



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

DEPARTEMENT D'IRRIGATION ET DRAINAGE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

OPTION : Conception des systèmes d'irrigation et drainage

THEME :

**Irrigation du périmètre d'OULED BEN
ABDELKADER (W.CHLEF) d'une superficie de 167
ha à partir de barrage SIDI YAKOUB**

Présenté par :

M^r : KHAMIS FAYCAL

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^r AZIB Makhlouf	M.C.A	Président
M ^r BENKACI ALI Tarek	M.A.B	Examinateur
M ^{me} MAZOUZI Sabra	M.A.A	Examinatrice
M ^r BOUZIANE Omar	M.A.B	Examinateur
M ^{me} AZIEZ Ouahiba	M.A.A	Promotrice

Décembre 2016

❧ REMERCIEMENTS ❧

Mes Remerciements vont, tout d'abord, à Ma Promotrice Mme : AZIEZ, qui a acceptée de diriger mon travail. Elle S'est montrée Compréhensive et particulièrement Sensible Aux divers problèmes que j'ai rencontrée, et ceci, malgré Ses taches d'Enseignement. Qu'elle trouve, ici, l'Expression Sincère de ma vive gratitude.

Je suis également reconnaissant aux membres de Jury qui, malgré leurs occupations, ont bien voulu examiner et discuter mon travail ; je les en Remercie vivement.

Je Remercie également tout le personnel de DRH CHLEF et surtout Mr : SAMIR

Je Remercie mes Enseignants et tout le personnel de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'Ingénieur d'état en hydraulique

Enfin, je voudrais souligner les contributions efficaces de tous mes Proches et Amis qui, à des titre divers, m'ont aidé et soutenu moralement, tout au long de la préparation de cette thèse. Ce soutien moral est d'autant plus important que la rédaction d'une thèse. Je les remercie encore une fois.

MERCI

KHAMIS Fayçal

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail en signe de respect, de reconnaissance à :

Ma chère maman et Mon cher papa, pour leur soutien, leur sacrifices, Merci pour tout.

Mes chères frères et sœurs pour leur encouragements, leur soutien moral et matériel.

Merci à tous.

Un spécial dédicace à :

Mon belle-sœur Fazia.

Plus qu'un ami, Mon frère Brahim.

Plus qu'une amie, une sœur Bouchra.

Ma très chère amie Ouiza.

Mon pote de tous les temps Reda.

Ma promotrice Mme : Aziez pour ses aides, ses informations et son encouragement.

Mes chers copains : Reda, ChoaiB, Mohamed, Saad, chamssou, Fares, Noufel, HousseM, Youssef, Mansour, Sofian, Ayoub, Chouchou, Adnene, Imed, Hamza et tous mes copains a l'ENSH.

Toutes mes amies : Hanane, Amira, Yasmine, Khadidja, Amel, et toutes les collègues.

En un mot, à toute ma famille, mes amis de l'ENSH et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

KHAMIS Fayçal

ملخص:

هذه المذكرة هي عبارة عن مجمل من خطط إدارة السياسة في مجال السقي الحديث ، والتي تسمح بالحصول على عائد مرتفع من الإنتاجية و جودة النوعية في المنتج ، للتحقيق هذا الهدف يجب استخدام أفضل تقنيات الري الحديث، مع الحفاظ على الموارد المائية، و أيضا وجوب مراعاة الظروف المناخية الملائمة، و كذا نوعية التربة ونوعية المياه. هذه الأساليب تحدد لنا نوعية الاحتياجات من المحاصيل ويتحقق ذلك في الطريقة التي يتم فيها تكبير كفاءة استخدام المياه مع العلم انه يجب اخذ كل المعايير و التدابير بعين الاعتبار أثناء تجسيد المشروع ، تتناول هذه المذكرة كيفية تجسيد التنمية المائية الزراعية في المنطقة المراد دراستها والتي تعتبر شبه جافة بولاية الشلف (اولاد بن عبد القادر) و منه نستند إلى نظام الري بالرش المحوري الذي يعتبر النظام الأكثر كفاءة في هذه المنطقة .

Résumé :

ce mémoire entre dans le cadre de la gestion des eaux destinées à l'irrigation d'un périmètre située au niveau d'OULED BEN ABDELKADER WILLAYA DE CHLEF à partir de barrage SIDI YAKOUB, on dispose des meilleurs techniques et des stratégies à adopter au cours de ce procès en se basent sur les ressources hydriques disponibles , les conditions climatiques et la nature du sol tout en utilisant des méthodes qualitatives et quantitatives ,tenant compte du climats de la zone étudiée qui est semi-aride , il est préférable d'adopter le système d'irrigation par aspersion pour éviter les pertes et assurer l'efficience de l'eau maximale afin d'obtenir un rendement élevé de la production .

Abstract:

this thesis can be seen as a way of water management strategies for irrigation in order to increase both harvest and crops considering water resources available , climatic conditions and soil quality ,using quantitative and qualitative methods which allow us to determine the soil requirements in water taking into a count of the region climate in CHLEF (OULED BEN ABDELKADER) which is semi-arid it is indispensable to use aspersion irrigation system in order to decreases water loses and maximise its efficiency

Table de matière

Introduction générale	01
Chapitre I : Analyse des conditions naturelles de la zone d'étude	
1.1 Introduction	02
I.2 Situation géographique	02
I.2.1 Hydrographie	03
I.2.2 relief	04
I.2.3. La parcellisation de périmètre	04
I.2.4 Géologie	04
I.3 Caractéristiques climatologiques	04
I.3.1 Température	05
I.3.2 Humidité relative de l'air (degré hygrométrique):	06
I.3.3 Les précipitations	06
I.3.4 Les vents	07
I.3.5 L'insolation	07
I.3.6 L'évaporation	07
I.3.7 Le sirocco:	08
I.4 Les indices agro-climatiques	08
I.4.1 Classification du climat selon l'indice de DEMARTONE (1926)	08
I.4.2 Climagramme Pluviothermique de BAGNOULS et GAUSSEN	09
I.4.3 Quotient pluvio-thermique d'EMBERGER	10
I.5 Conclusion	11
Chapitre II : Ressources en sol	
II.1 Introduction	12
II.2. Etude pédologique	12
II.3 Classification des sols du périmètre	12
II.4 Présentation des zones	12
II.5. Les propriétés physiques du sol	13
II.6 .Etude des aptitudes culturales	13
II.7.Les aptitudes définies	14
II.7.1. Cultures céréalière et fourragères	14
II.7.2. Culture maraichères	14
II.7.3 Cultures arboricoles	14
II.8 Les propriétés chimiques du sol	15
II.9.Les assolements - rotations	16
II.10. Etude foncière	17
II.11 Conclusion	17

Chapitre III : Etude des ressources en eau-hydrologie

III.1 Introduction	18
III.2. Présentation du bassin versant	18
III.3 Analyse de la qualité de l'eau d'irrigation	20
III.3.1 Le SAR (Sodium Absorption Ration).....	22
III.3.2 La conductivité électrique	22
III.4 Etude hydrologique	23
III.4.1 Etude des pluies annuelles.....	24
III.4.2 Homogénéité de la série pluviométrique	25
III.5 Choix de la loi d'ajustement	27
III.5.1 Ajustement à la loi normale.....	27
III.5.2 Ajustement des pluies annuelles à la loi du log-normal (loi de Galton).....	29
III.6 : test d'adéquation (test de khi carré).....	30
III.7. Détermination de l'année de calcul.....	32
III.8 Conclusion	33

Chapitre IV : Calcul des besoins en eau des cultures

IV . 1 Introduction	34
IV.2 Occupation du périmètre	34
IV . 3 Besoins en eau des cultures.....	34
IV.4 L'évapotranspiration (ET)	34
IV 4.1 L'évapotranspiration potentielle (ETP).....	34
IV .4.1.1 Calcul de l'ETP	34
IV.4.1.2 Calcul de l'évapotranspiration de référence	36
IV .4.1.3 Calcul de la pluie efficace.....	37
IV.4.2 .Evaporation maximale de culture (ETM).....	37
IV.5. Définition des besoins en eau d'irrigation nette d'une culture.....	38
IV.5-1.Calcul des besoins en eau d'irrigation des cultures.....	38
IV.5-2.Calcul de besoins nets.....	39
IV.6.Calcul du débit spécifique.....	43
IV.7 .Estimation des besoins en eau totaux du périmètre d'OULED BENABDELKADER	45
IV . 8 Conclusion	46

Chapitre V : Etude du système d'adduction

V.1 Introduction	47
V.2 Description des différents modes d'irrigation	47
V.2.1 Choix du mode d'irrigation	48
V.3 Découpage des îlots d'irrigation	48
V.3.1 Taille des îlots d'irrigation	48
V.3.2.Rôle et fonction de la borne d'irrigation	49
V.4 Modalités de desserte de l'eau	49
V.4.1 Distribution d'eau à la demande	49

V.4.2 Distribution au tour d'arrosage	49
V.5 Tour d'arrosage à la borne	49
V.5.1 Tour d'arrosage au niveau de l'entonne	49
V.6 Calcul des débits des bornes	49
V.6.1 Données de base du dimensionnement	50
V.6.2 Choix du type de borne	50
V.6.3 Calcul des débits aux bornes.....	50
V.7 Dimensionnement hydraulique : variantes d'aménagement	51
V.7.1 Calcul de la conduite de refoulement	51
V.7.2 Calcul des diamètres des canalisations.....	52
V.7.3 Calcul du diamètre économique.....	52
V.8 Tracé du réseau de distribution	57
V.8.1 Tracé par proximité.....	57
V.8.2 Tracé à 120°.....	57
V.8.3 Le tracé économique	57
V.8.4 Matériaux de construction des conduites	57
V.9 Dimensionnement des canalisations.....	58
V.9.1 Vitesse admissible	58
V.9.2 Calcul des diamètres.....	58
V.9.3 Calcul des pertes de charge.....	59
V.9.4 Calcul du diamètre avantageux pour les conduites gravitaires	59
V.10 Simulation du réseau par le logiciel EPANET	62
V.11 Conclusion	64

Chapitre VI Dimensionnement d'un réseau d'aspersion

VI.1 Introduction.....	65
VI.2 Les techniques d'irrigation	65
VI.2.1 - Irrigation de surface	65
VI.2.2 -Irrigation localisée	66
VI.2.2.1-Caractéristiques de l'irrigation localisée.....	66
VI.2.3 L'Irrigation par pivot (macro-aspersion).....	67
VI.2.4 -Irrigation par aspersion (micro-aspersion):.....	68
VI.2.5 -Irrigation par asperseurs	69
VI.2.5.1 -composition d'installation d'un système d'irrigation par aspersion.....	69
VI.3 Dimensionnement hydraulique d'un réseau asperseurs.....	70
VI.3.1. Données générales :.....	70
VI.3.2.Dimensionnement théorique	71
VI.4 .Dimensionnement hydraulique des rampes.....	76
VI.4.1.Calcul de la rampe	76
VI.4.2. Dimensionnement de la porte-rampe	79
VI.5 Calcul de pression	80
VI. 6 Conclusion.....	81

Chapitre VII : Etude de la station de pompage

VII .1 Introduction.....	82
VII.2.Choix de l'équipement principal	83
VII.2.1 Détermination du nombre de pompes.....	83
VII.2.2.Les pompes	84
VII.2.2.1 Les turbopompes (pompes centrifuges).....	84
VII.2.2.4. Les pompes semi axiales	84
VII.2.2.3. Les pompes axiales	84
VII.2.2.2 Les pompes à écoulement radial	84
VII.3.Détermination de la hauteur d'élévation.....	84
VII.3.1 Calcul du débit forcé.....	86
VII.3.2. Détermination du nombre de pompes :.....	87
VII.3.3. Choix du nombre pour la pompe centrifuge.....	87
VII.4. Choix du nombre de pompes	88
VII.5 Choix du moteur électrique	89
VII-5-1.Calcul de la puissance fournie par le moteur électrique :.....	90
VII.6 Protection contre les coups de béliers.....	90
VII.7 . Calcul du volume du réservoir d'air.....	91
VII.7.1 Calcul de la célérité d'ondes :.....	91
VII. 8 conclusion	93
Conclusion générale	94

Liste des tableaux

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles de la zone d'étude

Tableau I.1 : Températures moyennes mensuelles station oued sly (1987-2009)	05
TableauI.2 : Valeurs mensuelles de l'humidité relative Station oued sly (1987-2009)	06
TableauI.3: Distribution moyennes mensuelles des précipitations (1978-2012).	06
Tableau I.4: Moyenne mensuelle des vitesses du vent(1987-2009)	07
TableauI.5: durée mensuelle de l'insolation total(1987-2009)	07
TableauI.6 : durée mensuelle de l'évapotranspiration totale(1987-2009)	07
TableauI.7 : nombre de jours de sirocco(1987-2009).	08
TableauI.8 : caractéristique de la station météorologique d'oued sly	08
TableauI.9: Résultats de l'indice de DE MARTONE	09
Tableau I.10 : Les valeurs de précipitation moyenne annuelle et la température moyenne annuelle	09

Chapitre II : Ressources en sol

Tableau II-1: résultats d'analyse physique du sol	13
Tableau II-2 : Les aptitudes des unités pédologiques.....	14
Tableau II-3 : Les propriétés chimiques du sol.	15
Tableau II-4 : Occupation du sol et les cultures proposées.....	16

Chapitre III : Etude des ressources en eau-hydrologie

Tableau III-1 : Caractéristiques hydrologiques du Bassin VersantOuled ben Abdelkader	19
Tableau III-2 : Caracterstiques hydrauliques du barrage sidi yakoub	20
Tableau III-3 : Qualité chimique de l'eau d'irrigation	21
Tableau III-4 : Qualité de l'eau d'irrigation (oued cheliff).....	21
Tableau III-5: Classification des eaux en fonction du S.A.R.....	22
Tableau III-6 : Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique.....	22
Tableau III-7: Précipitation mensuelle de la station oued sly (1978-2012).....	24
Tableau III-8: Homogénéité de la série pluviométrique (test wilcoxon).....	26
Tableau III-9: ajustement à la loi normale.....	28
Tableau III-10: ajustement à la loi log normale.....	29
Tableau III-11: la table de Pearson.....	31
Tableau III-12: Distribution moyennes mensuelles des précipitations (1978-2012).....	33
Tableau III-13: précipitations moyenne de l'année de calcul.....	33

Chapitre IV : Calcul des besoins en eau des cultures

Tableau IV-1 : valeurs de l'évapotranspiration de référence calculé par la méthode de PENMAN-MONTEITH en mm/jour.	36
Tableau IV-2 : valeurs mensuelles des pluies efficaces.....	37
Tableau IV.3 : Besoins en eau d'irrigation de blé	39
Tableau IV.4 : Besoins en eau d'irrigation de poivron	39
Tableau IV.5 : Besoins en eau d'irrigation de l'ail	40
Tableau IV.6 : Besoins en eau d'irrigation de la pomme du terre (AS).....	40
Tableau IV.7 : Besoins en eau d'irrigation de carotte.....	41
Tableau IV.8 : Besoins en eau d'irrigation du chou	41
Tableau IV.9 : Besoins en eau d'irrigation de figuier	42
Tableau IV.10 : Besoins en eau d'irrigation de l'olivier.....	42
Tableau IV.11 : Besoins en eau d'irrigation de haricot.....	43
Tableau IV.12 : Calcul des besoins en eau des cultures.....	44
Tableau IV.13 : Besoins en eau de calculés pour le périmètre d'OULED BEN ABDELKADER...	46

Chapitre V : Etude du système d'adduction

Tableau V. 1 Diamètre de la borne en fonction des débits	50
Tableau V.2 les caractéristique des îlots avec débit de la borne	50
Tableau V. 3 calcul de la hauteur manométrique (HMT).....	53
Tableau V.4 calcul des frais d'amortissement	54
Tableau V. 5 calcul des frais d'exploitation	55
Tableau V. 6 calcul de bilan total.....	56
Tableau V. 7 les parametres de perte de charge	59
Tableau V. 8 Coefficients k' , m , β pour différents type du tuyau	60
Tableau V. 9 calcul hydrauliques du reseau de distribution.....	61
Tableau V. 10 les pressions du chaque nœud aux réseaux distribution	62
Tableau V. 11 Caractéristiques des tronçons du réseau distribution	63

chapitre VI Dimensionnement d'un réseau d'aspersion

Tableau VI-1 : Résultat de calcul pratique d'aspersion.....	80
--	----

Chapitre VII : Etude de la station de pompage

Tableau VII.1 : Variantes pour le choix du nombre de pompes.....	89
Tableau VII.2 : Variation du coefficient K en fonction de la puissance P.....	90
Tableaux VII.3 célérité d'ondes.....	92

Liste des figures

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles de la zone d'étude

Figure I. 1 situation de la commune OULED BEN ABDELKADER.....	2
Figure I.2 : présentation du périmètre a irriguer	3
Figure I.3: Variation annuelle des températures mensuelles (1987-2009)	5
Figure I.4 : Climagramme de Gaussen de la station climatique	10
Figure I.5: Diagramme bioclimatique d'EMBERGER de la région de chlef	11

Chapitre III : Etude des ressources en eau-hydrologie

Figure III. 3: Délimitation Du Bassin Versant.....	18
Figure III. 2: barrage Sidi Yakoub	19
Figure III.3: Diagramme de classification des eaux d'irrigation.....	23
Figure III. 4: Ajustement des pluies annuelles à la loi gauss.....	28
Figure III. 5: Ajustement des pluies annuelles à la loi log-normal	30

Chapitre V : Etude du système d'adduction

Figure V.1 ghraphe du bilan an fonction des diametres	56
Figure V.2. reseau de distribution simulé par EPANET	64

Chapitre VI : Dimensionnement d'un réseau d' aspersion

Figure VI.1: irrigation par un réseau d'asperseurs.....	68
Figure VI.2 Exemple d'un asperseur.....	70

Liste des planches

Planche 1/5 : Plan d'occupation de sol du périmètre ouled ben Abdelkader (W.CHLEF).

Planche 2/5 : Plan d'implantation du réseau d'irrigation du périmètre ouled ben Abdelkader (W.CHLEF).

Planche 3/5 : Projection d'un réseau d'asperseurs.

Planche 4/5 : Profile en long de la conduite de refoulement du périmètre ouled ben Abdelkader (W.CHLEF).

Planche 5/5 : Profile en long de la conduite principale du périmètre ouled ben Abdelkader (W.CHLEF).

Liste des annexes

Annexe 1 : Série pluviométrique de la station oued SLY (1979-2012)

Annexe 2 : Caractéristique de l'asperseur circulaire PERROT ZF 30

Annexe 3 : L'abaque de Vebret.

.

INTRODUCTION
GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est indispensable à l'existence, au développement et la vie de l'homme. De sa conception à la réalisation de ses activités comme l'industrie ou l'agriculture, l'homme a besoin de l'eau. Elle est une ressource si vitale qu'elle semble banale, mais sans elle, l'homme disparaîtrait.

L'eau est menacée dans sa qualité et dans sa quantité. Malgré la construction de nouveaux barrages et le recours au dessalement, l'Algérie enregistrera un déficit en eau de 1 milliard de m³ d'ici l'an 2025.

L'engorgement et la salification des terres déterminent une baisse de la productivité des périmètres irrigués. Dans un tel contexte, il devient prioritaire d'établir une stratégie pour localiser, quantifier et protéger les ressources en eau de façon à pouvoir les exploiter d'une manière rationnelle et en bonne qualité.

L'Algérie est un pays dont 80 % de sa surface est une Sahara avec un climat semi-aride a aride ce qui fait que les terres agricole sont en régression permanent, donc la valorisation de ses terres est très important pour avoir une production maximal.

Pour faire face à la rareté de plus en plus ressentie de l'eau et la demande croissante du secteur agricole, il est impératif d'équiper les exploitations en systèmes d'irrigation plus efficaces, notamment le goutte-à-goutte.

La réhabilitation et le renforcement des réseaux d'irrigation des périmètres agricole, pour garantir une meilleure gestion de l'eau, ainsi que le suivi technique en vue d'améliorer les performances de l'agriculture, sont des axes prioritaires à mettre en œuvre en particulier dans les zones arides ou les ressources en eau sont limitées et l'agriculture largement extensive.

Cette idée et le point de départ de notre étude car notre objectif de équipé le périmètre d'oued SLY qui a une superficie de 167 ha situé à l'aval du barrage de SIDI YAKOUB.

Notre étude relative a comporte deux parties principales :

- La première est une étude préliminaire ayant pour objet d'énumérer toutes les données nécessaires pour le dimensionnement.
- La deuxième est la partie principale. il s'agit du dimensionnement du réseau de distributions et le réseau localisé avec les calculs technico-économiques.

Pour rendre le travail plus explicatif nous le complétons par des planches résumant l'essentiel du document.

CHAPITRE I

*Analyse des conditions naturelles de la zone
d'étude*

Chapitre I : analyse ses conditions naturelles

I. Analyse des conditions naturelles de la zone d'étude

I.1. Introduction

Dans le but de valoriser les ressources en eau superficielles de la wilaya de CHLEF et plus précisément dans la commune D'OULED BEN ABDELKADER , les autorités locales ont décidé d'aménager un périmètre d'irrigation situé dans la région D'OULED BEN ABDELKADER d'une superficie de 167 ha, ce dernier sera irriguer à partir de OUED SLY alimenté à partir de barrage de SIDI YAKOUB.

I.2. Situation géographique

La commune D'OULED BEN ABDELKADER (Fig. 1) anciennement appelée Masséna est située dans la wilaya de CHLEF en ALGERIE, située à 20 km au sud-ouest de CHLEF, sur L'OUED SLY au pied de l'Ouarsenis, à côté du barrage de SIDI YAKOUB qui alimente CHLEF en eau potable.

Les limites de La commune D'OULED BEN ABDELKADER:

- Au nord par la commune d'OUED SLY et SENDJAS
- Au sud par la commune de RAMKA Willaya de RELIZANE et LARDJEM Willaya de TISEMSILT
- A l'ouest par la commune de BOUKADIR et SOUK EL HAD Willaya de RELIZANE
- A l'est par la commune d'EL HADJEDJ



Figure I.1: situation de la commine OULED BEN ABDELKADER

Chapitre I : analyse ses conditions naturelles

Le périmètre est situé au nord-ouest de la ville ouled ben Abdelkader a l'aval de barrage de sidi yakoub a côté d'oued sly pour profiter des lâché de barrage. On remarque que notre terrain est accidenté situé entre les courbe de niveau 160m et 210m.

Présentation du périmètre à irriguer :



Source : Google earth.

Figure I.2: présentation du périmètre a irriguer

Les terres à irriguer sont d'une superficie d'environ 167 ha, elles sont situées à l'aval de barrage sidi yakoub ; on effectue des lâché de barrage pour pouvoir faire augmenter le niveau d'eau de oued sly a fin de pompé vers notre réservoir.

L'accès au site du périmètre à équiper est possible grâce à une piste carrossable. Le périmètre présente topologie accidenté.

I.2.1. Hydrographie :

Notre périmètre est une partie de la vallée du CHLEF dans laquelle l'ensemble du bassin du CHLEF occupe une superficie de 44 630 km², ses eaux proviennent pour une part de l'Atlas littoral qui le borde au nord, mais surtout de l'Atlas sud-tellien (massif de l'Ouarsenis) dont les eaux du versant sud sont captées par l'intermédiaire de l'oued Nahar Ouassel et celles du versant nord par les oueds Rouina, Fodda et Riou pour ne citer que les principaux. Donc le réseau hydrographique est constitué dans sa majeure partie de ruisseaux et d'oueds

Chapitre I : analyse ses conditions naturelles

temporaires, mais en périodes pluvieuses ces oueds se transforment en véritables torrents, qui jouent un rôle très important comme agents d'érosion et de transport des sédiments.

I.2.2. relief :

Le tracé topographique nous a permis de dire que le périmètre d'irrigation présente une topographie plane.

Le périmètre est d'une manière générale se trouve entre les courbes de niveau 160 et 210 m.

I.2.3. La parcellisation du périmètre :

Le procédé de délimitation de notre périmètre faisant apparaître les caractéristiques naturelles (routes, pistes, oueds et limites).

Le périmètre est subdivisé en ilots types dont les surfaces sont variables et ayant une forme géométrique régulière.

I.2.4. Géologie :

L'érosion est de formation géologique, de nature lithologique variée, sur les micros bassin versant de l'oued on note les éléments transportent lors des crues d'oued SLY d'une part et d'autre part par l'effet de la pente sur les rives, puis alluvionné et colluvionnées au niveau de la plaine.

I.3. Caractéristiques climatologiques

Pour bien optimiser l'eau en irrigation il est indispensable de bien connaître les paramètres climatologiques de la région à irriguer dont principalement : les précipitations, la température, le vent, l'humidité relative de l'air, l'insolation.

Le climat est un facteur de développement important de la vie animale et des végétaux, mais aussi pour l'économie des zones habitées. Il se définit comme étant l'ensemble des phénomènes météorologiques qui caractérisent l'état de l'atmosphère et de son évolution en un lieu donné.

Les données climatiques de la zone d'étude sont issues des stations hydro-pluviométriques de l'Agence Nationale Des Ressource Hydrauliques (ANRH) et de l'Office National de la Météorologie (ONM).

Chapitre I : analyse ses conditions naturelles

I.3.1. Température :

Ce paramètre est très importante à mettre en œuvre, elle nous renseigne sur la quantité de chaleur dont peut disposer la plante au cours de son cycle végétatif, et nous permet de calculer le déficit hydrique.

On se dispose des valeurs moyennes et extrêmes mensuelles de la température de l'air, la série d'observation relativement longue et complète sera utilisée pour le calcul de l'ETP.

Ces mesures ont été faites à la station météorologique d'oued SLY sur une période d'observation de 22 ans (1987 à 2009) sont représentées dans le tableau suivant :

Le tableau suivant représente les données de la température relative à la station d'oued sly.

T°	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU	Min	Max	Moy
Max	32.5	26.8	20.2	16.4	15.9	17.6	20.9	23.3	28.2	34	37.8	37.6	15.9	37.8	25.9
Min	19.4	15.6	10.2	7.2	5.6	6.6	8.5	10.3	14.4	18.8	21.9	22.5	5.6	22.5	13.4
Moy	25.5	20.6	14.7	11.7	10.5	11.5	14.3	16.4	21.1	26.3	29.6	29.8	10.5	29.8	19.3

Tableau I.1 : Températures moyennes mensuelles station oued sly (1987-2009)

Source : ONM

Les températures d'hiver sont de l'ordre de 10°C et montant à 30°C en été. la température moyenne en cette zone est de l'ordre de 19.3°C. La figure suivante représente la variation mensuelle minimale, maximale et moyenne.

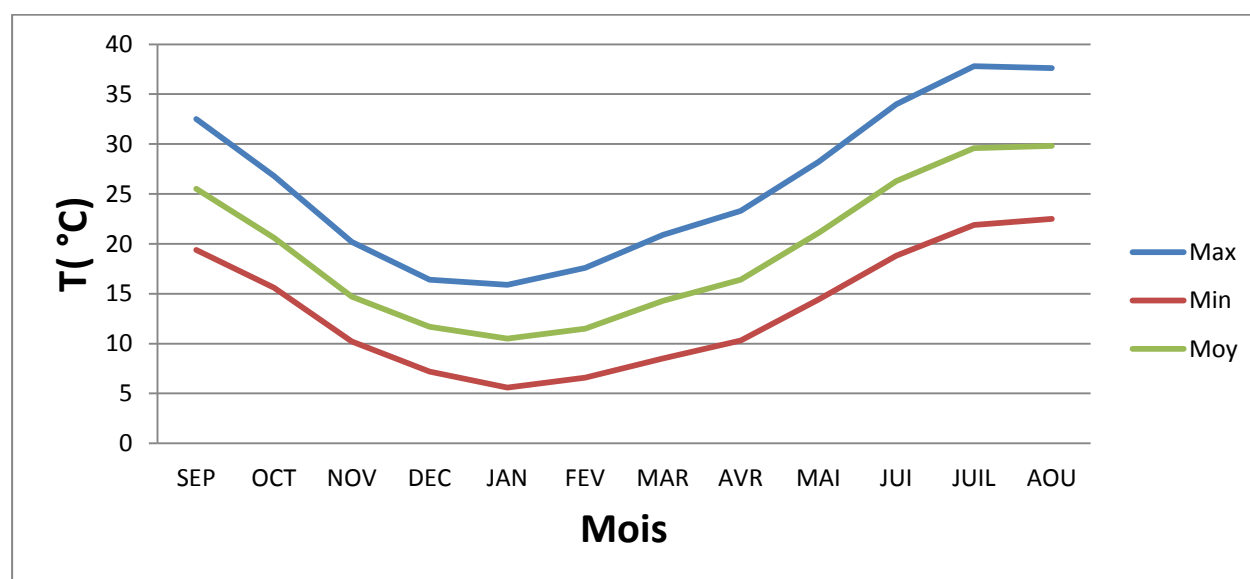


Figure I.3: Variation annuelle des températures mensuelles (1987-2009)

Chapitre I : analyse ses conditions naturelles

I.3.2. Humidité relative de l'air (degré hygrométrique):

Ce paramètre correspond au rapport entre la pression partielle de la vapeur d'eau contenue dans l'air et la pression de vapeur saturante (tension de vapeur) à la même température. C'est un paramètre important en irrigation, puisqu'il intervient dans l'évapotranspiration des cultures.

Tableau I.2 : Valeurs mensuelles de l'humidité relative Station oued sly (1987-2009)

Saison	Automne			Hiver			Printemps			Eté			moyenne
Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	
Humidité (en %)	50.5	60	72	75.5	75.5	72	65	57	52.4	44.7	37.9	41	58.7

Source : ONM

I.3.3. Les précipitations :

Les précipitations sont définies comme l'ensemble des eaux météorologiques recueillies par un bassin versant ou une surface bien déterminée.

L'étude de la pluviométrie est très importante. Leur répartition dans le temps nous permet de connaître les apports moyenne des précipitations et surtout ce qui est plus important leurs cadences et leurs répartitions au cours de l'année afin d'envisager nos besoins en irrigation.

Selon le temps on distingue deux types de précipitation :

a) Précipitations annuelles

L'étude des variations des précipitations annuelles dans notre région montre une grande variation dans le temps et dans l'espace à l'échelle de 35 années (1978-2012). La moyenne interannuelle des précipitations est de 371.3 mm.

b) Précipitations mensuelles

Pour mettre un aperçu sur la variation des précipitations mensuelles à l'échelle de la région, le tableau suivant illustre les précipitations moyennes mensuelles pour la station sur 35 années d'observations allant de 1978 à 2012:

Tableau I.3: Distribution moyennes mensuelles des précipitations (1978-2012).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Total	Min	Max
P(mm)	17.07	32.4	50.4	47.9	52.8	52.75	39.88	39.83	28.94	4.59	1.34	3.18	371.3	1.34	52.8

Source : ONM

Chapitre I : analyse ses conditions naturelles

I.3.4. Les vents :

Le vent influence directement sur les sols, la végétation et d'autres facteurs tels que les précipitations et l'évapotranspiration ainsi il intervient dans le choix du type d'irrigation. (Aspersion ou gravitaire) ainsi que dans l'élaboration du système de protection des périmètres (réseau de brise-vents). Les vitesses moyennes mensuelles sont dans le tableau suivant :

Tableau I.4: Moyenne mensuelle des vitesses du vent (1987-2009).

Saison	Automne			Hiver			Printemps			Eté			Année
Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	
Vitesse (m/s)	2.8	2.3	2.2	2.4	2.1	2.3	2.7	3.0	3.1	3.2	3.9	2.5	2.7

Source : (Station d'oued sly)

I.3.5. L'insolation :

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

Tableau I.5: durée mensuelle de l'insolation total (1987-2009).

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
Moyenne Mensuelle (h/j)	8.9	7.4	6.1	5.2	5.7	6.8	7.5	8.5	9.5	10.2	11	10.6

Source : ONM.

I.3.6. L'évaporation :

Tableau I.6 : durée mensuelle de l'évapotranspiration totale (1987-2009).

Saison	Automne			Hiver			Printemps			Eté			Année
Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	
Evaporation (mm)	138	86	41	28	29	45	85	116	161	190	212	194	1325

Source : ONM

Le tableau ci-dessus montre qu'à chlef il s'évapore environ 1325 mm annuellement soit une moyenne mensuelle de 110.4 mm Le maximum est enregistré au mois de Juillet (212 mm) et le minimum au mois de Janvier (29 mm).

Chapitre I : analyse ses conditions naturelles

I.3.7. Le sirocco:

Tableau I.7 : nombre de jours de sirocco (1987-2009).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Nombre de jours	1	0	0	0	0	0	0	1	1	2	3	4	12

Source : station d'oued SLY

Le sirocco peut se manifester sur une période relativement longue. il peut causer des dégâts très importants par l'élévation brutale des températures et la diminution de l'hygrométrie de l'air.

Tableau I.8 : caractéristique de la station météorologique d'oued sly

Nom de la station	Code de la station	Cordonnées Lambert		Altitude (m)	Années d'observations	N
		X (km)	Y (km)			
Oued sly	012309	365.2	312.7	95	1978-2012	35 ans

Source : station d'oued SLY

I.4. Les indices agro-climatiques :

I.4.1. Classification du climat selon l'indice de DE MARTONE (1926) :

L'indice d'aridité de Martonne est un paramétré qui permet la classification du climat. Afin de nous renseigner sur la nécessité de l'irrigation par rapport au climat, et par conséquent il nous oriente dans le choix des cultures.

Cet indice est un indicateur quantitatif du degré de sécheresse, estimé à un endroit donné. Cet indice est donné par la formule suivante :

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

Tel que :

I : Indice d'aridité

P : Précipitation moyenne annuelle (mm).

T : Température moyenne annuelle (C°).

$$I = \frac{371.3}{(10 + 19.3)}$$
$$\Rightarrow I = 12.67$$

Chapitre I : analyse ses conditions naturelles

Tableau I.9: Résultats de l'indice de DE MARTONE

Intervalle du valeur du I	Type du climat	IRRIGATION
$I < 5$	climat hyperaride	Indispensable
$5 < I < 7,5$	climat désertique	Indispensable
$7,5 < I < 10$	climat steppique	Souvent Indispensable
$10 < I < 20$	climat semi-aride	Parfois utile
$20 < I < 30$	climat tempère	Inutile

À partir du tableau I.9 et la valeur de l'indice d'andine De Matonne ($I=12.67$) du climat de notre zone d'étude, on peut dire que notre climat est de type semi-aride ($10 < I < 20$) donc l'irrigation est parfois utile.

I.4.2. Climagramme Pluviothermique de BAGNOULS et GAUSSEN :

Ce diagramme nous permet d'évaluer l'intervalle de saisons sèche et humide, et sa position dans le temps lorsque la pluviométrie enregistrée pendant un mois est inférieure au double de la température moyenne enregistrée; le mois est considéré comme écologiquement sec. Le diagramme tracé pour la station d'oued sly montre une période sèche est supérieure à cinq mois .elle s'étale du mois de mai au mois d'octobre.

Tableau I.10 :

mois	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aou	sep	oct	nov	dec
T(C°)	10.5	11.5	14.3	16.4	21.1	26.3	29.6	29.8	25.5	20.6	14.7	11.7
p(mm)	52.8	52.75	39.88	39.83	28.94	4.59	1.34	3.18	17.07	32.4	50.4	47.9

Source : ONM

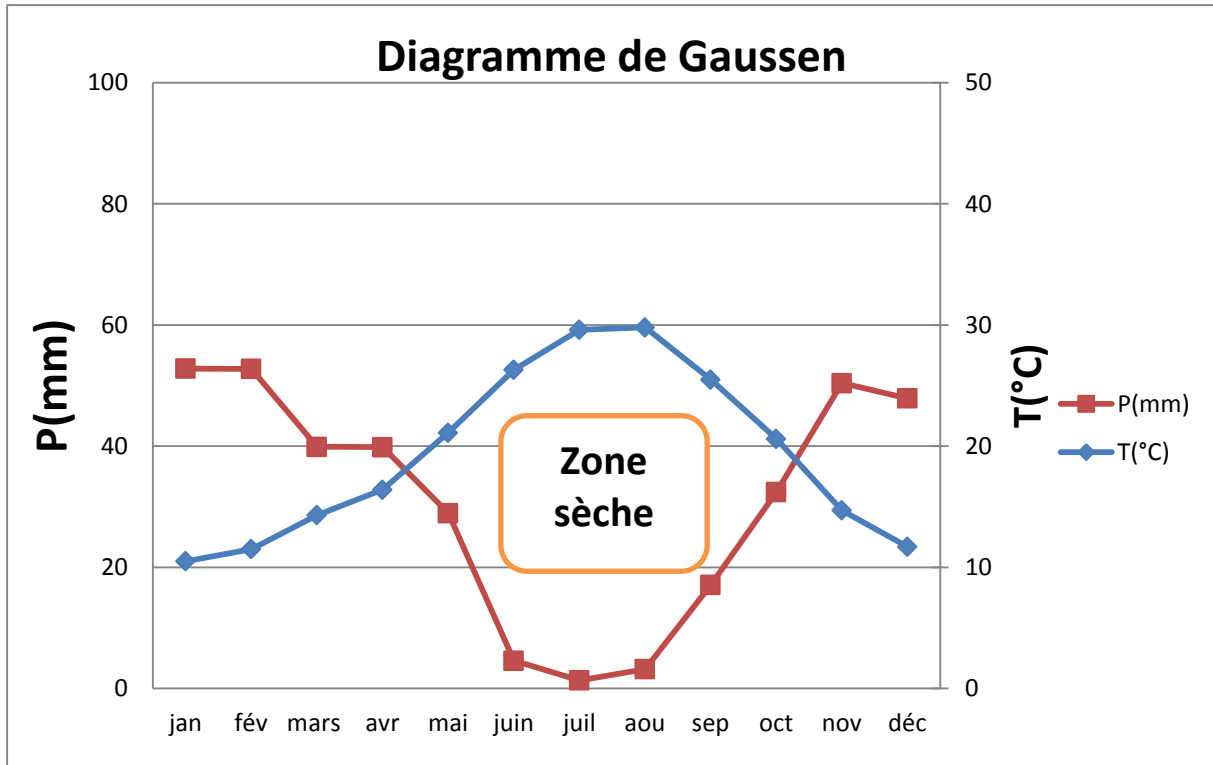


Figure I.4: Climagramme de Gausson de la station climatique

I.4.3. Quotient pluvio-thermique d'EMBERGER :

Mr EMBERGER présente un diagramme composé par Jeux axes (sur l'axe des X on a la température du mois le plus froid et sur l'axe des Y on a le quotient pluviométrique d'EMBERGER) ce dernier se calcule comme suit :

$$Q = \frac{3.43 * P}{(M - m)}$$

Tel que :

P: Pluviométrie moyenne annuelle.

M: Moyenne des températures maximales du mois le plus chaud (juillet).

m: Moyenne des températures minimales du mois le plus froid (janvier).

A.N: $P = 371.3 \text{ mm}$ $M = 37.8^\circ \text{ C}$ et $m = 5.6^\circ \text{ C}$

$$Q = 39.55$$

En portant la valeur de (Q) dans le diagramme bioclimatique D'EMBERGER ; et en fonction de la température moyenne minimale du mois le plus froid.

Chapitre I : analyse ses conditions naturelles

D'après le diagramme bioclimatique on peut dire que notre région se situe dans

- L'été bioclimatique semi-aride a aride.
- Sous étage : hiver tempéré.

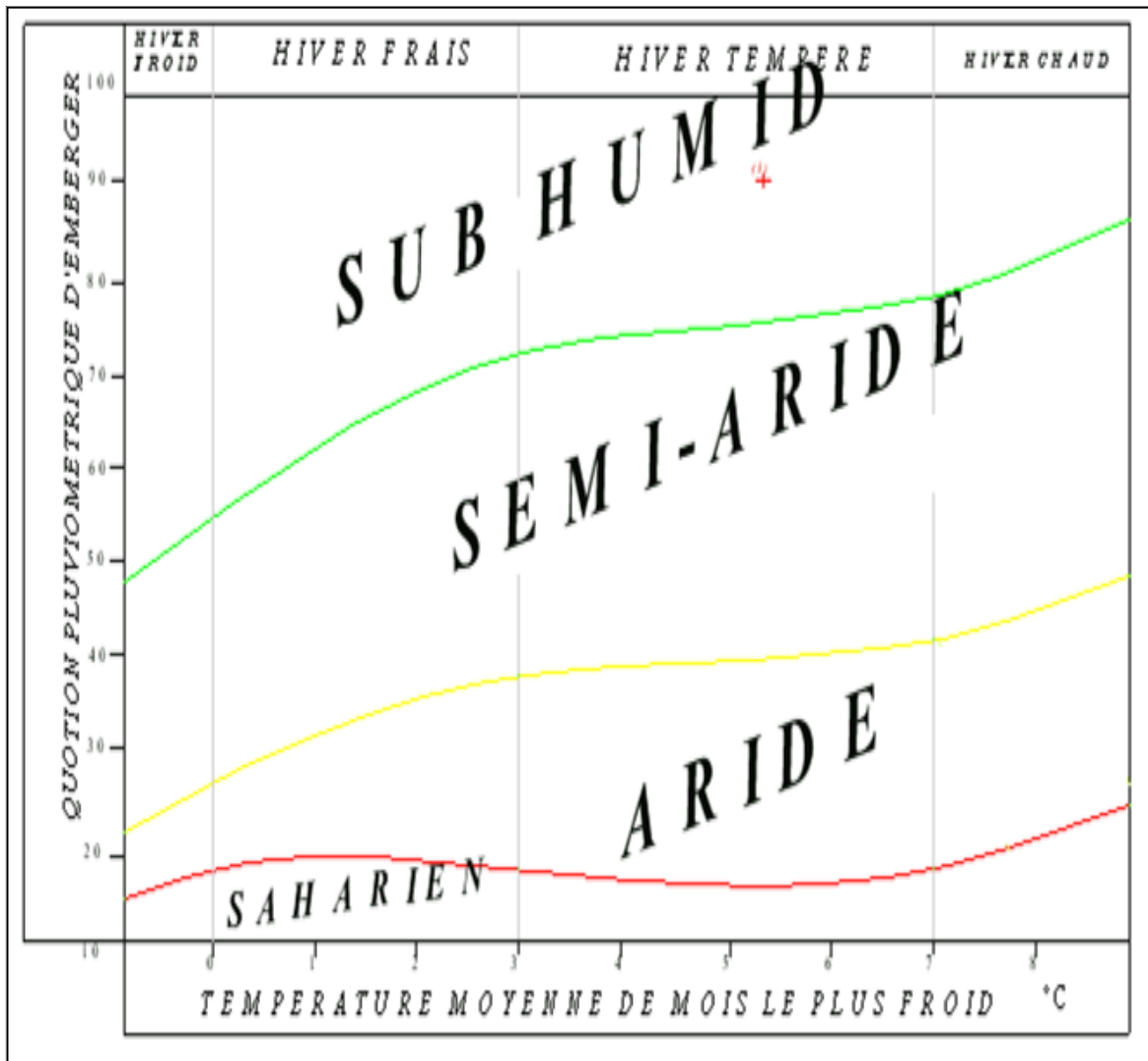


Figure I.5: Diagramme bioclimatique d'EMBERGER de la région de chlef

I.5. Conclusion :

Les caractéristiques climatiques sont en règles générales liées assez étroitement à la situation géographique de la zone d'étude. En effet, le climat dans le sens étudié est méditerranéen avec la particularité d'un climat littoral type occidental Algérien.

Le climat est caractérisé par des précipitations annuelles moins importantes et une aridité bien prolongée. Ceci nous permet de choisir les types de cultures ainsi que les périodes d'irrigation et de semis.

CHAPITRE II

Ressources en sol

Chapitre II : Ressources en sol

II.1. Introduction

L'étude pédologique est d'une importance majeure pour la connaissance et la compréhension du milieu physique et naturel et afin d'avoir une meilleure exploitation et utilisations des ressources naturelles tel que le sol et l'eau.

II.2. Etude pédologique

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

- **Levé pédologique**

Il a été réalisé par le biais de profils creusés mécaniquement et par l'observation des coupes naturelles existantes. La profondeur des profils creusés dépasse généralement 1.5 m avec une largeur de 1 m. La surface brute levée est de l'ordre de 167 Ha. 40 profils ont été creusés, selon une distribution systématique tout en tenant compte de la physionomie du terrain, soit une densité d'une observation pour 4 Ha. Tous les profils creusés ont fait l'objet d'une description détaillée horizon par horizon.

II.3. Classification des sols du périmètre

La classification des sols est celle adoptée en vigueur par l'Agence Nationale des Ressources en Eau (A.N.R.H). Pour des raisons d'homogénéité du terrain, et pour un meilleur diagnostic des sols, la classification des sols a été étudiée jusqu'à la famille.

D'après les informations requises par Mr Boulain (thèse 1957), le périmètre est caractérisé par trois types de sol reparti en 3 zones homogènes prédéfinies par les critères fondamentaux de textures, tarification et salinité qui présentent des contraintes majeurs pour notre périmètre.

II.4. Présentation des zones

Zone 1 : alluvions salées

Située au nord et au sud de la zone d'étude vers oued de chlef .La conductivités est de 4mmhos/cm à la surface et croit en profondeur.

Chapitre II: ressources en sol

Zone 2 : alluvions fortement salées et tirsitfiés :

Cette zone est située à l'ouest de la région d'étude vers la ville de **BOUKADIR** cette zone est caractérisée par des sols très lourds (plus de 40% d'argile), fortement tirsitfiés et présentent une conductivité importante supérieure à 7mmhos/cm à la surface. Le choix de culture est très délicat dans ce cas.

Zone 3 : alluvions anciennes et sol de piémont non trsitfiés :

Cette zone est située à l'est de la zone d'étude vers la ville de CHLEF. Cette zone est caractérisée par une texture équilibrée et un sol bien structuré ce qui favorise la perméabilité ($k = 10\text{mm/h}$) de ce fait le sol n'est jamais salé et supporte toutes les cultures adaptées aux conditions climatiques d'oued SLY.

II.5. Les propriétés physiques du sol

Une analyse physique du sol a été faite au niveau du laboratoire (AGQ.ESPANA).

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Paramètres	Résultat (%)	texture
Sable	5	Argilo-limoneux
Argile	50	
Limon	45	

Tableau II-1: résultats d'analyse physique du sol

II.6. Etude des aptitudes culturales

Les aptitudes culturales des différentes unités pédologiques définies ont été établies en tenant comptes des paramètres édaphiques suivants :

- La profondeur du sol
- La texture du sol (selon la profondeur des racines de la culture)
- La structure des horizons en fonction de l'enracinement de la culture
- Présence d'éléments grossiers dans le profil
- L'hydromorphie
- La salinité du sol
- Le calcaire
- La réaction du sol (pH).

Chapitre II: ressources en sol

II.7. Les aptitudes définies

II.7.1. Cultures céréalière et fourragères

C11 : Aptitude bonne pour toutes les cultures céréalières et fourragères,

Aptitude moyenne pour la luzerne

C13 : Aptitude bonne pour la fétuque, vesce-avoine, ray gras, blé dur, blé tendre, et Orge.

Aptitude moyenne pour la luzerne, bersim, sorgho et maïs.

II.7.2. Culture maraichères

M11 : Aptitude bonne pour toutes les cultures maraichères.

M15 : Aptitude bonne pour artichaut, oignon, navet, choux, épinard et laitue

Aptitude moyenne pour : tomate, ail, aubergine, pastèque, melon, piment, poivron, haricot, concombre et pois.

II.7.3. Cultures arboricoles

B21 : Aptitude bonne pour abricotier sur franc, olivier, et figuier.

Aptitude moyenne pour agrumes, pêcher sur amandier, abricotier sur amandier, amandier sur franc, pêcher sur prunier, prunier, abricotier sur myrobolan, prunier sur myrobolan, cerisier sur merisier, pommier et poirier.

B25 : Bonne pour pêcher sur prunier, prunier, pommier sur doucin et figuier

Aptitude moyenne pour agrumes, abricotier sur myrobolan, prunier sur myrobolan, cerisier sur merisier, olivier, pommier sur franc, poirier sur franc, poirier sur cognassier

Tableau II-2 : Les aptitudes des unités pédologiques

N° de l'unité pédologique	Désignation unité pédologique	Aptitude
I	Sol évolué Alluvion salée Argilo- limoneux	C11M15B21
II	Sol alluvion fortement salée très lourd conductivité importante	C11M15B21
III	alluvions anciennes et sol de piémont non trsitfiés texture équilibré bonne perméabilité	C11M15B25

Chapitre II: ressources en sol

II.8. Les propriétés chimiques du sol

Il est indispensable de faire une étude chimique du sol pour connaître les caractéristiques chimique et faire le choix adéquat des cultures adaptées au milieu chimique de la zone d'étude.

paramètres	Résultats	observation
CALCAIRE ACTIF	4.73%	La teneur en calcaire actif n'effectue pas la disponibilité d'autres éléments minéraux
MATIERE ORGANIQUE	1.57%	Sol pauvre en matière organique, ce qui ne favorise pas le complexe d'échange ni la structure du sol
NITROGENE	1184.7mg/kg	Teneur normale en azote, amendement de fond et /ou minéralisation de la matière organique sont correctes
PHOSPHORE	78.00mh/kg	Sol très riche en phosphore, bien qu'on a besoin de ph légèrement acide pour que le phosphore puisse adopter des formes disponibles pour la plante
CALCIUM	14.04meq/100g	Disponibilité adéquate de calcium ce qui pourrait en plus avoir un effet favorable sur la structure du sol
MAGNESIUM	3.95meq/100g	Disponibilité élevée en magnésium ce qui pourrait désavantager l'assimilation du potassium
POTASSIUM	1.01meq/100g	Bonne disponibilité de potassium pour la plante
SODIUM	2.08meq/100g	Teneur très élevée en sodium ce qui pourrait causer une phytotoxicité, désavantager l'absorption du potassium de détériorer la structure du sol
FER	0.6meq/100g	Très faible teneur en fer
MANGANES	95.3meq/100g	Teneur adéquat en manganèse .cependant on a besoin de ph légèrement acide pour avoir les formes disponible pour la plante
ZINC	0.2meq/100g	Très faible teneur en zinc
PH	7.85	Ph basique, disponibilité limitée de plusieurs éléments minéraux spécialement le phosphore et les oligoéléments

Tableau II-3 : Les propriétés chimiques du sol.

II.9. Les assolements - rotations

II.9.1. Assolements et rotations proposés

Pour un aménagement adéquat et un équilibre de cultures, on propose de réserver 50 % de la superficie aux cultures arboricoles et maraichères et 50% aux cultures céréalières.

Aussi, Les espèces à prendre en considération lors de l'établissement des assolement-rotations sont :

- Pour les cultures arboricoles : l'olivier, l'amandier, l'abricotier et le pistachier
- Pour les cultures maraichères : la pomme de terre, les oignons, la carotte, le navet, la tomate, le piment et le poivron.
- Pour les cultures céréalières : le blé et l'orge.

En tenant compte des conditions socio-économiques, agro pédologiques de la zone et des recommandations de l'administration, nous proposons un assolement adapté aux conditions précitées.

L'assolement proposé ci- après est du type triennal. Il est basé sur les principales spéculations pratiquées dans la zone.

Tableau II-4 : Occupation du sol et les cultures proposées

Cultures	S	O	N	D	J	F	M	A	M	JN	JT	A
Blé dur			■	■	■	■	■	■	■	■		
Orge			■	■	■	■	■	■	■	■		
Avoine			■	■	■	■	■	■	■			
Vesce avoine			■	■	■	■	■	■	■			
Pomme de terre (S)							■	■	■	■	■	■
Pomme de terre (A.S)	■	■	■	■								■
Tomate								■	■	■	■	■
Poivron								■	■	■	■	■
Piment								■	■	■	■	■
artichaut	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Choux	■	■	■	■								■
Oignon vert	■	■	■	■	■							
Oignon sec				■	■	■	■	■	■	■	■	
Ail				■	■	■	■	■	■	■	■	
Carotte, navet	■	■	■	■								■
Fève	■	■	■	■								■

II.10. Etude foncière

Les terres formant le périmètre d'irrigation relève du domaine de l'état. La totalité des terres du périmètre à aménager sont des attributions effectuées dans le cadre de la réorganisation des terres agricoles appartenant à l'état. Il s'agit plus précisément d'une restitution des terres nationalisées par l'état à leurs anciens adjudicataires.

II.11. Conclusion

Le présent chapitre a été consacré à l'étude pédologique dans laquelle nous avons présenté les principales caractéristiques du sol, les unités pédologiques recensées et les contraintes de mise en valeur définies.

Les sols présentent généralement une texture lourde qui pourrait nous causé le problème de compactage et par conséquent limiter sa perméabilité et le développement racinaire de la plante.

Le sodium présent dans le sol n'endommage pas la structure du sol, ainsi que le PH qui assure un développement normal de la majorité des cultures.

L'assolement proposé servira de base pour les calculs de besoins en eau du périmètre qui fera l'objet de la phase suivante.

CHAPITRE III

*Ressources en eau
hydrologie*

III. Etude des ressources en eau :

III.1. Introduction

Avant toute étude en irrigation, il est indispensable de localiser et quantifier l'eau nécessaire pour répondre aux différents besoins de cultures. Dans ce but on utilise Le barrage SIDI YAKOUB qui permet de constituer une retenue de 280 millions mètres cubes, L'eau accumulée servira à l'irrigation et l'alimentation en eau potable.

III.2. Présentation du bassin versant :

Le bassin versant du barrage de SIDI YAKOUB couvre une superficie de 925.9 km² qui s'étend en forme de croissant avec un périmètre totalisant de 201 km.

Le bassin versant du barrage de SIDI YAKOUB comporte deux grandes unités de paysage, soit, une région montagneuse au sud et est et une région relativement plane au nord. Le dénivelé maximal du bassin atteint 1159 m, en débutant à environs 261 m à l'embouchure, pour culminer à 1820 m sur la limite sud-est du bassin Tecult (2005).

Il présente des ensembles naturels très variés.

- L'Oued El Ardjem dont l'exutoire se trouve à Sidi-Yakoub; au sud de Chlef est orienté sud-nord-ouest.
- Les limites de notre bassin s'étendent d'ouest en Est entre les parallèles 1°15'et du nord au sud entre les altitudes 35°58'et 35°36'.

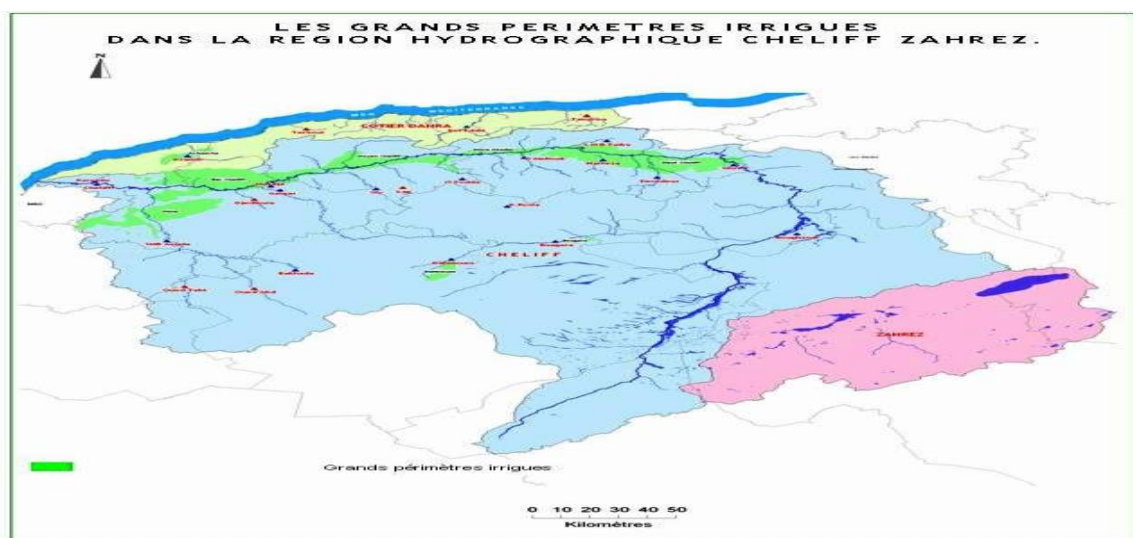


Figure III.1: Délimitation Du Bassin Versant.

Chapitre III : ressources en eau-hydrologie

Tableau III-1 : Caractéristiques hydrologiques du Bassin Versant Ouled ben Abdelkader

N°	Désignations		Unités	valeurs
1	Coordonnées du site	x	km	372.55
		Y	km	301.72
		z	$mNGA$	160.0
2	Superficie du bassin versant	s	km^2	1225
3	Altitudes caractéristiques	H_{max}	m	1661.0
		H_{moy}	m	717.0
		H_{min}	m	160.0
4	Indice de pente de roche	i	%	0.15
5	Longueur du talweg principal	L_p	km	79.0
6	Indice de compacité	i_c	%	1.16
7	Densité de drainage	Dd	km/km^2	436.0
8	Pluviométrie moyenne annuelle	P	mm	368.4
9	Périmètre	S	km	145.0

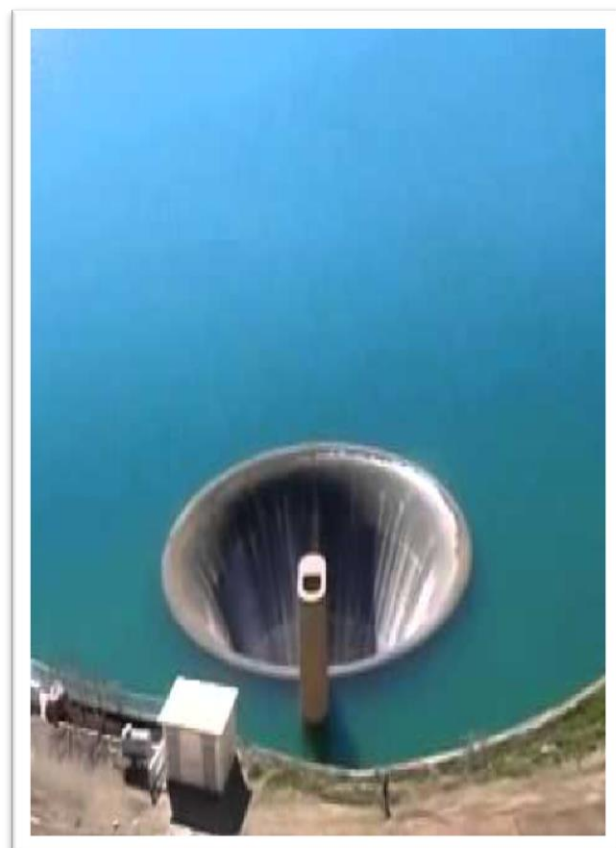
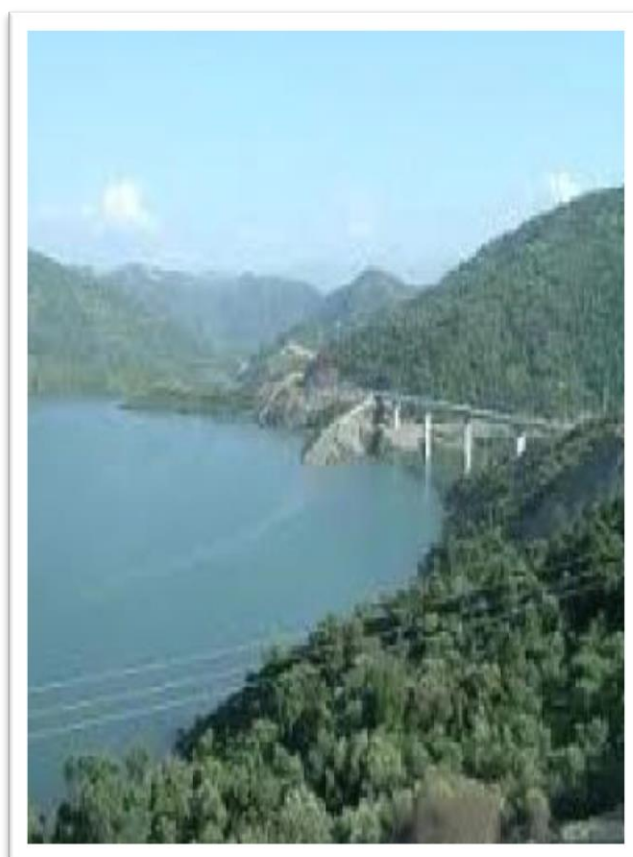


Figure III.2: barrage SIDI YAKOUB

Chapitre III : ressources en eau-hydrologie

III.2.1. Caractéristiques du barrage

Le barrage de sidi yakoub est situé en amont de notre périmètre à irriguer.

Les caractéristiques hydrologiques et hydrauliques de notre source d'eau le barrage de sidi yakoub sont détaillées comme suit:

Tableau III-2 : Caractéristiques hydrauliques du barrage sidi yakoub.

N°	Désignation	Unité	Valeur
1	Date de mise en service	<i>année</i>	1986
2	Superficie du bassin versant	<i>km²</i>	923
3	La capacité initiale du barrage	<i>Hm³</i>	280
4	Volume régularisé	<i>Hm³/an</i>	98.00
5	Capacité estimée du barrage	<i>Hm³</i>	278.90
6	Apport réel du barrage	<i>Hm³</i>	47.43
7	Taux d'envasement	%	0.39
8	Etendue du bassin versant	<i>km²</i>	920
9	Hauteur du barrage	<i>m</i>	94
10	Largeur de barrage	<i>m</i>	120
11	longueur du barrage	<i>m</i>	395
12	Volume mort	<i>Hm³</i>	35
13	Profondeur moyenne	<i>m</i>	30

le volume destiné pour le développement de l'irrigation est le volume régularisé qui est égale à 98.00 *Hm³/an*

III.3. Analyse de la qualité de l'eau d'irrigation :

L'analyse de la qualité de l'eau en irrigation est une étape primordiale dont le respect des normes de qualité permet de préserver:

- ✓ la santé publique.
- ✓ la qualité des eaux souterraines et superficielles.
- ✓ l'environnement contre certains risques en particulier la salinisation des sols.

Chapitre III : ressources en eau-hydrologie

Tableau III-3 : Qualité chimique de l'eau d'irrigation

Date	Na (mg/l)	Mg (mg/l)	Ca (mg/l)	K (mg/l)	Cl (mg/l)	SO4 (mg/l)	PH	C.E mmhos/cm à 25 °C	SAR	Minéralisation (mg/l)
01/13	2	150	61	245	384	153	7.8	0.73	0.0684	1106
02/13	3	100	66	238	362	92	7.8	0.72	0.1168	1082
03/13	2	152	58	244	374	183	7.8	0.73	0.069	1113
04/13	3	151	36	87	356	244	7.8	0.71	0.109	1259
05/13	3	152	75	265	349	153	7.9	0.73	0.099	1081
06/13	2	152	63	244	237	183	7.8	0.72	0.071	1256
07/13	2	108	139	336	427	244	8	0.72	0.063	1480
08/13	3	142	51	227	349	146	7.8	0.72	0.107	1060
09/13	13	154	76	170	387	198	7.9	0.70	0.428	1014
10/13	17	150	61	285	386	153	8	0.70	0.585	1485
11/13	9	176	61	268	351	153	8	0.71	0.292	1321

Source : ANRH

Tableau III-4 : Qualité de l'eau d'irrigation (oued cheliff)

Salinité moyenne (g/l)		1.2 à 1.7
Conductivité électrique (mmho)		1.70 à 2.50
(meq/l)	Ca ⁺⁺	4.9 à 5.7
	Mg ⁺	5.5 à 9.3
	Bilan ionique	
	Na ⁺	6.5 à 11.3
	Cl ⁻	6.6 à 10.2
	SO ₄ ⁻	7.7 à 11.7
	SO ₃ H	2.5 à 3.7
SAR		2.8 à 4.1
Classement des Riverside		C2-S1/C3-S2

Source : ANRH

III.3.1. Le SAR (Sodium Absorption Ration) :

Le sodium peut se fixer sur le complexe du sol et exercer alors une action défoulant donc pour apprécier le risque alcalin, on compare donc la concentration en ions Na^+ et celle en ions Ca^{++} et Mg^{++} , le SAR est défini comme suit :

$$S.A.R = \frac{Na^{++}}{\sqrt{\frac{Mg^{++}+Ca^{++}}{2}}} \quad A.N : \quad S.A.R = \frac{5.36}{\sqrt{\frac{142.45+67.90}{2}}}$$

$$SAR = 0.18$$

Tableau III-5: Classification des eaux en fonction du S.A.R

classe	S.A.R.	Danger d'alcalinisation
S_1	$SAR \leq 10$	faible
S_2	$10 < SAR \leq 18$	Moyen
S_3	$18 < SAR \leq 26$	Elevé
S_4	$SAR > 26$	Très élevé

On peut conclure que l'eau de barrage SIDI YAKOUB ne présente pas de risque d'alcalinisation sur le sol.

III.3.2. La conductivité électrique :

C'est une propriété associée à la mobilité des ions, elle est mesurée à $25^\circ C$ et exprimée en mmhos/cm, permet de quantifier le degré de salinité de l'eau. On distingue quatre classes de danger de salinité de l'eau en fonction de la conductivité électrique, selon la classification américaine de l'eau d'irrigation

Tableau III-6 : Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique

Classe	Conductivité électrique CE (mmhos/cm) à $25^\circ C$	Qualité des eaux
C_1 : convient pour toutes les cultures	$CE \leq 0,25$	Eau de risque faible
C_2 : convient pour les plantes moyennement tolérantes	$0,25 < CE \leq 0,75$	Eau de risque moyen
C_3 : ne convient qu'à des sols bien drainés et des plantes tolérantes	$0,75 < CE \leq 2,25$	Eau de risque élevée
C_4 : eau difficilement utilisable sur sol bien drainé	$CE > 2,25$	Eau de risque très élevée

Chapitre III : ressources en eau-hydrologie

L'eau de barrage SIDI YAKOUB prévue à une conductivité électrique moyenne $CE = 0.72 \text{ mmhos/cm}$

- Le diagramme de classification des eaux d'irrigation établi la classification des eaux suivant la qualité chimique en fonction de deux paramètres, celui de la conductivité électrique, et le rapport d'absorption du sodium SAR

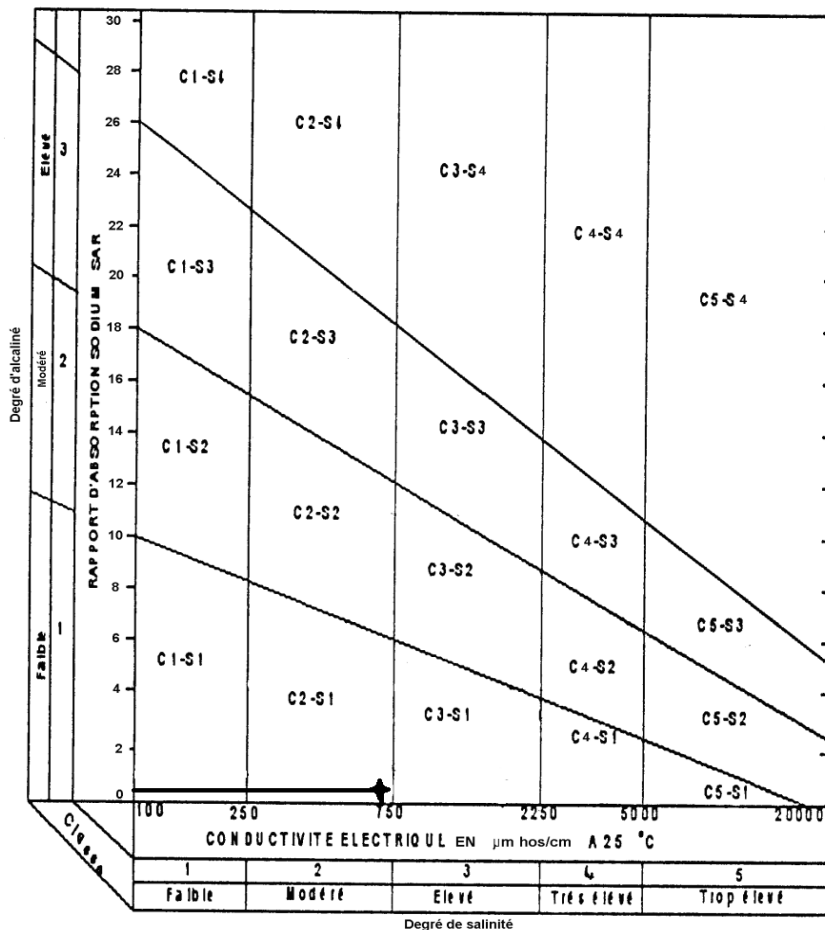


Figure III.3: Diagramme de classification des eaux d'irrigation

. On se basant sur le diagramme de classification des eaux d'irrigation, on peut conclure que notre eau est de salinité faible à moyen risque avec un degré d'alcalinité faible. C'est une eau de classe (C2-S1) ce qui montre la bonne qualité de ces eaux.

III.4. Etude hydrologique :

L'étude hydrologique a pour but de déterminer les caractéristiques des pluies de fréquences données et portera sur l'homogénéisation des séries pluviométriques, l'étude fréquentielle des séries pluviométriques par des lois statistiques, et enfin la détermination de l'année de calcul nécessaire au dimensionnement de notre réseau d'irrigation.

Chapitre III : ressources en eau-hydrologie

III.4.1. Etude des pluies annuelles

Pour cela on va explorer un échantillon de données pluviométriques de la station d'oued sly, exploitée par l'ANRH, cette station a pour code **012309**. Les données d'observation ont été collectées sur une période de trente (35) ans.

Les pluies sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III-7: Précipitation mensuelle de la station oued sly (1978-2012).

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	ANNUEL
Années	Précipitation												
1978-1979	0	103	29	36.8	56.6	155.9	100.3	42.3	4.9	19.1	0.3	0	547.9
1979-1980	56.1	92.6	58	46.6	71.4	13.8	71.7	45.7	44	0.6	1.1	0.5	502.1
1980-1981	3.5	23.4	11.6	147.5	26.3	59.7	34	75.9	14.7	0.4	0	1.5	398.5
1981-1982	0	12	0	64.3	69.4	93.4	23.1	20.1	26.6	0	0	0.6	309.5
1982-1983	0	12	0	64.3	69.4	93.4	23.1	20.1	26.6	0	0	0.6	309.5
1983-1984	0	3.1	91	41.5	50.8	67.8	47.8	25	74.6	11.2	0	0	412.8
1984-1985	6.7	47.9	76.1	74.3	37.4	42.9	67.5	11.5	30.5	1.8	0	0	396.6
1985-1986	8	30	49.8	43.4	111.5	104.7	62.8	23.8	3	21.9	1	2.9	462.8
1986-1987	32.3	46.6	42.7	117.3	50	119.9	6	1.5	8.4	4	0.4	0	429.1
1987-1988	17.6	43	76.7	33.2	48.1	5.6	36.9	32.8	34.3	5.4	0	0	333.6
1988-1989	7.6	15.5	20.9	75.6	8.1	25.5	55.7	36.6	17.3	11.5	1.4	15.9	291.6
1989-1990	18.6	8.5	23.4	16.4	67.2	0	48	80	35.2	0	0	0	297.3
1990-1991	0.4	32.4	54.1	57.8	49.5	62.8	75.2	18.2	8.2	1.5	3.6	2.7	366.4
1991-1992	1	18.2	42	2.4	81.9	13.3	66.8	36.3	33.8	16.1	10.3	0	322.1
1992-1993	0	20.9	35.2	19.3	5.7	43.8	9.9	59.7	25.7	0	0	1.9	222.1
1993-1994	20.5	20.3	34.2	26.1	40.3	41.2	2.2	21.9	9.6	0	0	0	216.3
1994-1995	64.6	45.3	29.7	19.3	80.5	7.5	44.9	10.3	0	9.1	0	11.3	322.5
1995-1996	43.3	29.8	51	36.7	75.6	99.4	87.2	41	34.7	2.3	11.7	1	513.7
1996-1997	48.7	30.4	15.1	37.8	79.9	8	0.5	136.8	14.2	0.4	5.5	17.3	394.6
1997-1998	11.9	46.9	154	24.9	13.5	40.1	9.5	47.5	92.5	0	0	0	440.4
1998-1999	13.3	31.2	28.3	23.3	71.8	78	76.7	1.4	0.3	0	0	0.7	325
1999-2000	31.9	16	51.1	106.6	3	0	7.2	18.7	17.7	0	0	0	252.2
2000-2001	22.2	81.4	81.1	33	107.3	25	2.6	46.4	13.2	0	0	0	412.2
2001-2002	19.7	1.4	112	31.5	28	5	45.5	45.3	41.1	0	0	9.8	339
2002-2003	0	12	58.2	30.3	118.1	63.8	14.4	34.7	32.3	1	0	0	364.8
2003-2004	3.5	19.1	63.5	71.8	24.2	46.5	7.1	41.7	60.1	10.6	1.6	0	349.7

Chapitre III : ressources en eau-hydrologie

2004-2005	0	37.6	24.8	63.3	17	79.4	27.3	1.5	1	0	0	0.3	252.2
2005-2006	21	36	61.4	54.4	35.5	69.4	15.5	5.2	71.7	7	0.5	1.2	378.8
2006-2007	17.4	0	0	88.2	27.3	60.8	49.2	66.6	34.2	0	0	0	343.7
2007-2008	39.8	31.7	40.7	16.6	21	31.8	34.8	12.6	53.6	11.7	7.3	0	301.6
2008-2009	9.1	35.6	46.2	64.4	61.2	21	51.9	74.4	15.3	2	0	2	383.1
2009-2010	48.1	34.5	47.3	55.6	59.5	103.8	70.2	19.9	12.1	1.3	0	39.8	492.1
2010-2011	22.3	45.1	81.9	27.5	102.5	55.2	21.1	54.1	74.5	22	0.8	0	507
2011-2012	8.4	25.3	73.1	18.3	24.3	96.9	26.3	123.8	7.1	0	0	0	403.5
2012-2013	0	46.8	102	7.4	56.3	10.9	72.8	60.6	40	0	1.5	1.3	399.7
Moyenne	17.07	32.4	50.4	47.9	52.8	52.75	39.88	39.83	28.94	4.59	1.34	3.18	371.3

Source : ANRH

III.4.2. Homogénéité de la série pluviométrique

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

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

- On divise la série complète en deux sous séries : X et Y tel que : N1 et N2 représentant respectivement les tailles de ces deux sous séries considérant généralement N1 > N2.
- On constitue par la suite, la série X union Y après avoir classé la série de pluie d'origine par ordre croissant. A ce stade, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang tout en précisant à quelles sous séries elle appartient.
- La condition pour que la série soit homogène est :
 - ✓ $W_{min} < W_x < W_{max}$.

Avec W_x : représente la somme des rangs X_i .

$$W_{min} = \left[\left(\frac{(N_1 + N_2 + 1) * N_1 - 1}{2} \right) - 1.96 \left(\frac{N_1 * N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right)^{0.5} \right]$$

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

- ✓ N1 : taille de l'échantillon X.
- ✓ N2 : taille de l'échantillon Y.

Chapitre III : ressources en eau-hydrologie

Tableau III-8: Homogénéité de la série pluviométrique (test wilcoxon)

Série d'origine	rang	X	Y	La série en ordre croissant	Y union X	Rang X
547.9	1	547.9	440.4	216.3	X	1
502.1	2	502.1	325	222.1	X	2
398.5	3	398.5	252.2	252.2	Y	0
309.5	4	309.5	412.2	252.2	Y	0
309.5	5	309.5	339	291.6	X	5
412.8	6	412.8	364.8	297.3	X	6
396.6	7	396.6	349.7	301.6	Y	0
462.8	8	462.8	252.2	309.5	X	8
429.1	9	429.1	378.8	309.5	X	9
333.6	10	333.6	343.7	322.1	X	10
291.6	11	291.6	301.6	322.5	X	11
297.3	12	297.3	383.1	325	Y	0
366.4	13	366.4	492.1	333.6	X	13
322.1	14	322.1	507	339	Y	0
222.1	15	222.1	403.5	343.7	Y	0
216.3	16	216.3	399.7	349.7	Y	0
322.5	17	322.5		364.8	Y	0
513.7	18	513.7		366.4	X	18
394.6	19	394.6		378.8	Y	0
440.4	20			383.1	Y	0
325	21			394.6	X	21
252.2	22			396.6	X	22
412.2	23			398.5	X	23
339	24			399.7	Y	0
364.8	25			403.5	Y	0
349.7	26			412.2	X	26
252.2	27			412.8	Y	0
378.8	28			429.1	X	28
343.7	29			440.4	Y	0
301.6	30			462.8	X	30
383.1	31			492.1	Y	0
492.1	32			502.1	X	32
507	33			507	Y	0
403.5	34			513.7	X	34
399.7	35			547.9	X	35

$$W_X = \sum \text{rang}_X = 334$$

$$N_1 = 19 \quad N_2 = 16$$

$$W_{\max} = 401.69$$

$$W_{\min} = 282.31$$

$$282.31 < 334 < 401.69 \Rightarrow W_{\min} < W_X < W_{\max}$$

La condition de WILCOXON est vérifiée, donc la série des précipitations moyennes annuelles de la station d'oued sly est homogène.

III.5. Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques. L'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives. Autant empiriques que théoriques. Ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation la plus efficace pour une loi donnée.

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

1)-la loi de *Gauss ou loi normale*.

2)-la loi de *Galton (log-normal)*.

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traité par le logiciel *HYFREN*.

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières dans notre cas les deux lois suivantes :

- La loi de *Gauss*.
- La loi de *Galton* (log normale), à l'aide de logiciel *HYFREN*, Avec une comparaison des graphes de régression obtenue par les ajustements.

III.5.1. Ajustement à la loi normale

La méthode de Gauss consiste à :

*Classer les valeurs des précipitations annuelles par ordre décroissant.

*Classer les fréquences des valeurs observées par la formule :

$$F(x) = \frac{n - 0,5}{N} \dots \dots \dots (2.1)$$

Chapitre III : ressources en eau-hydrologie

Avec : n : Numéro d'ordre.
 N : Nombre d'années observées.

On doit calculer :

La moyenne arithmétique : $\bar{X} = \sum \frac{X_i}{n}$ (2.2)

L'écart type : $\delta = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n-1}}$ Pour $n \geq 30$ (2.3)

La variable réduite de Gauss : $U = \frac{X - \bar{X}}{\delta}$ (2.4)

Le coefficient de variation : $C_v = \frac{\delta}{\bar{X}}$ (2.5)

On effectue les calculs en utilisant le logiciel HYFRAN, les résultats obtenus apparaissent dans le tableau suivant :

Tableau III-9: ajustement à la loi normale

T	F	P%	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
100.0	0.9900	565	27.4	511 - 618
80.0	0.9875	558	26.6	505 - 610
50.0	0.9800	542	25.0	493 - 591
5.0	0.8000	441	16.4	409 - 473
2.0	0.5000	371	14.1	344 - 399
1.4286	0.3000	328	15.0	298 - 357
1.2500	0.2000	301	16.4	269 - 333
1.1111	0.1000	265	19.1	227 - 302

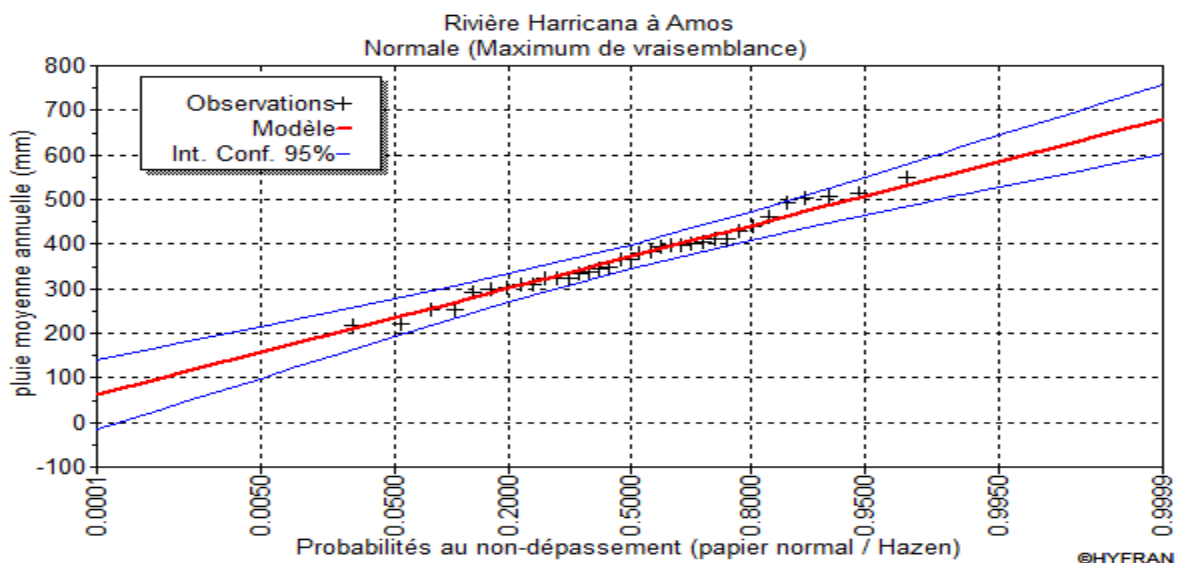


Figure III.4: Ajustement des pluies annuelles à la loi gauss

Chapitre III : ressources en eau-hydrologie

III.5.2. Ajustement des pluies annuelles à la loi du log-normal (loi de Galton)

L'ajustement par la loi log-normale se fait comme suit :

- Les données statistiques des pluies sont rapportées à une autre échelle à savoir l'échelle du log-normale.

Nous avons l'équation de la droite de Galton qui s'écrit comme suit :

$$\text{Ln}(X_{p\%}) = \overline{\text{Ln}(\mathbf{X})} + \delta_{\text{Ln}} * U_p$$

Avec:

Ln: symbole de l'opérateur mathématique correspondant au logarithme népérien.

$X_{p\%}$: précipitation probable à P%.

$\overline{\text{Ln}(\mathbf{X})}$: Moyenne arithmétique du log des précipitations observées.

δ_{Ln} : la variance, calculée pour les précipitations observées sous l'échelle logarithmique sa formule s'écrit comme suit :

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

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

$U_{p\%}$: variable réduite de Gauss.

Pour les calculs on a utilisé le logiciel HYFRAN Les résultats obtenus figurent dans le tableau suivant:

Tableau III-10: ajustement à la loi log-normal

T	F	P%	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
100.0	0.9900	619	47.0	527 - 711
80.0	0.9875	607	44.8	519 - 695
50.0	0.9800	581	40.4	502 - 661
5.0	0.8000	440	20.0	400 - 479
2.0	0.5000	362	14.1	334 - 390
1.4286	0.3000	321	13.4	295 - 347
1.2500	0.2000	298	13.6	272 - 325
1.1111	0.1000	269	14.3	241 - 297

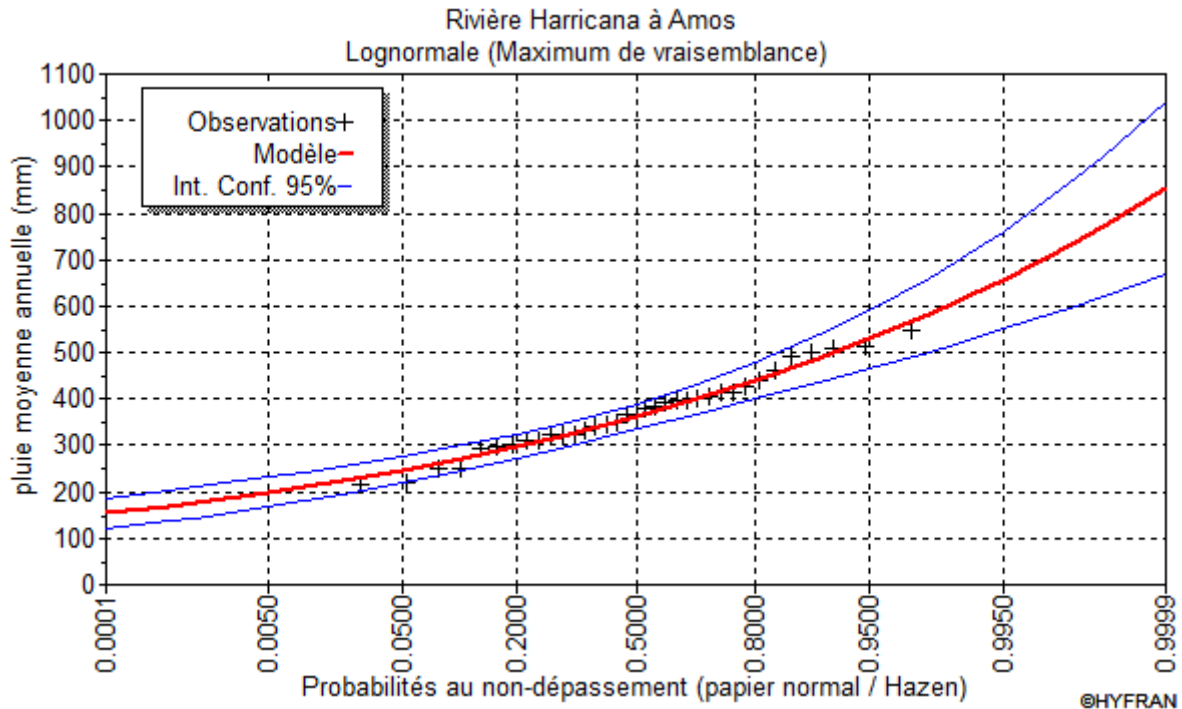


Figure III.5: Ajustement des pluies annuelles à la loi log-normal

III.6. test d'adéquation (test de khi carré)

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

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

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

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

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

Chapitre III : ressources en eau-hydrologie

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

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

Avec :

P : Nombre de paramètres, dont dépend la loi de répartition.

✓ P=2 pour la loi gauss ou loi normale.

✓ P=3 pour la loi Galton.

On cherche dans la table de Pearson la probabilité de dépassement correspondante au nombre de degré de liberté, définie ci-dessus par λ

Les étapes du test de khi carré sont :

- On calcul χ^2 .
- On calcule le nombre de degré de liberté γ :
- On détermine $\chi^2_{\text{théorique}}$ sur la table de Pearson

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

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

Tableau III-11: la table de Pearson

$\alpha \backslash \gamma$	0.9	0.5	0.3	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01	0.001
1	0.016	0.455	1.074	1.642	2.705	3.841	5.412	6.635	10.827
2	0.211	1.386	2.408	3.219	4.605	5.991	7.824	9.210	13.815
3	0.584	2.366	3.665	4.642	6.251	7.815	9.837	11.345	16.266
4	1.064	3.357	4.878	5.989	7.779	9.488	11.668	13.277	18.467
5	1.610	4.351	6.064	7.289	9.236	11.070	13.388	15.086	20.515
6	2.204	5.348	7.231	8.558	10.645	12.592	15.033	16.812	22.457
7	2.833	6.346	8.383	9.83	12.017	14.067	16.622	18.475	24.322
8	3.490	7.344	9.524	11.030	13.362	15.507	18.168	20.090	26.125
9	4.168	8.343	10.656	12.242	14.684	16.919	19.679	21.666	27.877

Chapitre III : ressources en eau-hydrologie

D'après le logiciel HYFRAN on a obtenu les résultats suivant:

- **Pour la loi normale :**

$$\chi^2_{\text{calculé}}=1.80 \quad \gamma=5$$

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

$$\chi^2_{\text{théorique}} = 13.277$$

$$\chi^2_{\text{calculé}} = 1.8 < \chi^2_{\text{théorique}} = 13.277$$

Donc l'ajustement est considéré juste.

- **Pour la loi log-normal :**

$$\chi^2_{\text{calculé}}=2.71 \quad \gamma=5$$

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

$$\chi^2_{\text{théorique}} = 13.277$$

$$\chi^2_{\text{calculé}} = 2.71 < \chi^2_{\text{théorique}} = 13.277$$

Donc l'ajustement est considéré juste.

Conclusion :

D'après le test de Khi carré, la loi Normale s'ajuste mieux aux pluies annuelles par rapport à la loi log-Normale. Car $\chi^2_{\text{calculé}}=1.80$ (loi normale) < $\chi^2_{\text{calculé}}=2.71$ (loi log-normal).

III.7. Détermination de l'année de calcul

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

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

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

Chapitre III : ressources en eau-hydrologie

$$P_{\text{théorique}80\% \text{ annuelle}} = 301.27 \text{ mm}.$$

$$P_{\text{théorique}50\% \text{ annuelle}} = 321.26 \text{ mm}.$$

P_{moy} De chaque mois sont données par le tableau suivant:

Tableau III-12: Distribution moyennes mensuelles des précipitations (1978-2012).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Total	Min	Max
P(mm)	17.07	32.4	50.4	47.9	52.8	52.75	39.88	39.83	28.94	4.59	1.34	3.18	371.3	1.34	52.8

Source : ANRH

Nous avons :

$$P_{\text{moy mensuelle de } 80\%} = \frac{P_{\text{théorique}}}{P_{\text{moy annuelle}}} \cdot P_{\text{moy.mensuelle}}$$

$$P_{\text{moy } 80\%} = \frac{301.27}{371.26} \cdot P_{\text{moy.mensuelle}} = 0.81 \cdot P_{\text{moy.mensuelle}}$$

Les résultats de calcul sont donnés par le tableau suivant :

Tableau III-13: précipitations moyenne de l'année de calcul.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	année
$P_{\text{moy } 80\%}$ (mm)	13.83	26.24	40.82	38.80	42.77	42.73	32.30	32.26	23.44	3.72	1.09	2.58	300.72

III.8. Conclusion :

Dans ce chapitre on a exprimé le maximum d'informations à propos de notre source d'eau le barrage de SIDI YAKOUB, on a pu démontrer que la qualité de cette eau est bonne pour l'irrigation à cause d'un degré de salinisation et alcalinisation faible. Ces derniers sont importants à connaître car ils peuvent influencer le sol et réduire sa qualité.

Et comme deuxième partie on a fait l'hydrologie de notre zone d'étude pour obtenir les précipitations moyennes de l'année de calcul qui représente la première étape pour le calcul des besoins des cultures en eau d'irrigation.

CHAPITRE IV

*Estimation des besoins en eau
des cultures*

Chapitre IV : Calcul des besoins en eau des cultures

IV.1. Introduction

Dans le but d'éviter le sur ou le sous dimensionnement de notre réseau d'irrigation, on effectue l'étude des besoins en eau des cultures pour avoir le réseau le plus économique afin de projeter notre aménagement hydro-agricole de notre zone d'étude.

IV.2. Occupation du périmètre

Notre zone d'étude est occupée par des cultures céréalières (blé dur et orge) 30 ha de la superficie de notre périmètre, où les agriculteurs pratiquent la culture céréale pluviale dont le rendement est faible car ils sont tributaires de la quantité et de la répartition des précipitations enregistrées.

Le maraichage et l'arboriculture occupent les 127 ha restant de notre périmètre. Ceci est dû essentiellement à la suffisance d'eau mais le seul problème dans cette zone est les capacités limitées d'investissement.

IV.3. Besoins en eau des cultures

Ce sont la quantité d'eau totale utilisée par la culture (par une plante au cours de son cycle végétatif). Cette quantité comprend aussi les apports naturels (pluie, réserve du sol).

IV.4. L'évapotranspiration (ET) :

On désigne par évapotranspiration la somme de deux volumes d'eau qui sont :

- utilisés par les plantes (eau de constitution, eau de végétation). Le phénomène biologique par lequel les plantes absorbent une quantité d'eau du sol qui est restituée partiellement sous forme de vapeur par la surface des feuilles, s'appelle transpiration (Ollier et Poirée).
- évaporés par la surface du sol, par la transformation de l'état de l'eau en vapeur (phénomène d'évaporation).

IV.4.1. L'évapotranspiration potentielle (ETP):

L'ETP est l'évaporation maximale que nous pouvons avoir avec des conditions optimales en admettant que le sol reste constamment humide.

IV.4.1.1. Calcul de l'ETP :

Il se fait soit à partir de stations de mesure (méthodes directes), soit à partir des données climatiques disponibles (méthodes empiriques).

i) Formule de TURC 1960 :

Cette méthode est basée sur la température et sur le rayonnement en utilisant la formule de TURC pour calculer l'ETP mensuelle :

$$ETP = 0,40 \times (I_g + 50) \times \frac{t}{t + 15} K$$

avec

ETP : Evapotranspiration mensuelle (mm).

T : Température moyenne mensuelle (°C).

I_g : Radiation globale mensuelle (cal/cm²/jour)

ii) Formule de BLANEY-CRIDDLE 1959 :

Cette dernière utilise des paramètres facilement accessibles et introduit des coefficients culturaux susceptibles d'ajustement aux données locales éventuelles. Le facteur *f* (mm) de cette formule s'exprime comme suit :

$$f = (0,46 \times T + 8,13) \times P$$

Avec :

T (°C) est la température moyenne

P : Pourcentage de la durée d'éclairement pendant la période considérée.

iii) Formule de THORENTHWAITE 1948 :

C'est une formule qui utilise un seul paramètre qui est la température :

$$ETP = 16 \times \left(\frac{10 \times t^a}{I} \right) \times K$$

t : est la température moyenne mensuelle (°C),

a : est fonction de l'indice thermique mensuel

K : coefficient d'ajustement mensuel

iv) Formule de PENMAN 1948 :

La méthode utilisée pour calculer les valeurs de l'évapotranspiration de référence **ET₀** est celle qui est exposée dans les bulletins **FAO** série « d'irrigation et drainage N° 24 des besoins en eau des cultures ».

Chapitre IV : Estimation des besoins en eau des cultures

$$ET_0 = C[W \times R_n + (1 - W) \times f(u) \times (ea - ed)]$$

Avec :

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

W : Facteur de pondération rendant compte de l'effet de rayonnement à différente température et altitude.

R_N : Rayonnement net évaporation équivalente exprimé en mm/j.

$F(u)$: Fonction liée au vent

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

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

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

IV.4.4.2. Calcul de l'évapotranspiration de référence :

Ce calcul se fait en se basant sur la formule de PENMAN- MONTEITH modifiée en utilisant le logiciel CROPWAT en introduisant les données mensuelles de la station météorologique d'OUED SLY.

Tableau IV-1 : valeurs de l'évapotranspiration de référence calculé par la méthode de PENMAN- MONTEITH en mm/jour.

mois	Min tem	Max tem	humidité	Vent	insolation	radiation	ET ₀
	°C	°C	%	Km/jour	heure	Mj/m ² /jour	Mm/jour
Janvier	5.6	15.9	76	181	5.7	9.3	1.49
Février	15.6	26.8	60	199	7.4	12.6	2.18
Mars	5.6	15.9	76	181	5.7	16.4	3.39
Avril	15.6	26.8	60	199	7.4	20.6	4.69
Mai	5.6	15.9	76	181	5.7	23.6	6.17
Juin	15.6	26.8	60	199	7.4	25.1	7.80
Juillet	5.6	15.9	76	181	5.7	26.0	9.50
Aout	15.6	26.8	60	199	7.4	24.1	7.54
Septembre	5.6	15.9	76	181	5.7	19.2	5.81
Octobre	15.6	26.8	60	199	7.4	14.2	3.58
Novembre	5.6	15.9	76	181	5.7	10.2	1.99
Décembre	15.6	26.8	60	199	7.4	8.2	1.47
moyenne	5.6	15.9	76	181	5.7	17.4	4.63

IV.4.1.3. Calcul de la pluie efficace :

Le programme CROPWAT permet de calculer la précipitation efficace, pour prendre en compte les pertes, elle est définie comme étant la pluie effectivement retenue dans la zone racinaire. Il est difficile d'évaluer les pluies efficaces sans avoir recours à des mesures effectuées pendant de longues périodes, en différents endroits.

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

Tableau IV-2 : valeurs mensuelles des pluies efficaces

mois	Pluies moyennes	Pluies Efficaces
Janvier	42.77	39.8
Février	42.73	39.8
Mars	32.30	30.6
Avril	32.26	30.6
Mai	23.44	22.6
Juin	3.72	3.7
Juillet	1.09	1.1
Aout	2.58	2.6
Septembre	13.83	13.5
Octobre	26.24	25.1
Novembre	40.82	38.2
Décembre	38.80	36.4
total	300.72	284.0

IV.4.2. Evaporation maximale de culture (ETM) :

Elle exprime les besoins en eau des cultures suivant leur stade végétatif, elle est donnée par la formule suivante :

$$ETM = Kc \times ETO$$

Avec :

Kc : coefficient cultural

$Et0$: évapotranspiration de référence.

IV.5. Définition des besoins en eau d'irrigation nette d'une culture

C'est la quantité d'eau nécessaire à fournir à une culture pour satisfaire les besoins en eau durant tout son cycle végétatif. Cette quantité ne comprend ni les apports naturels, ni les diverses pertes subies pendant les stockages, les transports et la distribution, ni les besoins de lessivage.

IV.5.1. Calcul des besoins en eau d'irrigation des cultures

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

Avec:

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

E.T.M : évapotranspiration (mm/mois).

RFU : c'est la réserve facilement utilisable par les cultures, dans cette approche elle exprime l'humidité du sol du mois précédent accessible aux cultures. Le calcul de la RFU se fait comme suit :

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

Y : degré de tarissement.

Da : densité apparente.

Z : profondeur d'enracinement mm.

Hcc : humidité à la capacité au champ, dans notre cas. On prend (31)

Hpf : humidité au point de flétrissement, dans notre cas. On prend(15)

Peff : pluie efficace.

Les différents calculs effectués, pour le cas de notre région, région semi-aride (Wilaya de chlef) montre que pour l'ensemble des mois, la RFU du mois précédent, est quasiment nulle, c'est-à-dire que la contribution du sol pour les besoins d'irrigation est quasiment nulle.

→ ($RFU_{i-1}=0$).

→ L'irrigation est faite lorsque **B** (bilan hydrique) > 0

On peut calculer le RFU en utilisant la formule suivante :

$$RFU (i) = P_{\text{eff}} (i-1) - ETM (i) + RFU (i-1)$$

I : le mois à qui on veut calculer RFU.

I-1 : le mois qui précède le mois à qui on veut calculer RFU.

Chapitre IV : Estimation des besoins en eau des cultures

IV.5.2. Calcul de besoins nets

a. Choix des cultures : Pour le choix des cultures, et vu les aptitudes culturales des sols et les spéculations agricoles de la région ouled ben Abdelkader, nous avons opté pour les cultures céréalières et maraichères, avec un degré moindre pour l'arboriculture. L'évaluation des besoins en eau du périmètre est basée sur la détermination des besoins de chaque culture retenue dans le calendrier agronomique, sont calculés pour un assolement maraichère/ céréales.

Les différents besoins des cultures sont calculés comme suit :

Tableau IV.3: Besoins en eau d'irrigation de blé

Mois	P eff (mm/mois)	ETP (mm/jour)	ETP (mm/mois)	RFU (mm/mois)	Kc	ETM (mm/mois)	Bnet (mm/mois)
Janvier	39.8	1.49	46.19	31.00	0.50	23.09	0.00
Février	39.8	2.18	63.22	26.55	0.70	44.25	0.00
Mars	30.6	3.39	105.09	0.00	0.85	89.33	58.73
Avril	30.6	4.69	140.7	0.00	1.05	147.73	117.13
Mai	22.6	6.17	191.27	0.00	1.00	191.27	168.67
Juin	3.7	7.80	234	0.00	0.50	117.00	113.3
Juillet	1.1	9.50	294.5	0.00		0.00	
Août	2.6	7.54	233.74	0.00		0.00	
Septembre	13.5	5.81	174.3	0.00		0.00	
Octobre	25.1	3.58	110.98	0.00		0.00	
Novembre	38.2	1.99	59.7	0.00		0.00	
Décembre	36.4	1.47	45.57	17.69	0.45	20.51	0.00

Tableau IV.4: Besoins en eau d'irrigation de poivron :

Mois	P eff (mm/mois)	ETP (mm/jour)	ETP (mm/mois)	RFU (mm/mois)	Kc	ETM (mm/mois)	Bnet (mm/mois)
Janvier	39.8	1.49	46.19	0.00		0.00	
Février	39.8	2.18	63.22	14.51	0.40	25.29	0.00
Mars	30.6	3.39	105.09	0.00	0.70	73.56	42.96
Avril	30.6	4.69	140.7	0.00	0.85	119.59	88.99
Mai	22.6	6.17	191.27	0.00	1.00	191.27	168.67
Juin	3.7	7.80	234	0.00	0.60	140.40	136.7
Juillet	1.1	9.50	294.5	0.00		0.00	
Août	2.6	7.54	233.74	0.00		0.00	
Septembre	13.5	5.81	174.3	0.00		0.00	
Octobre	25.1	3.58	110.98	0.00		0.00	
Novembre	38.2	1.99	59.7	0.00		0.00	
Décembre	36.4	1.47	45.57	0.00		0.00	

Chapitre IV : Estimation des besoins en eau des cultures

Tableau IV.5: Besoins en eau d'irrigation de l'ail :

Mois	P eff (mm/mois)	ETP (mm/jour)	ETP (mm/mois)	RFU (mm/mois)	Kc	ETM (mm/mois)	Bnet (mm/mois)
Janvier	39.8	1.49	46.19	12.68	0.65	30.02	0.00
Février	39.8	2.18	63.22	0.00	0.90	56.90	17.1
Mars	30.6	3.39	105.09	0.00	0.90	94.58	63.98
Avril	30.6	4.69	140.7	0.00	0.85	119.59	88.99
Mai	22.6	6.17	191.27	0.00	0.85	162.58	139.98
Juin	3.7	7.80	234	0.00	0.60	140.40	136.7
Juillet	1.1	9.50	294.5	0.00		0.00	
Août	2.6	7.54	233.74	0.00		0.00	
Septembre	13.5	5.81	174.3	0.00		0.00	
Octobre	25.1	3.58	110.98	0.00		0.00	
Novembre	38.2	1.99	59.7	0.00		0.00	
Décembre	36.4	1.47	45.57	6.3	0.70	31.90	0.00

Tableau IV.6: Besoins en eau d'irrigation de la pomme du terre (AS)

Mois	P eff (mm/mois)	ETP (mm/jour)	ETP (mm/mois)	RFU (mm/mois)	Kc	ETM (mm/mois)	Bnet (mm/mois)
Janvier	39.8	1.49	46.19	0.00		0.00	
Février	39.8	2.18	63.22	0.00		0.00	
Mars	30.6	3.39	105.09	0.00		0.00	
Avril	30.6	4.69	140.7	0.00		0.00	
Mai	22.6	6.17	191.27	0.00		0.00	
Juin	3.7	7.80	234	0.00		0.00	
Juillet	1.1	9.50	294.5	0.00		0.00	
Août	2.6	7.54	233.74	0.00	0.60	140.24	137.64
Septembre	13.5	5.81	174.3	0.00	0.80	139.44	125.94
Octobre	25.1	3.58	110.98	0.00	0.95	105.43	80.33
Novembre	38.2	1.99	59.7	0.00	0.70	41.79	3.59
Décembre	36.4	1.47	45.57	10.86	0.60	27.34	0.00

Chapitre IV : Estimation des besoins en eau des cultures

Tableau IV.7: Besoins en eau d'irrigation de carotte

Mois	P eff (mm/mois)	ETP (mm/jour)	ETP (mm/mois)	RFU (mm/mois)	Kc	ETM (mm/mois)	Bnet (mm/mois)
Janvier	39.8	1.49	46.19	0.00		0.00	
Février	39.8	2.18	63.22	0.00		0.00	
Mars	30.6	3.39	105.09	0.00		0.00	
Avril	30.6	4.69	140.7	0.00		0.00	
Mai	22.6	6.17	191.27	0.00		0.00	
Juin	3.7	7.80	234	0.00		0.00	
Juillet	1.1	9.50	294.5	0.00		0.00	
Août	2.6	7.54	233.74	0.00	0.75	175.31	172.71
Septembre	13.5	5.81	174.3	0.00	0.85	148.15	134.65
Octobre	25.1	3.58	110.98	0.00	0.95	105.43	80.33
Novembre	38.2	1.99	59.7	0.00		0.00	
Décembre	36.4	1.47	45.57	0.00		0.00	

Tableau IV.8: Besoins en eau d'irrigation du chou :

Mois	P eff (mm/mois)	ETP (mm/jour)	ETP (mm/mois)	RFU (mm/mois)	Kc	ETM (mm/mois)	Bnet (mm/mois)
Janvier	39.8	1.49	46.19	0.00		0.00	
Février	39.8	2.18	63.22	0.00		0.00	
Mars	30.6	3.39	105.09	0.00		0.00	
Avril	30.6	4.69	140.7	0.00		0.00	
Mai	22.6	6.17	191.27	0.00		0.00	
Juin	3.7	7.80	234	0.00		0.00	
Juillet	1.1	9.50	294.5	0.00		0.00	
Août	2.6	7.54	233.74	0.00	0.70	163.62	161.02
Septembre	13.5	5.81	174.3	0.00	0.75	130.73	117.23
Octobre	25.1	3.58	110.98	0.00	0.95	105.43	80.33
Novembre	38.2	1.99	59.7	0.00	0.95	56.71	18.51
Décembre	36.4	1.47	45.57	4.02	0.75	34.18	0.00

Chapitre IV : Estimation des besoins en eau des cultures

Tableau IV.9: Besoins en eau d'irrigation de figuier :

Mois	P eff (mm/mois)	ETP (mm/jour)	ETP (mm/mois)	RFU (mm/mois)	Kc	ETM (mm/mois)	Bnet (mm/mois)
Janvier	39.8	1.49	46.19	0.00		0.00	
Février	39.8	2.18	63.22	0.00		0.00	
Mars	30.6	3.39	105.09	0.00	0.50	52.54	21.94
Avril	30.6	4.69	140.7	0.00	0.50	70.35	39.75
Mai	22.6	6.17	191.27	0.00	0.70	133.89	111.29
Juin	3.7	7.80	234	0.00	0.70	163.8	160.1
Juillet	1.1	9.50	294.5	0.00	0.70	206.15	205.05
Août	2.6	7.54	233.74	0.00	0.70	163.62	161.02
Septembre	13.5	5.81	174.3	0.00	0.50	87.15	73.65
Octobre	25.1	3.58	110.98	0.00	0.50	55.49	30.39
Novembre	38.2	1.99	59.7	0.00	0.50	29.85	0.00
Décembre	36.4	1.47	45.57	0.00		0.00	

Tableau IV.10: Besoins en eau d'irrigation de l'olivier

Mois	P eff (mm/mois)	ETP (mm/jour)	ETP (mm/mois)	RFU (mm/mois)	Kc	ETM (mm/mois)	Bnet (mm/mois)
Janvier	39.8	1.49	46.19	0.00		0.00	
Février	39.8	2.18	63.22	0.00		0.00	
Mars	30.6	3.39	105.09	0.00	0.50	52.54	21.94
Avril	30.6	4.69	140.7	0.00	0.50	70.35	39.75
Mai	22.6	6.17	191.27	0.00	0.50	95.63	73.03
Juin	3.7	7.80	234	0.00	0.60	140.40	136.7
Juillet	1.1	9.50	294.5	0.00	0.70	206.15	205.05
Août	2.6	7.54	233.74	0.00	0.85	198.68	196.08
Septembre	13.5	5.81	174.3	0.00	0.90	156.87	143.37
Octobre	25.1	3.58	110.98	0.00	0.90	99.88	74.78
Novembre	38.2	1.99	59.7	0.00	0.80	47.76	9.56
Décembre	36.4	1.47	45.57	0.00		0.00	

Chapitre IV : Estimation des besoins en eau des cultures

Tableau IV.11: Besoins en eau d'irrigation de haricot

Mois	P eff (mm/mois)	ETP (mm/jour)	ETP (mm/mois)	RFU (mm/mois)	Kc	ETM (mm/mois)	Bnet (mm/mois)
Janvier	39.8	1.49	46.19	1.76	0.75	34.64	0.00
Février	39.8	2.18	63.22	0.00	0.8	50.58	10.78
Mars	30.6	3.39	105.09	0.00	1.1	115.60	85
Avril	30.6	4.69	140.7	0.00	0.95	133.66	103.06
Mai	22.6	6.17	191.27	0.00	0.7	133.89	111.29
Juin	3.7	7.80	234	0.00		0.00	
Juillet	1.1	9.50	294.5	0.00		0.00	
Août	2.6	7.54	233.74	0.00		0.00	
Septembre	13.5	5.81	174.3	0.00		0.00	
Octobre	25.1	3.58	110.98	0.00		0.00	
Novembre	38.2	1.99	59.7	0.00		0.00	
Décembre	36.4	1.47	45.57	0.00		0.00	

IV.6. Calcul du débit spécifique

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

Les débits spécifiques sont définis par la formule suivante :

$$q = \frac{B_m}{T \times t \times 3600 \times K} \quad (\text{l/s/ha})$$

Avec

B_m : Besoins mensuels maximum net (m³/ha)

T : Temps d'irrigation par jour = (24 h)

t : Nombre de jours du mois d'irrigation = (30 j)

K : Coefficient d'efficience globale du système d'irrigation $\approx 0,75$

Chapitre IV : Estimation des besoins en eau des cultures

Tableau IV.12: Calcul des besoins en eau des cultures

mois	Blé	Pomme du terre	L'ail	haricot	Olivier	figuier	Carotte	chou	poivron	Somme (mm)	Somme (m ³)
Janvier	0.00		0.00	0.00						0	0
Février	0.00		17.1	10.78					0.00	27.88	278.8
Mars	58.73		63.98	85	21.94	21.94			42.96	294.55	2945.5
Avril	117.13		88.99	103.06	39.75	39.75			88.99	477.67	4776.7
Mai	168.67		139.98	111.29	73.03	111.29			168.67	772.93	7729.3
Juin	113.3		136.7		136.7	160.1			136.7	683.5	6835
Juillet					205.05	205.05				410.1	4101
Août		137.64			196.08	161.02	172.71	161.02		828.47	8284.7
Septembre		125.94			143.37	73.65	134.65	117.23		594.84	5948.4
Octobre		80.33			74.78	30.39	80.33	80.33		346.16	3461.6
Novembre		3.59			9.56	0.00		18.51		31.66	316.6
Décembre	0.00	0.00	0.00	0.00				0.00		0	0

Chapitre IV : Estimation des besoins en eau des cultures

D'après le tableau IV.12, les besoins de pointe correspondent au mois d'Aout, soient donc **828.47** mm/mois.

Le débit spécifique calculé est très important, il est de 4.26 l/s/ha, ce débit dépasse les normes (1.5 l/s/ha), ce qui risque d'aboutir à un surdimensionnement.

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

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

Dans notre cas, la culture la plus exigeante est le figuier (Mois de juillet), avec des besoins estimés à 205.05 mm/mois, le débit spécifique est donc :

$$q = \frac{205.05 * 10 * 1000}{24 * 30 * 3600 * 0.75} = 1.05 \text{ l/s/ha}$$

Le débit spécifique pour le périmètre d'OULED BEN ABDELKADER est de 1.05 l/s/ha.

Pour notre périmètre ayant une superficie de 167 hectares, le débit du réseau sera:

$$Q_c = 1.05 * 167 = 175.35 \text{ l/s}$$

Le débit caractéristique de notre périmètre est de 176 l/s.

IV.7. Estimation des besoins en eau totaux du périmètre d'OULED BEN ABDELKADER

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

Etant donné, que nous avons pris en considération un assolement triennal, nous avons calculé les besoins en eau pour l'assolement le plus exigeant, en plus des besoins de l'arboriculture (hors assolement). Si les besoins dépassent le volume régularisé par notre source d'eau, on ne peut assurer l'irrigation à la demande de la totalité des terres du périmètre. Deux solutions peuvent être envisagées :

- Combler le déficit en eau à partir des ressources souterraines : cette éventualité peut être appliquée si les caractéristiques hydrogéologiques de la zone sont connues. Etant donnée le manque d'informations précise sur l'exploitation des nappes, cette solution est écartée.
- La deuxième solution est la prise en compte d'une réduction des surfaces irriguées. Dans ce cas, nous proposons, que les cultures de l'orge et du figuier qui sont des cultures relativement rustiques et supportent plus ou moins les cas de sécheresses seront cultivés en sec.

Chapitre IV : Estimation des besoins en eau des cultures

Tableau IV.13: Besoins en eau de calculés pour le périmètre d'OULED BEN ABDELKADER

Culture	Besoins (mm)	B.Bruts (mm)	Besoins m3/ha	S. cultivée ha	B. totaux m3
haricot	111.29	148.39	1483.9	17.20	25523.08
Pomme de terre	137.64	183.52	1835.2	20.47	37566.54
Carotte	172.71	230.28	2302.8	16.96	39055.49
L'ail	139.98	186.64	1866.4	19.68	36730.75
Chou	161.02	214.69	2146.9	17.36	37270.18
Poivron	168.67	224.89	2248.9	15.38	34588.08
Blé/Orge	168.67	224.89	2248.9	29.82	67062.20
Olivier	205.05	273.4	2734	18.05	49348.70
Figuier	205.05	273.4	2734	12.08	33026.72
Totale				167.00	360171.74

D'après le tableau précédent, on remarque le volume total des besoins en eau des cultures est de **360171.74 m³**. Le volume régularisé de notre barrage est de **98 Hm³**, donc notre source d'eau satisfait nos besoins d'eau d'irrigation.

IV.8. Conclusion

Le but de ce chapitre est de déterminé les besoins en eau des cultures qui représente la phase la plus importante d'un projet d'irrigation.

Après les calculs théoriques, nous avons estimé les besoins de chaque culture, et déduit le débit spécifique nécessaire au dimensionnement du réseau de notre périmètre. Ainsi que Le volume pour le mois de pointe et pour l'ensemble de l'année. On a trouvé que le volume d'eau calculé pour l'irrigation est inférieur au volume d'eau régularisé de barrage SIDI YAKOUB se qui assure la satisfaction en eau d'irrigation.

CHAPITRE V

Etude du système d'adduction

Chapitre V : Etude du système d'adduction

V.1. Introduction :

Un réseau d'irrigation est l'ensemble d'organes, d'ouvrages et d'appareils qui assurent le transport, la répartition et la distribution à chaque exploitation agricole; dans chaque parcelle des eaux destinées à l'irrigation, sans oublier par ailleurs les organes qui doivent éventuellement évacuer les eaux en excès. Le choix de la méthode d'irrigation est une tâche très importante dans le domaine d'irrigation afin d'avoir un meilleur rendement, le choix se fait en fonction des facteurs techniques, économiques, et sociologiques.

Les facteurs techniques incluent :

- Le type de culture, le type de sol, la topographie et la qualité de l'eau.
- Les facteurs socio-économiques incluent :
- La structure des exploitations, les coûts d'investissement, les frais de fonctionnement et d'entretien et les disponibilités en main d'œuvre

V.2. Description des différents modes d'irrigation

Selon le caractère de l'exécution de l'arrosage, on distingue :

- ✓ irrigation de surface (par gravité): laisser couler l'eau à la surface, ou inonder le sol et le laisser saturer jusqu' à une certaine profondeur (submersion, par planches, à la raie).
- ✓ irrigation par aspersion : pulvériser de l'eau dans l'air et la laisser retomber en pluie sur les plantes et sur le sol.
- ✓ irrigation souterraine : élever la nappe d'eau par en dessous (dans les endroits où la nappe d'eau souterraine est peu profonde et contrôlable) de façon à ce que la rhizosphère soit humidifiée par capillarité.
- ✓ irrigation goutte à goutte : La consommation en eau est très réduite, mais la quantité et la durée des apports en eau doivent être précisément contrôlées, ce qui est difficile en pratique. De plus, l'eau doit être filtrée afin de ne pas obstruer les fins tuyaux qui la distribuent.

Pour le cas de notre périmètre, il est prévu que le choix se fera principalement entre :

Irrigation par aspersion.

Irrigation par irrigation localisée (micro-irrigation).

Ces deux méthodes sont actuellement les plus pratiquées à cause des caractéristiques de notre périmètre et la qualité d'eau utilisée.

V.2.1. Choix du mode d'irrigation :

Le choix de la technique la plus convenable repose sur l'analyse d'un ensemble de critères et contraintes à savoir:

- la topographie (pente de terrain, relief géométrie de la parcelle...etc.)
- la ressource en eau (quantité, qualité, débit et pression disponible).
- la nature des cultures.
- la nature du sol (perméabilité).
- les facteurs socioculturels.
- les facteurs économiques.

V.3. Découpage des îlots d'irrigation

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

Chaque borne doit assurer toutes les fonctions d'une prise c'est-à-dire :

- Régler le débit, ou plus exactement le limiter au module.
- Régler la pression.
- Assurer le comptage de l'eau livrée.
- Encaisser les suppressions accidentelles.

Le réseau d'irrigation du périmètre d'ouled ben Abdelkader est de type ramifié. Le périmètre est partagé en îlots d'irrigation, chaque îlots est desservi par une borne d'irrigation, les bornes sont alimentées par des conduites secondaire, en suite le réseau secondaire est alimenté par un réseau principale.

V.3.1. Taille des îlots d'irrigation :

La taille de l'îlot est déterminée en fonction des modèles d'exploitations élaborés suivant plusieurs critères : fonciers, topographiques, hydro-agricoles. Dans certains cas, la taille de l'îlot dépend du débit d'équipement de prise en relation avec le débit fictif continu maximum au niveau de l'îlot. En outre, le débit fourni par la prise d'irrigation doit correspondre à une main d'eau compatible avec la méthode d'irrigation adoptée au niveau de l'exploitation.

V.3.2.Rôle et fonction de la borne d'irrigation :

La borne assure quatre fonctions :

- ✓ Le vannage
- ✓ La stabilisation de la pression
- ✓ La limite du débit et le comptage du volume d'eau

V.4. Modalités de desserte de l'eau

V.4.1. Distribution d'eau à la demande :

Dans ce mode chaque irrigant étant libre d'utiliser le débit qu'il a souscrit à toute heure du jour ou de la nuit.

V.4.2 Distribution au tour d'arrosage

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

V.5.Tour d'arrosage à la borne

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

V.5.1. Tour d'arrosage au niveau de l'antenne

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

Dans notre étude, le réseau a été dimensionné pour une irrigation à la demande, les débits des bornes, des canalisations seront donc calculés en fonction de ce type de demande.

V.6.calcul des Débits des bornes :

$$q_c = q_s * S$$

q_c = Débit caractéristique (l/s)

q_s = Débit spécifique moyen (l/s/ha)

S = Superficie (ha)

Chapitre V: Etude du système d'adduction

V.6.1. Donnée de base du dimensionnement

Le débit spécifique est évalué à **1.05 l/s/ha**.

La surface du périmètre est égale à **167 ha**

Donc le débit caractéristique est :

$$Q_c = 1.05 \times 167 = 176 \text{ l/s}$$

V.6.2. Choix du type de borne

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

Tableau V.1 : diamètre de la borne en fonction des débits.

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

Le choix de la Borne dépend aussi de la surface :

- Pour les surfaces < 10ha on prend la Borne à deux prises

- Pour les surfaces > 15 ha on prend la Borne à quatre prises

V.6.3. calcul des débits aux bornes :

$$Q_b = q \times S$$

Avec : q= débit spécifique (l/s/ha)

S=Superficie (ha)

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

Tableau V.2 : les caractéristiques des ilots avec débit de la borne.

N° ILOT	Superficies (ha)	N° de la borne	Débit de la borne (l/s)	Diamètre de la borne (mm)
1	17.36	1	18.23	100
2	19.68	2	20.66	150
3	15.38	3	16.15	100
4	17.15	4	18.01	100
5	12.67	5	13.30	100
6	17.20	6	18.06	100
7	16.96	7	17.81	100
8	18.05	8	18.95	100
9	12.02	9	12.62	100
10	20.47	10	21.49	150
TOTAL	167	TOTAL	176	

V.7. Dimensionnement hydraulique : Variantes d'aménagement

a- Schéma d'adduction

Dans notre projet, on présente la variante retenue qui nous semble la plus plausible pour le cas de notre périmètre, et cela vu la situation topographique et foncière du terrain.

Conformément au schéma de la variante retenue, Il est prévu une station de pompage qui sera implantée aux rives d'oued SLY à la cote 157 m NGA. Elle sera équipée de pompes horizontales dont une de secours avec une HMT (estimée) à 74.39 m, qui va permettre de refouler l'eau vers le réservoir de stockage et de régulation.

Le réservoir projeté est prévu en béton armé, de forme circulaire et d'une capacité de 500 m³. Il sera implanté à la cote 220 m NGA permettant ainsi d'assurer une pression suffisante au niveau de la borne la plus défavorisée. Cette pression permettra l'utilisation des équipements d'irrigation par aspersion à basse pression.

La conduite de refoulement d'une longueur de 655.62 m est prévue en PEHD PN10.

b- Schéma de distribution

Une conduite enterrée en PEHD Ø 400 mm, PN10 bars part du réservoir vers notre périmètre au nœud N1 ou on trouve un réseau ramifié qui traverse tout le périmètre.

V.7.1 Calcul de la conduite de refoulement

La conduite de refoulement est prévue en PEHD. Son diamètre a été dimensionné pour véhiculer un débit de 176 l/s soit 0.176 m³/s, vers un réservoir projeté qui est prévu en béton armé, de forme circulaire sans coupole et d'une capacité de 500 m³. La longueur totale de la conduite de refoulement est de 655.62 m.

Les caractéristiques du système de refoulement sont résumées comme suit : (tableau)

• Côte du radier du réservoir :	220 m
• Débit à refouler :	$Q = 176 \text{ l/s} = 0.176 \text{ m}^3/\text{s}$
• Nature = PEHD 10 bars,	DN =400mm
• Cote station de pompage :	157 m
• Hauteur géométrique(Hg) :	63 m
• Longueur :	655.62 m
• Hauteur manométrique Totale (HMT) :	74.39 m

V.7.2. Calcul des diamètres des canalisations

Dans un premier calcul, le diamètre de la conduite de refoulement est approché par la formule de Bonin qui a pour expression :

$$D = \sqrt{Q}$$

Avec : Q : Débit en m³/s

D : Diamètre en m

Pour un débit de 0.176 m³/s on obtient un diamètre de **419 mm**

V.7.3. Calcul du diamètre économique

Ce diamètre prend en compte tous les critères intervenant dans le choix du diamètre de la conduite.

a) Calcul de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale est donnée par la relation suivante :

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

Avec :

ΔH_a : Pertes de charge à l'aspiration.

ΔH_r : pertes de charge au refoulement.

H_g : La hauteur géométrique.

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

$$H_g = \nabla PHE \text{ (réservoir)} - \nabla PBE \text{ (prise d'eau)}$$

$$H_g = 220 - 157 = 63 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad H_g = 63 \text{ m}$$

• Pertes de charge linéaires :

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

- Diamètre de la conduite en (m).
- Débit en (m³/s).
- La rugosité absolue en (mm).
- La longueur du tronçon en (m).

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

Chapitre V: Etude du système d'adduction

Avec :

ΔH_l : Perte de charge linéaire en (m).

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

I : Gradient hydraulique en (m/m).

Le coefficient λ est obtenu par la formule suivante :

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

ξ : Rugosité absolue ; ($\xi = 0,046$ mm).

- **Perte de charge singulière :**

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.

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

- **Pertes de charge totales :**

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

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

Les hauteurs manométriques totales sont présentées dans le tableau :

Tableaux V.3 : Calcul de la hauteur manométrique (Hmt)

Diamètre (mm)	D (mm)	L (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Re	λ	ΔH_l (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	Hmt (m)
110	90	655.62	176	27.68	2491153.57	0.01705	4850.76	5335.84	68	5403.84
125	102.2	655.62	176	21.46	2193775.16	0.01667	2497.21	2746.93	68	2814.93
160	130.8	655.62	176	13.10	1714096.49	0.01571	689.06	757.97	68	825.97
200	163.6	655.62	176	8.38	1370439.01	0.01497	214.63	236.09	68	304.09
250	204.6	655.62	176	5.35	1095815.35	0.01429	66.97	73.66	68	141.66
315	257.8	655.62	176	3.37	869681.23	0.01364	20.12	22.13	68	90.13
400	327.4	655.62	176	2.09	684800.92	0.01301	5.81	6.39	68	74.39
500	409.2	655.62	176	1.34	547907.68	0.01245	1.82	2.01	68	70.01
630	515.6	655.62	176	0.84	434840.62	0.01192	0.55	0.60	68	68.60

Chapitre V: Etude du système d'adduction

b) Calcul des frais d'amortissement :

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

$$F_{am} = P_{rc} \times A \text{ [DA]}$$

Avec :

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

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

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

i : Taux d'annuité annuel ; i = 8%

n : Nombre d'années d'amortissement ; n = 30 ans.

$$\text{A.N : } A = \frac{0.08}{(1+0.08)^{30} - 1} + 0.08 = 0,0888 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{A = 0,08}$$

Les frais d'amortissement sont présentés dans le tableau :

Tableaux V.4 : Calcul des frais d'amortissement

D (mm)	Prix ML(TTC)	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	FAmort (DA)
110	844.30	656	553860.8	0.089	49293.6112
125	1 093.08	656	717060.48	0.089	63818.38272
160	1 786.51	656	1171950.56	0.089	104303.5998
200	2 805.48	656	1840394.88	0.089	163795.1443
250	4 340.56	656	2847407.36	0.089	253419.255
315	6 881.37	656	4514178.72	0.089	401761.9061
400	11 116.05	656	7292128.8	0.089	648999.4632
500	17 335.76	656	11372258.56	0.089	1012131.012
630	26 341.10	656	17279761.6	0.089	1537898.782

c) Calcul des frais d'exploitation :

- **Puissance absorbée par la pompe :**

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

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

Avec :

η : Rendement de la pompe en (%) ; ($\eta = 80\%$).

Q : Débit refoulé par la pompe en (m³/s).

Chapitre V: Etude du système d'adduction

g: Pesanteur (m/s^2) ;($g=9,81 m/s^2$).

- **Energie consommé par la pompe:**

L'énergie consommé par la pompe est donnée par :

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

Avec :

t : C'est le temps de pompage par jour en (heure) ; dans notre cas $t = 22 \text{ h}$.

P : Puissance de la pompe en (KW).

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

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

Avec :

E : Energie consommée par la pompe en (KWh).

e: Prix unitaire d'un Kwh imposé par la SONELGAZ ; ($e = 4,69 \text{ DA}$).

Les frais d'exploitation sont présentés dans le tableau :

Tableaux V.5 : Calcul des frais d'exploitation

Diamètre (mm)	Q (m^3/s)	Hmt (m)	Puissance (KW)	E KWh annuels	Prix du Kwh (DA)	F _{exploitation} (DA)
110	0.176	5403.84	11662.567	93650416.93	4.69	439220455.4
125	0.176	2814.93	6075.182	48783710.87	4.69	228795604
160	0.176	825.97	1782.608	14314345.89	4.69	67134282.2
200	0.176	304.09	656.287	5269984.91	4.69	24716229.25
250	0.176	141.66	305.731	2455016.81	4.69	11514028.86
315	0.176	90.13	194.518	1561984.08	4.69	7325705.36
400	0.176	74.39	160.548	1289204.43	4.69	6046368.82
500	0.176	70.01	151.096	1213297.52	4.69	5690365.38
630	0.176	68.6	148.052	1188861.73	4.69	5575761.54

Chapitre V: Etude du système d'adduction

Tableaux V.6. Calcul du bilan total

D (mm)	Amortissement (DA)	Exploitation(DA)	Bilan (DA)
125	63818.38272	228795604	228859422.4
160	104303.5998	67134282.2	67238585.8
200	163795.1443	24716229.25	24880024.39
250	253419.255	11514028.86	11767448.12
315	401761.9061	7325705.36	7727467.266
400	648999.4632	6046368.82	6695368.283
500	1012131.012	5690365.38	6702496.392
630	1537898.782	5575761.54	7113660.322

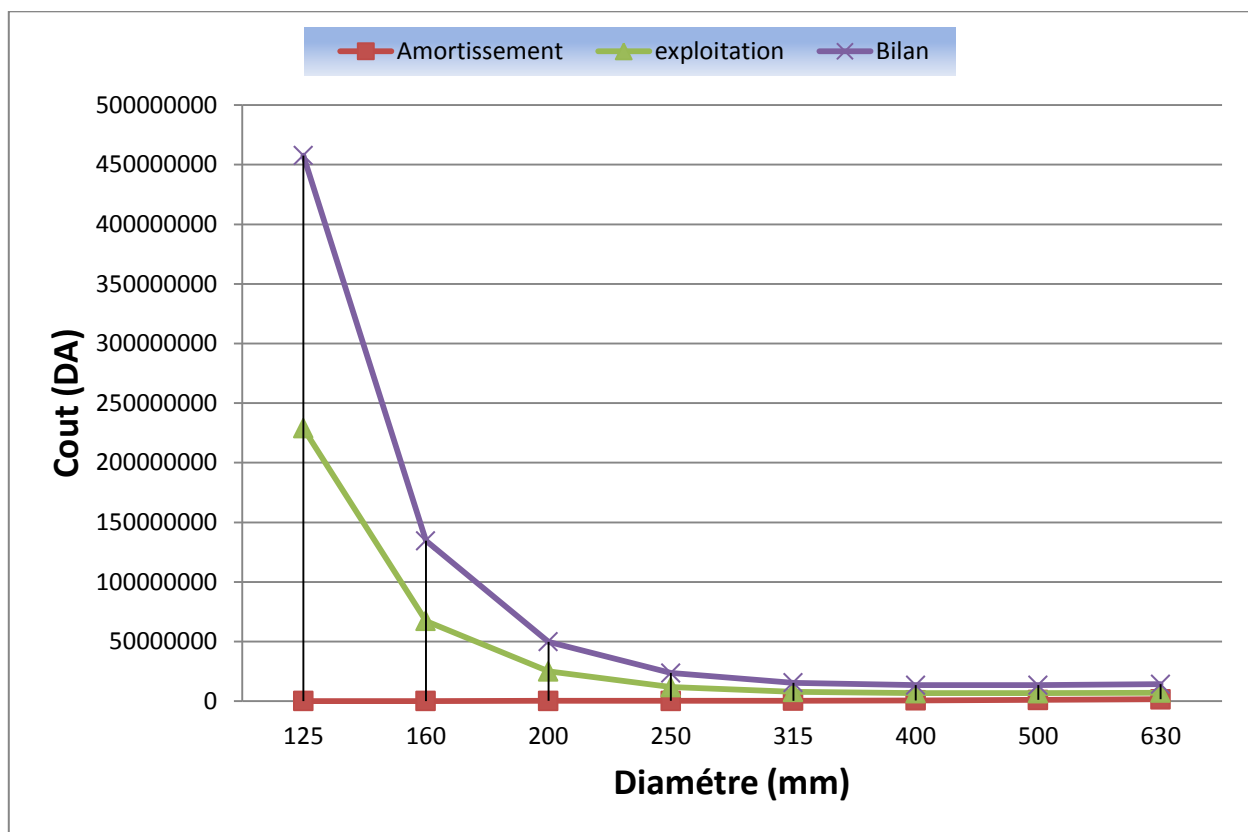


Figure V.1. graphe du bilan an fonction diamètre

On remarque le diamètre économique est de 400mm

V.8. Tracé du réseau de distribution

Pour le choix du tracé du réseau de distribution, il est impératif de s'assurer de certaines considérations, qu'on résume en :

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes ;
- Dans le but d'économie du projet, le tracé doit être le plus court possible ;
- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation au cours de la phase de surpression ;
- Éviter les forêts, bois et zones marécageuses, ainsi que la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,...).

Une fois que le plan de bornage est établi, nous procéderons à la liaison, le plus économiquement possible, des différentes bornes et l'origine du réseau. Le tracé escompté est un réseau ramifié qui conduit à un coût d'investissement optimum, trois méthodes sont utilisées couramment :

V.8.1. Tracé par proximité

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

V.8.2 Tracé à 120° :

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

V.8.3 le tracé économique : il s'agit d'un tracé semblable au précédent, mais la longueur des conduites des diamètres importants est réduite au dépend des conduites ayant un petit diamètre.

V.8.4-Matériaux de construction des canalisations

V.8.4.1- Choix du matériau des conduites

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

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

a) Conduite en fonte

Présentent plusieurs avantages :

- Bonne résistance aux forces internes et à la corrosion ;
- Très rigides et solides.

Chapitre V: Etude du système d'adduction

L'inconvénient est que les tuyaux en fonte sont très lourds, très chers et ne sont pas disponibles sur le marché.

b) Conduite en acier

Les tuyaux en acier sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où l'économie sur le transport et la pose

- Bonne résistance aux contraintes (choc et écrasement).
- Leur inconvénient est la corrosion.

V.8.4.2 Avantages des canalisations en PEHD

- Ils supportent des pressions élevées ;
- Une résistance aux contraintes (choc, écrasement, déplacement du terrain);
- Ils offrent une bonne flexibilité ;
- Disponible sur le marché.

Dans notre étude, Nous utiliserons les conduites en PEHD pour les conduites dont le diamètre est inférieur à 400 mm, et la fonte pour les conduites dont le diamètre est supérieur ou égal à 500 mm.

V.9. Dimensionnement des canalisations

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

V.9.1 Vitesse admissible:

La vitesse admissible varie entre 0.5 m/s, comme vitesse inférieure, et 2.5 m/s comme vitesse maximum. Dans notre étude, on prend une vitesse dans la conduite égale à 1.25 m/s

V.9.2. Calcul des diamètres :

Le calcul des diamètres est réalisé sur la base des débits véhiculés par le tronçon de conduite, et les vitesses. La formule de " LABYE " nous donne une approche du diamètre économique qu'on normalise

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

Chapitre V: Etude du système d'adduction

Avec :

- **Q** : débit, exprimé en m³/s ;
- **D**: diamètre exprimé en mm.
- **V** : vitesse économique de l'ordre de 1.25 m/s

V.9.3.Calcul des pertes de charge :

Les pertes de charge unitaires, ont été définies par la formule de Lechapt et Calmon, elle est donnée par l'expression suivante :

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

Avec : h_{pu} : perte de charge unitaire en mm/ml

Q : débit en m³/s

D : diamètre de la conduite considérée

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

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

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

Tableau V.7 : Les paramètres de perte de charge

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

Pour une conduite en fonte ou en PEHD, nous avons la rugosité $K=0,1\text{mm}$, avec les paramètres suivants : $L=1.2$, $M=1.89$, $N= 5.19$.

V.9.4.Calcul du diamètre avantageux pour les conduites gravitaires :

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

$$\Delta H_T = \frac{\lambda * L * V^2}{D * 2g} \text{ Sachant que } Q=V*S \Rightarrow \Delta H_T = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{g * \pi^2 * D^5}$$

Chapitre V: Etude du système d'adduction

En tenant compte du matériau de la conduite et du régime d'écoulement, on déduit la formule de la perte de charge ;

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

ΔH_T : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_{eq} = L_g + L_{e_s}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{e_s} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière j(m) ;

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

$$\Delta H_T = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 * L_g$$

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_T}}$$

Avec :

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

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau :

Tableau V-8: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau :

Tuyau	K'	M	β
Acier et fonte	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 prend : $K'=0.001052$, $m=4.772$, $\beta=2$.

Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau suivant :

Chapitre V: Etude du système d'adduction

Tableau V.9: Calculs hydrauliques du réseau de distribution

N° du point	N° du tronçon	Longueur du tronçon L (km)	débit Q (l/s)	débit Q (m ³ /s)	Diamètre calculé	Diamètre Normalise	Diamètre intérieur	Vitesse réelle (m/s)	Perte de charge total ΔH_t (m)	Cote terrain amont CTN (m)	Cote terrain aval Z (m)	cote piézométrique (m)	Pression au point P (m)
B9	N7-B9	0.30509	12.62	0.01262	97.83	160	141	0.81	1.610	171.3	171	194.412	23.412
N7	N6-N7	0.29749	34.11	0.03411	141.45	200	176.2	1.40	3.149	185	171.3	196.022	24.723
N6	N5-N6	0.24119	53.06	0.05306	166.62	200	176.2	2.18	5.582	188	185	199.172	14.172
N5	N4-N5	0.21988	88.93	0.08893	201.78	250	220.4	2.33	4.360	194.6	188	204.754	16.752
N4	N3-N4	0.23547	102.23	0.10223	212.48	315	277.6	1.69	1.986	192.8	194.6	209.115	14.514
N3	N2-N3	0.35638	136.39	0.13639	236.45	315	277.6	2.25	5.007	195.8	192.1	211.101	19.001
N2	N1-N2	0.3575	157.05	0.15705	249.15	400	352.6	1.61	2.058	207.5	195.8	216.108	20.308
N1	Res-N1	0.26024	176	0.176	259.90	400	352.6	1.80	1.83	220	207.5	218.167	12.5
Res												220	0
B1	N1-B1	0.29829	18.23	0.01823	173.308	250	220.4	0.48	0.36	207.50	197.50	217.81	20.31
B2	N2-B2	0.32647	20.66	0.02066	120.76	160	141	1.32	4.12	195.80	190.40	211.98	21.58
B3	N3-B3	0.29012	16.15	0.01615	104.787	200	176.2	0.66	0.82	192.80	194.80	210.28	15.48
B4	N3-B4	0.34181	18.01	0.01801	106.281	160	141	1.15	3.39	192.80	182.50	207.71	25.21
B5	N4-B5	0.35989	13.3	0.0133	79.480	160	141	0.85	2.08	194.60	168.00	207.03	39.03
B6	N5-B6	0.29518	18.06	0.01806	109.77	200	176.2	0.74	1.01	188.00	188.40	203.74	15.34
B7	N5-B7	0.31144	17.81	0.01781	96.758	160	141	1.14	3.02	188.00	172.50	201.73	29.23
B8	N6-B8	0.41934	18.95	0.01895	116.85	250	220.4	0.50	0.54	185.00	181.90	198.63	16.73
B10	N7-B10	0.18462	21.49	0.02149	88.934	160	141	1.38	2.50	171.30	159.90	193.52	33.62

Chapitre V: Etude du système d'adduction

V.10. Simulation du réseau par le logiciel EPANET

Après détermination des diamètres, une vérification s'impose en utilisant la simulation hydraulique de notre réseau par le logiciel Epanet.

Les calculs hydrauliques du réseau sont établis pour un réseau de type ramifié avec un coefficient de perte de charges égal à 0.015mm. Il a été tenu compte :

- de la cote radier du réservoir (220 m).
- du diamètre intérieur de la conduite de distribution
- du débit d'équipement de chaque secteur

Les résultats des calculs sont présentés dans les tableaux N° 10 et 11 Les résultats des calculs sont présentés dans les tableaux si dessous :

Tableau V.10 : les pressions du chaque nœud aux réseaux distribution

Nœud	Altitude m	Demande L/S	Charge M	Pression m
B1	197.5	18.23	217.75	20.75
N2	195.8	157.05	216.86	21.06
N3	192.1	136.39	213.71	21.61
B3	194.8	16.15	212.69	17.89
B4	182.5	18.01	212.25	29.75
N4	194.6	102.23	210.60	16.00
N5	188	88.93	205.81	17.81
N6	185	53.06	200.86	15.86
N7	171.3	34.11	200.69	29.39
B2	190.4	20.66	215.07	24.67
B5	168	13.30	205.24	37.24
B7	172.5	17.81	204.51	32.01
B6	188.4	18.06	205.38	16.98
B8	181.9	18.95	200.63	18.73
B9	171	12.62	196.55	25.55
B10	159.9	21.49	194.14	34.24
N1	207.7	176.00	219.04	11.54

Chapitre V: Etude du système d'adduction

Tableau V.11 : Caractéristiques des tronçons du réseau distribution

ID Arc	Longueur KM	Diamètre mm	Débit L/S	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
N7-B9	0.30509	160	12.62	1.33	13.57
N6-N7	0.29749	200	68.22	0.54	0.58
N5-N6	0.24119	200	140.23	2.86	20.54
N4-N5	0.21988	250	265.03	3.40	21.77
N3-N4	0.23547	315	380.56	3.03	13.19
N2-N3	0.35638	315	551.11	2.81	8.84
N1-N2	0.3575	400	728.82	2.58	6.11
Res-N1	0.26024	400	923.05	4.70	22.82
N1-B1	0.29829	250	18.23	0.91	4.35
N2-B2	0.32647	160	20.66	1.03	5.48
N3-B3	0.29012	200	16.15	0.80	3.50
N3-B4	0.34181	160	18.01	0.90	4.26
N4-B5	0.35989	160	13.30	1.40	14.91
N5-B6	0.29518	200	18.06	0.57	1.47
N5-B7	0.31144	160	17.81	0.89	4.17
N6-B8	0.41934	250	18.95	0.39	0.55
N7-B10	0.18462	160	21.49	2.26	35.45

Discussion des resultats:

D'après les tableaux de calculs des pressions obtenues par calculs et par simulation, on remarque que les pressions des bornes sont relativement similaires, la différence est due au choix de la méthode de calcul des pertes de charge. Pour les deux méthodes de calcul, nous avons obtenu des pressions satisfaisantes, généralement supérieures à deux (2) bars, ce qui est suffisant pour la projection d'un réseau d'irrigation que ce soit par aspersion ou par goutte à goutte.

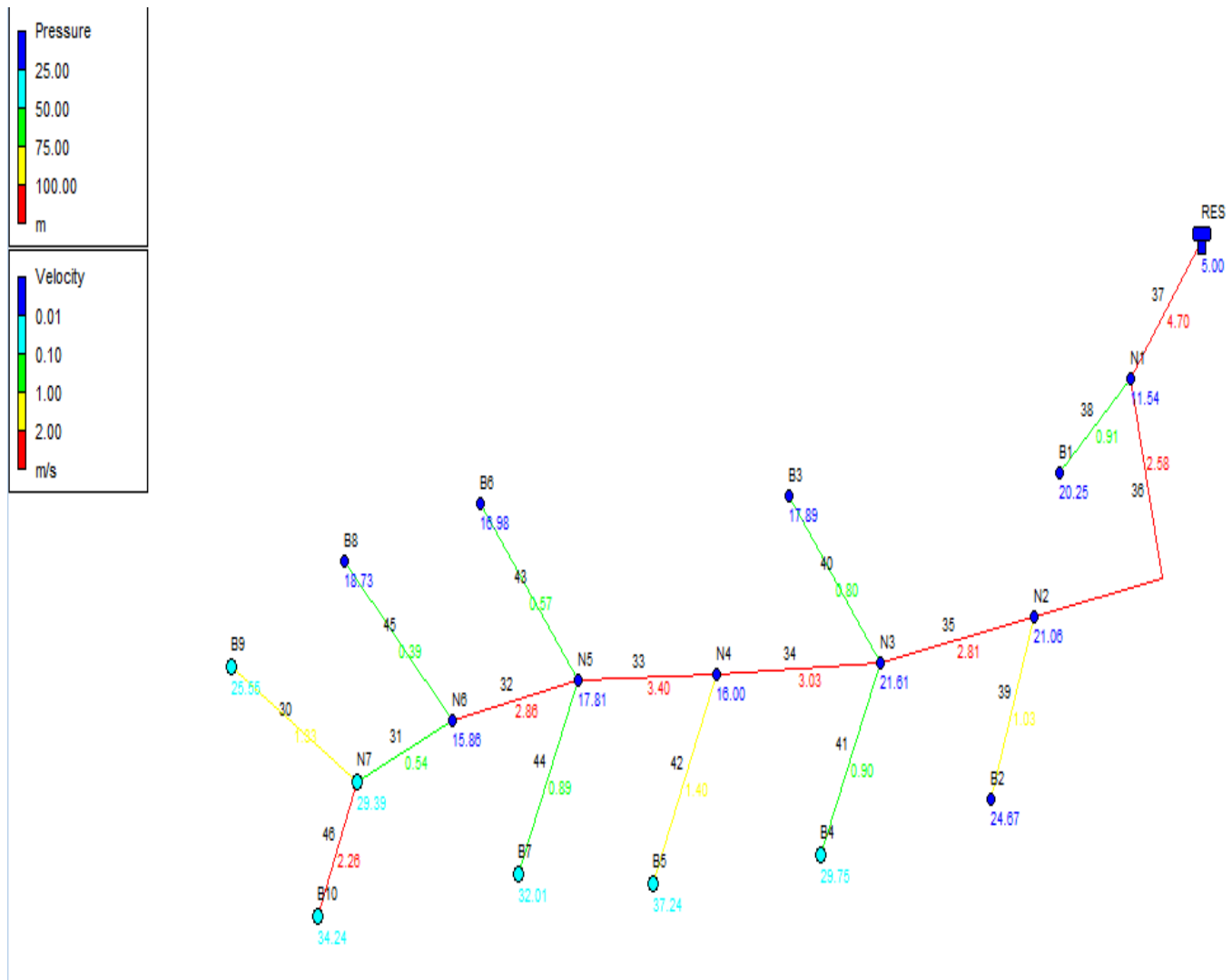


Figure V.2. réseaux distribution simulé par EPANET

V.11. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons étudié le système d'adduction du périmètre d'OULED BEN ABDELKADER, cette phase de calcul nous a permis :

De calculer le réseau d'adduction qui est constitué d'une conduite de refoulement en diamètre 400 mm ;

De projeter le réseau de distribution, du réservoir vers les bornes d'irrigation à travers un système de canalisation en PEHD.

De s'assurer des pressions des bornes, qui sont nécessaires à toute projection d'un réseau d'irrigation.

CHAPITRE VI

*Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par
aspersion*

Chapitre VI Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par aspersion

VI.1. Introduction

Les techniques d'irrigation agricoles sont des méthodes pour apporter de l'eau aux cultures et sont classifiées en irrigation de surface, irrigation par aspersion et micro-irrigation. Décider de sélectionner une technique d'irrigation ou de passer à une technique plus efficace est compliqué. D'un point de vue de la préservation de l'eau, le choix est simple, les économies en eaux augmentent lorsque l'on passe de l'irrigation de surface à l'aspersion et de l'aspersion à la micro-irrigation. Cependant, le succès d'une technique d'irrigation sera très dépendant du site, de facteurs de situation ainsi que du niveau de gestion utilisé. La technique d'irrigation existante doit être évaluée très précisément avant de passer à une autre technique.

Ce chapitre représente des illustrations et schémas que nous avons mis en évidence pour montrer les avantages et les inconvénients de chacune de ses techniques.

Ainsi nous avons fait le dimensionnement de tout le réseau d'irrigation depuis Oued SLY jusqu'aux borne qui desservent les ilots, et à la fin on a choisi une parcelle puis on a dimensionné le réseau de distribution par aspersion.

VI.2. Les techniques d'irrigation

VI.2.1. Irrigation de surface

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

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

Avantages :

- Matériel d'irrigation simple ;
- Coût faible;
- Pas d'équipement pour la mise sous pression de l'eau ;
- Protège contre le gel.

Inconvénients:

- Tassement du sol ;
- Pertes en d'eau importantes ;
- Nécessite une évacuation de l'eau ;
- Erosion du sol ;
- Diminution de la perméabilité du sol.

VI.2.2.irrigation localisée

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

La micro-irrigation, nom donnée à l'irrigation localisée sur le plan international. Elle consiste à apporter sur une partie du sol seulement (les zone utilisé par la plante au voisinage des racines) par petits doses fréquentes (système goutte à goutte, min diffuseur, véhiculé par un faible débit.

VI.2.2.1. Caractéristiques de l'irrigation localisée

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

Avantages :

Les avantages de cette technique sont :

a) Economie d'eau importante qui peut atteindre plus de 50 % par rapport à l'irrigation à la raie car les doses étant faibles, les pertes par percolation se trouvent limités.

b) Pression de fonctionnement très faible :

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

Chapitre VI : Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par aspersion

c) Réduction des mauvaises herbes :

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

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

f) d'autres possibilités favorables :

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

-Possibilité d'automatiser le réseau.

-Possibilité de l'utiliser pour la Fert-irrigation.

Inconvénients:

Les inconvénients majeurs de cette technique sont résumés comme suit :

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

b) l'obstruction des goutteurs dans le cas d'irrigation avec une eau chargée ;

c) Leur emploi est réservé aux cultures pérennes et maraîchères, et ne s'adaptent pas aux cultures en plein champ.

VI.2.3. L'Irrigation par pivot (macro-aspersion) :

Le pivot est une machine d'irrigation automatique arrosant un cercle actionné par l'énergie électrique, l'eau est distribuée par des travées alignées bout à bout et tournant de manière synchronisée autour d'un point central.

Cette technique présente comme avantages :

a) Permet de reproduire au mieux la pluie.

b) Adaptée au terrain en relief accidenté (en pente ou vallonné).

c) Évite tout ruissellement et dégradation du sol.

d) Permet de lutter très efficacement contre le gel.

e) Assure une répartition homogène de l'eau d'irrigation.

f) Assure une meilleure oxygénation de l'eau d'irrigation.

g) L'irrigation par pivot a comme inconvénients :

h) Répartition déficiente de l'eau par grand vent.

i) Risque d'accident mécanique.

j) Dépense d'énergie.

k) Difficulté d'arroser l'angle en parcelles rectangulaires.

l) Frais d'établissement élevés.

Chapitre VI : Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par aspersion

VI.2.4.Irrigation par aspersion (micro-aspersion):

Avec l'aspersion, l'eau d'irrigation est amenée aux plantes sous forme de pluie artificielle, grâce à l'utilisation d'appareils d'aspersion alimentés en eau sous pression. Les asperseurs sont généralement disposés en carré, dont le côté est choisi dans la série des écartements normalisés.

Avantages :

- Possibilité d'automatisation du système;
- Nécessite moins de main d'œuvre ;
- économie d'eau ;
- Pas d'aménagement préalable;

Inconvénients:

- Le coût relativement élevé en particulier les premiers investissements ;
- Tassement du sol ;
- Une évaporation intense si les goutte d'eau sont fines;
- Non homogénéité de l'arrosage en cas de vent.
-



VI.1. Figure : irrigation par un réseau d'asperseurs

VI.2.5 Irrigation par asperseurs

VI.2.5.1-composition d'installation d'un système d'irrigation par aspersion

a) point de fourniture d'eau :

Une crépine filtrante peut être nécessaire si la ressource en eau, provient de ressources superficielles (lac collinaire) ou un cours d'eau, dans le cas d'une eau propre la crépine est facultative.

b) La conduite tertiaire (conduite d'approche) :

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

c) Porte-rampes :

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

d) les rampes :

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

e) les asperseurs :

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



Figure VI.2 Exemple d'un asperseur

VI.3. Dimensionnement hydraulique d'un réseau asperseurs

VI.3.1. Données générales :

Le dimensionnement par aspersion, nécessite au préalable de quantifier certains paramètres nécessaires à la mise en œuvre de cette technique, tels que le choix de la culture et les caractéristiques de la parcelle choisie.

Choix de la culture : nous avons choisi l'irrigation du blé, cette culture céréales présente des avantages agronomiques et économiques importants.

Choix des parcelles et de l'ilot : les parcelles choisies pour l'arrosage par aspersion sont dans l'ilot N°5, qui présente une superficie de 12.67 ha.

La parcelle est de forme rectangulaire présente des dimensions de 621.81x203.76, elle est alimentée par la borne N°5 qui dispose d'une pression de 3.903 bars.

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

Besoins en de pointe : 168.67 mm/ mois.

Perméabilité du sol : le sol est de type argileux-limoneux avec une perméabilité estimée à:

K= 10 mm/h.

Chapitre VI : Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par aspersion

Dose pratique :RFU : elle est calculée comme suit :

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

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

Da: densité apparente : égale à 1.35

Z: profondeur d'enracinement mm (57.4 cm pour la pomme de terre)

H_{cc}: humidité à la capacité au champ (27%)

H_{pf}: humidité au point de flétrissement (17%).

$$A.N: RFU = (27-17)/100 * 0.57.4 * 1000 * 1.35 * 2/3 = 31.0 \text{ mm}$$

VI.3.2. Dimensionnement théorique

a) Calcul du diamètre de l'ajutage

La perméabilité du sol K=10 mm/h.

On pose $p \leq k$ tel que

p : pluviométrie de la buse

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

$$D'où : d = \frac{7 * 1,04}{1,5} = 4.85m \text{ m}$$

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

b) Calcul de la portée du jet (L)

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

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

Chapitre VI : Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par aspersion

Avec : d le diamètre de la buse (mm)

h : pression à la buse (m), dans notre cas $P= 2.5$ bars, hauteur d'eau =25m.

$$L = 3 \cdot (4.8)^{0,5} \cdot 25^{0,25} = 14.69m$$

Théoriquement, cette formule est valable, mais demande encore plus de précision en fonction du diamètre choisi et recommandé par le fournisseur. D'après le catalogue (voir annexe I), pour le diamètre de la buse de 4.8 mm à une pression minimale de 2.5 bars, la portée calculée est de 14.5m.

c) Ecartements entre les rampes et arroseurs

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

E_l entre les lignes d'arrosage : 1,25L (vent faible) à 1,02 L (vent fort).

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

Les valeurs maximales correspondent à des conditions de vent peu violent (<10Km/h). Notre zone d'étude présente des vitesses maximales de vents de l'ordre de 2.7 m/s=9.72 Km/h, donc on prend les valeurs suivantes :

$$E_l = 1.25 \cdot 14.69 = 18.36m$$

$$E_a = 0.8 \cdot 14.69 = 11.75m$$

Les valeurs normalisées des écartements sont comme suit :

$$E_l=18m, \quad E_a=18m.$$

d) Débit de l'asperseur

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

$$q = 0,95 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \sqrt{2 \cdot g \cdot h} = 0,95 \cdot \frac{3,14 \cdot (4.8 \cdot 10^{-3})^2}{4} \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 25} = 0.00038m^3/s$$

Chapitre VI : Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par aspersion

Avec q débit de l'asperseur (m³/s).

e) Vérification de la pluviométrie de la buse

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

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

Q : est le débit de l'asperseur choisi, $q=3.8 \cdot 10^{-4}$ m³/s = 1.368 m³/h

$$\text{D'où } p = \frac{1.368}{18 \cdot 18} = 4.22 \text{ mm/h}$$

Donc le diamètre de la buse choisi assurera une pluviométrie $P \leq K=10$ mm/h.

f) Temps d'arrosage (T)

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

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

tel que: La dose d'arrosage = RFU/0.75

$$\text{Dose} = 31/0.75 = 41.33 \text{ mm}$$

$$P = 4.22 \text{ mm/h} \quad \text{d'où}$$

$$T = \frac{41.33}{4.22} = 9.79 \text{ heures}$$

$T = 10$ heures : Donc on pourra adapter deux (2) positions par jour pour un asperseur, ce qui donne un temps de fonctionnement d'un 20 h

Chapitre VI : Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par aspersion

g) Nombre d'irrigation par mois

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

$$\text{Nbre d'irrigation par mois} = \frac{\text{besoins nets}}{\text{Dose nette}} = 168.67/31 = 5.44$$

Dans ce cas, on peut irriguer 6 fois par mois, c'est à dire chaque 5 jours.

h) Calcul de la dose réelle

Etant donné qu'on irrigue chaque 5 jours, la nouvelle dose réelle :

$$\text{Dose réelle (Dr)} : B_j \cdot N_j = 5.62 \cdot 5 = 28.11 \text{ mm.}$$

$$\text{Dose brute} : Dr/E_f = 28.11/0.75 = 37.48 \text{ mm}$$

i) Calcul du volume fourni par un asperseur par mois

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

$$V = (2 \cdot 25 \cdot 37.48 \cdot 18 \cdot 18) / 1000 = 607.17 \text{ m}^3$$

Volume à épandre en 1 mois sur toute la parcelle :

$$V_t = \text{besoins mensuels} \cdot \text{surface}$$

$$V_t = 168.67/1000 \cdot 126700 = 21370.5 \text{ m}^3$$

j) Nombre d'asperseur fonctionnant simultanément

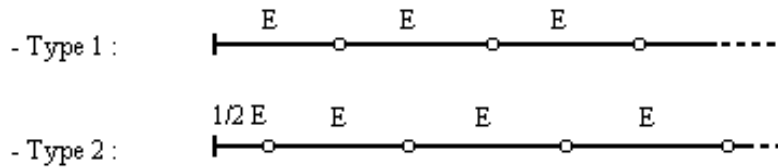
$$N_A = V_t / V_{\text{asp}} = 21370.5 / 607.17 = 35.19; \text{ on prend } \mathbf{36} \text{ asperseurs}$$

k) Longueur de la rampe

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

Il est envisagé deux dispositifs d'installation des asperseurs sur la rampe

Chapitre VI : Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par aspersion



La longueur de la rampe est donc

Pour le type 1 : $L = n.E$

Pour le type 2 : $L = (n-0,5)E$

d'où

$$L = \text{largeur de terrain} / 2 - E/2 = 204/2 - 18/2 = 93 \text{ m}$$

l) Nbre asperseur/rampe (N)

$$N = \text{largeur}/E = Lr/E = 93/18 + 1 = 6 \text{ asperseurs}$$

m) Nombre de rampes

$$N_{rw} = N \text{ asp} / (\text{nbr asp/ rampe}) = 18/7 = 2 \text{ rampes}$$

On travaille avec deux (2) rampes

n) Calcul du débit de la rampe

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

$$\text{Le débit de la rampe : } Q_{rampe} = 1.368 * 6 = 8.21 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Nombre de position des rampes :

$$N_r = \frac{Lr}{E_l} = \frac{621}{18} \approx 34$$

L_r : longueur du terrain = 621.81 m, E_l : espacement entre les rampes (=18m).

Le nombre de poste égale à 34 postes.

VI.4. Dimensionnement hydraulique des rampes

VI.4.1. Calcul de la rampe

a) Calcul des pertes de charge

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

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

Avec :

j : perte de charge unitaire en m/m

Q : débit en m³/s.

D : diamètre de la canalisation en m.

La formule de Manning correspond aux paramètres suivants :

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

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

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

a.1) La méthode itérative

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

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

Chapitre VI : Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par aspersion

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

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

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

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

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

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

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

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

L'application de la règle de Christiansen conduit à imposer une perte de charge maximale de 20% de la pression de fonctionnement ($P=2.5\text{bars}$, $=25\text{m}$) entre le premier asperseur et l'asperseur le plus défavorisé, soit $\Delta H = 5\text{m}$.

a.2) La méthode basée sur les vitesses dans la rampe

Nous avons les données suivantes :

Longueur de la rampe $L= 93 \text{ m}$.

Nombre d'asperseur par rampe 6 asperseurs

Nombre de rampes $=2$ rampes

Débit de la rampe $= 8.21 \text{ m}^3/\text{h}=0.00228 \text{ m}^3/\text{s}$.

b) Calcul du Diamètre de la rampe

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

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

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

On suppose que $V = 1.5$ m/s et on calcule D_R

$$D_R = \sqrt{\frac{4 * 2.28 \cdot 10^{-3}}{\pi \cdot 1.5}} = 0.044 \text{ m} = 44 \text{ mm} .$$

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

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

Le diamètre normalisé ($D_R = 50$ mm).

Si on prend le diamètre normalisé $D_R = 50$ mm :

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

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

Q : débit en m³/s.

D : diamètre de la canalisation en m.

La formule de Manning correspond aux paramètres suivants :

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

On trouve $\Delta H_{\text{rampe}} = 5.11$ m

Chapitre VI : Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par aspersion

La nouvelle vitesse sera :

$$v = \frac{4 * Q}{\pi * d^2} = \frac{4 * 2.28 * 10^{-3}}{\pi * (50 * 10^{-3})^2} = 1.16 \text{ m/s} \text{ Ce qui est conforme.}$$

VI.4.2. Dimensionnement de la porte-rampe

La longueur de la porte-rampe est calculée par :

$$L_r = 621 - 18/2 = 612 \text{ m}$$

On recalcule avec le porte-rampe

$$Q_{\text{rampe}} = Q_{\text{asp}} * n_{\text{asp/rampe}} * N_{\text{rampe}} \quad Q = 0.0045 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

On suppose que $V = 1.5 \text{ m/s}$ et on calcule D_R

$$D_R = \sqrt{\frac{4 * 4.5 * 10^{-3}}{\pi * 1.5}} = 0.062 \text{ m} = 62 \text{ mm},$$

On prend le diamètre normalisé ($D_R = 90 \text{ mm}$), cependant, les pertes de charges dépassent les normes de Christiansen.

On prend donc un diamètre de la porte rampe de 90 mm.

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

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

Q : débit en m³/s.

D : diamètre de la canalisation en m.

Chapitre VI : Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par aspersion

La formule de perte de charges de Manning correspond aux paramètres suivants :

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

On trouve $\Delta H_{\text{Porte rampe}}=0.86 \text{ m}$

La nouvelle vitesse sera:

$$v = \frac{4 * Q}{\pi * d^2} = \frac{4 * 4.5 * 10^{-3}}{\pi * (90 * 10^{-3})^2} = 0.71 \text{ m/s} \quad \text{Ce qui est conforme.}$$

Les pertes de charges totales pour les rampes sont de 6.95 m et 1.2 m pour la porte rampe.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-1 : Résultat de calcul pratique d'aspersion

Paramètres	Canalisation d'approche	Porte Rampe	Rampe
Longueur (m)	359.89	609	93
Diamètre (mm)	160	90	50
Débit (l/s)	13.3	4.5	2.28
Vitesse (m/s)	0.85	0.71	1.16
Perte de charge totale (m)	39.03	0.86	5.11

$\Delta H_t=5.97 \text{ m}$ de perte de charge, la règle de Christiansen est donc respectée.

VI.5. Calcul de pression :

C'est la pression nécessaire pour le bon fonctionnement du dernier asperseur.

$$P_{\text{asp}} = P_{\text{borne}} - \Delta H$$

Avec :

- P_{asp} : pression disponible au niveau du dernier asperseur.
- P_{borne} : la pression au niveau de la borne.

Chapitre VI : Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par aspersion

- ΔH : perte de la charge totale.

$$P_{asp}=39.03- 5.97= 33.06 \text{ m.c.e}$$

H : la pression nécessaire pour le bon fonctionnement d'un asperseur (**2.5 b ars**).

$$P_{asp}= 33.06 \text{ m.c.e} > H = 25 \text{ m.c.e}$$

Donc

La pression disponible est supérieure à la pression de service c.à.d. l'alimentation est assurée par écoulement gravitaire.

VI.6. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons étudié le dimensionnement d'un réseau aspersion. Ayant dimensionné tous les organes du réseau localisé projeté sur la parcelle choisie, nous avons effectué une vérification de la pression à la sortie de la borne, afin d'assurer la pression nominale de 25 mce dans l'asperseur le plus éloigné et cela pour assurer le bon fonctionnement des asperseurs.

Ce chapitre a été consacré au dimensionnement du réseau d'irrigation, depuis la borne qui desserve l'ilot choisi jusqu'aux distributeurs.

D'après les calculs notre réseau sera équipé de 34 poste d'arrosage, chaque poste contient 6 asperseurs, la porte rampe sera en PEHD avec un diamètre de 90 mm, et les rampes avec un diamètre de 50 mm.

CHAPITRE VII

Etude station de pompage

CHAPITER VII : ETUDE DE LA STATION DE POMPAGE

VII.1. Introduction

Les éléments d'un réseau complet d'irrigation sont la source d'eau, le dispositif élévatoire sa force motrice et son alimentation en énergie, les réseaux d'adduction et de distribution afin de transporter l'eau aux exploitations afin de répondre aux besoins en eau des cultures. dans certains cas, l'installation comprend un réservoir d'équilibre et de compensation pour assurer la continuité de l'alimentation en eau aux heures d'arrêt de l'installation élévatoire, représente les éléments principaux d'un réseau d'irrigation. Elle donne également quelques exemples d'options qui pourront être utilisées dans les installations d'irrigation.

La plupart des éléments d'un réseau d'irrigation ont une incidence sur la puissance hydraulique requise. Par exemple, même si la distribution de l'eau est assurée par des conduites posées sur un terrain plat, les forces de frottements à l'intérieur de celles-ci vont opposer une résistance à l'écoulement, et la pompe devrait fournir la puissance nécessaire pour vaincre cette résistance. De même, dans les canaux (ou bien rigoles) à ciel ouvert, il est aussi nécessaire d'assurer une charge suffisante à l'amont pour que l'écoulement se fasse avec une pente piézométrique adéquate pour transiter le débit nécessaire. Par conséquent, l'eau à l'amont (à la sortie de la pompe) doit avoir une charge supplémentaire en plus de celle requise par la hauteur statique, donc une puissance hydraulique plus forte.

Pour la même raison, les pertes de charge dans le réseau de distribution secondaire ou I la parcelle vont également créer une charge supplémentaire de pompage, soit du fait des frottements dans les canalisations, soit du fait de la pression supplémentaire nécessaire au fonctionnement des asperseurs pour l'irrigation par aspersion. Les raies ou les sillons à écoulement gravitaire à ciel ouvert requièrent une charge statique supplémentaire pour permettre l'écoulement des eaux dans le sens de la pente.

CHAPITER VII : Etude station de pompage

La puissance nécessaire est égale au produit de la charge par le débit, et toute perte de charge qui empêche l'eau d'atteindre les cultures va se traduire par une diminution du débit (Effectivement fourni. Ces pertes vont avoir pour conséquence l'augmentation de la puissance nécessaire à l'entrée pour une même puissance hydraulique utile.

Conformément à la variante d'adduction adoptée, la solution retenue prévoit une alimentation par pompage à partir d'Oued SLY. L'ouvrage de captage sera implanté à la cote 156.5 m, la station de pompage à une cote de 157 m pour refouler jusqu'au réservoir qui se trouve à une cote de 225 m, afin d'assurer la distribution de l'eau dans tout le périmètre.

Pour la variante choisie dans l'adduction-distribution nous avons tenu compte de facteurs suivants :

- La prise d'eau est proche de la station de pompage pour réduire la longueur d'aspiration (<50m).
- Choisit le cheminement le plus court de la conduite de refoulement pour réduire les pertes de charges ainsi que les travaux de terrassement.
- Eviter les terrains instables et sismiques, en plus les terrains destinés pour l'agriculture.
- Eviter les stations balnéaires (parcs, réserves, etc).
- Positionner les ouvrages en tenant compte des aéroports, routes importantes (nationales, autoroute).
- Faciliter l'accès aux ouvrages, minimiser l'encombrement.

VII.2.Choix de l'équipement principal

VII.2.1. Détermination du nombre de pompes :

Notre station de pompage est dimensionnée à partir d'un débit d'équipement, donc il faudra choisir un nombre de pompes qui assure ce débit.

Il faut aussi assurer un fonctionnement de secours, par une ou deux pompes de secours, pour les utiliser en cas de panne. On prévoit une seule pompe de secours. Le nombre de pompes principales repose sur le rendement et la puissance.

VII.2.2. Les pompes:

Une pompe est un dispositif permettant d'aspirer et de refouler un fluide. La plus ancienne pompe connue est la pompe à godets inventée en Chine à l'1er siècle après J.-C. Les pompes modernes ont été développées à partir du XVIIIe siècle. Les pompes diesel et électriques, utilisées de nos jours, peuvent avoir des débits de pompage très élevés. En basse pression pour la circulation de l'eau et en haute pression plus de 400 bars pour l'oléo hydraulique.

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

VII.2.2.1. Les turbopompes (pompes centrifuges)

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

VII.2.2.2. Les pompes à écoulement radial

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

VII.2.2.3. Les pompes axiales

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

VII.2.2.4. Les pompes semi axiales

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

VII.3. Détermination de la hauteur d'élévation

A partir du calcul des besoins en eau, on peut tirer le débit caractéristique (pour le mois de pointe), dans notre cas il est de :

$Q_{\text{caractéristique}} = 176 \text{ l/s}$, pour une surface de 167 hectares.

$$Q_{\text{caractéristique}} = 176 \text{ l/s} = 0.176 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Q = 0,176 \text{ m}^3 / \text{s}$$

CHAPITER VII : Etude station de pompage

La variation de la hauteur d'eau dans l'oued dépend des précipitations et les lâchés de barrages, il est nécessaire de la connaître, et comment elle varie, pour prendre ce changement du niveau d'eau dans le dimensionnement et choisir le type du bâtiment et la prise d'eau.

La hauteur d'élévation se calcule comme suit :

$$H_{\text{cal}} = h_a + h_r + \sum h_p(\text{asp}) + \sum h_p(\text{ref}) + P_{\text{exh}}$$

Avec :

h_a : Hauteur d'aspiration (m) ;

h_r : Hauteur de refoulement (m) ;

$\sum h_p(\text{asp})$: Pertes de charges à l'aspiration (m) ;

$\sum h_p(\text{ref})$: Pertes de charges au refoulement (m) ;

P_{exh} : Pression nécessaire à l'exhaure (sortie du collecteur) = (1,0÷1,5) m ;

On prend $P_{\text{exh}} = 1$ m

Pour notre cas :

$$H_g = h_a + h_r \text{ (hauteur géométrique)}$$

D'où :

$$H_g^{\text{max}} = \nabla_{\text{max}} - \nabla_{\text{PBE}}$$

$$H_g^{\text{min}} = \nabla_{\text{max}} - \nabla_{\text{PHE}}$$

$$H_g^{\text{moy}} = (H_g^{\text{max}} + H_g^{\text{min}})/2$$

On détermine à partir du graphique de variation du plan d'eau dans l'oued les niveaux ∇_{PHE} , ∇_{PBE} .

On a donc :

$$\nabla_{\text{Max}} = 225 \text{ m ;}$$

$$\nabla_{\text{PBE}} = 155.5 \text{ m ;}$$

$$\nabla_{\text{PHE}} = 156.5 \text{ m ;}$$

D'où

$$H_g^{\text{max}} = 225 - 155.5 = 69.5 \text{ m}$$

$$H_g^{\text{min}} = 225 - 156.5 = 68.5 \text{ m}$$

$$H_g^{\text{max}} - H_g^{\text{min}} = 69.5 - 68.5 = 1 \text{ m} < 2 \text{ m (acceptable)}$$

$$\Rightarrow H_g^{\text{moy}} = (69.5 + 68.5)/2 = 69 \text{ m}$$

$$\mathbf{H_g^{\text{moy}} = 69 \text{ m ;}}$$

$$\sum h_p = \sum h_p(\text{asp}) + \sum h_p(\text{ref})$$

$$= (1,15 \div 1,3) \sum h_p(\text{ref})^{\text{lin}} \text{ (pour } Q < 3 \text{ m}^3/\text{s)}$$

et :

$$\text{Pour } L_{\text{ref}} = 1000 \text{ m on a } \sum h_p(\text{ref})^{\text{lin}} = 4 \text{ m} \quad (5)$$

Notre conduite de refoulement à une longueur de 655.61 m.

D'où:

$$hp(ref)^{lin} = \frac{655.61}{1000} * 4 = 2.62m$$

$$\Sigma hp(ref)^{lin} = 2.62 \text{ m}$$

$$\Sigma hp = 1,15 * 2.62 = 3.01 \text{ m}$$

Donc :

$$H_{cal}^{max} = 69.5 + 3.01 + 1 = 73.52 \text{ m};$$

$$H_{cal}^{min} = 68.5 + 3.01 + 1 = 72.52 \text{ m};$$

$$H_{cal}^{moy} = (73.52 + 72.52) / 2 = 73.02 \text{ m}$$

$$\mathbf{H_{cal}^{moy} = 73.02 \text{ m}}$$

VII.3.1. Calcul du débit forcé

Le débit forcé est donné par la formule suivante :

$$Q_f = Q_{equi} + \frac{W1 + W2}{T} \quad (5)$$

Avec :

Q_{equi} : Débit d'équipement ;

$$Q_{equi} = \alpha \frac{W_j}{T}, \quad W_j/T \quad \alpha = (1.04 : 1.08) \quad Q_{moyj} = 0.176 \text{ m}^3/\text{s}$$

α : Coefficient de correction, on prend $\alpha = 1.06$;

$$Q_{equi} = 1.06 * 0.176 = 0.187 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$Q_{equi} = 0.187 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$W1 : \text{Volume d'eau en excès} = 0.187 * 14 * 3600 = \mathbf{9424.4 \text{ m}^3};$$

$$W3 : \text{Volume réservé pour autres besoins, pour notre cas } \mathbf{W3 = 0};$$

$$T = 24 \text{ h};$$

$$Q_f = 0.187 + \frac{9424.4}{24 * 3600}$$
$$\mathbf{Q_f = 0,296 \text{ m}^3/\text{s}}$$

$$\text{On a le coefficient } x = \frac{Q_f}{Q_{eq}} = \frac{0.296}{0.187} = 1,58$$

Remarque :

D'après les calculs, on remarque que le rapport x est dans la fourchette de 1,2 et 2, Donc on accepte ce débit forcé.

$$\text{Donc : } Q_f = 0,296 \text{ m}^3/\text{s} = 1056.6 \text{ m}^3/\text{h}$$

VII.3.2. Détermination du nombre de pompes:

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

VII.3.3. Choix du nombre pour la pompe centrifuge

Avec la même procédure, on détermine le nombre de pompes optimal pour ce type de pompes, en se basant sur un fournisseur de pompes. Dans notre thèse, on s'est référé sur les catalogues de logiciels fourni par le constructeur Caprari :

1/ pour n=3 :

Pour le nombre de pompes principales égales à 2 nous avons :

$$Q_{cal} = \frac{Q_f}{n} = \frac{296}{3} = 98.67 / s$$

D'autre part on a la HMT égale à 73.02 m

D'après le catalogue Caprari, on trouve que cette pompe a les caractéristiques suivantes :

- **MEC-AZRBH 2/125B** Hauteur manométrique totale Hmt =73.9 m et Débit Q = 99.3 l/s
- Le rendement $\eta = 80.3 \%$
- La vitesse de rotation (n) = 2950 tr/min
- Puissance absorbée Pa = 92.4Kw.

2/ pour n=4 :

$$Q_{cal} = \frac{Q_f}{n} = \frac{296}{4} = 74l / s$$

D'autre part on a HMT =73.02 m

D'après le catalogue Caprari, on trouve que cette pompe a les caractéristiques suivantes :

- **MEC-AZ 3/100A** Hauteur manométrique totale
- Hmt =76 m
- Débit Q = 75.5 l/s
- Puissance absorbée Pa = 70.3 Kw.
- Le rendement $\eta = 80.7 \%$
- La vitesse de rotation (n) = 2950 tr/min

3/ pour $n=5$:

Pour le nombre de pompes principales égales à 3 on a

$$Q_{cal} = \frac{Q_f}{n} = \frac{296}{5} = 59.2 \text{ l/s}$$

D'autre part on a HMT = 73.02 m

D'après le catalogue Caprari, on trouve que cette pompe a les caractéristiques suivantes :

- **MEC-MR 80/2P**
- Hauteur manométrique totale Hmt = 76.1 m
- Débit Q = 60.5 l/s
- Le rendement (η) = 79.9 %
- La vitesse de rotation (n) = 2950tr/min
- Puissance absorbée (Pa) = 57.7 Kw

VII.4. Choix 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.

Pour le choix des pompes on a deux types de pompe qu'on peut utiliser, des pompes centrifuges

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

Les critères à respecter dans le choix sont :

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

Les pompes choisies à partir du logiciel Caprari sont des pompes centrifuges monocellulaires à axe horizontal.

Les caractéristiques de la pompe sont représentées dans le tableau suivant :

CHAPITER VII : Etude station de pompage

Tableau VII.1 : Variantes pour le choix du nombre de pompes

N	Q (l/s)	H _{mt} (m)	Type de la pompe	η (%)	N (tr/min)	P abs (KW)
3	99.3	73.9	MEC-AZRBH 2/125B	80.5	2950	104
4	76	75.5	MEC-AZ 3/100A	80.1	2950	70.3
5	60.5	67.1	MEC-MR 80/2P	79.9	2950	57.7

Source : caprari

Nombre minimal de pompes : 3 pompes pour les raisons technico-économiques suivantes :

Rendement plus important : 80.5 % ;

Puissance absorbée minimale : 104 Kw ;

Le nombre de tours par minute le plus important : 2950 tr/min : bon rendement

a. Pompe de secours :

Le choix des pompes de secours est en fonction du nombre principal des pompes (N) :

$N < 4 \rightarrow 1$ seule pompe de secoure.

$4 < N < 6, N=6, N=4 \rightarrow 2$ pompes de secoures.

$N > 6 \rightarrow 3$ pompes de secours.

Dans ce cas on a $N=1 < 4 \rightarrow 1$ pompe de secours

VII.5 Choix du moteur électrique :

Puisque la pompe demande un moteur électrique pour la faire tourner il faut disposer des critères techniques pour choisir le moteur le plus adapté avec la pompe choisie, 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 ;
- La tension d'alimentation du moteur électrique.
- Prendre en considération la variation de la vitesse.

CHAPITER VII : Etude station de pompage

V.5.1. Calcul de la puissance fournie par le moteur électrique :

La puissance du moteur électrique est calculée par la formule suivante

$$P_{abs} = \frac{\varpi \cdot Q_{max} \cdot Hc_{min} \cdot K}{\eta_p \cdot \eta_{tr} \cdot \eta_m}$$

$\eta_{tr} = 1$ Accouplement direct

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

η_p : Rendement de la pompe (0,805)

K : Coefficient de correction, il est déterminé en fonction de la puissance du moteur, les valeurs du coefficient K sont données dans le tableau N° 6 :

Tableau VII.2 : 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

$$P_{mot} = \frac{9810 \cdot 0.0993 \cdot 73.02}{1.095 \cdot 0.805} = 93.012 \text{kw} \text{ Donc : } K = 1,15.$$

Après la correction de la puissance absorbée avec l'augmentation de sécurité la puissance absorbée sera :

$$P_{abs} = 1,15 \cdot \frac{9810 \cdot 0.0993 \cdot 73.02}{1 \cdot 0.95 \cdot 0.805} = 106.97 \text{kw}$$

$$P_{ab} = 106.97 \text{ KW}$$

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

- Un moteur triphasé 50 hz
- Vitesse nominale 2950 tr/min

VII.6. Protection contre les coups de béliers

On appelle coups de bélier les variations de pression provoquées par une prompt modification du régime d'un liquide s'écoulant à l'intérieur d'une canalisation.

Le coup de bélier est un phénomène transitoire oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes

- ◆ Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes. alimentant une conduite de refoulement débutant en un réservoir.

CHAPITER VII : Etude station de pompage

- ◆ démarrage d'une pompe.
- ◆ Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement.

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de bélier. Il en sera de même pour les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet vanne.

Méthode ou dispositifs de protection contre les coups de béliers

Les principaux systèmes de sécurité anti-bélier sont :

- Réservoirs (ballons) sous pression avec matelas d'air (réservoirs d'eau sous pression d'air) ;
- Volants d'inertie sur les pompes ;
- Soupapes d'aération et de purge d'air ;
- Clapets anti-retours ;
- Château d'eau (cheminée d'équilibre).

VII.7. Calcul du volume du réservoir d'air

Dans notre cas, on opte pour une protection par l'installation d'un réservoir

VII.7.1. Calcul de la célérité d'ondes :

Nous allons effectuer les calculs dans le ce sens.

La célérité est la vitesse de propagation des ondes. Elle est donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} (m/s) \quad (7)$$

Où D : diamètre intérieur de la conduite en (m).

e : épaisseur du tuyau en (m).

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

K= 0.5 pour l'acier.

K= 1 pour la fonte.

K= 5 pour le plomb et le béton.

K= 33 pour le PVC.

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 33 * \frac{400}{47.4}}} = 549.13(m/s)$$

Dn=400mm.

Q=0.296m³/s

$$\text{Donc } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} = \frac{4 * 0.296}{\pi * (0,353)^2} = 3.02m^3 / s$$

CHAPITER VII : Etude station de pompage

$$H_0 = H_g + 10 = 79m \quad H_0=79m$$

$$H_{abs} = H_{MT} + 10 = H_g + \sum h_p + 10 = 83.02m \quad H_{abs}=83.02 m$$

$$\text{Caractéristique de la conduite } A = \frac{a.V_0}{g.H_0} = \frac{549.13 \cdot 3.02}{9.81 \cdot 79} = 2.14$$

On prend $A=2$

$$\text{Caractéristique des pertes de charges } K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} = \frac{83.02 - 79}{79} = 0.051$$

On prend $K=0,1$

Nous considérons la famille de courbe B pour les valeurs $K=0.1$ et $A=2$; auxquelles nous allons superposer le profil en long "absolue" de la conduite.

Tableaux VII.4 célérité d'ondes

Cotes Z(m)	157	206.622	220
Longueur de la conduite(m)	0	327.65	655.61
$\frac{\Delta Z + 10}{H_G + 10}$	0.13	0.75	1
$\frac{X}{L}$	0	0.50	1

D'après l'abaque de Vibert (Voir Annexe), nous prendrons $B=0.2$ au-dessus le point le plus défavorable a $L/2$ nous avons une pression absolue p telle que

$$\frac{p}{H_0} = 0,01 \Rightarrow p = 0,01 \cdot 79 = 0.79m$$

Cette sécurité est suffisante.

Nous pouvons maintenant calculer le volume d'air comprimé nécessaire, en fonctionnement normal, pour la protection totale de la conduite.

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g \cdot H_{abs}} \cdot \frac{L \cdot S}{B} = \frac{(3.02)^2}{9.81 \cdot 83.02} \cdot \frac{655.3 \cdot \frac{\pi \cdot 0,353^2}{4}}{0,2} = 3.591m^3$$

Le volume maximal d'air comprimé est donné par la relation suivante :

$$H_{abs} \cdot U_0^{1,2} = P_{min} \cdot U_{max}^{1,2} \quad (7)$$

$$U_{max} = U_0 \cdot \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{\frac{1}{1,2}} \quad (8)$$

et nous lisons sur le graphique

$$\frac{P_{\min}}{H_0} = 0,74 \Rightarrow P_{\min} = 0,74 * 79 = 58.46m$$

$$U_{\max} = 3.591 * \left(\frac{83.02}{58.46}\right)^{1,2}$$

$$U_{\max} = 4.81m^3$$

En tenant compte d'une marge de sécurité, nous prendrons un réservoir avec un volume d'air maximal de $5m^3$.

VII. 8. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons abordé le dimensionnement de la station de pompage, étant donné que la variante retenue d'aménagement du périmètre exige un refoulement vers le réservoir de stockage puis une distribution gravitaire vers les parcelles.

Vu le débit relativement important, les calculs technico-économiques ont donné des résultats meilleurs pour le cas de trois pompes identiques en parallèles, avec une de secours.

Pour ce qui est de la protection contre les coups de béliers, nous avons opté pour un ballon d'air (réservoir), qui a été dimensionné pour un volume d'air de $5 m^3$.

CONCLUSION
GENERALE

Conclusion générale

L'objectif de notre présent travail est l'introduction de la technique d'arrosage approprié à notre zone d'étude (OULED BEN ABDELKADER Willaya de CHLEF) dans notre cas aspersion dans le but d'assurer une répartition de l'eau de façon uniforme et économique, facteur le plus essentiel dans une telle étude.

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

L'étude hydrologique nous permet 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 est de classe (C2-S1) avec une faible salinité, moyennement alcaline et peu de danger de toxicité au futur. Suivant les résultats caractérisant la région, nous avons choisir 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 en se basant sur la formule de PENMAN- MONTEITH modifiée en utilisant le logiciel CROPWAT. Et puis, on calcul des besoins en eau des cultures projetées dans le périmètre. La meilleure technique pour l'irrigation des cultures qui ont une grande couverture surfacique de point de vue économique en eau est l'irrigation par aspersion, avec l'utilisation des équipements qui présentent plusieurs avantages dans le domaine exploitation.

Pour assurer la pression nécessaire pour un réseau d'irrigation par aspersion au niveau des bornes d'irrigation et pour que ce réseau soit gravitaire pour économiser le cout de pompage on a réalisé un réservoir, ce dernier va être alimenté par trois (3) pompes MEC-AZRBH 2/125B et une pompe de secoure.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

BULLETIN DE FAO N°36,1983 :l'irrigation localisée, calcul, mise en place, exploitation, contrôle du fonctionnement, FAO.Rome ;

JEAN ROBERT TIERCELIN, 1978 : Traité d'irrigation, technique et documentation .France,

_BAHBOUH L.S, 2003 : Cours et travaux pratiques d'agro-pédologie, 3^{ème} _Année ENSH, Blida ;

MICHEL DUCROCQ : Les bases de l'irrigation, technique et documentation,Lavoisier,Paris.Editions scientifiques universitaires.Liban ;

_Touibia.B, 2004:Manuel pratique d'hydrologie;

Ollier.CH et Poirée.M 1981:Irrigation, les réseau d'irrigation théorie, technique et économie des arrosages,Eyrolles;

Habila.M 2003:Comment choisir votre équipement d'irrigation, I.N.S.I.D, Alger;

Kessira.M, 2003:Conception d'un projet d'irrigation, I.N.S.I.D. Alger;

-Evaluation des quantités d'eau nécessaire aux irrigations, Ministère de l'agriculture C.T.G.R.E.F. Alger;

ENITRTS : irrigation par aspersion, ENITRTS.

Robert.D.T : la maitrise de l'irrigation sous pression, paris (France).

CLEMENT, R. Galand,A (1979) : irrigation par aspersion, paris (France).

ANNEXES

Précipitation mensuelle de la station oued sly (1978-2012).

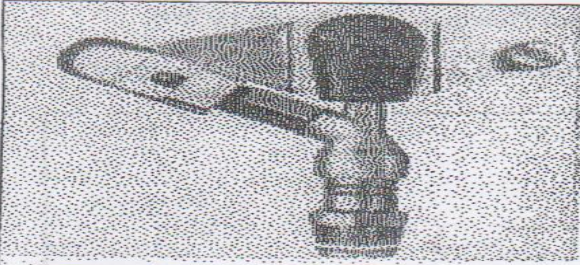
ANNEXE I

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	ANNUEL
Années	Précipitation												
1978-1979	0	103	29	36.8	56.6	155.9	100.3	42.3	4.9	19.1	0.3	0	547.9
1979-1980	56.1	92.6	58	46.6	71.4	13.8	71.7	45.7	44	0.6	1.1	0.5	502.1
1980-1981	3.5	23.4	11.6	147.5	26.3	59.7	34	75.9	14.7	0.4	0	1.5	398.5
1981-1982	0	12	0	64.3	69.4	93.4	23.1	20.1	26.6	0	0	0.6	309.5
1982-1983	0	12	0	64.3	69.4	93.4	23.1	20.1	26.6	0	0	0.6	309.5
1983-1984	0	3.1	91	41.5	50.8	67.8	47.8	25	74.6	11.2	0	0	412.8
1984-1985	6.7	47.9	76.1	74.3	37.4	42.9	67.5	11.5	30.5	1.8	0	0	396.6
1985-1986	8	30	49.8	43.4	111.5	104.7	62.8	23.8	3	21.9	1	2.9	462.8
1986-1987	32.3	46.6	42.7	117.3	50	119.9	6	1.5	8.4	4	0.4	0	429.1
1987-1988	17.6	43	76.7	33.2	48.1	5.6	36.9	32.8	34.3	5.4	0	0	333.6
1988-1989	7.6	15.5	20.9	75.6	8.1	25.5	55.7	36.6	17.3	11.5	1.4	15.9	291.6
1989-1990	18.6	8.5	23.4	16.4	67.2	0	48	80	35.2	0	0	0	297.3
1990-1991	0.4	32.4	54.1	57.8	49.5	62.8	75.2	18.2	8.2	1.5	3.6	2.7	366.4
1991-1992	1	18.2	42	2.4	81.9	13.3	66.8	36.3	33.8	16.1	10.3	0	322.1
1992-1993	0	20.9	35.2	19.3	5.7	43.8	9.9	59.7	25.7	0	0	1.9	222.1
1993-1994	20.5	20.3	34.2	26.1	40.3	41.2	2.2	21.9	9.6	0	0	0	216.3
1994-1995	64.6	45.3	29.7	19.3	80.5	7.5	44.9	10.3	0	9.1	0	11.3	322.5
1995-1996	43.3	29.8	51	36.7	75.6	99.4	87.2	41	34.7	2.3	11.7	1	513.7
1996-1997	48.7	30.4	15.1	37.8	79.9	8	0.5	136.8	14.2	0.4	5.5	17.3	394.6
1997-1998	11.9	46.9	154	24.9	13.5	40.1	9.5	47.5	92.5	0	0	0	440.4
1998-1999	13.3	31.2	28.3	23.3	71.8	78	76.7	1.4	0.3	0	0	0.7	325
1999-2000	31.9	16	51.1	106.6	3	0	7.2	18.7	17.7	0	0	0	252.2
2000-2001	22.2	81.4	81.1	33	107.3	25	2.6	46.4	13.2	0	0	0	412.2
2001-2002	19.7	1.4	112	31.5	28	5	45.5	45.3	41.1	0	0	9.8	339
2002-2003	0	12	58.2	30.3	118.1	63.8	14.4	34.7	32.3	1	0	0	364.8

2003-2004	3.5	19.1	63.5	71.8	24.2	46.5	7.1	41.7	60.1	10.6	1.6	0	349.7
2004-2005	0	37.6	24.8	63.3	17	79.4	27.3	1.5	1	0	0	0.3	252.2
2005-2006	21	36	61.4	54.4	35.5	69.4	15.5	5.2	71.7	7	0.5	1.2	378.8
2006-2007	17.4	0	0	88.2	27.3	60.8	49.2	66.6	34.2	0	0	0	343.7
2007-2008	39.8	31.7	40.7	16.6	21	31.8	34.8	12.6	53.6	11.7	7.3	0	301.6
2008-2009	9.1	35.6	46.2	64.4	61.2	21	51.9	74.4	15.3	2	0	2	383.1
2009-2010	48.1	34.5	47.3	55.6	59.5	103.8	70.2	19.9	12.1	1.3	0	39.8	492.1
2010-2011	22.3	45.1	81.9	27.5	102.5	55.2	21.1	54.1	74.5	22	0.8	0	507
2011-2012	8.4	25.3	73.1	18.3	24.3	96.9	26.3	123.8	7.1	0	0	0	403.5
2012-2013	0	46.8	102	7.4	56.3	10.9	72.8	60.6	40	0	1.5	1.3	399.7
Moyenne	17.07	32.4	50.4	47.9	52.8	52.75	39.88	39.83	28.94	4.59	1.34	3.18	371.3

Source : ANRH

ANNEXE II



Caractéristiques de l'asperseur circulaire PERROT ZF 30

1 buse
angle de jet 30°
Raccord fileté 1"

Ø de la buse mm	pression à la buse bar	portée m	débit m³/h	espacement m		surface irriguée m²		densité d'asperseur mm/h	
				□ disp.	△ disp.	□ disp.	△ disp.	□ disp.	△ disp.
4,0	2,5	13	0,93	12/18	18/18	216	324	4,3	2,88
	3,0	14,5	1,02	18/18	18/24	324	432	3,16	2,36
	3,5	15,3	1,11	18/18	18/24	324	432	3,42	2,57
	4,0	16	1,19	18/18	18/24	324	432	3,71	2,76
4,2	2,5	13,5	1,04	12/18	18/24	324	432	4,8	2,42
	3,0	15	1,14	18/18	18/24	216	432	3,52	2,64
	3,5	15,8	1,23	18/18	18/24	324	432	3,8	2,85
	4,0	16,5	1,32	18/24	24/24	324	576	3,06	2,3
4,5	2,5	14	1,20	18/18	18/24	432	432	3,71	2,78
	3,0	15,5	1,32	18/18	18/24	324	432	4,07	3,05
	3,5	16,3	1,42	18/18	18/24	324	432	4,38	3,29
	4,0	17	1,52	18/24	24/24	324	576	3,52	2,64
4,8	2,5	14,5	1,38	18/18	18/24	432	432	4,27	3,2
	3,0	16	1,51	18/18	18/24	324	432	4,66	3,5
	3,5	16,5	1,63	18/24	24/24	324	576	3,78	2,82
	4,0	17	1,75	18/24	24/24	432	576	4,05	3,04
5,0	2,5	14,5	1,48	18/18	18/24	432	432	4,57	3,43
	3,0	16,5	1,63	18/18	18/24	432	432	5,04	3,77
	3,5	17	1,76	18/24	24/24	324	576	4,08	3,05
	4,0	17,5	1,88	18/24	24/24	324	576	4,35	3,26
5,5	2,5	15,2	1,82	18/18	18/24	432	432	5,62	4,22
	3,0	17	1,99	18/24	24/24	432	576	4,81	3,45
	3,5	17,5	2,14	18/24	24/24	324	576	4,95	3,71
	4,0	18	2,29	18/24	24/24	432	576	5,31	3,98
6,0	2,5	16,2	2,16	18/24	24/24	432	576	5,00	3,75
	3,0	17,5	2,37	18/24	24/24	432	576	5,50	4,12
	3,5	18	2,56	18/24	24/24	432	576	5,92	4,43
	4,0	18,5	2,74	18/24	24/24	432	576	6,35	4,76
7,0	2,5	17,5	2,96	18/24	24/24	432	576	6,9	5,1
	3,0	18,0	3,22	18/24	24/24	432	576	7,5	5,6
	3,5	18,5	3,48	24/24	24/24	576	576	8,0	6,0
	4,0	19,0	3,73	24/24	24/30	576	720	8,5	6,2

Figure IV.48 : fiche technique d'un arroseur

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

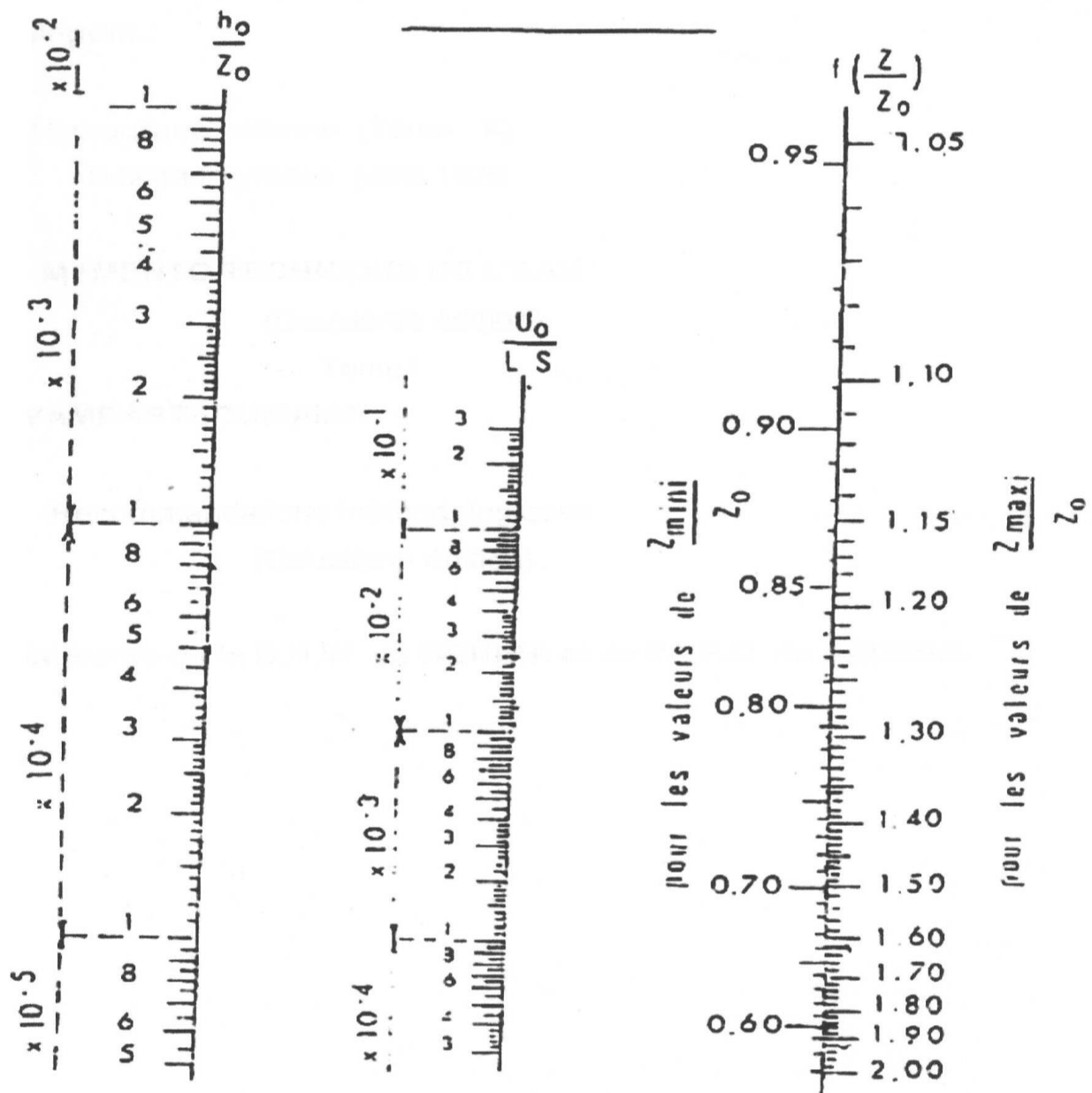


PLANCHE XXVII