle supérieure	5	4	0,07	1	1,4
				<b>Total</b>	<b>10,78</b>

Le volume total du béton armé de la chambre de manœuvre sera de  $10,78 \text{ m}^3$ , que l'on majore à **11 m<sup>3</sup>**.

### VIII.1.2.5 Calcul du volume du remblai compacté :

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation.

$$V_r = \frac{\pi * (D_{exc}^2 - D_{ext}^2) * h}{4}$$

$V_r$  : volume du remblai compacté ( $m^3$ ) ;

$D_{ext}$  : diamètre extérieur du réservoir (m),  $D_{ext}=18,6$  m ;

$h$  : profondeur d'excavation (m),  $h = 2$  m ;

$$\text{A.N : } V_r = \frac{3,14 * (20,6^2 - 18,6^2)}{4} * 2 \Rightarrow V_r = 123,09 \text{ m}^3$$

On prend un volume de remblai de **124 m<sup>3</sup>**

### VIII.1.2.6 Calcul du volume de la maçonnerie :

Pour les réservoirs seules les chicanes et les murs sur sol de la chambre de manœuvre seront construits avec des briques de dimensions 30\*20 cm\*cm.

Les chicanes ont une longueur totale d'environ 40 m et une hauteur de 3,6 m. La surface de la maçonnerie totale étant de : 40\*3,6 soit : **144 m<sup>2</sup>**.

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que [(5\*2) +4]\*2,5 soit **35 m<sup>2</sup>**

La surface totale de la maçonnerie du réservoir et de la chambre de manœuvre est telle que 144+35 soit **179 m<sup>2</sup>**

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06m<sup>2</sup> (0,30\*0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 2984 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **3000 briques**.

**Tableau VIII.4 :** Volumes de travaux du réservoir 1000 m<sup>3</sup>

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m <sup>3</sup>	707
2	Remblais compacté	m <sup>3</sup>	124
3	Tout venant	m <sup>3</sup>	100
4	Béton de propreté	m <sup>3</sup>	47
5	Béton armé du radier des réservoirs	m <sup>3</sup>	122,21
6	Béton armé des voiles des réservoirs	m <sup>3</sup>	80,67
7	Béton armé des ceintures supérieures des réservoirs	m <sup>3</sup>	14,52
8	Béton armé de la coupole	m <sup>3</sup>	26,14
9	Béton armé de dalle de la chambre de manœuvre	m <sup>3</sup>	1,4
10	Béton armé des poteaux	m <sup>3</sup>	1,08
11	Béton armé des ceintures de la chambre de manœuvre	m <sup>3</sup>	5,4
12	Béton armé des voiles de la chambre de manœuvre	m <sup>3</sup>	1,5
13	Béton légèrement armé de la chape de la chambre de manœuvre	m <sup>3</sup>	1,4
14	Béton légèrement armé de l'acrotère	m <sup>3</sup>	3,19
15	Maçonnerie	u	3000

### VIII.1.3 Calcul des volumes des travaux de l'adduction :

On a une conduite gravitaire en acier de diamètre de 400 mm achemine l'eau de petit barrage de HARCHOUN vers la station de pompage a une distance de 1430 m. Pour cela il indispensable de respecter les normes de pose de ces conduites qui sont :

- ❖ Exécution des tranchées et des fouilles pour les fondations ;
- ❖ Aménagement du lit de pose ;
- ❖ La mise en place des canalisations en tranchée ;
- ❖ Assemblage des canalisations et mise en place les pièces spéciales (venteuse ; vannes de vidange ; coudes ; te ; vannes etc....) ;
- ❖ Faire les essais d'étanchéité pour les conduites ;
- ❖ Remblai des tranchées, nivellement et le compactage des tranchées exécutent.

Ces opérations citées au dessus sont identiques à celle de réseau d'irrigation et la conduite de refoulement qui caractérise par un diamètre de 600 mm, et une longueur de 910 m.

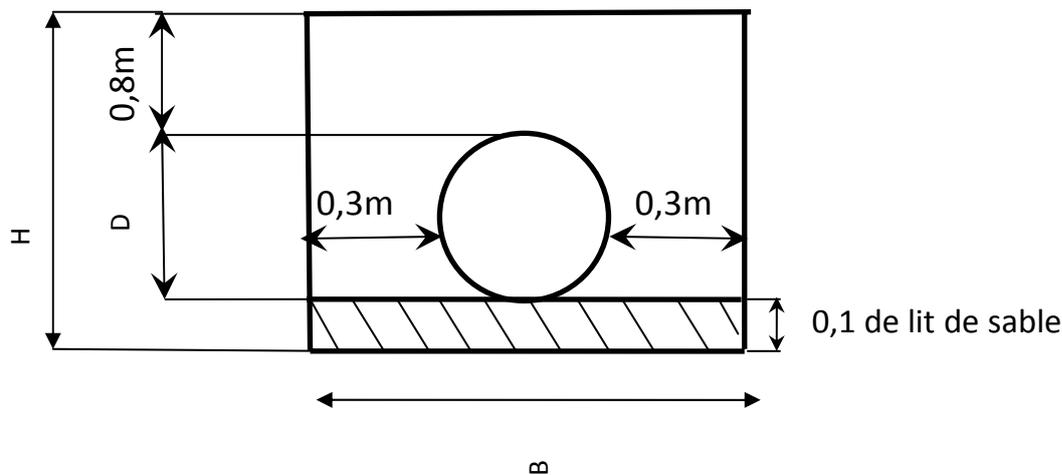
La pose en terre des conduites s'effectue dans un tranché dont la largeur de fond B sera donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 \times 0,3) \text{ avec } D : \text{diamètre de la conduite (m)}$$

La profondeur de fouille est en fonction du diamètre de la conduite, de la température du lieu (max, min) et les sollicitations des charges mobiles.

$$H \geq D + 0,8$$

Epaisseur du lit de sable égal à 0,1 m.



Le calcul des volumes et les coûts des travaux qui concerne la conduite d'adduction, conduite de refoulement et le réseau d'irrigation est représenté dans **Tableau VIII.5** et **Tableau VIII.6**.

**Tableau VIII.5** : Calcul du volume des travaux.

D (mm)	L (m)	S (m <sup>2</sup> )	Déblai (m <sup>3</sup> )	Sable (m <sup>3</sup> )	Terre épierrée	Remblai (m <sup>3</sup> )	exed terre
400	1430	1430	1859	143	215	1694	166
600	910	1092	1638	109	164	1436	203
450	532	557,76	753	56	84	680	73
250	240	203,56	234	20	31	218	16
225	387	318,87	359	32	48	335	23
225	92	75,78	85	8	12	80	6
280	121	105,88	125	11	16	116	9
355	458	436,63	548	44	66	503	45
225	184	151,11	170	15	23	159	11
225	205	169,04	190	17	26	178	12
200	440	352	387	35	53	363	24
200	280	223,84	246	22	34	231	16
125	633	458,64	470	46	69	442	28
<b>Total</b>			<b>7065</b>	<b>558</b>	<b>836</b>	<b>6433</b>	<b>632</b>

**Tableau VIII.6:** les prix des conduites et cout de travaux de pose.

D (mm)	L (m)	Prix du ML (DA)	Prix du ML (DA) TTC	Prix total (DA)
125	632,6	337,2	384,41	243177,766
200	279,8	503,9	574,45	160731,11
200	440	644,1	734,28	323083,2
225	204,9	734,25	837,045	171510,5205
225	183,16	863,84	984,78	180372,3048
355	457,2	1154,98	1316,6772	601984,8158
280	120,32	1446,12	1648,58	198357,1456
225	91,86	1881,36	2144,7504	197016,7717
225	386,51	2316,6	2640,93	1020745,854
250	239,48	3716,85	4237,21	1014727,051
450	531,2	4993,28	5692,34	3023771,008
400	1430	6125,96	7167,37	10249339,1
600	910	10272,84	12019,22	10937490,2
Cout des travaux de pose des canalisations				
Opérations		Volume (m3)	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
Excavation		7823	400	3129200
Lit de sable		558	1000	558000
Remblai compacté		6656	450	2995200
			<b>Total</b>	<b>35004706,85</b>

## VIII.2 Les engins adaptés aux usages envisagés :

Dans cette partie nous citons les engins qu'on rencontre dans la progression des travaux, pour chaque travail ou opération nous avons l'engin correspondant (le plus approprié), et cela précisé dans le **Tableau VIII.7**.

**Tableau VIII.7 :** les engins utilisé.

Opération	Chantier	Engin utilisé
Décapage	Station de pompage	Bulldozer
Excavation	Station de pompage- conduite	Pelle hydraulique
Compactage	Station de pompage- conduite	Compacteur
La finition	Station de pompage- conduite	Niveleuse
Transport et chargement	Station de pompage- conduite	Chargeur

### VIII.2.1 Dozer :

C'est un tracteur muni d'une lame morte à l'avant, cette lame est mobile dans certains conditions et destinée à certains travaux de terrassement, la lame refoule les terres à l'aide de l'effort de poussé de l'engin. En fonction de mouvement de la lame, il existe trois types de dozer :

- ❖ Bulldozer : la lame s'abaisse et s'élève verticalement.
- ❖ Angledozer : la lame prend des positions obliques et pivote autour d'un axe vertical.
- ❖ Typedozer : la lame pivote autour d'un axe horizontal c'est-à-dire faire plus ou moins avancer son bord supérieur.



**Figure VIII.1** : Bulldozer.

### VIII.2.2 Le chargeur :

Tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



**Figure VIII.2** : chargeur.

### VIII.2.3 Pelle hydraulique :

La pelle est un engin dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Les pelles sont du types à fonctionnement discontinue c'est-à-dire leur cycle de travailles les temps suivants :

- ❖ Temps de fouille ;
- ❖ Temps de transport ;
- ❖ Temps de déchargement ;

- ❖ Temps de remise en position de déblais.

Ce sont des engins très réponsus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.



**Figure VIII.3** : pelle hydraulique.

#### VIII.2.4 Les engins de compactage :

Utilisés pour le compactage, les compacteurs se distinguent par leurs poids et leurs roues ayant des formes particulières, pour augmenter leur poids on utilise le sable ou le lest qu'on met dans les cylindres (roues), ou directement des blocs de béton montés sur le compacteur.



**Figure VIII.4** : Compacteur à cylindre et pneu



**Figure VIII.5** : Compacteur a cylindre

### VIII.2.5 La niveleuse :

Les niveleuses sont des tracteurs à quatre roues ou à deux roues prolongées par l'avant par un nombre coudé reposant lui à son extrémité sur à deux roues directrices commandées depuis le tracteur, ce tracteur est mené d'une couronne circulaire est d'une lame montée sur la couronne et par rapport à laquelle elle peut tourner ou se déplacer dans son prolongement c'est-à-dire prendre toutes les positions possible dans le plan de la couronne.



**Figure VIII.6** : niveleuse

#### VIII.2.5.1 Utilisation des niveleuses :

La niveleuse en plus de son travail de terrassement c'est un engin également de finition, ces emplois sont multiples :

- ❖ Décapage de la terre végétale sur faible épaisseur maximum 30cm.
- ❖ Terrassement en terrains léger.
- ❖ Creusement ou curage des fossés, en inclinant sur le coté on peut facilement creuser ou curer un fossé et les terres extraites par la lame remonte le long de celle-ci et vient se déposer en cavalier sur le bord de fossé.
- ❖ Débroussage sur les terrains légers c'est-à-dire ne comportant pas de gros arbuste ou de grosses pierres.

Dans ce chapitre, on a déterminé le devis général des stations de pompage y compris celui de leurs réservoirs, de l'adduction et le système d'irrigation. En premier lieu, nous avons fait une étude quantitative des volumes de travaux, puis nous avons établie une estimation du coût approximatif global de l'ensemble des travaux envisagés.

Enfin le choix des engins les plus approprié pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

## CONCLUSION GENERALE :

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

L'étude du climat (précipitation-température), montre que notre région a un climat semi-aride; L'étude hydrologique nous a permis de choisir la série pluviométrique annuelle qu'on doit prendre pour le calcul. Et l'analyse de l'eau d'irrigation indique que l'eau utilisée à une salinité faible.

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

La détermination des besoins en eau d'irrigation se fait à partir de la détermination de l'évapotranspiration par la méthode de **Penman**. Et le calcul des besoins en eau de la pomme de terre précoce fait par la méthode du **FAO**.

À la fin de ce travail on a arrivé à :

- ❖ Projeter une conduite d'adduction gravitaire de diamètre **DN400** sur une longueur de **1430m** transportant un débit de **0.154m<sup>3</sup>/s**.
- ❖ Dimensionner une bache de reprise de volume **113 m<sup>3</sup>** à partir de laquelle les eaux seront refoulées vers réservoir de distribution.
- ❖ Dimensionner une station de pompage contenant trois (3) pompes avec une pompe de secours avec une **HMT=58,17 m** et un débit de **0,160m<sup>3</sup> /s**.
- ❖ Projeter une conduite de refoulement de diamètre **DN600** avec une longueur **910 m**, avec une protection contre le phénomène de coup de bélier.
- ❖ Dimensionner un réservoir de distribution d'eau d'irrigation de volume **1000m<sup>3</sup>**.
- ❖ Projeter et dimensionner un réseau collectif ramifié sous pression.
- ❖ La simulation du fonctionnement hydraulique du réseau a été faite par le logiciel **EPANET**.

En fin, et comme tous les projets, on a fait une estimation du coût de la projection

## **Bibliographie :**

- **BONIN. J**, Aide mémoire d'Hydraulique urbaine. Editions Eyrolles.**1982**. Paris.
- **CARLIER .M**, Hydraulique générale et appliquée. Edition Eyrolles.**1972**.Paris.
- **Irrigation de la pomme de terre**, Institut technique des céréales et des fourrages, paris, 1<sup>ère</sup> édition, 1997.
- **JEAN R.T**, Traité d'irrigation, Edition Tec & DOC, Paris, 2<sup>ème</sup> édition, 1998.
- **LAKHDAR Z, BRAHIM M**, Guide pratique de micro-irrigation, Office des Publications Universitaires, 1<sup>ère</sup> édition, **2004**.
- **LETIREG.H**, L'évolution de la salinité dans les eaux souterraines du moyen Chélif. Mémoire d'ingénieur, ENSH de BLIDA, **Octobre 2010**.
- **TOUIBIA.B**, Manuel pratique d'hydraulique, Office des Publications Universitaires, Blida Algérie, **Mars 2004**.

## **SITOGRAFIE :**

[http:// www.fao.org/docrep/T0231e00.htm](http://www.fao.org/docrep/T0231e00.htm).

# **Annexes**

## ANNEXE I

**Annexe I :** La stratigraphie synthétique du Moyen-Chélif d'après Mattauer (1958).

ERESYS		ETAGES	DESCRIPTIONS	LITH.	EPAI.	
C E N O Z O I Q U E	QUATERN	récent	Alluvions à éléments fins		10	
		Moyen	Alluvions grossières (galets et graviers)		à	
		Ancien	Grès et conglomérants. Limon grises de base.		120m	
	PLIOCENE	Villafranchien	Série rouge. Grès et sable rouge parfois argileux.		20	
		Astien Plaisancien	Grès marin. Séries détritiques de base.		à 200m	
	MIOCENE	Messinien	Gypses		120	
		Tortonien	Marnes bleues très épaisses Tripolis et marnes à tripolis		à	
		Serravallien	Calcaires à lithothamniées		1200m	
		Langhien	Séries détritiques et grès de base			
		Burdigalien	Séries conglomératiques sableuses		150	
		Aquitanien	Séries mameuses noires Calcaires gréseux Schistes à passage conglomératiques		à 700m	
	PALEOG.	Eocène	Marnes bitumineuses foncées Argiles à lumachelles et marnes gypsifères Marnes bitumineuses à lentilles de calcaires		400 m	
	MESOZOIQUE	CRETACE	SUP	Marnes et calcaires argileux Marnes argileuses Schistes argilo-mameuses		400 m
			Aptien	Calcaires argileux parfois gréseux Calcaires mameux	100	
		Barrémien	Marnes grises très épaisses	à		
		Néocomien	Argiles gréseuses avec des quartzitiques	1400 m		
		JURASSIQU.	Malm	Marno-calcaires Marnes compactes (Oxfordien)		300
	Dogger Lias	Calcaires microcristallins/ siltstones noduleux Calcaires dolométiques	à 700 m			
Trias	Gypses, chapeaux, dolomies, argillites et marnes barriolées					
PALEOZOIQUE			Socle métamorphisé...			

## ANNEXE II

### Annexe II : coefficients culturaux $K_c$ .

#### 2. COEFFICIENTS CULTURAUX ( $K_c$ )

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

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

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

## ANNEXE III

### Annexe III : Réserve d'humidité facilement utilisable RFU.

#### 5. RESERVE D'HUMIDITE FACILEMENT UTILISABLE (RFU)

DONNEES GENERALES SUR LA PROFONDEUR D'ENRACINEMENT DES CULTURES EN PHASE DE PLEIN DEVELOPPEMENT, FRACTION DE L'EAU UTILISABLE (p) ET RESERVE FACILEMENT UTILISABLE (p.Sa) POUR DIFFERENTS TYPES DE SOLS (en mm/m de profondeur) QUAND ET <sub>cult</sub> = 5-6 mm/jour					
Culture	Profondeur d'enracinement (d) m	Fraction (p) de l'eau utilisable <sup>1</sup>	Réserve d'eau facilement utilisable (p.Sa) mm/m <sup>1</sup>		
			T. fin	T. moyenne	T. grossière
Luzerne	1.0-2.0	0.55	110	75	35
Banane	0.5-0.9	0.35	70	50	20
Orge <sup>2</sup>	1.0-1.5	0.55	110	75	35
Haricot <sup>2</sup>	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
Cacao		0.2	40	30	15
Coton	1.0-1.7	0.65	130	90	40
Concombre	0.7-1.2	0.5	100	70	30
Datte	1.5-2.5	0.5	100	70	30
Fruitiers cadu.	1.0-2.0	0.5	100	70	30
Lin <sup>2</sup>	1.0-1.5	0.5	100	70	30
Céréales <sup>2</sup>	0.9-1.5	0.6	120	80	40
Céré. d'hiver <sup>2</sup>	1.5-2.0	0.6	120	80	40
Vigne	1.0-2.0	0.35	70	50	20
Gazon	0.5-1.5	0.5	100	70	30
Arachide	0.5-1.0	0.4	80	55	25
Laitue	0.3-0.5	0.3	60	40	20
Mais <sup>2</sup>	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
Oignons	0.3-0.5	0.25	50	35	15
Palmier	0.7-1.1	0.65	130	90	40
Pois	0.6-1.0	0.35	70	50	25
Poivron	0.5-1.0	0.25	50	35	15
Ananas	0.3-0.6	0.5	100	65	30
Pomme de terre	0.4-0.6	0.25	50	30	15
Carthame <sup>2</sup>	1.0-2.0	0.6	120	80	40
Sisal	0.5-1.0	0.8	155	110	50
Sorgho <sup>2</sup>	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 suc.	0.7-1.2	0.5	100	70	30
Canne à sucre <sup>2</sup>	1.2-2.0	0.65	130	90	40
Tournesol <sup>2</sup>	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
tard		0.65	130	90	40
Tomate	0.7-1.5	0.4	180	60	25
Légumes	0.3-0.6	0.2	40	30	15
Blé	1.0-1.5	0.55	105	70	35
maturité		0.9	180	130	55
Volume total d'eau du sol disponible (Sa) (mm/m)			200	140	60

<sup>1</sup> Quand ET<sub>cult</sub> < 3 mm/jour, augmenter les valeurs de 30 % ; quand ET<sub>cult</sub> > 8 mm/jour, réduire les valeurs de 30 %. Ceci suppose des conditions non salines (CE < 2 dS/m).

<sup>2</sup> Des valeurs supérieures à celles indiquées ici sont observées durant la maturation.

Sources: Taylor (1965), Stuart et Hagan (1972), Salter et Goode (1967), Rijtema (1965), etc.

Source: Bulletin FAO d'Irrigation et Drainage N° 24, Tableau 39 (nouvelle version).

## ANNEXE. IV

### Annexe. IV.1 : caractéristiques hydriques de quelque sol.

Texture	Humidités pondérales en % du poids sec			Réserve utile volumétrique en mm/m
	à la rétention HCC	du flétrissement HPF	disponible HCC-HPF	
Sableuse	9 (6 à 12)*	4 (2 à 6)*	5 (4 à 6)*	85 (70 à 100)*
Sablo-limoneuse	14 (10 à 18)	6 (4 à 8)	8 (6 à 10)	120 (90 à 150)
Limoneuse	22 (18 à 26)	10 (8 à 12)	12 (10 à 14)	170 (140 à 190)
Limono-argileuse	27 (25 à 31)	13 (11 à 15)	14 (12 à 16)	190 (170 à 220)
Argilo-limoneuse	31 (27 à 35)	15 (13 à 17)	16 (14 à 18)	210 (180 à 230)
Argileuse	35 (31 à 39)	17 (15 à 19)	18 (16 à 20)	230 (220 à 250)

### Annexe. IV.2 : Valeurs minimales et maximales des Profondeurs d'enracinement de diverses cultures.

Cultures	Z m
Tomates	1 - 1,2
Cultures maraîchères	0,3 - 0,6
Agrumes	1 - 1,2
Arbres fruitiers à feuilles caduques	1 - 2
Vigne	1 - 3

### Annexe. IV.3 : Guide d'estimation du pourcentage en sol humidifié.

#### GUIDE D'ESTIMATION DE P

(p = pourcentage de sol humidifié pour divers acouts de distributeurs et divers espacements entre rampes et entre distributeurs dans le cas d'une seule rampe, rectiligne, équipée de distributeurs uniformément espacés délivrant une dose de 40 mm par arrosage sur l'ensemble de la surface )

Ecartement entre rampes S <sub>1</sub> en m	Débit des distributeurs														
	moins de 1,5 l/h			2 l/h			4 l/h			8 l/h			Plus de 12 l/h		
	Espacement recommandé des distributeurs sur la rampe, Sd en m														
	en sol de texture grossière (G), moyenne (M), fine (F)														
	G	M	F	G	M	F	G	M	F	G	M	F	G	M	F
	0,2	0,5	0,9	0,3	0,7	1,0	0,6	1,0	1,3	1,0	1,3	1,7	1,3	1,6	2,0
	Pourcentage en sol humidifié p %														
0,8	38	88	100	50	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1,0	33	70	100	40	80	100	80	100	100	100	100	100	100	100	100
1,2	25	58	92	33	67	100	67	100	100	100	100	100	100	100	100
1,5	20	47	73	26	53	80	53	80	100	80	100	100	100	100	100
2,0	15	35	55	20	40	60	40	60	80	60	80	100	80	100	100
2,5	12	28	44	16	32	48	32	48	64	48	64	80	64	80	100
3,0	10	23	37	13	26	40	26	40	53	40	53	67	53	67	80
3,5	9	20	31	11	23	34	23	34	46	34	46	57	46	57	68
4,0	8	18	28	10	20	30	20	30	40	30	40	50	40	50	60
4,5	7	16	24	9	18	26	18	26	36	26	36	44	36	44	53
5,0	6	14	22	8	16	24	16	24	32	24	32	40	32	40	48
6,0	5	12	18	7	14	20	14	20	27	20	27	34	27	34	40