

République Algérienne Démocratique et Populaire

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT 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 :

**Etude du périmètre d'irrigation d'El Assafia 450 ha a partir
de la station d'épuration de Laghouat (W.Laghouat)**

Présenté par :

BENHARZALLAH Djamel abdelnaceur

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^r MEDDI Mohamed	Professeur	Président
M ^{me} MEDJDOUB Sonia	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} SAADOUNE Samra	M.A.B	Examinatrice
M ^r KOLAI Djafer	Assistant	Examineur
M ^{me} MAZOUZI Sabra	M.A.B	Promotrice

Septembre 2015

∞ REMERCIEMENTS ∞

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail et ce cursus universitaire.

Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de ma promotrice M^{me} MAZOUZI, pour l'aide qu'elle m'a offert durant la période de réalisation de ce travail et encore plus sa confiance et ses encouragements.

Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Je remercie les Les enseignants de ENSH pour leurs conseils et orientations et spécialement M^{me} AZIEZ et M^rBENKACI .

Mon derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amies de la promotion 2015, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin, à savoir : SOUIKEUR.D , BENAOIDA.A MOUDJAHED.B.B ,BETTAYEB.A et et les autres ...

Grands mercis à vous tous.

∞ DÉDICACE ∞

À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pensée pour se rappeler de ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans qu'on leur demande, soutenus sans réserve, aimés sans compter, ces personnes qui en cru en nous et que grâce à qui notre bonheur et joie reviennent de droit, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur. Que le tout puissant nous garde ces personnes très chères à nos cœurs.

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :

À ma très chère mère MASSAOUDA à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien.

À mon frères BACHIR et THEMEUR qui m'a soutenu et à su me donner courage au moment venu.

À tous les membres de la famille : BENHARZALLAH ET BOULANOUAR

À mes très chères amies IMENE, KAOUTHER

À tous (tes) mes collègues

Le long de ma vie, J'ai été entouré de personnes magnifiques qui m'ont donné le meilleur d'eux même sans rien attendre en retour, je crois qu'aujourd'hui il est le temps de leur dédiés du fond du cœur ce modeste travail pour les remercier : SOUIKEUR.D , BENAIDA.A MOUDJAHED.B.B ,BETTAYEB. BOUEAIANE.A La liste est assez longue, je vous remercie pour tous les sentiments d'amitié que vous avez envers moi et dont je suis fier.

A tous et à toutes, je dédie ce travail

DJAMEM ABDELNACEUR 2015 ∞



ملخص

هذه المذكرة تدخل ضمن إطار سياسة تسيير مساحات السقي ، والتي تسمح بالحصول على عائد مرتفع من الإنتاجية، وذلك باستخدام أفضل تقنيات السقي الحديثة، مع المحافظة على الموارد المائية، مع مراعاة الظروف المناخية، ونوعية التربة ونوعية المياه المستعملة.

إن استخدام الأساليب النوعية لتحديد الاحتياجات من المحاصيل تؤدي إلى زيادة كفاءة استخدام المياه. إن الهدف من هذه المذكرة، تنمية الري الفلاحي في المنطقة الجافة بمدينة العسافية بولاية الاغواط وذلك بزيادة نظام السقي الموضوعي و هو النظام الأكثر كفاءة.

Résumé

Ce mémoire entre dans le cadre de la politique de gestion des périmètres, qui permettent d'obtenir un rendement élevé de la productivité, en utilisant les meilleures techniques d'irrigation, tout en préservant les ressources hydriques, et en tenant compte des conditions climatiques ainsi que la qualité du sol et la qualité des eaux utilisées.

En utilisant des méthodes qualitatives pour déterminer les exigences de cultures et présenter de manière à ce que l'efficience de l'eau soit maximale, le mémoire aborde l'aménagement hydro-agricole en zone semi-aride dans la commune Al assafia wilaya de Laghouat en se basant sur le système d'irrigation localisée comma comme etant le système le plus efficient.

Abstract

This thesis is part of the management schemes policy, which allow obtaining a high yield of productivity, using the best techniques of irrigation, while preserving water resources, taking into account climatic conditions, soil quality and water quality. Using qualitative methods to determine the requisite of crops and presented in a way that water efficiency is the best , the study addresses hydro-agricultural development in semi-arid area in the region of Laghouat focusing on localized the irrigation system which is the most efficient system.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction :	2
I. Situation géographique de la zone d'étude	2
II. Données naturelles du site :	3
II.1 topographique et relief:.....	3
II.2 Géologie :	3
II.3 Hydrogéologie :	8
II.4 Pédologie :	9
II.4.1. Classification des sols:.....	9
II.4.2 Caractéristiques physiques du sol :.....	10
II.4.3. La perméabilité	10
II.5 Hydrographie :	12
III Situation climatique :	12
III.1 Climat :	12
III.2 Température :	12
III.3 Vents :	13
III.4 Humidité :	13
III.5 Pluviométrie :	14
III.6 Climogramme de GAUSSEN :	15
III.7 Les indices climatiques :	16
IV. Situation Agricoles :.....	18
Conclusion :	19

Chapitre II : Présentation de la station d'épuration de la ville de LAGHOUAT

Introduction :	20
I. Situation géographique de la station d'épuration de la ville de Laghouat:	20
II Capacité de la station d'épuration :	21
III Généralité sur les étapes d'épuration :	22
IV. Procèdes de traitements :.....	23
V. Description des différents ouvrages de la station d'épuration :	24
VI. Paramètres physico-chimiques :.....	27
VI.1. paramètres physiques:.....	27
VI.2. paramètres chimiques:.....	27
Conclusion :	29

Chapitre III : procédés et Techniques d'arrosage de cultures agricole

Introduction :	30
I. Systèmes d'irrigation par aspersion :	30
I.1 Principaux types d'installation individuelle d'arrosage par aspersion :	30
I.2 Eléments d'une couverture intégrale	30
I.3 Différentes installations des systèmes aspersion :	31
I.4 principaux agencements des éléments d'une installation d'arrosage par aspersion :	32
I.5 Arroseurs et leurs dispositions :	32
I.6 Arroseurs rotatifs :	32
II. Goutte à goutte :	33
II.1 Organes de distribution :	33
III. Techniques d'irrigation à la parcelle :	34
III.1 Techniques d'irrigation de surface :	35
III.2 L'irrigation par submersion :	42
III.3 Irrigation mixte :	42
III.4 Techniques d'irrigation par sub-irrigation :	45
Conclusion :	45

Chapitre IV : Etude Hydrologique

Introduction :	46
I. Etude des précipitations maximales journalières :	46
I.1 Les caractéristiques empiriques :	48
II. homogénéité de la série :	48
III. Ajustement de la série pluviométrique :	51
III.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel	51
III.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton	54
IV. Détermination de l'année de calcul:	56
Conclusion:	57

Chapitre V : Calcul des besoins en eau des cultures

Introduction :	58
I. Etude agronomique:	59
I.1. Le choix des cultures :	59
II. L'assolement:	60
III. Calcul de l'évapotranspiration :	60
III.1. Calcul de l'évapotranspiration de référence	61
III.2. Evaporation maximale de culture (ETP) :	62
IV. Calcul du besoin en eau d'irrigation pour les cultures d'assolement :	62
IV.1 Besoin en eau de la Bersim :	63
IV.2 Besoin en eau de tomate :	63
IV.3 Besoin en eau de Pomme de terre :	64
IV.4 Besoin en eau du Carotte :	64

IV.5 Besoin en eau des Abricotier :	65
V. Besoins mensuel en eau des cultures :	65
VI. Calcul du débit spécifique :	66
Conclusion:.....	66

CHAPITRE VII : Dimensionnement de réseau

Introduction	67
I. Calcul du débit fictif continu :	67
II. Calcul du débit caractéristique du périmètre:	67
III. Choix du type de borne :	70
III.1. Pression demandée aux bornes d'irrigation :	70
III.2. Choix de diamètre de la borne :	71
III.3. Débit aux bornes :	71
IV. Calcul hydraulique des canalisations	74
IV.1 Tracé du réseau de distribution	74
IV.1.1. Tracé par proximité	74
IV.1.2 Tracé à 1200 :	74
IV.1.3 le tracé économique :	74
IV. 2 Caractéristiques de la conduite principale (CP) et le réseau de distribution:.....	75
IV.2.1 Choix du type de matériau	75
IV.2.2 Calcul des diamètres des conduites	75
Conclusion.....	85

Chapitre VII : Dimensionnement d'un réseau goutte a goutte

Introduction	86
I. Données générales :	86
II. Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée.....	86
II.1. Influence du taux de couverture du sol.....	86
II.2. Dose pratique (Dose nette) :	87
II.3. Fréquence des arrosages	88
II.5. Durée d'arrosage journalier :	88
II.6. Nombre de poste :	88
II.7 Surface du poste :	89
II.8 Surface correspondant à une rampe	89
II.9 Nombre de rampes par postes :	89
III. Calculs hydrauliques :	89
III.1. Condition hydraulique:.....	89
III.1.1 Calcul des pertes de charge :	90
III.2. Débit des rampes et des porte-rampes	90
III.3. Débit de la conduite secondaire :	90
III.4. Dimensionnement des différentes parties du réseau :	90
III.5. Vérification des pertes de charges :	91
III.6. Calcul de Diamètre de la rampe :	91
III.7. Calcul de Diamètre de la porte rampe :	92

III.8.Calcul des diamètres des conduites secondaires :	92
III.9.Calcul de diamètre de conduites secondaires :	92
III.10.Calcul du diamètre de la conduite principale à la sortie de la borne :	92
III.11.La pression d'eau à la borne de distribution	93
Conclusion.....	94

Chapitre VIII : Etude De La Station De Pompage et l'adduction

Introduction	95
I. Dimensionnement du réservoir de distribution :	95
I.1 Volume du réservoir :	95
II. Dimensionnement de la station de pompage :	96
II.1 Données de base	96
II.2 Dimensionnement de la bache d'aspiration :	96
II.3 Détermination de la hauteur d'élévation	97
II.4 Choix de type et nombre des pompes	98
II. 5.Détermination de la hauteur admissible d'aspiration :	99
II.6 Choix du moteur électrique :	100
III. Etude du système d'adduction :	102
III.1 Choix du matériau de la conduite :	102
III.2 Calcul du diamètre	102
III.3 Frais d'exploitation	102
III.4 Frais d'amortissement :	103
III.5 Le coût total :	104
III.6 Protection contre les coups de béliers	105
III.6.1. Calcul du volume du réservoir d'air :	106
Conclusion.....	109

Chapitre VIII : Evaluation du cout du projet

Introduction	110
I. Devis de réseau d'irrigation localisée.....	110
II. Devis de station pompage :	111
III. Dépenses des travaux :	112
Conclusion.....	113
CONCLUSION GENERALE	114
Annexe	
Référence Bibliographie	

Liste des tableaux

Tableau I.1: Formations aquifères de la région	8
Tableau I.2.: Pédologie du sol	9
Tableau I.3 ; Résultats analytiques	11
Tableau I.4 : Températures moyennes mensuelles	12
Tableau I.5 : Températures Moyennes annuelles:	12
Tableau I.6 : direction et fréquence des vents:	13
Tableau I.7 : Vitesses maximales des vents avec leurs directions.....	13
Tableau I.8 : Humidité-Evaporation.	14
Tableau I.9 : Précipitations mensuelles	14
Tableau I.10 : Précipitations moyennes et pluies efficaces mensuelles	15
Tableau I.11: Limite des climats d'après l'indice climatique de Martonne	17
Tableau I.12 : Distribution des cultures et élevages existant dans la région	19
Tableau II.1 : Paramètres physiques et chimiques.....	28
Tableau IV.1 : Identification de la station de KSAR EL HIRANE.....	46
Tableau IV.2 : Précipitations mensuelles	47
Tableau IV.3 : caractéristiques de la série des précipitations.....	48
Tableau IV.4 : Le procédé de test d'homogénéité.....	49
Tableau IV.5 : Ajustement à la loi de Gumbel	52
Tableau IV.6 : Ajustement à la loi de Galton	54
Tableau IV.7: Précipitations mensuelles moyenne.....	56
Tableau IV.8: Précipitations de projet:.....	56
Tableau V.1: Calendrier cultural des différentes cultures.	60
Tableau V.2 : Evapotranspiration:	62
Tableau V.3 : Besoin en eau de la Bersim	63
Tableau V.4: Besoin en eau de tomate.....	63
Tableau V.5 : Besoin en eau de Pomme de terre	64
Tableau V.6 : Besoin en eau du Carotte	64
Tableau V.7 : Besoin en eau des Abricotier	65
Tableau V.8 : Besoins mensuel en eau des cultures	65
Tableau VI.1 : Les débits au niveau de chaque ilot.....	68
Tableau VI.2 : Choix de diamètre de la borne.....	71
Tableau VI.3 : débit au niveau des bornes et des prises	71
Tableau VI.4 : Calcul des diamètres des Conduite.....	76
Tableau VI.5: Résultats de calculs (Altitudes des nœuds, demande, charge totale et pression).	81
Tableau VI.6 : Les résultats de calculs (les débits, les vitesses et les pertes de charge)	82
Tableau VI.7: Seuil des vitesses admissibles en fonction des diamètres	84
Tableaux VII.1 : Calcul de Diamètre de la rampe.....	92
Tableaux VII.2 : Calcul de Diamètre de la porte rampe.....	92
Tableaux VII.3 : Calcul du diamètre de la conduite secondaire.....	93

Tableaux VII.4 : Calcul de diamètre de la conduite principale à la sortie de la borne.....	93
Tableaux VII.5 : Les pertes de charge de la borne jusqu'au le goutteur le plus défavorable.	94
Tableau VIII.1: Dimensions du réservoir de distribution.....	96
Tableau VIII.2: Dimensions de la bêche d'aspiration.....	97
Tableau VIII.3: Variantes pour le choix du nombre de pompes	99
Tableau VIII.4 : Variation du coefficient K en fonction de la puissance.....	101
Tableau VIII.5: Caractéristiques du moteur électrique choisi.....	102
Tableau VIII.6: Frais d'exploitation.....	103
Tableau VIII.7: Frais d'amortissement.....	104
Tableau VIII.8: Coût total	104
Tableau VIII.9: Caractéristique de la conduite de refoulement	105
Tableau XI.1 Factures pro-forma des pièces du réseau d'irrigation.....	110
Tableau IX .2 : liste des pièces d'adduction, pompage et le bassin.....	111
Tableau IX .3. Calcul de terrassement	113

Liste des figures

Figure I.1 : Carte de Situation Géographique de la région d'étude	2
Figure I.2 : Carte de Situation Géographique et Géologique de la région d'étude	7
Figure I.3 : Climogramme de GAUSSEN:	16
Figure I.4 : Climogramme pluviométrique d'EMERGER.....	18
Figure II.1 : Carte de Situation Géographique de la STEP.....	21
Figure II.2 : Diagrammes des étapes d'épuration	22
Figure III.1 : Schéma de l'irrigation par planches	36
Figure III.2 : Schéma de l'irrigation par rigole de niveau:	37
Figure III.3 : Schéma de l'arrosage par rases	38
Figure III.4 : Schéma de l'irrigation par plans inclinés.....	39
Figure III.5 : Schéma de l'irrigation par ado	40
Figure III.6 : Schéma de l'irrigation par corrugation.	41
Figure III.7 : Schéma de l'irrigation par épandage de crue avec circulation de l'eau en chicanes	43
Figure III.8 : Schéma de l'arrosage a la raie par sillon:	44
Figure IV.1 : Ajustement à la droite de Gumbel.....	53
Figure IV.2 : Ajustement à la droite de Galton.....	55
Figure VI.1 : Simulation du réseau de distribution.....	80
Figure VII.1 .Schéma explicatif de goutteur le plus défavorable	94
Figure VIII.1 : Graphique du choix du diamètre économique	105
Figure XI.1 : Coupe transversal:	112

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Schéma General de L'aménagement du périmètre El ASSAFIA W.LAGHOUAT

Planche N° 2 : Caractéristique du Réseau du périmètre El assafia w. Laghouat.

Planche N° 3 : PROFIL EN LONG D'ADDUCTION DU PERIMETRE AL ASSAFIA W.LAGHOUAT.

Planche N° 3 : Réseau Goutte a Goutte du Perimetre EL ASSAFIA W.LAGHOUAT

INTRODUCTION GENERALE

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

Très limitée, la ressource en eau est de plus en plus menacée par les conséquences des activités humaines. Le nombre croissant d'utilisateurs nous oblige aujourd'hui à gérer cette ressource de manière intégrée et efficace, dans une perspective de long terme, et ainsi à trouver des solutions innovantes pour répondre à la demande.

Dans le domaine de l'irrigation, la solution consiste à identifier les futurs projets en adoptant les techniques et les procédés d'arrosage qui utilisent d'une façon rationnelle et efficace les volumes d'eau réservés.

Les ressources en eau représentent un élément fondamental dans le développement économique d'un pays. Les interférences du secteur de l'hydraulique avec les autres secteurs économiques ont fait de lui un élément préalable pour la concrétisation des objectifs prioritaires pour le développement de l'agriculture.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre mémoire de fin d'étude. En effet, le périmètre d'irrigation d'El assafia situé dans la Wilaya Laghouat représente une riche entité agricole où l'on pratique une agriculture de type agropastorale.

La réutilisation des eaux épures au niveau de la station d'épuration de Laghouat pourra permettre l'intensification des cultures dans une région très aride, où l'agriculture constitue la seule ressource de développement économique.

Ainsi, notre travail portera sur le dimensionnement d'un réseau d'irrigation, l'étude sera consacrée aux volets d'adduction et de distribution moyennant diverses techniques et lois hydrauliques qui répondent à nos conditions naturelles et techniques jusqu'à la borne d'irrigation pour faire fonctionner les différents systèmes d'arrosages projetés dans le périmètre d'El Assafia.

CHAPITRE I :
Présentation de la
zone d'étude

Introduction :

Avant d'entamer n'importe quel projet, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influent sur l'élaboration de ce projet, pour cela nous devons disposer de certaines données, notamment les données :

- Situation géographique de la zone d'étude
- naturelles du site.
- Situation climatique du site

I. Situation géographique de la zone d'étude :

Le périmètre **EL ASSAFIA** est à distance de 1 km de la ville de Laghouat, il est délimité par le chemin vicinal CW n°120 et oued M'zi et Benaceur Benchohra Au sud et Kef Seridja et bordj snouci à l'Est , et Kasr EL Hirane à l'ouest.

Le périmètre s'étale sur une superficie qui dépasse les 450 ha

Actuellement, il est cultivé en céréales, arboricultures, palmiers, dattiers, et quelques cultures potagères (marâcher).

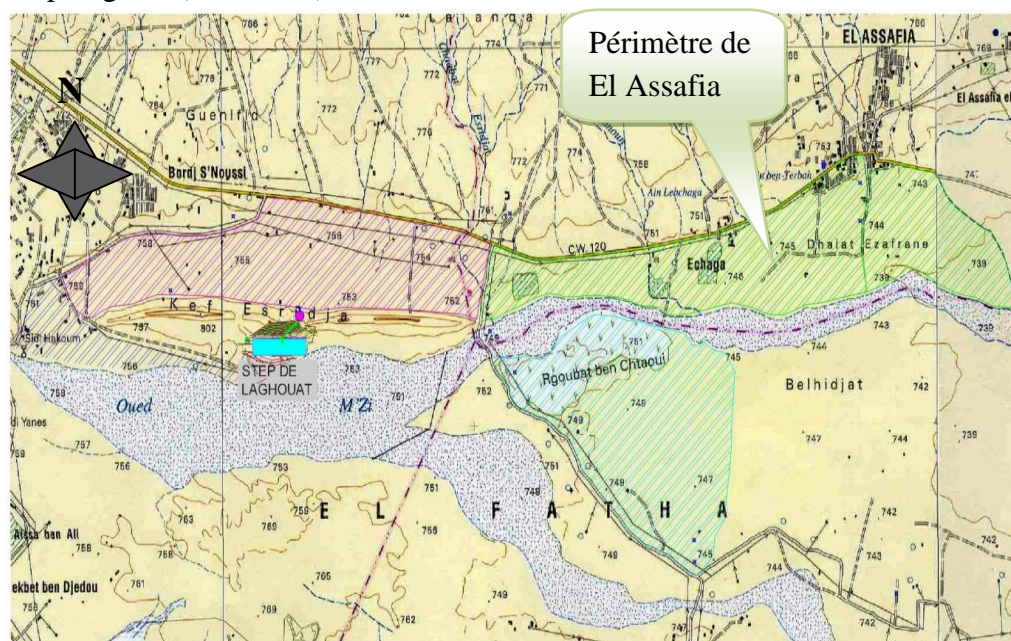


Figure I.1 : Carte de Situation Géographique de la région d'étude ECH 1 :5000

II. Données naturelles du site :

II.1 topographique et relief:

la zone d'étude accuse deux profils topographiques distincts :

- Au nord, la commune conserve une topographie générale caractérisée par le pied de contre fort du DJEBEL AMOUR, maillon de l'Atlas Saharien (altitude de 1000 à 1700m avec une pente de 12.5 à 25%).

Ce sont en général de hautes terres du genre steppique, habillées d'une couverture végétale essentiellement constituée de plantes d'alfa et de pâturage.

- Au Sud, partie des terres parcourues par le lit de Oued-M'zi, en pente douce (altitude de 700 à 1000 m, et d'une pente de 0 à 3%) jusqu'à l'extrémité sud de la wilaya prenant Contact avec le Sahara, elle est caractérisée par une partie désertique plate, recouverte en grande majorité par des sables.

EL ASSAFIA se situe à une altitude de 760 mètres, Latitude : 33° 47' 59 N et Longitude : 2° 52' 59 E, entourée par des chaînes de montagnes aussi bien du côté Nord que du Sud créant le chemin de parcours ou nids de deux oued « M'zi et M'Saad », ce qui partage le site en deux types de sol, les parties longeant les pentes des chaînes de montagnes et les terrains bas des jardins.

II.2 Géologie :

Le Nord-Ouest est occupé par les dernières pentes du djbel –Lahmar. Les régions sud-est et nord-ouest sont constituées par des formations marno-calcaires appartenant au système crétacé supérieur (Secondaire).

La ville se compose de deux parties coupées par un massif calcaire de direction Sud-Ouest et Nord- Est, elle est bâtie sur des accumulations et des dépôts quaternaires (marne).

EL ASSAFIA est érigée entre le KEF TEZZIGRARINE (820 mètres d'altitude) à l'Ouest et le Kef SERIDJA (790 mètres d'altitude) au sud.

La zone d'étude s'intègre dans la partie septentrionale de la plate forme saharienne. Le manque de données géologiques et hydrogéologiques sur ce secteur ne nous permet pas de donner beaucoup de détails.

Les formations géologiques en place sont exclusivement sédimentaires d'âge crétacé supérieur. Par endroits, ces terrains disparaissent sous une couverture de dépôts Mio-pliocène.

Ces formations ont été affectées par des phases tectoniques de type compressif qui sont à l'origine des structures géologiques.

1. Le barrémien :

Ce type de formation représenté par des grès barrémiens se trouve à des profondeurs de l'Ouest (400 m) vers l'Est (plus de 900 m) et du Sud (400 m) au Nord (plus de 700m).

2. l'Albien :

Il est représenté par des grès argileux, des sables et des Silistones. Son épaisseur varie de 250 à plus de 400m. Les grès albiens présentent un intérêt hydrogéologique certain. Ils constituent la nappe aquifère la plus importante du continental intercalaire.

3. Le Cénomaniens:

D'épaisseur oscillant entre 60 et 200 m, le Cénomaniens est à dominance argileuse et se présente de bas en haut comme suit:

- des argiles versicolores silteuses
- une alternance de rares bancs de marne et de gypse
- des argiles gypseuses vertes et rouges
- des calcaires dolomitiques et de dolomies
- des dolomies massives en falaises (corniches) plus ou moins fissurées et cavernueuses vers le sommet.

Les argiles de base du cénomaniens maintiennent souvent en charge la nappe albiens. De même, elles constituent le substratum imperméable des dolomies et calcaires du sommet du Cénomaniens qui sont en relation avec la nappe du Turonien

4. Le Turonien:

Le turonien est entièrement carbonaté. Il forme les falaises et l'ossature des monts de l'Atlas saharien et même de la plate forme saharienne (chebka du M'Zab). Il est constitué, à la base de calcaires dolomitiques massifs surmontés par des calcaires crayeux blancs et des dolomies à patine foncée en petits bancs et en plaquettes.

Son épaisseur varie de 50 à 120 m. A l'affleurement il est plus ou moins érodé. Ces sédiments sont fortement fissurés et les figures de dissolution (typiques du karst) sont nombreuses.

5. Le Sénonien:

Son épaisseur varie de 15 à 120 m. Il est fortement érodé et est constitué en gros de:

- ensemble 1:

Une série argileuse plus ou moins riche en évaporites (Anhydrite, sel,...) avec des bancs de dolomies et de calcaires. Dans certains secteurs, cette série n'a pas été reconnue (pas de dépôt). Quand elle existe et qu'elle n'est pas érodée, elle forme le toit de la nappe aquifère turonienne et contribue localement à sa mise en charge.

- ensemble 2:

Une série dolomitique blanchâtre.

- ensemble 3:

Une série carbonatée (calcaires et dolomies). Les bancs de calcaires et de dolomies peuvent constituer des aquifères de moindre importance que les réservoirs du turonien et de l'albien.

Là où la série argileuse de base est inexistante et là où le sénonien constitue un aquifère celui-ci est en continuité hydraulique avec la nappe du turonien.

6. L'Eocène:

Il est représenté par des calcaires blancs à silex à passées d'argilites. Son épaisseur ne dépasse pas les 30m dans la zone de Hassi R'mel.

7. Le Mio-pliocène:

Quand il existe, il est discordant sur les formations antérieures sous-jacentes. Il est hétérogène et constitué d'argiles, de niveaux de calcaires, de grès et de calcaires gréseux.

Localement, le Mio-pliocène est aquifère mais ses eaux sont de qualité médiocre.

8. Le quaternaire :

Cette formation de quaternaire correspond au dépôt de comblement des vallées et des terrasses d'oueds formant des plaines plus ou moins étendues. Ces dépôts sont représentés par des alluvions et des terrasses surmontées par des sables dunaires. On les retrouve notamment où l'on note une présence importante de dunes de sable.

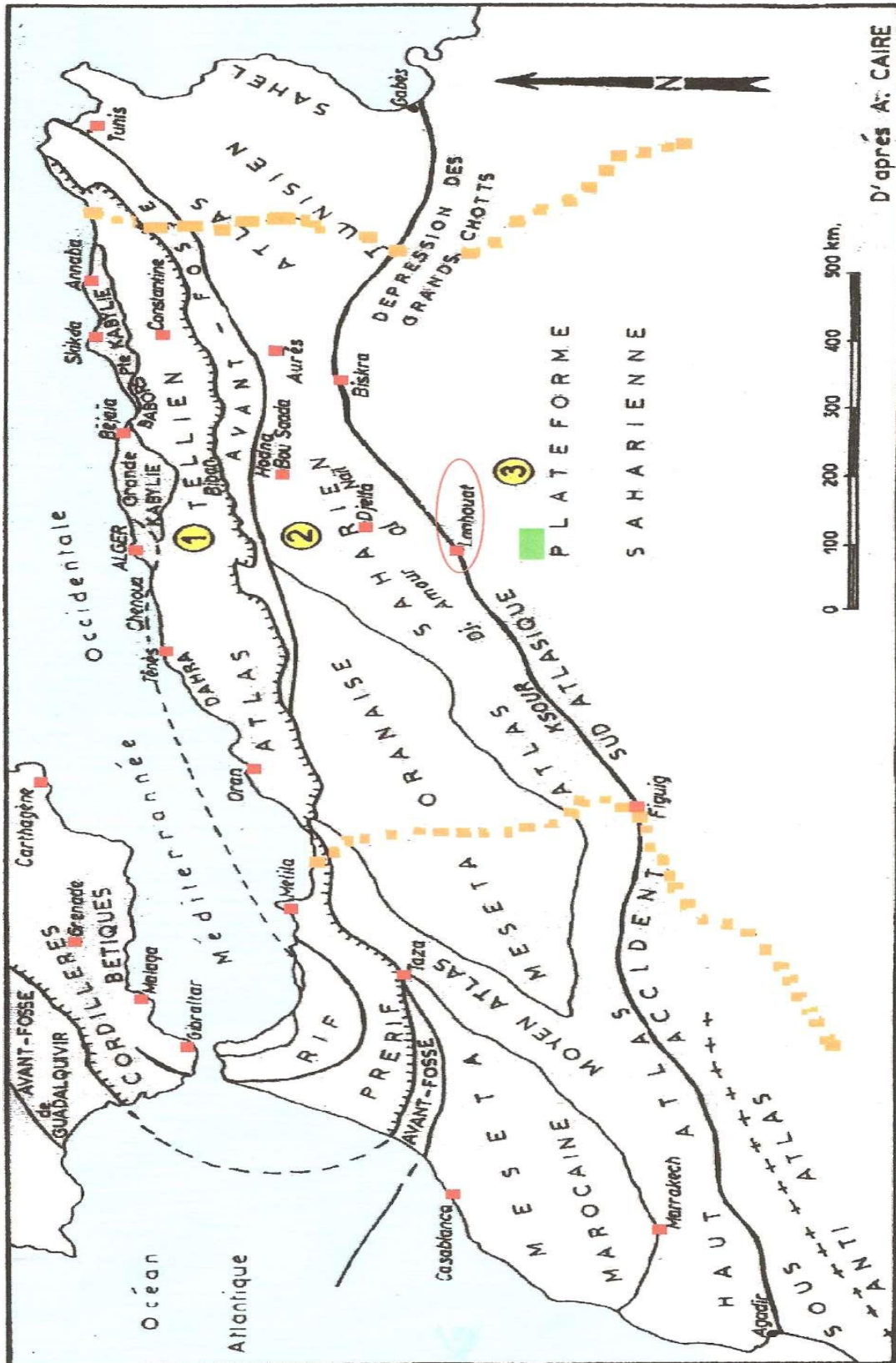


Figure I.2 : Carte de Situation Géographique et Géologique de la région d'étude

II.3 Hydrogéologie :

La région de EL ASSAFIA est caractérisée par une faible pluviométrie marquée notamment par une diminution Nord-Sud. L'évaporation est intense et représente près de 95% des précipitations.

Le ruissellement moyen annuel caractérisant Oued M'Zi (talweg principal du bassin le plus important de la wilaya de par sa superficie, sa position centrale et ses ressources) provient pour une part importante des crues. Il est compris entre 9 et 13.10 m³ soit seulement 1 à 1,5% des précipitations.

- Les ressources en eaux superficielles sont localisées dans l'Atlas saharien. Leur faible importance est liée à l'irrégularité du régime pluviométrique et à la forte évaporation.
- Les ressources en eaux souterraines sont nettement plus importantes. Elles sont contenues dans les aquifères figurants dans le tableau ci-après:
- Du point de vue hydrogéologique, les formations susceptibles de constituer des nappes aquifères potentielles pourraient être attribuées aux calcaires et calcaires dolomitiques du Turonien ou aux grès de l'Albien.

Tableau I.1: Formations aquifères de la région

Région physique	Formations	Réservoir aquifère	
Hauts Plateaux	Alluvions plio-quadernaires Alluvions quadernaires	Nappes alluviales	
Atlas Saharien	Calcaires Turoniens	Nappes des calcaires turoniens, localisées dans les synclinaux perchés	
	Grés	Albien	Nappes de grés albien
		Barrémien	Nappes de grés barrémiens
		Kimméridgien	Nappes de grés Kimméridgien
Plateau Saharien (zone du projet)	Alluvions du mio-plio quadernaire Sables et grés mio pliocène	Nappe alluviale de l'Oued M'Zi	
	Calcaires de l'Eocène inférieur, du Sénonien supérieur et du Turonien	Aquifère multicouche du complexe terminal	
	Grés de l'Albien	Aquifère du continental intercalaire	
	Grés du barrémien	Nappe de grés barrémiens	

En ce qui concerne l'alimentation en eau des plantes, le sol joue essentiellement un rôle d'un réservoir. Les caractéristiques de ce réservoir et son mode de fonctionnement sont essentiels de connaître dans un périmètre d'irrigation, et il s'agit pour un ingénieur de bien dimensionner le réseau de distribution ou pour les usagers de bien utiliser l'eau qui est mise à leur disposition.

Donc la pédologie est l'étude de reconnaissance des sols.

II.4 Pédologie :

En ce qui concerne l'alimentation en eau des plantes, le sol joue essentiellement un rôle d'un réservoir. Les caractéristiques de ce réservoir et son mode de fonctionnement sont essentiels de connaître dans un périmètre d'irrigation, et il s'agit pour un ingénieur de bien dimensionner le réseau de distribution ou pour les usagers de bien utiliser l'eau qui est mise à leur disposition.

Donc la pédologie est l'étude de reconnaissance des sols.

Dans cette partie on utilise les données du secteur Messaad par ce que il y a un manque de données pédologiques sur ce secteur qui nous étudions et les deux secteurs proches et les deux qui appartiennent à la zone steppe.

II .4.1. Classification des sols:

La typologie des sols de zone messaad d'après l'A.N.R.H est représentée dans le tableau suivant :

Tableau I.2.: Pédologie du sol

Classe	Sous classe	Groupe	Sous groupe	Famille	Séries
Sesquioxydes de fer	Sols rouges formes sous climat de type méditerranéen	Sols rouges peu lessives	vertique	Alluvions anciennes ou alluvions colluvions	sur encroûtement calcaire
Calcimagnésiques	Sols carbonatés	Brun calcaire	modal	Alluvions colluvions	sur sol noircis enterré

Sols peu évolués	Non climatique	D'apport alluvial	modal	Alluvions calcaires	profond
------------------	----------------	-------------------	-------	---------------------	---------

Source l'A.N.R.H DJELFA

II.4.2 Caractéristiques physiques du sol :

Le sol est caractérisé par un certain nombre de paramètres physiques mesurables. Les valeurs de ces paramètres sont généralement en fonction à la fois de la structure et de la texture du sol, sans toutefois leurs être rigoureusement liés.

II.4.2.1 La texture :

La texture d'un sol caractérise la dimension et la distribution des différents éléments qui le constituent, elle est déterminée par l'analyse d'échantillon du sol sur la terre fine obtenue après élimination par tamisage des graviers ou cailloux de taille supérieure à 2 mm.

L'analyse granulométrique est faite au laboratoire, en utilisant la pipette de Robinson basée sur la loi de Stockes.

II.4.2.2 La structure :

La structure d'un sol est définie par le rapport de ses constituants les uns par rapport aux autres.

Des sols de texture identique peuvent avoir des structures différentes, plus ou moins stables et plus ou moins favorables à la pénétration de l'eau, de l'air et des racines.

II.4.3. La perméabilité

La perméabilité du sol est définie par sa vitesse d'infiltration qui est la vitesse apparente de l'eau s'écoulant à travers un sol saturé, sous une pente motrice égale à l'unité c'est le Coefficient K de la loi de Darcy. Selon les différentes valeurs de K, on peut classer les sols comme suit :

Sols imperméables	$K < 10^{-6}$ m/s
Sols peu perméables	$10^{-6} < K < 5 \cdot 10^{-6}$ m/s.
Sols perméables	$5 \cdot 10^{-6} < K < 5 \cdot 10^{-5}$. m/s

Sols très perméables $K > 5.10^{-5}$ m/s

La perméabilité est déterminée au laboratoire d'après la quantité d'eau s'écoulant par unité de temps, en travaillant sous charge constante.

- **Description du profil :**

0-2 cm : sable grossier avec très fins graviers de quarts blanc et rose

2-35 cm : sec, humide brun, effervescence généralisée, graviers peu abondants

Texture équilibrée, **structure** fragmentaire peu nette polyédrique subanguleuse moyenne a fin nombreuse racine fins et moyenne transition très nette

35-70 cm : sec, humide rouge, effervescence localisée, graviers peu abondants,

Texture sableuse, structure particulière, racines fins et moyenne

> 70 cm : horizon de **texture** limono sableuse, présence de pseudomycelium calcaire dans les pares

Tableau I.3 ; Résultats analytiques

P (cm)	GRANULOMETRIE					MAT,ORG	CO Ca	PH	CE (mmhos/cm)	PF 4,2
	A	L	LG	SF	SG					
2 * 35	17	13	18	23	27	0,77	9	7,6	1,8	3,6
35 * 70	7	6	6	38	43	0,5	5	7,8	1,8	1,4

- **La texture :**

Varier de grossière a moyenne (parfois fin) avec une hétérogénéité plus moins grande dans le profile

- **La structure :**

Généralement lamellaire sur les premiers centimètres peut être parfois polyédrique

Subanguleuse moyenne a fine très nette (faciès de sol bruns)

Elle reste cependant mal définie [10]

II.5 Hydrographie :

Contrairement aux villes des grands espaces sahariens. EL ASSAFIA compte un important potentiel hydraulique, émanant des écoulements de deux oueds, le premier « Oued M'zi » qui coule sur des Kilomètres à travers la Wilaya. Son influence touche la quasi-totalité du nord-est de la ville. Ce passage permet une excellente alimentation des puits de la palmeraie ainsi que de la nappe souterraine.

Le deuxième Oued « M'Saad » coule quant à lui du côté sud de la ville, ce qui permet d'alimenter les puits des jardins situés dans cette partie de l'Agglomération. Pendant les fortes crues, ces deux Oueds provoquent des inondations dans les Zones habitées.

III Situation climatique :

III.1 Climat :

Le climat de EL ASSAFIA est du type saharien, marqué par un été très chaud d'une moyenne de 37°C et un Hiver froid avec une température minimale atteignant parfois -6°C. L'aridité s'accroît au fur et à mesure que l'on s'éloigne en direction du Sud.

III.2 Température :

La variation de température est assez sensible au voisinage des hautes terres de l'atlas saharien. Voir tableau III.2 et III.3

Tableau I.4 : Températures moyennes mensuelles

Paramètres	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	An
Températures min (°c)	2.4	3.9	6.3	9.7	14.3	18.6	22.2	21.9	17.5	11.8	6.6	2.7	11.49
Températures max(°c)	14.3	16.8	19.3	22.6	28.3	32.6	37.4	37.1	31.2	24.8	18.8	14.2	24.78

Source : Station météorologique Laghouat (2006)

Tableau I.5 : Températures Moyennes annuelles

Année	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004
T _{moy} (c°)	18.2	19.2	18.6	19.6	18.6	19.9	18.9	19.4	18.9

Source : Station météorologique Laghouat

III.3 Vents :

Pour une année d'observation, nous recueillons une généralité des fréquences moyennes des vents exprimée en heures pour toutes les directions.

Tableau I.6 : direction et fréquence des vents

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Sept	Oct	Nov	Dec
Vitesse des vents (km/j)	199	207	190	225	225	216	190	181	199	207	190	190

Source : Station météorologique Laghouat

Les vents dominants sont de Direction OUEST et SUD OUEST.

Le SIROCO souffle 65 a70 jours par an, il est fréquent du côté nord et ouest, généralement en juillet sur les hautes terres du Nord et de l'Ouest, ainsi que les mois de juin et juillet sur les basses terres.

Le CHEHILI venant du Sud provoque certains dégâts, dessèchements, déshydratation ...etc. Ces vents sont souvent violents et leur vitesse varie de 15 à 30 m/s soit 58 à 108 km/h, et de direction sud-ouest (fréquence 687 heures/mois). Ce sont des Vents fréquents et cycliques.

Tableau I.7 : Vitesses maximales des vents avec leurs directions.

Année	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004
V _{max} (m/s)	NNW 29	N 30	NW 28	WNW 28	W 25	NNW 36	NW 24	NW 25	WNW 35

Source : Station météorologique Laghouat

L'absence de la couverture végétale conduit à la désertification de la région ainsi que la création des vents de sable. Ces derniers ont des effets nuisibles sur le réseau d'assainissement qui se traduisent par le colmatage des conduites.

III.4 Humidité :

La région de EL ASSAFIA , à climat saharien, a un degré hygrométrique moyen faible. Mais une simple averse peut rapidement relever le taux hygrométrique et si les précipitations durent, l'humidité de l'air peut arriver à la saturation, même en été. Par contre, les années de sécheresse, l'hygromètre affiche alors, un peu au-dessous de 20% d'humidité en hivers et dépasse légèrement les 10% en été. (Tableau III.6)

Tableau I.8 : Humidité-Evaporation.

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	An
Humidité Moy. Mens. An en %	59	54	48	44	40	36	31	35	46	57	61	62	47,75
Évaporation au Pichet (mm)	73	84	168	179	229	285	351	294	190	145	76	67	178

Source : Station météorologique Laghouat (2006)

III.5 Pluviométrie :

Les précipitations de la région de EL ASSAFIA sont de types irréguliers et insuffisants, la région a connue une grande période de sécheresse durant la décennie écoulée. L'analyse statistique de la station de KSAR EL HIRANE code 060403 et d'altitude 710 m sur une période allant de 1984 à 2005 (22) ans dont 22 ans entiers donnent une moyenne interannuelle de l'ordre de **90.96** mm. (Tableau III.7)

Tableau I.9 : Précipitations mensuelles (mm) 1984-2005 (060403)

Mois Années	sept	oct	nov	dec	janv	fer	mars	avril	mai	juin	juil	aou	P _{annuel}
1984	13	16	6	1	21,2	3,2	5,5	0	20,4	0	0	1	87,3
1985	4,5	4	32,8	5	3	2	19,8	1,5	25,1	0	2	0	99,7
1986	6	16,4	6	0,5	16,4	3	8,2	3	8,2	16,4	0	4,5	88,6
1987	0	12,2	1	4,5	6	2,5	1,5	4,2	19,4	22,6	4,4	0	78,3
1988	3	12,7	3,5	2,5	9,7	1	12,7	8,7	0,8	19,4	0	4,6	78,6
1989	1	3,7	1,5	1	18,8	0	4	36,8	31,4	2,8	6	2	109
1990	8,7	0	13,2	3,5	9,9	11,7	16,4	4	9,2	0	0	1,9	78,5
1991	12,2	2,5	18,6	13,2	0	2	0,5	15,4	2,3	12,7	0	0	79,4
1992	24,2	0	1,3	1,4	1,2	4,5	0	0,5	17,1	2,7	11,5	0	64,4
1993	2,7	6,5	2,8	1,5	5,5	3,5	15,4	0	0	1,8	0	1,9	41,6
1994	22,9	16,2	5,3	0	0	1,5	5,3	1,9	0	13	0	1,8	67,9
1995	10,2	8,2	3,5	24,6	16,5	4,5	24,3	49,6	5	26,8	5,5	0	178,7
1996	9,5	11,7	0	3	0,9	6	0,8	14,8	19,3	3,2	0	4	73,2

1997	24,6	16,5	8,2	20,4	4,3	1	11,2	3,8	5,9	0	0	0	95,9
1998	17,4	1,8	0	1,4	38,3	20,6	16,4	2,6	3	18	3,5	4	127
1999	10,2	7	9,8	41	0	0	1,3	0,9	11	9,5	0,5	1	92,2
2000	24,6	2,2	0,6	0,5	1,8	2,4	0	1	1,1	0	0	3	37,2
2001	41	2,8	4,3	10,2	4,4	0	0	18,4	0	9	0,5	11,2	101,8
2002	11,7	8,2	6,1	0	12,2	13,2	0	3,5	0	0	0	1	55,9
2003	1,5	30,1	5,6	16,4	0	5	10,2	16,4	16,4	9,2	0	9,5	120,3
2004	3,5	9	8,2	30,6	0	6	0	6	6	10,7	12,2	0	92,2
2005	65,6	6	2	18	16,4	6	3	9,2	16,5	0	2,5	8,2	153,4
P_{i moy}	14,45	8,80	6,38	9,10	8,48	4,53	7,11	9,19	9,91	8,08	2,21	2,71	90,96

Tableau I.10 : Précipitations moyennes et pluies efficaces mensuelles

mois	sept	oct	nov	dec	janv	fer	mars	avril	mai	juin	juil	aou
pluie (mm)	14.45	8.8	6.38	9.1	8.48	4.53	7.11	9.19	9.91	8.08	2.21	2.71
pluie eff (mm)	11.56	7.04	5.104	7.28	6.784	3.624	5.688	7.352	7.928	6.464	1.768	2.168

III.6 Climogramme de GAUSSEN :

Il permet de définir les mois secs de l'année. Les précipitations sont exprimées en mm. Lorsque celles-ci sont égales ou inférieures au double de la température exprimée en degrés centigrades ($P \leq 2T$).

Le diagramme de GAUSSEN nous permet de déterminer l'étendue de la période humide pour notre cas on remarque que cette période s'étale sur 4 mois à partir de mois novembre. (Figure III.4)

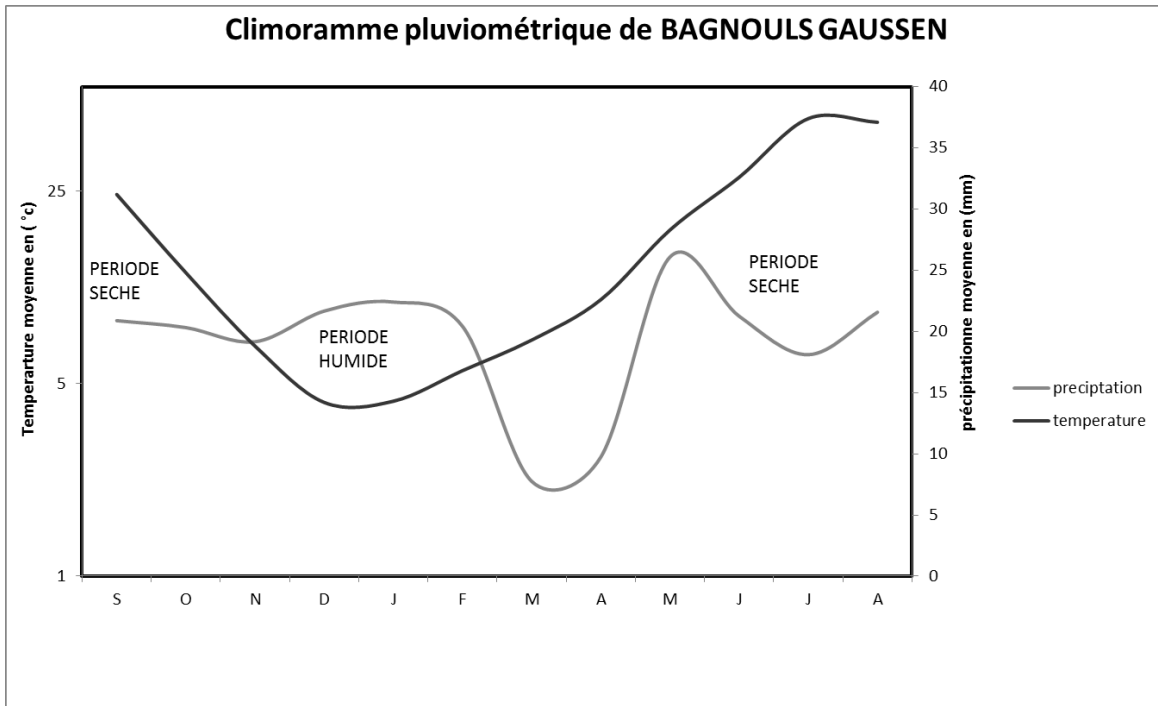


Figure I.3 : Climogramme de GAUSSEN

III.7 Les indices climatiques :

a) Indice d'aridité de Martonne :

Il permet de connaître le degré de sécheresse de la région.

$$I_A = \frac{P}{T + 10} \dots\dots\dots(I.1)$$

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

$$I_A = \frac{153}{17.95 + 10} = 5.47$$

$$I_A = 5.47$$

Tableau I.11: Limite des climats d'après l'indice climatique de Martonne.

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

$I_A = 5.47$ donc $I_A < 20$ D'où notre climat est très sec, donc l'irrigation est indispensable.

b) Quotient pluviométrique d'EMBERGER :

Le quotient pluviométrique d'EMBERGER exprime la sécheresse globale d'un climat en faisant la comparaison entre la consommation en eau et l'apport par le rapport $\frac{P}{E}$.

$$Q = \frac{P \times 2000}{M^2 - m^2} \dots\dots\dots(I.2)$$

Avec : P : précipitation moyenne annuelle (mm).

M : moyenne des températures maximales (Kelvin).

m : moyenne des températures minimales (Kelvin).

$$M = 37.4 + 273 = 310.4 \text{ K}$$

$$m = 2.4 + 273 = 275.4 \text{ K}$$

A.N :

$$Q = 2000 \cdot \frac{153 \times 2000}{(310.4)^2 - (275.4)^2} = 14.92$$

D'après le diagramme bioclimatique d'EMBERGER, on peut dire que le climat de notre région est un climat aride. Voir Figure (III-5)

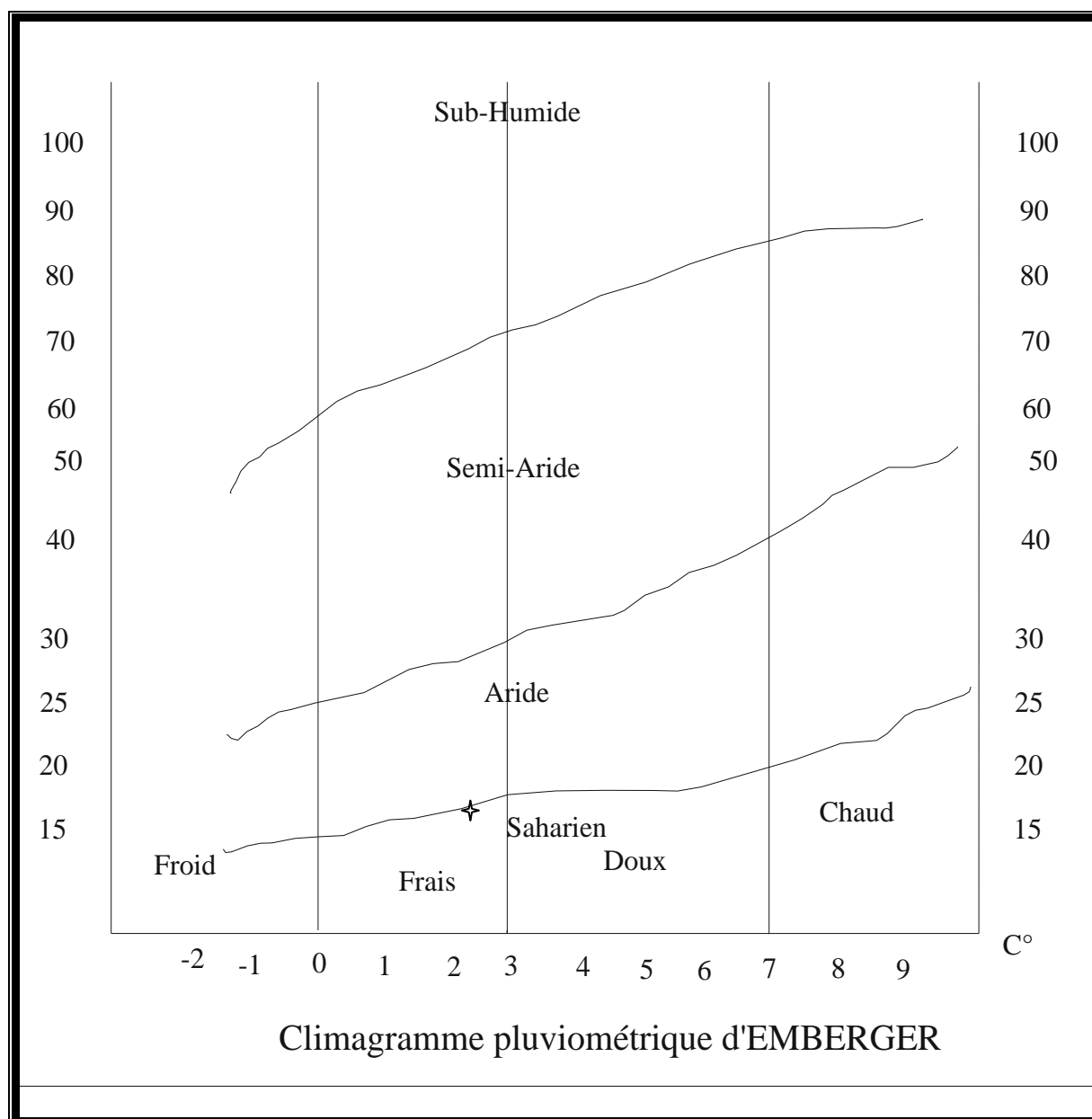


Figure I.5 : Climogramme pluviométrique d'EMBERGER

IV. Situation Agricoles :

La wilaya de LAGHOUAT a une vocation pastorale de par l'importance des parcours, du cheptel et surtout de la population nomade qui représentait en 1977 plus de 35 % de la population totale de la wilaya.

La zone d'étude dispose d'une surface agricole utile (S.A.U) estimée à 700 ha. La surface menée en irriguée représente les 450 ha.

L'arboriculture, les cultures maraîchères et les fourrages constituent les principales spéculations dans la commune; suivies de terres au repos puis de cultures céréalières, etc...

L'élevage est essentiellement de l'Ovin.

Tableau I.12 : Distribution des cultures et élevages existant dans la région

Désignation	Descriptif	Superficie
Inventaire des terrains	SAU : En sec	42 216 ha
	En irriguée	30 797 ha
	Total SAU	73 013 ha
Cultures existantes	Céréalières	8 160 ha
	Maraîchers	6 706 ha
	Arboriculture	1 027 ha
	Fourragères	6 760 ha
	autres	3 036 ha
Elevage existant	Bovins	3 426 têtes
	Ovins	47 893 têtes
	Caprins	25 605 têtes
	Camelin	54 têtes
	Aviculture	87 824 têtes

(Source: D.S.A, Laghouat)

Conclusion :

D'après les analyses des conditions naturelles, nous pouvons conclure que :

Le climat est Aride selon la méthode d'Emberger, l'irrigation est indispensable sur toute l'année, les mois les plus secs sont Juillet et Août.

CHAPITRE II :

**Présentation de la station
d'épuration de la ville de
LAGHOUAT**

Introduction :

L'eau collectée par les égouts est conduite à une usine de traitement appelée couramment Station d'épuration. Les plus efficaces emploient des techniques nombreuses et parfois coûteuses.

L'eau est d'abord filtrée par des grilles de plus en plus fines, qui retiennent tous les déchets solides. Les déchets en suspension (petites particules dans l'eau) ou solubles (produits entièrement mélangés à l'eau) doivent être séparés par d'autres méthodes : décantation, floculation, traitement par des bactéries.

Le choix d'un éventuel site pour l'implantation d'une station d'épuration doit tenir compte de divers critères parmi lesquels les plus importants sont :

- Réseau de la collecte existant (il est important d'éviter le relevage des eaux usées) ;
- Caractéristique du site (nature du sol, hauteur de la nappe phréatique, pente) ;
- Protection du site contre les inondations (digue protectrice);
- Choix d'un milieu récepteur pour les eaux épurées en excédent ;
- La disponibilité du terrain (paramètre plus important où le procédé est de type extensif).

I. Situation géographique de la station d'épuration de la ville de Laghouat:

La station d'épuration de Laghouat est située dans la zone Sud Est du Chef-lieu de la wilaya de Laghouat, à environ 1 km .

Elle est limitée par :

- Oued M'ZI au Sud Est.
- Benaceur Benchohra au Sud-Ouest
- El assafia à l'Ouest
- Kef Serridja au Nord
- Laghouat ville à l'Est

Elle est implantée sur un site faisant parti du plateau saharien.

La station d'épuration est actuellement en cours de construction sous la maîtrise d'ouvrages de l'ONA (office national de l'assainissement) de la wilaya de Laghouat.

Les points représentatifs suivants du site ont pour coordonnées Lambert :

X1 :492.591	Y1 :3740,76	Z1 :765
X2 :492.591	Y2 : 3740,60	Z2 :756
X3 :493.16	Y3 : 3740,60	Z3 :760
X4 :493.16	Y3 : 3740,76	Z3 :764

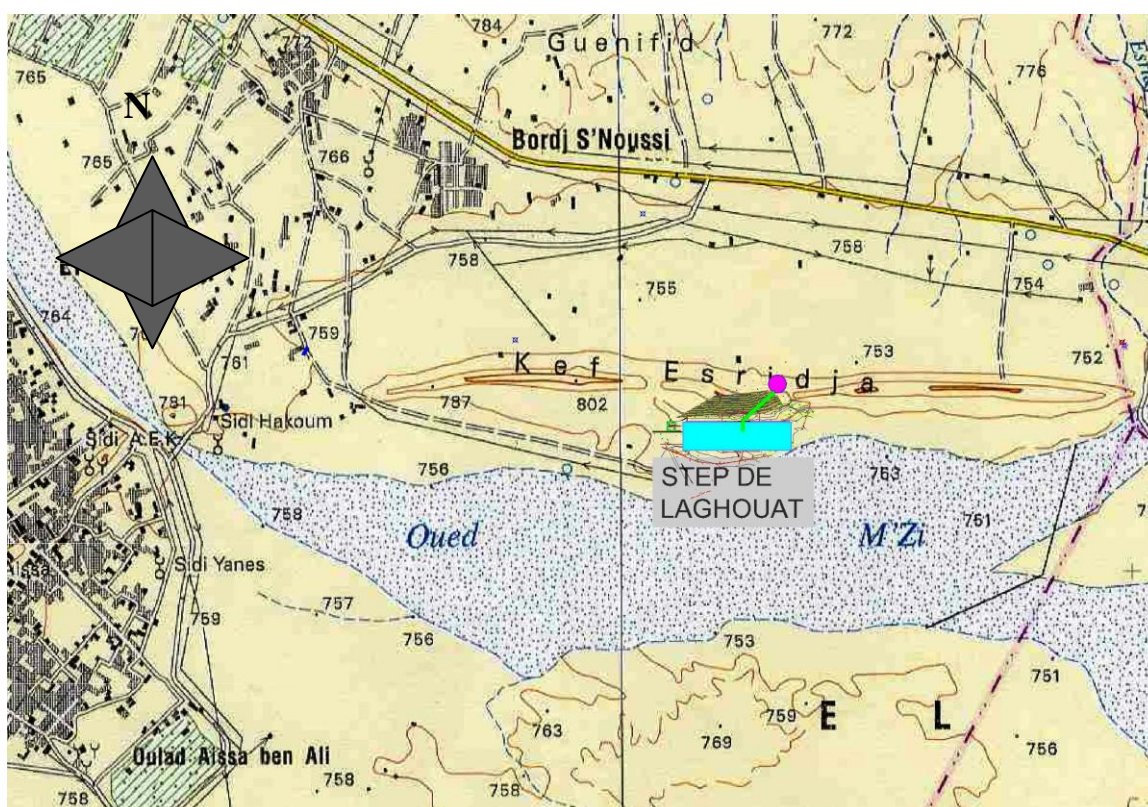


Figure II.1 : Carte de Situation Géographique de la STEP ECH : 1/5000

II Capacité de la station d'épuration :

La station d'épuration de la ville de Laghouat est en cours de réalisation, elle a une superficie de 17 ha, elle est conçue pour 208 768eq/hab. actuellement cette dernière est en phase de finalisation c'est pour ce la qu'on va supposer que la qualité des eaux épurées est dans les normes pour l'irrigation.

- **Débit à traiter :**
 - .Equivalent habitants : **208 768**
 - .Débit d'eaux usées par jour : **33 403m³**
 - .débit d'eaux de pointe : **2 171m³/h**
- **Charge organique**
 - .charge DBO₅ : **7 749 kg/j**
 - .charge DCO : **19 974kg/j**
 - .charge MES : **11 624 kg/j**

III Généralité sur les étapes d'épuration :

Les eaux brutes qui arrivent à la station subissent, avant leur traitement proprement dit, un prétraitement comportant certain opération physique et mécanique.

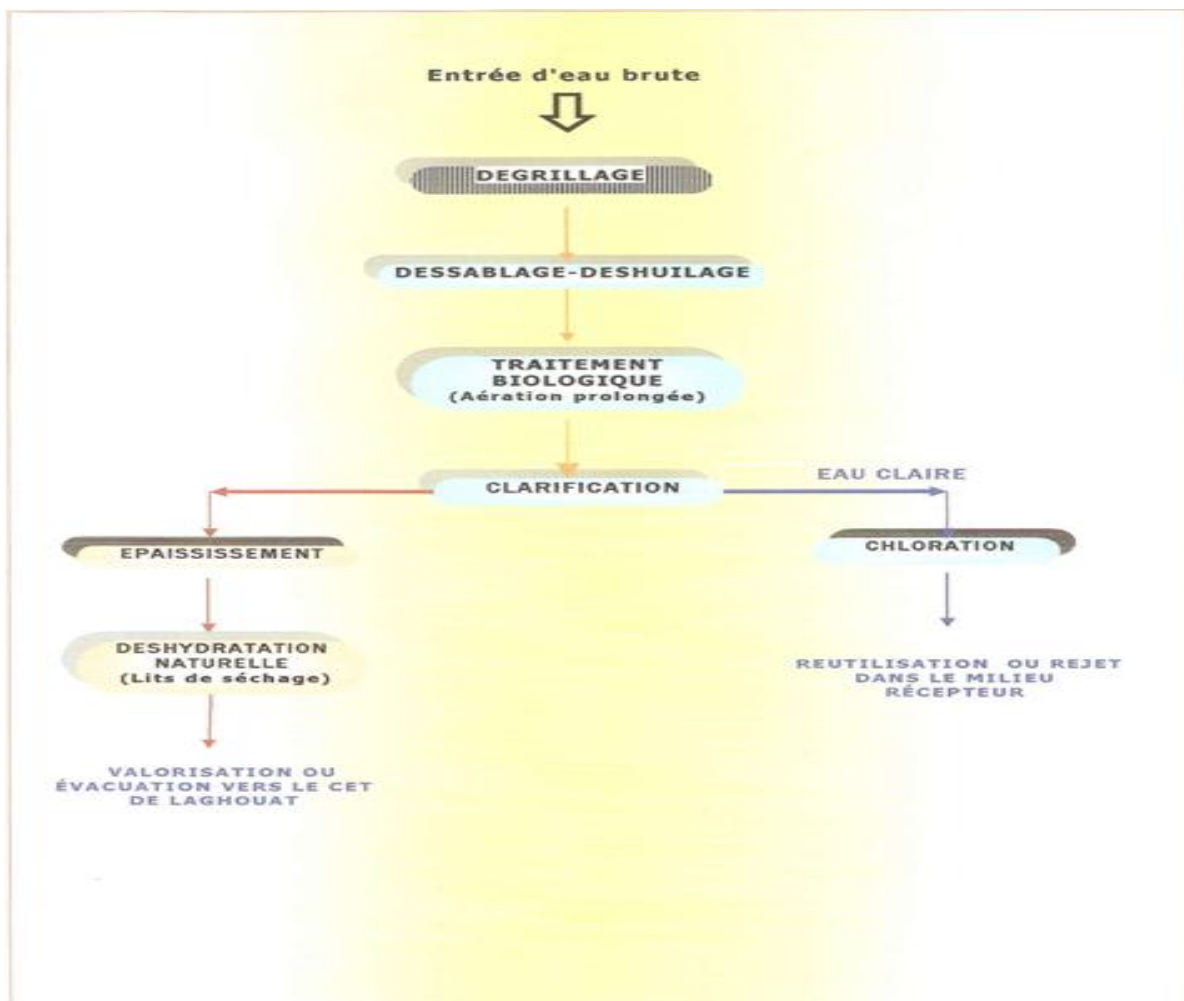


Figure II.2 : Diagrammes des étapes d'épuration

Le but de ce prétraitement est d'extraire ; des eaux usées, les plus grandes quantités possibles d'éléments qui peuvent provoquer une gêne pour le traitement ultérieur. Les opérations de prétraitement sont les suivantes :

- Le dégrillage.
- Le dessablage, déshuilage.

Le traitement proprement dit s'effectue par des opérations biologiques, physique. Ces opérations sont les suivantes :

- Traitement biologique (Aération prolongée)
- Clarification (Décantation)
- Désinfection (chloration)

Il existe aussi un traitement des boues résiduaires qui résultants des différents étapes du traitement que subissent les eaux usées. Leur évacuation devrait satisfaire le respect de l'hygiène publique et de l'environnement.

Le choix de destination des boues va permettre de déterminer les traitements complémentaires à mettre en œuvre, tels que :

- Epaissement
- Déshydratation

IV. Procèdes de traitements :

La station d'épuration de la vile de Laghouat est une station à boue activées charge avec digestion anaérobie des boues produites ou aération prolongée.

L'épuration biologique aérobie mise en jeu est un phénomène de dégradation très complexe, générateur de l'énergie nécessaire à la vie des micro-organismes.

Ces derniers ont la faculté de métaboliser de nombreux composé organique et aussi des composés minéraux non oxydés (H_2S , NH_3 , NO_2).

Après un contact suffisamment long, le mélange est envoyé dans un clarificateur ou une séparation solide-liquide s'effectue par gravité.

L'eau épurée est séparée des boues. Ces dernières sont ensuite recyclées dans le bassin d'oxydation, de manière à maintenir une concentration adéquate en bactéries épuratrices.

Les boues en excès venant du décanteur secondaire sont évacuées de l'ouvrage et dirigées vers le traitement des boues

V. Description des différents ouvrages de la station d'épuration :

- **dégrillage:**

Le dégrillage permet :

- De protéger la station contre l'arrivée des gros objets susceptibles de provoquer des bouchages dans les différentes unités de l'installation.

- De séparer et d'évacuer facilement les matières volumineuses charriées par l'eau brute, qui pourraient nuire à l'efficacité des traitements suivants ou compliquer l'exécution.

En fonction de l'écartement des barreaux

La station d'épuration dispose d'une grille grossière inclinée de 60° de 1.2m de largeur. Le nettoyage quotidien de l'appareil est effectué à l'aide d'un râteau (nettoyage manuel).

Les eaux qui arrivent de la grille grossière sont acheminées par un canal vers le dégrillage fin de 0.8m de largeur. Les résidus de ce dernier sont repoussés par balayage vers le haut de la grille droite par une bande transporteuse à commande électrique (grille mécanique automatique).

- **Dessablage, déshuilage :**

Le dessableur doit permettre de retenir les graviers, le sable et les matières minérales de dimensions > 0.2 mm , en laissant passer les matières organiques en suspension.

L'opération de dessablage est assurée par un dessableur de type aérés longitudinale possèdent les caractéristique suivant :

- Longueur = 10 m
- largeur = 3m
- hauteur = 4.8 m

- **bassin d'aération :**

Le bassin d'aération à boue activées est un réacteur biologique alimenté en continu, dans le quel la biomasse est brassée et aérée en même temps que l'eau usée. La biomasse est séparée de l'eau usée dans le décanteur secondaire.

La station d'épuration de Laghouat est dotée de quatre bassins d'aération, chacune des bassins est équipé de Cinque aérations de surface mécanique qui assurent l'oxygénation de la liqueur mixte. Ces bassins sont caractérisé par :

- Volume = 5535 m^3 ;
- Hauteur d'eau = 4m ;
- Diamètre = 42m
- 5 turbines d'aération : $p = 75 \text{ kw}$.

• **décanteur secondaire :**

La liqueur mixte (eau + boues actives) arrive de l'aération biologique au décanteur secondaire par l'intermédiaire des conduites. Les boues actives décantent et l'eau déborde.

Les boues en excès sont recirculé ou envoyées vers un traitement des boues.

La station d'épuration de Laghouat est dotée de deux décanteurs secondaires, chaque décanteur est équipé d'un racleur circulaire. Ces décanteurs sont caractérisé par :

- forme circulaire
- Diamètre = 30.5 m ;
- Hauteur d'eau := 4m ;
- Volume = $5\,789,33 \text{ m}^3$
- Deux racleurs : $p = 0.25 \text{ kw}$

• **Chloration :**

La désinfection est l'opération par laquelle on détruit les germes pathogènes grâce à l'action d'agents chimiques ou de tous autres moyens.

La station d'épuration de la ville de Laghouat est constitué d'un bassin de chloration qui est caractérisé par :

- Longueur = 26m
- Largeur = 14m
- Hauteur = 3m
- Volume = 1 085.5 m³
- pour le dosage : on fait introduire 8 à 10 mg de Cl₂/l

- **Traitement de boues :**

La quantité et les caractéristiques des boues produites de la chaîne du traitement, dépendent non seulement des caractéristiques de l'effluent à traiter mais encore du procédé de traitement choisi.

Les problèmes que posent les boues sont essentiellement:

- Celui de leur fermentescibilité;
- Celui de leur volume;
- Celui des nuisances qui résultent de la nature même de ces boues

La réduction de volume de boues est généralement réalisée par deux procédés :

L'épaississement, et la déshydratation.

- **L'Épaississement :**

La station d'épuration de la ville de Laghouat est dotée d'un épaisseur de boues de forme circulaire.

L'épaississeur est caractérisée par :

- diamètre = 23 m
- volume = 1661 m³
- hauteur = 4 m
- puissance = 0.15 kW.

- **La déshydratation :**

La station d'épuration de la ville de Laghouat utilise pour la déshydratation un lit de séchage ; la déshydratation sur lits de séchage est plus utilisée du point de vue économique et sa facilité de gestion. Néanmoins, quelques impératifs doivent être respectés, tel que:

- Les sables doivent avoir une granulométrie à peu près homogène;

- Les eaux de drainage doivent être renvoyées en tête de la station;
- Les lits sont à recharger périodiquement en sable qui est enlevé en partie avec des boues desséchées;
- Les lits de séchage doivent être remplis en une seule fois, et il est formellement déconseillé d'admettre de nouvelles boues sur un lit de boues en cours de déshydratation.

La station d'épuration contient 23 lits de séchage dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Longueur = 30 m
- Largeur = 8 m
- Epaisseur de boue = 0.4m

VI. Paramètres physico-chimiques :

Les paramètres physico-chimiques pris en compte dans le cadre du projet, sont ceux usuellement mesurés pour une eau usée urbaine, le détail de ces analyses est repris ci-dessous.

VI.1. paramètres physiques:

- Température de l'air et de l'eau brute (Mesures faites in situ),
- Conductivité,
- Oxygène dissous

VI.2. paramètres chimiques:

- Demande biochimique en oxygène (DBO5),
- Demande chimique en oxygène (DCO),
- Matières en suspension (105 °C),
- Matières Organique (mg/l),
- Matières décantables (ml/l),
- Azote ammoniacal (NH4),
- Ortho phosphates (PO4),

Tableau II.1 : Paramètres physiques et chimiques

Paramètres physiques et chimiques examinés	Unités	moyenne globale
Température de l'air	°C	10,50
Température de l'eau brute	°C	19,92
PH	--	7,54
Oxygène dissous	mg O2/l	0,00
Conductivité C25°C	µS/cm	2,86
Carbone organique total (COT)	mg/l	151,35
Demande biochimique en oxygène (DBO5)	mg O2/l	232,33
Demande chimique en oxygène (DCO)	//	598,33
Azote ammoniacal (NH4)	mg/l	23,20
Ortho-phosphates (PO4)	//	27,99
P/totaux	//	28,95
Matières en suspension (MES, à 105 °C)	//	347,67
Azote Kjeldahl	mg/l d'N	246,50

Matières décantables	ml/l	3,27
Matières organiques	mg/l	78,83
Huiles et graisses	mg/l	263,78
Rapport (DCO/DBO5)		2,60
Métaux lourds		
Pb		<0.1
Zn		<0.096
Cd		<0.04
Cu		<0.03
Fe		<0,053
Mn		<0.02
Cr		<0.1
Ni	mg/l	<0.05

Source (ANRH).

Conclusion :

Les différents procédés d'épuration des eaux usées permettent d'obtenir une eau débarrassée d'une grande partie de ces polluants et des boues constituant un sous produit de l'épuration.

CHAPITRE III :

**procèdes et Techniques d'arrosage
de cultures agricole Techniques
d'irrigations**

Introduction :

L'irrigation est l'application de l'eau au sol dans le but de rafraîchir ce dernier et l'atmosphère, par ce moyen réaliser les conditions les plus favorables pour la croissance des plantes.

Mais quelque soit l'origine de l'eau (cours d'eau naturel, nappe souterraine, eau de barrage) et son mode de transport (canaux, conduits sous pression), le problème qui se pose est comment répartir cette eau sur le sol de façon que les plantes en tirent le maximum de profit.

Pendant, le moyen de répartition de l'eau sur le sol ne doit pas toujours répondre à ce critère d'une production maximale, donc on doit essentiellement envisager un choix minutieusement détaillé du mode d'irrigation et de la technique d'arrosage et compatibilité avec les contraintes de la région d'étude.

I. Systèmes d'irrigation par aspersion :

I.1 Principaux types d'installation individuelle d'arrosage par aspersion :

a) Un groupe de pompage :

Fournissant un certain débit sous pression donnée.

b) Une canalisation primaire:

Transportant la totalité de l'eau pompée.

c) Une ou plusieurs canalisations secondaires :

Transporte la totalité ou une partie de l'eau de la canalisation primaire.

d) Une ou plusieurs canalisations tertiaires :

Ou rampe de distribution, conduisant l'eau à des arroseurs ou un canon d'arrosage.

I.2 Eléments d'une couverture intégrale

a) Les portes rampes :

C'est la canalisation qui relie le point d'alimentation en eau de la aux rampes disposées sur celle-ci

Les éléments de tubes ont une longueur de 3 ,6 ,9 mètres

Ils peuvent être en :

En alliage d'aluminium de 3`` ,4`` ou 6``. De diamètre

En acier galvanisé de 80 mm, 100 mm, 125 mm, 150 mm de diamètres

b) Les rampes :

Sont constitués élément de tubes à raccords rapides ou de tuyaux souples, enroulables.

Les éléments de tubes ont une longueur de 3,6 ,9 mètres sont en général

En alliage d'aluminium de 2 `` de diamètre

En polythène (PE) de haute densité de 50 mm de diamètre

En polychlorure de vinyle (PVC) rigide de 50 mm de diamètre

c) L'aspersion :

Il existe des aspersion équipées d'une seule buse (mono buse) et des asperseurs munis de deux buses (doubles buses) de diamètre différent ce qui améliore l'homogénéité de la répartition pluviométrique sur la surface arrosée.

I.3 Différentes installations des systèmes aspersion :

a) Une installation est mobile :

Quand on doit déplace entre chaque position des arroseurs et la rampe de distribution.

b) Une installation est semi – mobile :

Quand on ne déplace que les arroseurs entre chaque position et par intermittence la rampe de distribution.

c) Une installation est semi-fixe :

- à arroseurs sur rampes
- à arroseurs sur tuyaux flexibles

Quand on ne déplace que les arroseurs entre chaque position, les rampes étant fixes

d) Une installation est fixe :

Quand aucun déplacement, ni des arroseurs ni des rampes de distribution n'est nécessaire entre chaque position.

e) installation mobile, automotrice :

Quand les arroseurs sont portés sur une rampe mobile courant soit un rectangle soit un grand cercle (tourniquet géant).

I.4 principaux agencements des éléments d'une installation d'arrosage par aspersion :

a) Disposition en peigne :

- système mobile à une rampe
- système mobile à deux rampes
- système semi-mobile à une rampe.

b) Disposition en `` L`` :

- système mobile à une rampe
- système mobile à une rampe
- système semi- mobile à deux rampes.

c) Disposition en `` H`` :

cette disposition est utilisé surtout pour les grandes surfaces

a/ système mobile à deux rampes

b/ système semi-fixe

c/ système semi-fixe à tuyaux flexible

I.5 Arroseurs et leurs dispositions :

a) En carré :

Les plus souvent montés en carré

b) En triangle :

Assure théoriquement le meilleur recouvrement, mais parfois d'implantation plus difficile.

c) En rectangle :

Elle convient aux régions soumises à des vents dominants

I.6 Arroseurs rotatifs :

a) Arroseurs à bars axillants ou `` sprinklers`` :

Il existe des sprinklers a 1ou a 2 jets, fonctionne sous basse ou moyennes pressions, ces jets ont une portée de (10à25kg /cm²) leur débit varie de (0,5à 7,5 m³/h) et leur pluviométrie de 2à15mm/h pour un cercle, ils sont peu sensibles à des vents de moins de 4m/s car leur angle de départ et leur portée sont faible.

b) Canaux d'arrosage :

Exigent des pressions de (4,5à8kg/cm²) du fait de leur langue portée jusqu'à 65m et de leur angle de départ élevé, ils sont sensibles à des vents de moins de 2,5à3 m/s leur débit varie de 8à son m³/h, pour des pluviométries de 8à25mm/h

Les arroseurs mobiles automoteurs à 2tourniquets sont utilisés en culture maraichère.

c) L'asperseur :

l'asperseur peut être monté directement sur une rampe , par l'intermédiaire d'une allonge rigide de 0,5 m à 2 m que l'on emboite dans un té à clapet fixé sur une plaque stabilisatrice , ou monte sur bipied ou un trépied de 1m à 2,5 m reliés au té porte asperseur par un tube souple

la pression de fonctionnement des asperseurs doit être proche de la pression nominale indiquée par les fabricant ; celle-ci est en général de 3,5 bars pour les asperseurs les plus utilisés en couverture intégrale.

Lorsque la pression est supérieure à la pression nominale, on monte sur la rallonge ou sur le pied porte asperseur, juste à l'amont de l'asperseur, un régulateur de pression. [4]

II. Goutte à goutte :

Le but de l'irrigation goutte à goutte est de fournir à chaque plante un approvisionnement en eau facilement utilisable, suffisant pour satisfaire les besoins en eau de transpiration à cet égard, l'irrigation en goutte à goutte est unique pour ce qui concerne utilisation optimale de l'eau.

II.1 Organes de distribution :

On distingue deux cas selon que les deux fonctions, transport et distribution, sont assurées par deux éléments différents ou par le même élément :

Premier cas :

Le transport est assuré par des canalisations en plastique (polyéthylène en général) appelé rampes et la distribution par les appareils spéciaux appelés débiteurs, insérés dans les rampes à des intervalles généralement constants.

Deuxième cas :

Le transport et la distribution sont assurés par le même organe

On pale alors de gaines ou de tubes poreux

Les distributeurs se divisent en :

Goutteurs - mini -diffuseurs -ajutages calibré

a) Les goutteurs :

Les goutteurs apportent l'eau à la surface du sol de manière ponctuelle.

b) Les mini -diffuseurs :

Ils fonctionnent comme des petits asperseurs statiques placés à environ 0,30 à 0,50 m au-dessus du sol qui pulvérisent l'eau sous forme de tache sur une partie de la surface du sol au voisinage des cultures

c) Les ajutages calibrés :

Ils sont constitués d'orifice calibré (1,2 à 2,1 mm de diamètre) fixé en dérivation sur la rampe à intervalles réguliers (2,5 à 6,5 m) et recouvert d'un manchon brise-jets.

L'eau distribuée par les ajutages ne s'infiltre pas ponctuellement, elle s'écoule dans une rigole cloisonnée constituant une série de petit bassin au fond de laquelle est placée la rampe.

Selon le diamètre de l'ajutage, le débit varie de 35 à 100 l/h, sous une pression de 1 bar.

d) Gains et tube poreux :

Les gains :

Les gains sont constituées de tuyaux en plastique qui assure à la fois le transport et distribution de l'eau aplatie au repos ; elles se gonflent sous l'effet de la pression la section prend alors une forme plus en moins elliptique.

Le débit des gains est généralement compris entre 1 et 8 l/h par mètre linéaire, suivant écartement des sorties (20 à 120 cm) et la pression (0,15 à 1 bar)

Il y a des gains perforées à double paroi et des gains à cheminement long et des gains autorégulatrices [4]

Les tubes poreux :

Sont constitués par des tuyaux d'un diamètre de 20 à 30 mm, ces tuyaux sont généralement enterrés entre 20 à 50 cm de profondeur ils sont actuellement peut utiliser en agriculture à cause de la variabilité des débits liés à des problèmes technologiques, qui font l'objet de recherches. [4]

III. Techniques d'irrigation à la parcelle :

Les différentes techniques d'irrigation à la parcelle, ou techniques d'arrosage relèvent de trois types principaux d'irrigation :

- Irrigation gravitaire ou irrigation de surface
- Irrigation sous pression (par aspiration ou par micro irrigation)
- Irrigation de subsurface

III.1 Techniques d'irrigation de surface :

L'irrigation de surface regroupe l'ensemble des techniques d'arrosage dans lesquelles la répartition de l'eau a la parcelle se fait entièrement à l'air libre, par simple écoulement à la surface du sol, la répartition de l'eau est assurée grâce à la topographie du terrain et aux propriétés hydriques du sol (ruissellement, infiltration et capillarité).

En irrigation de surface, la distribution entre les différentes techniques est essentiellement fondée sur la méthode d'application de l'eau : ruissellement, submersion ou techniques mixtes. [5]

a) Irrigation par ruissellement :

Deux cas se présentent :

Premier cas :

L'eau distribuée par rigoles ruisselle sur le sol et s'y infiltre verticalement, il s'agit d'un ruissellement en nappe ou déversement.

On recense dans cette catégorie un ensemble de techniques telles que :

- a/ l'arrosage à la planche
- b/l'arrosage par rigoles de niveau
- c/ l'arrosage par rigole en pente ou rases
- d/ l'arrosage par plans inclinés
- e/ l'arrosage par ados

Deuxième cas :

L'eau ruisselle sur l'ensemble de la surface du sol, mais coule dans des fosses, rigoles ou raies et pénètre par infiltration latérale et verticale jusqu'aux racines des plantes.

Par ailleurs et sauf exception signalée, la mise en place d'un réseau de colature est indispensable pour évacuer les eaux excédentaires, en irrigation par ruissellement [5]

b) Planches de ruissellement sur terrain nivelé

On divise la surface à irriguer en bandes rectangulaires de longueur L, prise dans le sens de la plus grande pente, et de largeur l.

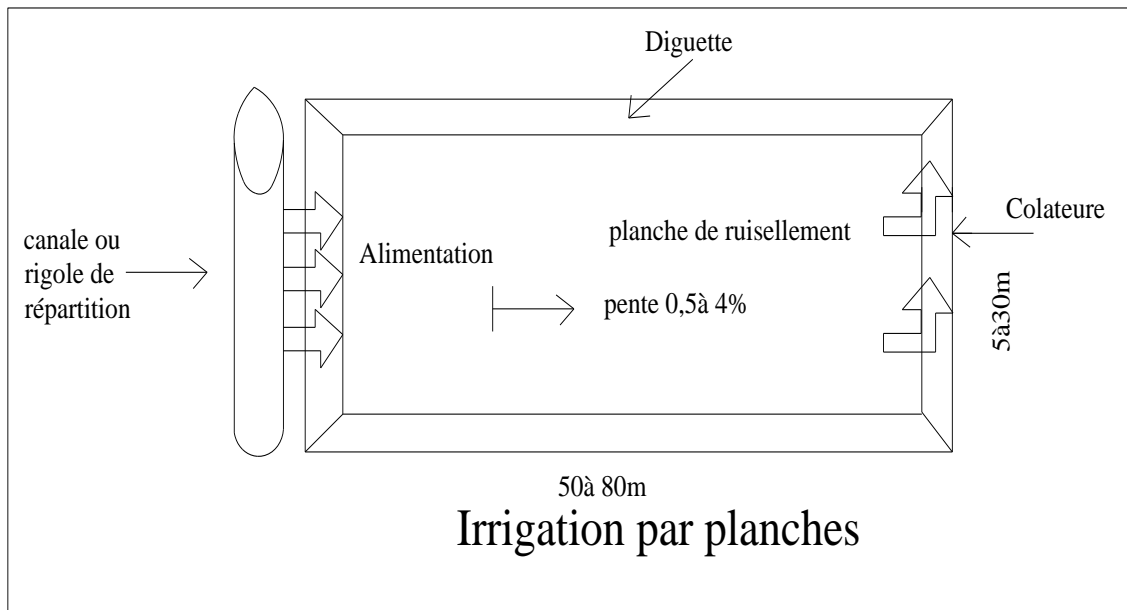


Figure III.1 : Schéma de l'irrigation par planches

La largeur maximale est limitée de 5 à 30 cm et leur longueur de 50 à 80 m ; mais souvent la longueur maximale est limitée généralement environ de 400 m

Cette irrigation convient mieux aux pentes inférieures à 0,50 % cependant la pente longitudinale maximale des planches doivent être pour atteindre 4% à 5% la pente transversale des planches doivent être nulle pour atteindre une meilleure uniformité de l'arrosage

L'eau est déversée en tête de la planche limitée latéralement par des petites diguettes ou bourrelets de terre qui sont destinées à délimiter la zone d'arrosage avec (hauteur de 15 à 20 cm) et en bas par une colature

Les sols convenant le mieux à cette technique sont les sols moyennement filtrants, cette irrigation s'applique aux cultures telles que les prairies, les céréales les verges. [4]

c) Les rigoles de niveau :

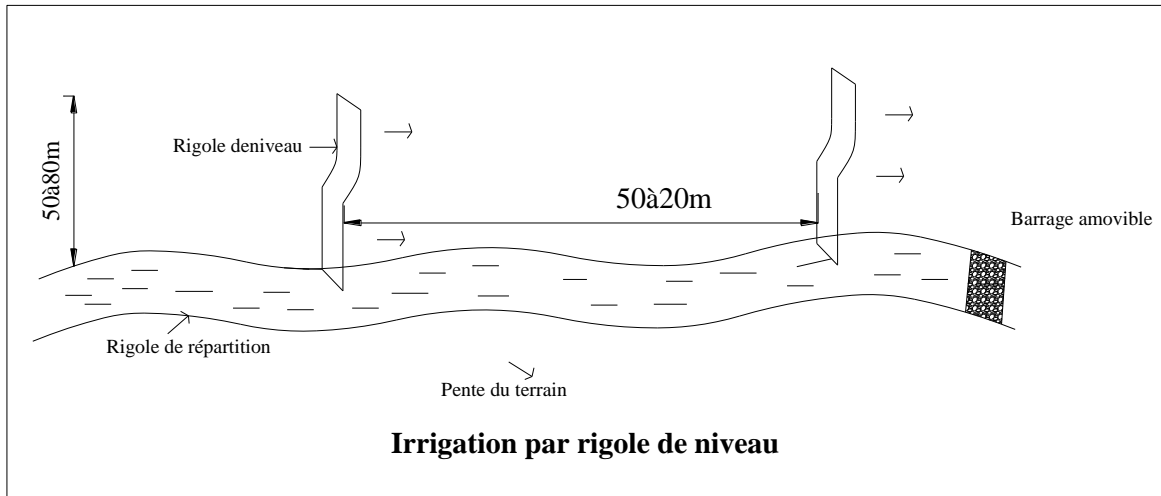


Figure III.2 : Schéma de l'irrigation par rigole de niveau.

L'alimentation de la parcelle est faite par rigoles se rapprochant des courbes de niveau et qui fonctionnent par débordement.

La surface à irriguer est divisée en unités parcellaires par des rigoles de répartition tracées suivant la ligne de la plus grande pente, puis en petites surfaces larges et courtes par rigoles de niveau dont l'arrêt inférieur permet le déversement de l'eau en nappe mince ;cette technique convient pour des pentes comprises entre 3 et 10% et aussi des pentes de 20 à 30% (irrigation en montagnes) .

Les rigoles de répartition sont perpendiculaires à la rigole d'amenée et sont espacées en général d'environ 50 à 80 mètres

Cette irrigation est adaptée aux prairies et aux céréales à condition de semer selon des courbes de niveau.

Les sols qui conviennent sont des sols à texture moyenne ne se fissurant pas à sec.

d) Arrosage par rigole en pente ou rases :

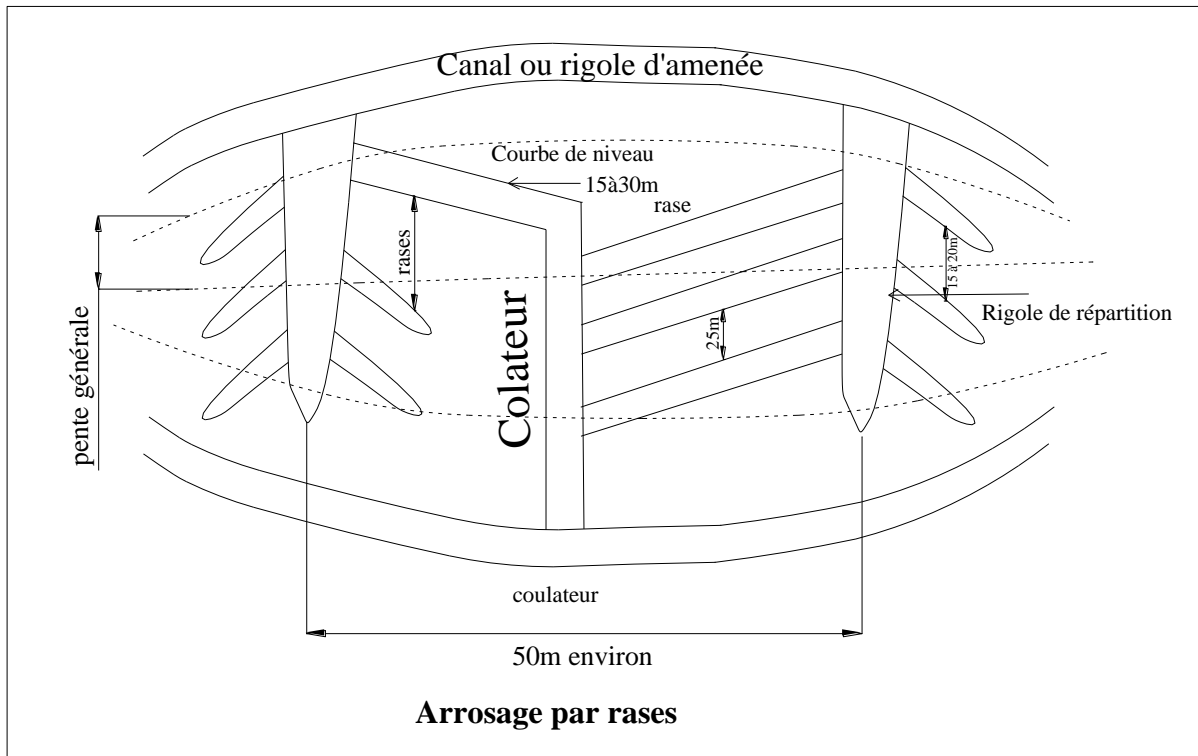


Figure III.3 : Schéma de l'arrosage par rases

L'arrosage par rases diffère de l'arrosage par rigole de niveau par disposition oblique des rigoles de déversement par rapport aux rigoles de répartition. Cette technique est adoptée en lieu et place des rigoles de niveau lorsque la pente du terrain devient faible ou lorsque le relief est difficile à suivre avec des rigoles de niveau, la pente d'application reste de l'ordre de 0,3 à 6% pour force l'eau à se déverser, on diminue la largeur et la profondeur des masses qu'on s'éloigne de la rigole de la répartition.

L'écartement des rigoles de répartition est de l'ordre de 50m et la longueur des rases est de 25 m environ, leur espacement étant de 5 à 20 m selon la pente et la nature de la sole

L'arrosage par rases est utilisé pour l'irrigation des prairies (fourrages) des céréales ou verges. [4]

e) les plans inclinés :

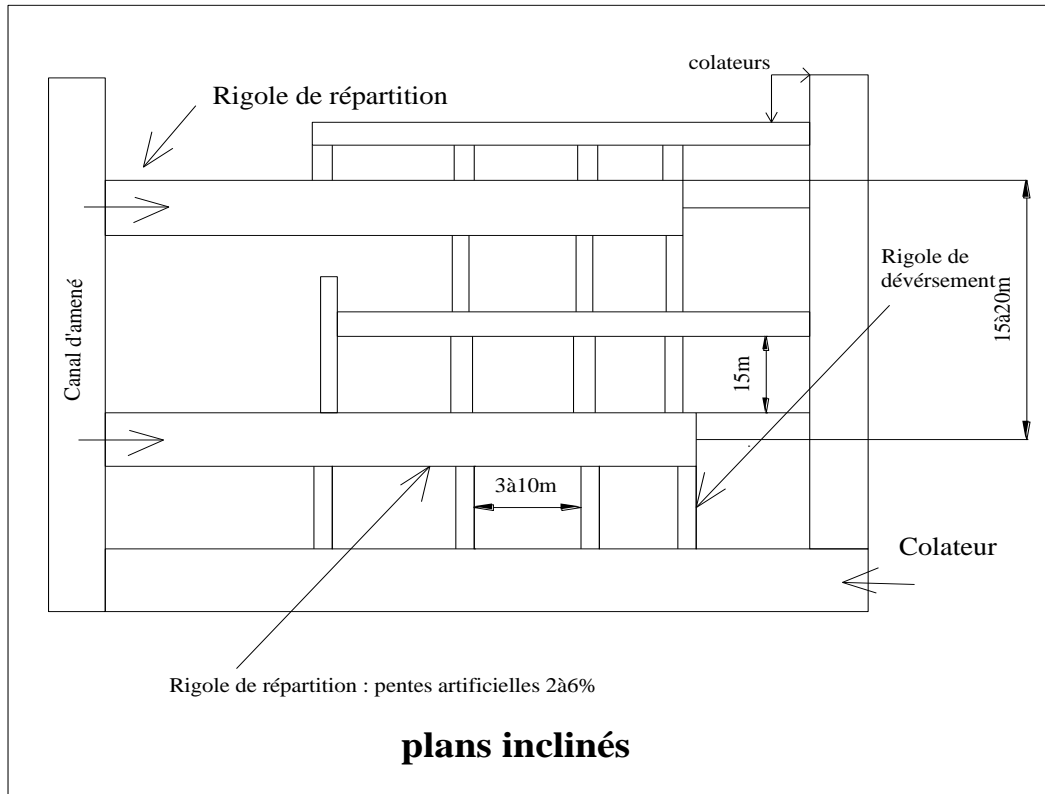


Figure III.4 : Schéma de l'irrigation par plans inclinés

L'arrosage par plans inclinés ressemble globalement à l'arrosage par rases et à l'arrosage par rigoles de niveau à ceci presque les pentes des planches sont rigoureusement réglées artificielles, et les parcelles géométriquement bien dessinées (rectangulaire, en général).

Les pentes d'application sont de l'ordre de 4 à 6%, les espacements entre canaux de distribution (répartition) peuvent varier en général de 15 à 20 m, et l'écartement entre rigole de déversement de 3 à 10 m suivant la pente.

Ce système ne nécessite pas de réseau de colature, le réseau d'irrigation remplissant ce rôle la distribution de l'eau se fait au tour d'eau sur les canaux de distribution ; l'irrigation par plans inclinés est destinée à des cultures spécialisées à fortes valeurs ajoutées. [4]

f) Les ados :

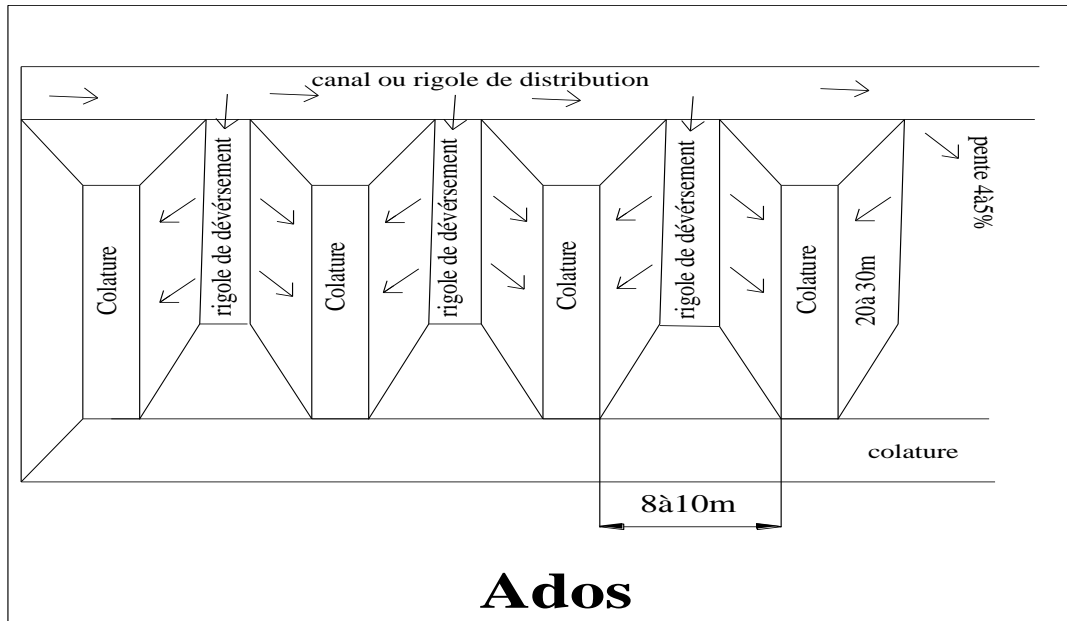


Figure III.5 : Schéma de l'irrigation par ados.

Les ados sont une variante très élaborée des plans inclinés, les ados comportent de plans inclinés ou ailes de part et d'autre de la rigole de déversement ; elle –même perpendiculaire au canal de distribution, entre deux ados les eaux excédentaires sont reprises par colature.

Les ados ont en général 8m de large sur 20 à30 m de longueur ; cette méthode qui nécessite d'assez gros terrassements ne peut convenir que pour des cultures riches ou des régions où le drainage naturel est difficile, cette méthode est employée en maraichage sur des terrains très plats.

g) l'arrosage à la raie par sillon :

L'arrosage à la raie consiste à amener l'eau à la plante par une série plus ou moins dense (espacement d'environ 0,75 à 1 m) de petites fosses à ciel ouvert à pente faible mais régulière ; l'eau s'infiltré à tous les sens (verticalement et latéralement).

Les raies sont tracées suivant la ligne de plus grande pente du terrain pour de pente inférieur 2% les raies sont obliquement par rapport à la ligne de plus grande pente ; la forme des sections des raies peut être triangulaire, trapézoïdal ou parabolique avec une largeur de 25à 30 cm.

L'arrosage à la raie se pratique sur des terrains d'environ 0,5à 4% de pente et convient à toutes les cultures et des plantes sarclées (maïs, coton, pomme de terre) ; il est nécessaire un réseau de colature, la technique la plus ancienne répandant à ce principe est l'arrosage à deux

débits de l'arrosage s'effectue avec un « débit d'attaque » Q et lorsque la raie est entièrement mouillée, avec un « débit d'entretien » $Q/2$. [4]

h) Corrugation :

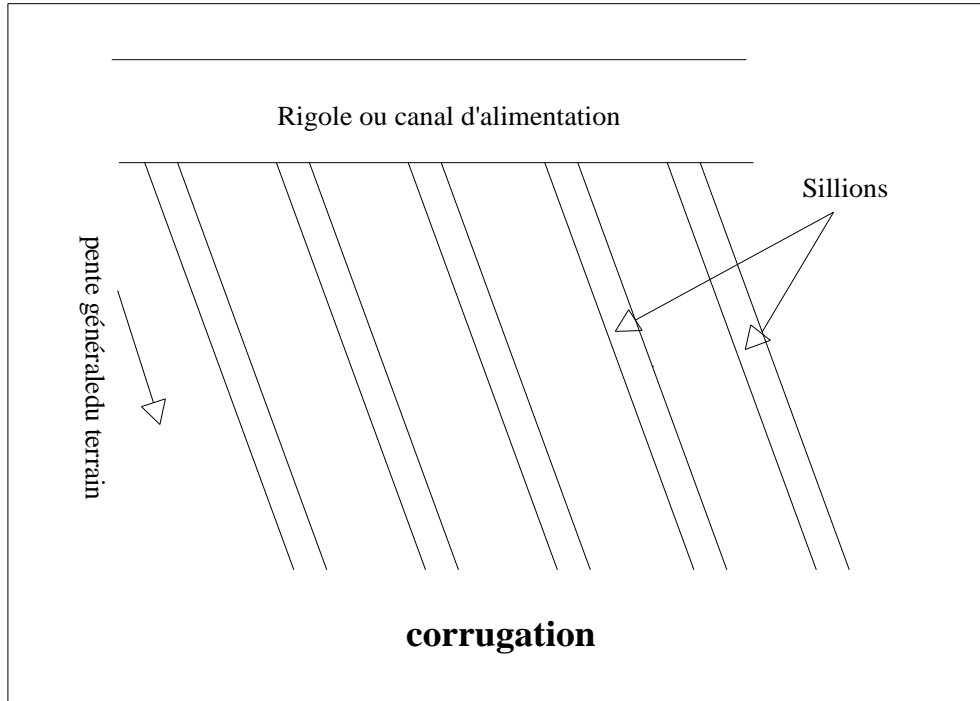


Figure III.6 : Schéma de l'irrigation par corrugation.

L'arrosage à la raie en courbe de niveau convient à des terrains irréguliers ou accidentés il est impossible de tracer des sillons droits, cette technique est pratiquée sur des cultures légumières ou fruitières.

Les rigoles d'infiltration en arboriculture, lorsque l'arrosage à la raie est employé en arboriculture, on est amené à utiliser des dispositifs particuliers des rigoles tracées parallèlement aux lignes d'arbres en zigzag pour une meilleure uniformité de l'arrosage, permettent à l'eau d'irrigation de s'infiltrer en profondeur au bénéfice des racines ; l'écartement des rigoles est fonction de la perméabilité du terrain et leur pente est de l'ordre de 0,5 à 1% la profondeur est environ de 0,2 m ; les débits introduits dans les rigoles varient entre 0,5 à 5 l/s ,les arbre sont placés soit entre les rigoles ,sont dans la concavité de zigzag.

III.2 L'irrigation par submersion :

L'eau submerge le terrain et s'y infiltre ; il peut arriver que l'on maintienne une lame d'eau (submersion continue) suivant l'exigence de certaines cultures tel que le riz.

Elle exige des sols peu perméables pour éviter les pertes par infiltration et l'entraînement des minéraux et engrais.

La pratique de la submersion, nécessite l'aménagement du terrain en bassin de submersion, aussi la parcelle à irriguer est elle bordée de diguette de 30à40 cm de hauteur ; cette irrigation appliquée de préférence en terrain presque plat moins de 0,1 de pente, mais peu également se mettre en pratique sur des terrains naturellement en forte en réalisant des banquettes ou terrasses .

L'uniformité de l'arrosage est directement liée à trois facteurs :

- a) Faible perméabilité, terrain très peu ou moyennement perméable
- b) Fort débit d'apport : la riziculture nécessite à peu près deux fois plus d'eau que les autres cultures
- c) Qualité de nivellement : la bonne qualité de nivellement doit être maintenue par entretien régulier

On distingue plusieurs techniques d'arrosage par submersion dont :

- Les planches de submersion à nivellement horizontal ou bassin à fond plat
- Les planches de submersion en pente à diguettes en courbes de niveau
- Les terrasses ou banquettes
- Les sillons ou raies à pente nulle
- Les cuvettes en arboriculture
- Les bassins billons
- Les microbassins

III.3 Irrigation mixte :

Il s'agit d'un ruissellement suivi d'une submersion, quelques techniques possibles employées en irrigation mixte sont :

- a) L'épandage de crue
- b) La raie court

a) L'épandage de crue :

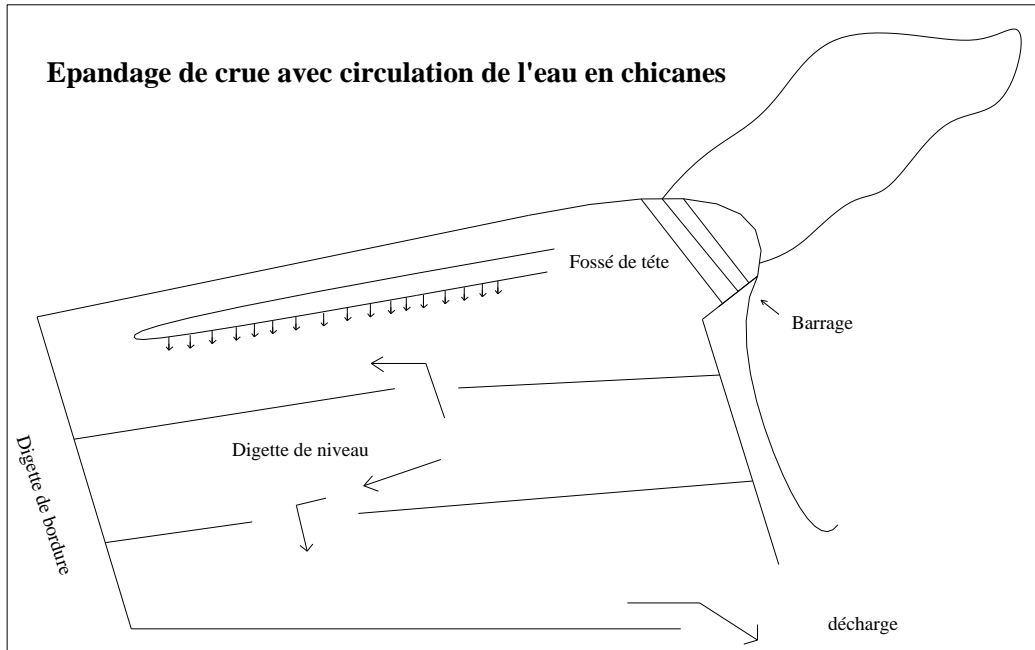


Figure III.7 : Schéma de l'irrigation par épandage de crue avec circulation de l'eau en chicanes.

Cette méthode consiste à améliorer ou à reproduire artificiellement les inondations naturelles provoquées par les crues des rivières ou par le déversement des eaux de ruissellement.

La technique d'irrigation par épandage de crue diffère des autres techniques, principalement par le fait qu'elle est conçue pour tirer parti du ruissellement en vue d'irriguer des parcelles cultivées, alors que les autres techniques d'irrigation sont conçues pour distribuer l'eau en fonction des besoins des plantes.

Réseaux sommaires :

Dans les réseaux sommaires, les aménagements se composent d'un barrage de dérivation en terre de cailloux et d'un canal d'amenée vers le périmètre.

Dans celui-ci, l'eau est ralentie et répartie grâce aux diguettes parallèles aux courbes de niveau [4]

b) Irrigation par raies courtes :

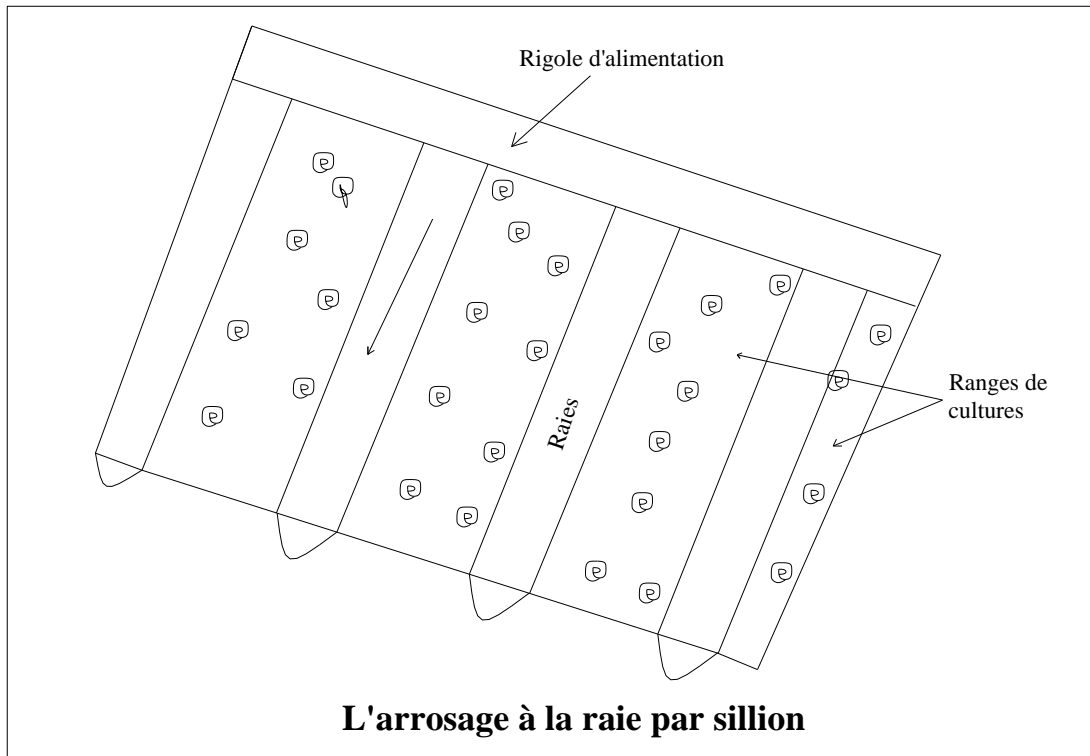


Figure III.8 : Schéma de l'arrosage a la raie par sillon.

Les raies courtes sont surtout destinées à l'irrigation des cultures maraichères elles sont de préférence utilisées en terrain peu pentu, sinon à défaut on opère par une disposition en courbe de niveau.

La rigole d'alimentation dessert simultanément un certain nombre de raies courtes séparées par des billons et bouchées à leur extrémité. L'eau ruisselle d'abord dans les raies puis les remplit.

On règle le débit d'amenée pour éviter le débordement, la longueur des raies varie de quelques mètres à quelques dizaines de mètres. Cette faible longueur assure une répartition assez homogène de l'infiltration le long de la raie.

Pour réduire les pertes par débordement, on peut mettre en communication deux raies voisines au lieu de boucher deux extrémités ; on obtient alors des raies courtes bouclées ou communications ; la culture peut se trouver sur billon, à flanc de billon ou dans la raie.

III.4 Techniques d'irrigation par sub-irrigation :

En irrigation de la sub-surface, l'application de l'eau se fait sous la surface du sol, elle peut consister en :

Un contrôle de nappe au moyen d'un réseau d'assainissement qui peut fonctionner à l'envers par l'admission d'eau d'irrigation ce réseau peut-être constitué par des fosses profondes ou drains enterrés ; cette technique, qui intéresse de terrains humides et relativement plats.

La mise en place de dispositifs permettant l'humectation souterraine d'un volume de sol proche des drains des plantes le matériel destiné à opérer la diffusion de l'eau est constitué par des diffuseurs ,récipient poreux dont une forme traditionnelle est constituée par le (canari) en terre cuite cette technique est surtout employée en cultures maraichères sur des petites surfaces. [4]

Conclusion :

Le choix d'une technique d'irrigation repose sur un ensemble de critères et de contraintes qui ont été étudiées :

- La topographie (pente du terrain, relief, géométrie de la parcelle)
- Ressources en eau (quantité, quantité débit dont on dispose)
- Nature du sol (perméabilité)
- Nature des cultures
- Facteurs sociologiques culturels
- Facteurs économiques
- Rentabilité de l'opération

On ne pas considérer chacun de ces critères de manière isolée ; au contraire, il faut en voir une vision globale afin de mieux évaluer les potentialités d'irrigation d'un site ou une région donnée.

CHAPITRE IV :

Etude Hydrologique

Introduction :

L'hydrologie est définie comme la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature et l'évolution de celle-ci à la surface de la terre.

Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont liés à une évaluation correcte des précipitations et en particulier les pluies maximales journalières soit donc la période de retour.

Le choix de ce dernier résulte d'un compromis entre les besoins en eaux, l'irrigation et la protection de ce dernier contre les risques auxquels il est exposé et ceux qu'il risque de provoquer en cas d'insuffisance, Pour les projets d'irrigation, nous optons généralement pour une pluie décennale.

L'intensité moyenne maximale c'est la lame d'eau précipitée (mm) rapportée à un intervalle de référence Δt (h). Elle est exprimée en mm/h,

I. Etude des précipitations de l'année sèche :

L'analyse des pluies est basée sur les relevés pluviométriques effectués dans un certain nombre de stations sur une surface topographique considérée. Elle est basée sur l'hypothèse que la pluie tombée à une station est représentative de celle tombée tout autour de cette station sur une étendue plus ou moins large selon la densité du réseau que l'on appelle zone d'influence du pluviomètre.

L'intensité moyenne maximale est donnée par la formule :

$$\bar{i}_t = \frac{\Delta h}{\Delta t} \dots\dots\dots(IV.1)$$

La station de KSAR EL HIRANE est prise comme station de référence, son identification est présentée dans le tableau V.1.

Tableau IV.1 : Identification de la station de KSAR EL HIRANE.

Station	Code	X (Km)	Y (Km)	Z (m)	Nombre d'observations	Période d'observations
KSAR EL HIRANE	060403	540	355	710	38	1969 à 2006

Source ANRH (Alger)

Le traitement statistique des données pluviométriques consiste à déterminer non seulement les caractéristiques empiriques de la série de précipitations maximales journalières, mais aussi son quantile de période de retour de 10ans.

La série des précipitations mensuelles est donnée dans le tableau IV.2.

Tableau IV.2 : Précipitations mensuelles (mm) 1984-2005 (060403)

Mois Années	sept	oct	nov	dec	janv	fer	mars	avril	mai	juin	juil	aoû	P _{annuel}
1984	13	16	6	1	21,2	3,2	5,5	0	20,4	0	0	1	87,3
1985	4,5	4	32,8	5	3	2	19,8	1,5	25,1	0	2	0	99,7
1986	6	16,4	6	0,5	16,4	3	8,2	3	8,2	16,4	0	4,5	88,6
1987	0	12,2	1	4,5	6	2,5	1,5	4,2	19,4	22,6	4,4	0	78,3
1988	3	12,7	3,5	2,5	9,7	1	12,7	8,7	0,8	19,4	0	4,6	78,6
1989	1	3,7	1,5	1	18,8	0	4	36,8	31,4	2,8	6	2	109
1990	8,7	0	13,2	3,5	9,9	11,7	16,4	4	9,2	0	0	1,9	78,5
1991	12,2	2,5	18,6	13,2	0	2	0,5	15,4	2,3	12,7	0	0	79,4
1992	24,2	0	1,3	1,4	1,2	4,5	0	0,5	17,1	2,7	11,5	0	64,4
1993	2,7	6,5	2,8	1,5	5,5	3,5	15,4	0	0	1,8	0	1,9	41,6
1994	22,9	16,2	5,3	0	0	1,5	5,3	1,9	0	13	0	1,8	67,9
1995	10,2	8,2	3,5	24,6	16,5	4,5	24,3	49,6	5	26,8	5,5	0	178,7
1996	9,5	11,7	0	3	0,9	6	0,8	14,8	19,3	3,2	0	4	73,2
1997	24,6	16,5	8,2	20,4	4,3	1	11,2	3,8	5,9	0	0	0	95,9
1998	17,4	1,8	0	1,4	38,3	20,6	16,4	2,6	3	18	3,5	4	127
1999	10,2	7	9,8	41	0	0	1,3	0,9	11	9,5	0,5	1	92,2
2000	24,6	2,2	0,6	0,5	1,8	2,4	0	1	1,1	0	0	3	37,2
2001	41	2,8	4,3	10,2	4,4	0	0	18,4	0	9	0,5	11,2	101,8
2002	11,7	8,2	6,1	0	12,2	13,2	0	3,5	0	0	0	1	55,9
2003	1,5	30,1	5,6	16,4	0	5	10,2	16,4	16,4	9,2	0	9,5	120,3
2004	3,5	9	8,2	30,6	0	6	0	6	6	10,7	12,2	0	92,2
2005	65,6	6	2	18	16,4	6	3	9,2	16,5	0	2,5	8,2	153,4
P_{i moy}	14,45	8,80	6,38	9,10	8,48	4,53	7,11	9,19	9,91	8,08	2,21	2,71	90,96

Source ANRH (Alger)

I.1 Les caractéristiques empiriques :

Les caractéristiques de la série des précipitations sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : caractéristiques de la série des précipitations

Minimum (mm)	37.2
Maximum (mm)	178.7
Moyenne (mm)	90.5
Ecart-type (mm)	33.1
Médiane (mm)	87.5
Coefficient de variation (Cv)	0.366
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.911
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3.52

Le calcul des valeurs extrêmes ou quantiles nécessite un ajustement à une loi de probabilité. Après avoir calculé les caractéristiques empiriques, il faut choisir une loi de probabilité susceptible de s'ajuster d'une manière adéquate à la série d'observation.

Cette pratique revient donc à ajuster une loi théorique de répartition des fréquences à un échantillon.

Les critères de choix sont liés d'abord à un ajustement graphique. L'allure des points sur du papier à probabilité permet d'accepter ou de rejeter la loi.

Les deux lois généralement utilisées pour les valeurs extrêmes sont :

- la loi doublement exponentielle ou loi de Gumbel ;
- la loi log normale ou loi de Galton. [1]

II. homogénéité de la série :

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

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

- On divise la série complète en deux sous séries : **x** et **y** tel que : N_1 et N_2

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

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

- **M^F Wilcoxon** : a montré que la série est homogène avec une probabilité de 95%, si la relation ci-dessous est vérifiée. Avec :

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

$$W_x = |Rang|_x \dots \dots \dots (VI.2)$$

W_y : Somme des rangs des sous séries. Sauf

$$W_{\min} = \left[\left(\frac{(N_1 + N_2 + 1) \times N_1 - 1}{2} \right) - 1,96x \left(\frac{N_1 \times N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right)^{0,5} \right] \dots \dots \dots (VI.3)$$

$$W_{\max} = [(N_1 + N_2 + 1) \times N_1 - W_{\min}] \dots \dots \dots (VI.4) [1]$$

Le tableau ci-après détaille le procédé de Test d’homogénéité pour la station de ksare el hiran.

Tableau IV.4 : Le procédé de test d’homogénéité

Années	X	Y	Rang (i)	Serie classée	appartenance	Rang des yi
1984	87,3		1	178,7	X	1
1985	99,7		2	153,4	X	2
1986	88,6		3	127	X	3
1987	78,3		4	120,3	Y	
1988	78,6		5	109	Y	
1989	109		6	101,8	Y	
1990	78,5		7	99,7	X	7
1991	79,4		8	95,9	Y	
1992	64,4		9	92,2	Y	
1993	41,6		10	92,2	X	10

Années	X	Y	Rang (i)	Serie classée	appartenance	Rang des Xi
1994	67,9		1	88,6	X	1
1995	178,7		2	87,3	X	2
1996	73,2		3	79,4	X	3
1997	95,9		4	78,6	Y	
1998		127	5	78,5	Y	
1999		92,2	6	78,3	Y	
2000		37,2	7	73,2	X	7
2001		101,8	8	67,9	Y	
2002		55,9	9	64,4	Y	
2003		120,3	10	55,9	X	10
2004		92,2		41,6		
2005		153,4		37,2		

Donc :

$$W_X = 120$$

$$W_{\min} = 73.65$$

$$W_{\max} = 133.35$$

$$73.65 < W_x < 133.35$$

La condition de **M^r Wilcoxon** est vérifiée, donc la série des précipitations moyennes annuelle de la station de **ksare el hiran** est homogène.

III. Ajustement de la série pluviométrique :

III.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

La fonction de répartition de la loi de Gumbel $F(x)$ est donnée par l'expression:

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(VI.6)$$

Avec :

$$y = \frac{x - x_0}{\alpha} : \text{Variable réduite de Gumbel}$$

Avec :

α et x_0 : coefficient d'ajustement (méthode des moindres carrés)

x_0 : Paramètre de position (Ordonnée à l'origine)

α : Paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex »

$\frac{1}{\alpha}$: Pente de la droite

x : Variable étudiée “ $P_{\max,j}$ ”

Cette variable x , exprimée en fonction de la variable réduite y , est l'équation de la droite de Gumbel sur papier à probabilité GUMBEL formule :

$$x = \left(\frac{1}{\alpha}\right) y + x_0 ; \quad \text{soit : } P_{\max,j,p\%} = \left(\frac{1}{\alpha}\right) y + x_0 \dots\dots\dots(VI.6)$$

Le procédé d'ajustement consiste à :

- Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....n.
- Calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale $F(x)$ par la formule de Hazen

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \dots\dots\dots(VI.7)$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations

- calculer la variable réduite de Gumbel donnée par la formule:

$$y = - \left[\ln -\ln F(x) \right] \dots\dots\dots(VI.8)$$

- reporter les valeurs observées sur papier Gumbel.
- représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier Gumbel

Les résultats sont résumés dans le tableau récapitulatif IV.5 et la représentation graphique par la figure V.1.

L'équation de la droite de Gumbel est donnée par l'expression :

$$P_{\max,j,P\%} = 8,82 y_{p\%} + 20.50 \dots\dots\dots(VI.9)$$

Tableau IV.5 : Ajustement à la loi de Gumbel

Ajustement à une loi de Gumbel								
Mode=		76,05		Taille n=22			I.C. à(en%)=80	
Gradex=		25,83		Nb au départ (23)			U Gauss=1,282	
Observations classées	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
Obs.1	178,70	1	0,0227	-1,331	178,70	41,68	25,72	51,87
Obs.2	153,4	2	0,0682	-0,988	153,40	50,53	37,37	59,52
Obs.3	127	3	0,1136	-0,777	127,00	55,98	44,36	64,42
Obs.4	120,3	4	0,1591	-0,609	120,30	60,33	49,78	68,45
Obs.5	109	5	0,2045	-0,462	109,00	64,12	54,40	72,11
Obs.6	101,8	6	0,2500	-0,327	101,80	67,62	58,52	75,60
Obs.7	99,7	7	0,2955	-0,198	99,70	70,93	62,32	79,03
Obs.8	95,9	8	0,3409	-0,073	95,90	74,16	65,88	82,49
Obs.9	92,2	9	0,3864	0,050	92,20	77,35	69,30	86,04
Obs.10	92,2	10	0,4318	0,175	92,20	80,57	72,61	89,73
Obs.11	88,6	11	0,4773	0,302	88,60	83,84	75,88	93,60
Obs.12	87,3	12	0,5227	0,433	87,30	87,23	79,15	97,72
Obs.13	79,4	13	0,5682	0,570	79,40	90,79	82,48	102,14
Obs.14	78,6	14	0,6136	0,717	78,60	94,57	85,92	106,93
Obs.15	78,5	15	0,6591	0,875	78,50	98,66	89,54	112,21
Obs.16	78,3	16	0,7045	1,049	78,30	103,16	93,45	118,12
Obs.17	73,2	17	0,7500	1,246	73,20	108,24	97,77	124,87
Obs.18	67,9	18	0,7955	1,475	67,90	114,15	102,70	132,82
Obs.19	64,4	19	0,8409	1,753	64,40	121,33	108,61	142,57
Obs.20	55,9	20	0,8864	2,115	55,90	130,69	116,20	155,36
Obs.21	41,6	21	0,9318	2,650	41,60	144,52	127,29	174,42
Obs.22	37,2	22	0,9773	3,773	37,20	173,51	150,23	214,64

Fréquence	Variable réduite	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
0,2	-0,476	63,76	53,96	71,76

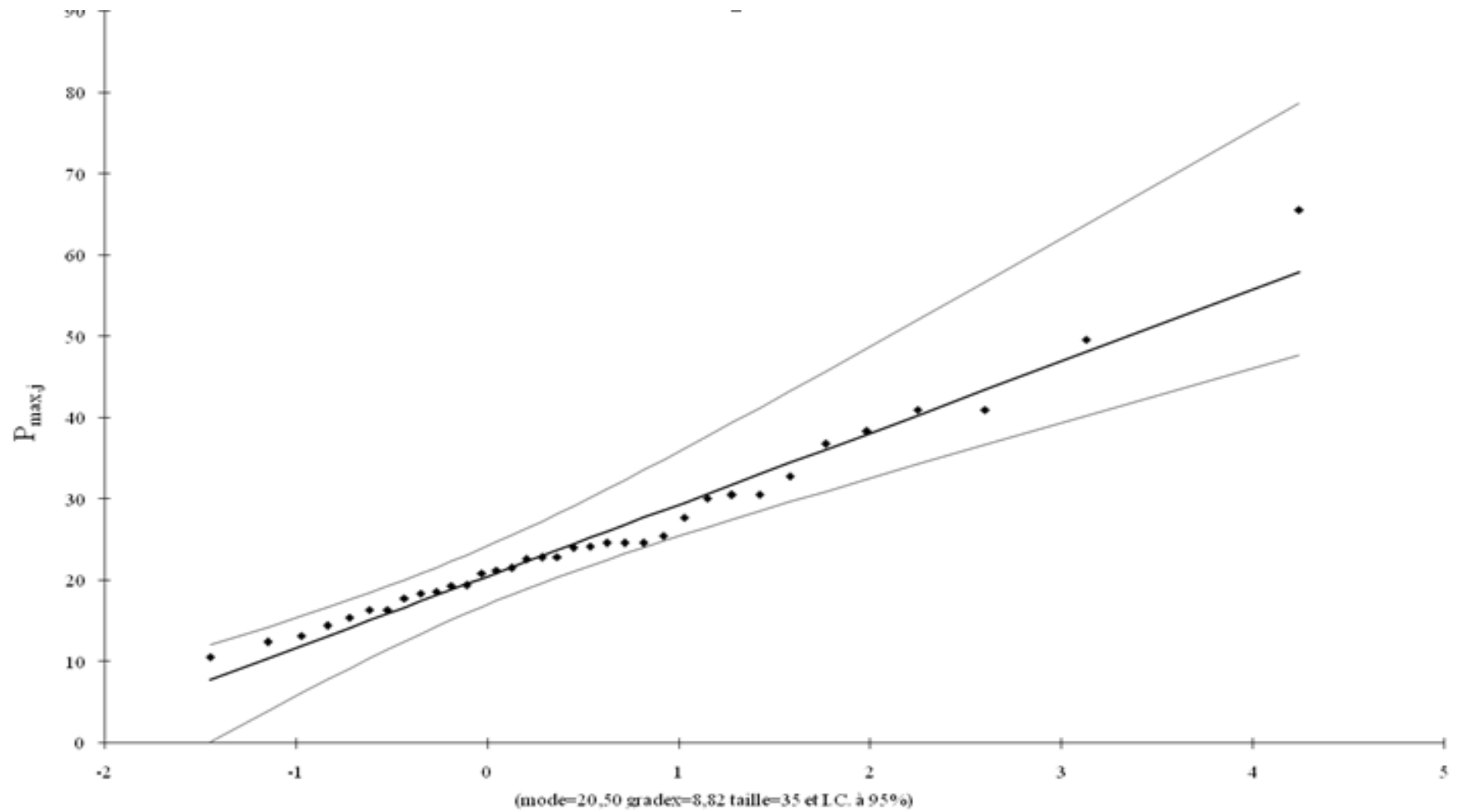


Figure IV.1 : Ajustement à la droite de Gumbel

III.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

La fonction de répartition de la loi de Galton est donnée par la formule suivante :

$$U = \frac{\log(x - x_0) - a}{b} \dots\dots\dots(VI.10)$$

L'équation de la droite de Galton est la suivante :

$$\ln x = \overline{\ln x} + u \sigma_{\ln x} \dots\dots\dots(VI.11)$$

Les paramètres de la série sont représentés dans le tableau IV.6.

L'ajustement graphique des données permet de lire le quantile de période de retour 10ans, directement sur la droite de Galton, figure IV.2.

Tableau IV.6 : Ajustement à la loi de Galton

Ajustement à une loi de Galton								
Moyenne de ln(x-x ₀) =		4,45		Taille n=22			I.C. à (en%)=80	
Ecart-type de ln(x-x ₀)=		0,37		Nb au départ(21)			U Gauss=1,282	
Observations classées	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
Obs.1	178,70	1	0,0227	-2,000	178,70	40,74	33,00	47,48
Obs.2	153,4	2	0,0682	-1,489	153,40	49,22	41,36	56,11
Obs.3	127	3	0,1136	-1,207	127,00	54,63	46,77	61,64
Obs.4	120,3	4	0,1591	-0,998	120,30	59,03	51,17	66,17
Obs.5	109	5	0,2045	-0,825	109,00	62,92	55,06	70,22
Obs.6	101,8	6	0,2500	-0,674	101,80	66,54	58,66	74,03
Obs.7	99,7	7	0,2955	-0,538	99,70	70,00	62,08	77,72
Obs.8	95,9	8	0,3409	-0,410	95,90	73,38	65,39	81,38
Obs.9	92,2	9	0,3864	-0,289	92,20	76,74	68,66	85,07
Obs.10	92,2	10	0,4318	-0,172	92,20	80,14	71,92	88,86
Obs.11	88,6	11	0,4773	-0,057	88,60	83,62	75,21	92,81
Obs.12	87,3	12	0,5227	0,057	87,30	87,22	78,58	96,96
Obs.13	79,4	13	0,5682	0,172	79,40	91,00	82,07	101,40
Obs.14	78,6	14	0,6136	0,289	78,60	95,03	85,72	106,22
Obs.15	78,5	15	0,6591	0,410	78,50	99,39	89,62	111,52
Obs.16	78,3	16	0,7045	0,538	78,30	104,19	93,84	117,48
Obs.17	73,2	17	0,7500	0,674	73,20	109,60	98,51	124,33
Obs.18	67,9	18	0,7955	0,825	67,90	115,90	103,86	132,45
Obs.19	64,4	19	0,8409	0,998	64,40	123,55	110,21	142,52
Obs.20	55,9	20	0,8864	1,207	55,90	133,49	118,31	155,94
Obs.21	41,6	21	0,9318	1,489	41,60	148,18	129,97	176,32
Obs.22	37,2	22	0,9773	2,000	37,20	179,01	153,58	220,98

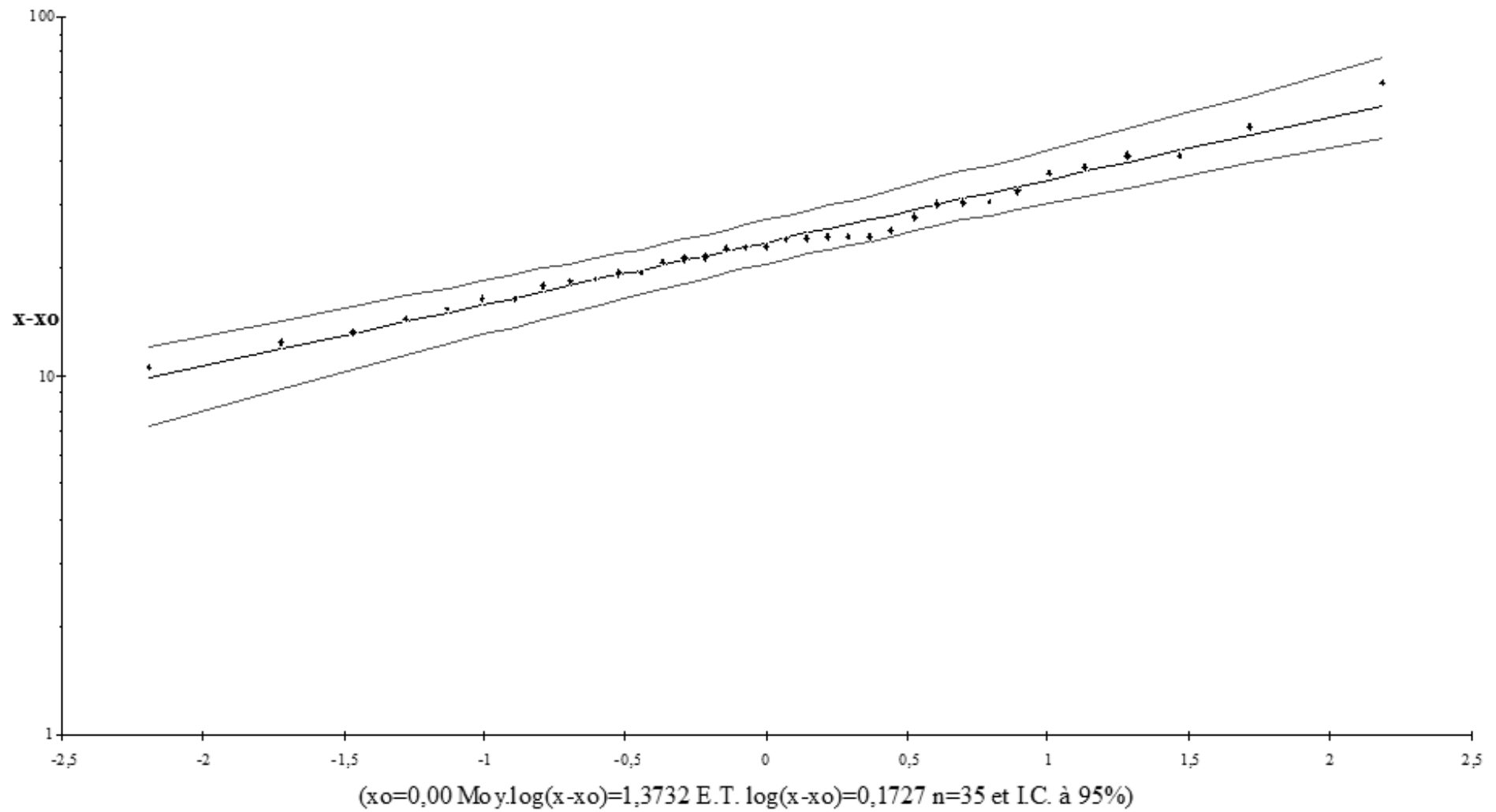


Figure IV.2 : Ajustement à la droite de Galton

IV. Détermination de l'année de calcul:

Puisque la loi de GALTON est la plus adéquate, alors nous la retenons pour l'estimation de la pluviométrie moyenne annuelle représentative de la région.

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

- **Reconstitution de la pluie mensuelle de probabilité 80% :**

Les pluies mensuelles moyennes de la série sont les suivantes

Tableau IV.7: Précipitations mensuelles moyenne.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O	Année
P_{moy} (mm)	14,45	8,80	6,38	9,10	8,48	4,53	7,11	9,19	9,91	8,8	2,21	2,71	90,96

La détermination des valeurs mensuelles pour l'année sèche (P80%) se fait par la relation:

$$P_{\text{mensuelle}80\%} = P_{\text{mensuelle moy}} * \frac{P_{80.}}{P_{50.}}$$

D'après l'Ajustement à la loi Log-Normal on a trouvé:

Fréquence	Variable réduite	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
0,2	-0,842	62,55	54,69	69,83
0,5	0,000	85,40	76,88	94,85
0,8	0,842	116,60	104,44	133,35

Donc le rapport (P_{20%}/ P_{50%})= 0.73

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

Tableau IV.8: Précipitations de projet.

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O	Total annuel
P_{moy80%}(mm)	10,55	6,42	4,66	6,64	6,19	3,31	5,19	6,71	7,23	6,42	1,61	1,98	66,92

Conclusion:

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer la pluie sèche mensuelle d'une fréquence 20% et cela d'après les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi Log-Normal on a P_{sec} mm , donc les précipitation mensuelles sèches sont résumées dans le tableau IV.8

CHAPITRE V :

Calcul des besoins en eau des cultures

Introduction :

Il paraît indispensable de rappeler quelques connaissances essentielles, la plante respire, transpire et se nourrit, ces phénomènes fondamentaux chez la plante, conditionnent la notion de besoin.

Les besoins en eau des cultures varient en fonction des cultures, leurs stades végétatifs et en fonction des conditions climatiques (précipitation, température).

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

- **Les besoins unitaires** : Relatifs à un hectare de chacune des cultures envisageables pour la zone étudiée.
- **Les besoins globaux** : Du périmètre d'irrigation.

Les besoins sont déterminés à partir du bilan hydrique.

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

B : besoin en eau d'irrigation (mm)

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

RFU : réserve facilement utilisable

$$RFU = Y (H_{cc} - H_{pf}).D_a.Z$$

Y : degré de tarissement

D_a : densité apparente

Z : profondeur d'enracinement mm

H_{cc} : humidité à la capacité au champ

H_{pf} : humidité au point de flétrissement

Pe_{ff} : pluie efficace

La pluie efficace est calculée par la formule la plus utilisée qui est $Pe_{ff} = a * P_{net}$

a : étant un pourcentage de 80.

Il suffit de mentionner que l'eau constitue 80 de la plante pour estimer la valeur réelle de besoin des plantes.

I. Etude agronomique:

Il est indispensable d'étudier les aptitudes culturales propres à chaque type de notre sol, Et le choix des cultures convenables et adaptables.

I.1. Le choix des cultures :

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

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

L'établissement du calendrier cultural adaptable aux diverses condition du périmètre, tient compte :

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

Pour notre périmètre les cultures les plus représentatives sont les suivants :

- Bersim
- Tomate
- Pomme de terre
- Carotte
- abricotier

II. L'assolement:

Compte tenu des conditions climatiques de la nature des sols, et la faible ressource en eau.

L'assolement pratique au niveau du périmètre dans le tableau suivant :

Tableau V.1: Calendrier culturel des différentes cultures.

	mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
I	Bersim												
	tomate												
II	Pomme de terre												
	carotte												
III	abricotier												

La pluie participe aux besoins en eaux, l'irrigation est une irrigation d'appoint permettant d'obtenir de meilleurs rendements.

III. Calcul de l'évapotranspiration :

Le calcul de l'évapotranspiration potentielle se fait soit à partir de stations (méthodes directes), soit à partir des données climatiques disponibles, à partir des méthodes empiriques.

a. Formule de Turc 1960 : basée sur la température et le rayonnement

Pour le calcul de ETP mensuelles nous pouvons utiliser la formule de Turc donnée par :

$$ETP = 0,40 \times (I_g + 50) \times \frac{t}{(t + 15)} K \dots\dots\dots(V.1)$$

Avec :

ETP : Evapotranspiration mensuelle (mm).

T : Température moyenne mensuelle (°C).

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

b. Formule de Blaney- Criddle 1959:

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

$$f = (0,46 \times T + 8,13) \times P \dots\dots\dots(V.2)$$

Où :

T : (°C) est la température moyenne [3]

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

c. Formule de Thornthwaite 1948 :

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

$$ETP = 16 \left(\frac{10 \times t^a}{I} \right) \times K \dots\dots\dots(V.3)$$

Où

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

a : est fonction de l'indice thermique mensuel et K : coefficient d'ajustement mensuel. [2]

d. Formule de Penman 1948:

La méthode utilisée pour calculer les valeurs de l'évapotranspiration de référence ET_0 est celle qui est exposée dans les bulletins FAO série « d'irrigation et drainage N° 24 des besoins en eau des cultures ».

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

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.

Rn : 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. [2]

III.1. Calcul de l'évapotranspiration de référence

La détermination de l'évapotranspiration de référence été faite en se basant sur la formule de Penman-Monteith modifiée, avec le logiciel CROPWAT. Pour le calcul, nous avons introduit les données mensuelles de la station météorologique de Tebessa:

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

Le tableau suivant représente l'évapotranspiration de référence ET_0 , calculée à l'aide du logiciel CROPWAT.

Tableau V.2 : Evapotranspiration en mm/jours

Mois	Temp min c°	Temp max c°	Humidité %	Vent km/j	Ensoleillement heures	Radiation M/J/m/j	ET0 mm/j
Janvier	2.4	14.3	59	199	7.7	12.1	2.01
Février	3.9	16.8	54	207	9.4	16.3	2.83
Mars	6.3	19.3	48	190	9.6	19.8	3.71
Avril	9.7	22.6	44	225	9.9	23.0	5.02
Mai	14.3	28.3	40	225	10.7	25.6	6.43
Juin	18.6	32.6	36	216	11.5	27.2	7.41
Juillet	22.2	37.4	31	190	12.2	27.9	7.97
Août	21.9	37.1	35	181	11.8	26.2	7.31
Sep	17.5	31.2	46	199	10.5	22.0	5.64
Octobre	11.8	24.8	57	207	8.6	16.4	3.73
Novem	6.6	18.8	61	190	6.6	11.6	2.34
Decem	2.7	14.2	62	190	7.5	11.2	1.79
Totale	11.5	24.8	48	202	9.7	19.9	4.68

III.2. Evaporation maximale de culture (ETP) :

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

$$ETP = Kc \times ET0 \quad \dots\dots\dots(V.4)$$

Avec :

Kc : coefficient cultural (Voir Annexe 2),

$Et0$: évapotranspiration de référence.

IV. Calcul du besoin en eau d'irrigation pour les cultures d'assolement :

Les besoins théoriques mensuels sont déterminés par le bilan hydrique

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

B : besoin en eau d'irrigation (mm)

ETP : évapotranspiration (mm/jour)

RFU : réserve facilement utilisable

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

Y : degré tarissement

D_a : Densité apparente (Voir Annexe 1),

Z : profondeur d'enracinement mm (Voir Annexe 3),

H_{cc} : Humidité à la capacité au champ (Voir Annexe 1),

H_{pf} : Humidité au point de flétrissement (Voir Annexe 1),

P_{eff} : Pluie efficace

$P_{eff} = A \cdot \text{pluie}$; ou $A=0,8\text{à}0,9$ (pour notre cas on va prendre $A=0,8$)

L'irrigation se fait lorsque $B > 0$,

Les résultats de calcul pour les différentes cultures sont :

IV.1 Besoin en eau de la Bersim :

Tableau V.3 : Besoin en eau de la Bersim

Mois	Pluie mm	Pluie eff mm	ET0 mm/mois	Kc	z	ETM mm/mois	RFU mm	B irr mm
Septembre	10.55	8.44	5.64			0	0	0
Octobre	6.42	5.136	3.73	0.65	0.05	72.735	3	70.599
Novembre	4.66	3.728	2.34	0.95	0.1	66.69	6	68.962
Decembre	6.64	5.312	1.79	1	0.15	53.7	9	57.388
Janvier	6.19	4.952	2.01	1.01	0.25	60.903	15	70.951
Fevrier	3.31	2.648	2.83			0	0	0
Mars	5.19	4.152	3.71			0	0	0
Avril	6.71	5.368	5.02			0	0	0
Mai	7.23	5.784	6.43			0	0	0
Juin	6.42	5.136	7.41			0	0	0
Juillet	1.98	1.584	7.31			0	0	0
Août	10.55	8.44	5.64			0	0	0

IV.2 Besoin en eau de tomate :

Tableau V.4: Besoin en eau de tomate

Mois	Pluie mm	Pluie eff mm	ET0 mm/mois	Kc	z	ETM mm/mois	RFU mm	B irr mm
Septembre	10.55	8.44	5.64			0	0	0
Octobre	6.42	5.136	3.73			0	0	0
Novembre	4.66	3.728	2.34			0	0	0
Decembre	6.64	5.312	1.79			0	0	0
Janvier	6.19	4.952	2.01			0	0	0
Fevrier	3.31	2.648	2.83			0	0	0
Mars	5.19	4.152	3.71	0.5	0.2	55.65	12	63.498
Avril	6.71	5.368	5.02	0.8	0.7	120.48	42	157.112
Mai	7.23	5.784	6.43	1.05	1	202.545	60	256.761
Juin	6.42	5.136	7.41	0.75	1	166.725	60	221.589
Juillet	1.98	1.584	7.31			0	0	0
Août	10.55	8.44	5.64			0	0	0

IV.3 Besoin en eau de Pomme de terre :**Tableau V.5 : Besoin en eau de Pomme de terre**

Mois	Pluie mm	Pluie eff mm	ET0 mm/mois	Kc	z	ETM mm/mois	RFU mm	B irr mm
Septembre	10.55	8.44	5.64			0	0	0
Octobre	6.42	5.136	3.73			0	0	0
Novembre	4.66	3.728	2.34			0	0	0
Decembre	6.64	5.312	1.79			0	0	0
Janvier	6.19	4.952	2.01			0	0	0
Fevrier	3.31	2.648	2.83			0	0	0
Mars	5.19	4.152	3.71	0.75	0.1	83.475	6	85.323
Avril	6.71	5.368	5.02	1.1	0.25	165.66	15	175.292
Mai	7.23	5.784	6.43	1.2	0.35	231.48	21	246.696
Juin	6.42	5.136	7.41	0.75	0.4	166.725	24	185.589
Juillet	1.98	1.584	7.31			0	0	0
Août	10.55	8.44	5.64			0	0	0

IV.4 Besoin en eau du Carotte :**Tableau V.6 : Besoin en eau du Carotte**

Mois	Pluie mm	Pluie eff mm	ET0 mm/mois	Kc	Z(m)	ETM mm/mois	RFU mm	B irr mm
Septembre	10.55	8.44	5.64	0.8	0.1	135.36	0.006	126.926
Octobre	6.42	5.136	3.73	1	0.2	111.9	12	118.764
Novembre	4.66	3.728	2.34	1.1	0.25	77.22	15	88.492
Decembre	6.64	5.312	1.79	0.75	0.3	40.275	18	52.963
Janvier	6.19	4.952	2.01			0	0	0
Fevrier	3.31	2.648	2.83			0	0	0
Mars	5.19	4.152	3.71			0	0	0
Avril	6.71	5.368	5.02			0	0	0
Mai	7.23	5.784	6.43			0	0	0
Juin	6.42	5.136	7.41			0	0	0
Juillet	1.61	1.288	7.97			0	0	0
Août	1.98	1.584	7.31			0	0	0

IV.5 Besoin en eau des Abricotier :

Tableau V.7 : Besoin en eau des Abricotier

Mois	Pluie mm	Pluie eff mm	ET0 mm/mois	Kc	z	ETM mm/mois	RFU mm	B irr mm
Septembre	7,23	5,784	5,64	0,91	1,2	153,972	72	220,188
Octobre	6,42	5,136	3,73	0,85	1,2	95,115	72	161,979
Novembre	1,61	1,288	2,34	0,78	1,2	54,756	72	125,468
Decembre	1,98	1,584	1,79	0,72	1,2	38,664	72	109,08
Janvier	10,55	8,44	2,01	0,5	1,2	30,15	72	93,71
Fevrier	6,42	5,136	2,83	0,5	1,2	42,45	72	109,314
Mars	4,66	3,728	3,71	0,58	1,2	64,554	72	132,826
Avril	6,64	5,312	5,02	0,73	1,2	109,938	72	176,626
Mai	6,19	4,952	6,43	0,89	1,2	171,681	72	238,729
Juin	3,31	2,648	7,41	0,95	1,2	211,185	72	280,537
Juillet	5,19	4,152	7,97	0,95	1,2	227,145	72	294,993
Août	6,71	5,368	7,31	0,95	1,2	208,335	72	274,967

V. Besoins mensuel en eau des cultures :

Tableau V.8 : Besoins mensuel en eau des cultures (mm)

Culture Mois	B Bersim(mm)	B Ail(mm)	B Pomme de terre(mm)	B Carotte(mm)	B Abricot(mm)	Total (mm)
Sept	0	0	0	135.36	220.19	355.55
Oct	72.74	0	0	111.9	161.98	346.61
Nov	66.69	0	0	77.22	125.47	269.38
Dec	53.7	0	0	40.28	109.08	203.06
Jan	60.9	0	0	0	93.71	154.61
Fev	0	0	0	0	109.31	109.31
Mar	0	0	83.48	0	132.83	216.3
Avr	0	0	165.66	0	176.63	342.29
Mai	0	192.9	231.48	0	238.73	663.11
Juin	0	233.42	166.73	0	280.54	680.68
Juil	0	251.06	0	0	294.99	546.05
Août	0	186.41	0	0	274.97	461.37
MAX (mm)	72.74	251.06	231.48	135.36	294.99	680.68

VI. 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 :

$$q = \frac{B_m \times 10 \times 1000}{T \times t \times 3600 \times K} \quad (\text{l/s/ha}) \dots\dots\dots(\text{V.5})$$

Avec

B_m : Besoins mensuels maximum net (m^3/ha)

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

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

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

$$Q_{sp} = \frac{680.68 \times 10}{30 \times 24 \times 3.6 \times 0.75} = 3.5 > 1.5 \text{ l/s/ha}$$

Le débit est trop important dans ce cas, on a deux méthodes pour estimer le débit spécifique :

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

Dans notre cas on utilise la deuxième méthode, la moyenne de besoin d'irrigation est 197.13 mm

$$: Q_{sp} = \frac{294.99 \times 10}{30 \times 24 \times 3.6 \times 0.75} = 1.01 < 1.5 \text{ l/s/ha}$$

$Q_{sp}=1,01 \text{ l/s/ha}$ qui est une Valeur compatible aux conditions de notre zone d'étude

Alors notre débit de consommation heurer est :

$$\begin{aligned} Q_{\text{jour}} &= Q_{sp} \cdot S = 1.01 \cdot 450.31 = 454.811/\text{s} \\ &= 39295.584\text{m}^3/\text{j} \end{aligned}$$

Conclusion:

L'étude qui a été faite au niveau de notre région dans le but de déterminer l'évapotranspiration ; les besoins en eau des plantes, nous ont permis de déterminer les besoins en eau d'irrigation pour les cultures que nous avons proposés précédemment.

CHAPITRE VI :

Dimensionnement de réseau

Introduction

Le calcul hydraulique a pour but de dimensionner les conduites en déterminant leurs diamètres tout en respectant les vitesses minimales admissibles et en minimisant les pertes de charge.

I. Calcul du débit fictif continu :

Le but est de définir les débits nécessaires que le système d’irrigation doit véhiculer pour répondre à la demande en eau des cultures. Le débit spécifique est défini d’après les besoins en eau de chaque culture, évalués précédemment à partir de la répartition culturale. Ce débit spécifique est défini par la formule et permet de déterminer les débits à la parcelle et à l’entête de l’entité d’étude.

$$q = \frac{B \times 10}{T * t * 3,6 * K} \text{ en}(l / s / ha). \dots\dots\dots (VI.1)$$

Tel que :

B : Besoin au mois de pointe net en m³/ha.

T : Temps d’irrigation par jour ≈ 24h / j .

t : Durée d’irrigation en jours =30jours.

K : Coefficient d’efficience globale du système d’irrigation ≈ 0,75 .

$$q = 1.01l / s / ha.$$

II.. Calcul du débit caractéristique du périmètre:

$$q_c = q_s * s \dots\dots\dots (VI.2)$$

q_c= Débit caractéristique (l/s)

q_s= Débit spécifique moyen (l/s/ha)

s =Superficie (ha)

D’après le calcul du débit fictif de pointe est de l’ordre de :

$$q_s = 1.01 \text{ l/s/ha}$$

$$q = q_s \times \text{la superficie}$$

$$q = 1.01 \times 450.32 = \mathbf{454.82 \text{ l/s}}$$

Les résultats du calcul du débit de chaque îlot d'irrigation sont présentés dans le tableau VII.1

Tableau VI.1 : Les débits au niveau de chaque ilot

ILOT N°	PARCELLE				Débit (l/s)	ILOT N° Superficie (ha)	ILOT N° débit (l/s)
	N° DE PARCELLE	NOMBRE D'EXPLOITANTS	Propriétaires	Superficie (ha)			
24	1	1	Inconnu	3	3,03	16,85	17,0185
	2	1	Inconnu	3,85	3,89		
	3	1	Inconnu	5	5,05		
	4	1	Inconnu	5	5,05		
23	5	1	Inconnu	5	5,05	14,85	14,9985
	6	1	Inconnu	5	5,05		
	7	1	Inconnu	4,85	4,90		
22	8	1	Inconnu	5	5,05	15	15,15
	9	1	Inconnu	5	5,05		
	10	1	Inconnu	5	5,05		
21	11	1	Inconnu	5	5,05	20	20,2
	12	1	Inconnu	5	5,05		
	13	1	Inconnu	5	5,05		
	14	1	Inconnu	5	5,05		
19	15	1	Inconnu	5	5,05	20	20,2
	16	1	Inconnu	5	5,05		
	17	1	Inconnu	5	5,05		
	18	1	Inconnu	5	5,05		
18	19	1	Inconnu	5	5,05	20	20,2
	20	1	Inconnu	5	5,05		
	21	1	Inconnu	5	5,05		
	22	1	Inconnu	5	5,05		
20	23	1	Inconnu	5	5,05	15	15,15
	24	1	Inconnu	5	5,05		
	25	1	Inconnu	5	5,05		
17	26	1	Inconnu	5	5,05	15,33	15,4833
	27	1	Inconnu	5	5,05		
	28	1	Inconnu	5,33	5,38		
16	29	1	Inconnu	5	5,05	20	20,2
	30	1	Inconnu	5	5,05		

	31	1	Inconnu	5	5,05		
	32	1	Inconnu	5	5,05		
15	33	1	Inconnu	5	5,05	20	20,2
	34	1	Inconnu	5	5,05		
	35	1	Inconnu	5	5,05		
	36	1	Inconnu	5	5,05		
14	37	1	Inconnu	5	5,05	20	20,2
	38	1	Inconnu	5	5,05		
	39	1	Inconnu	5	5,05		
	40	1	Inconnu	5	5,05		
13	41	1	Inconnu	5	5,05	20	20,2
	42	1	Inconnu	5	5,05		
	43	1	Inconnu	5	5,05		
	44	1	Inconnu	5	5,05		
11	45	1	Inconnu	5	5,05	18,95	19,1395
	46	1	Inconnu	5	5,05		
	47	1	Inconnu	5	5,05		
	48	1	Inconnu	3,95	3,99		
12	49	1	Inconnu	5	5,05	19,78	19,9778
	50	1	Inconnu	5	5,05		
	51	1	Inconnu	5	5,05		
	52	1	Inconnu	4,78	4,83		
10	53	1	Inconnu	5	5,05	19,45	19,6445
	54	1	Inconnu	5	5,05		
	55	1	Inconnu	5	5,05		
	56	1	Inconnu	4,45	4,49		
9	57	1	Inconnu	5	5,05	24,34	24,5834
	58	1	Inconnu	5	5,05		
	59	1	Inconnu	5	5,05		
	60	1	Inconnu	5	5,05		
	61	1	Inconnu	4,34	4,38		
8	62	1	Inconnu	5	5,05	20	20,2
	63	1	Inconnu	5	5,05		
	64	1	Inconnu	5	5,05		
	65	1	Inconnu	5	5,05		
7	66	1	Inconnu	5	5,05	20	20,2
	67	1	Inconnu	5	5,05		
	68	1	Inconnu	5	5,05		
	69	1	Inconnu	5	5,05		

6	70	1	Inconnu	5	5,05	20	20,2
	71	1	Inconnu	5	5,05		
	72	1	Inconnu	5	5,05		
	73	1	Inconnu	5	5,05		
5	74	1	Inconnu	4,848	4,90	19,008	19,19808
	75	1	Inconnu	4,16	4,20		
	76	1	Inconnu	5	5,05		
	77	1	Inconnu	5	5,05		
4	78	1	Inconnu	5	5,05	16,31	16,4731
	79	1	Inconnu	6,31	6,37		
	80	1	Inconnu	5	5,05		
3	81	1	Inconnu	3,5	3,54	17,9	18,079
	82	1	Inconnu	5,4	5,45		
	83	1	Inconnu	5	5,05		
	84	1	Inconnu	4	4,04		
2	85	1	Inconnu	3,22	3,25	18,22	18,4022
	86	1	Inconnu	5	5,05		
	87	1	Inconnu	5	5,05		
	88	1	Inconnu	5	5,05		
1	89	1	Inconnu	5	5,05	19,33	19,5233
	90	1	Inconnu	5	5,05		
	91	1	Inconnu	5	5,05		
	92	1	Inconnu	4,33	4,37		
Total				450,318	454,82	450,318	454,82

III. Choix du type de borne :

Le choix de la Borne dépend de la surface :

- Pour les surfaces $S \leq 10ha$ on prend la Borne à deux prises
- Pour les surfaces $S \geq 15ha$ on prend la Borne à quatre prises

III.1. Pression demandée aux bornes d'irrigation :

L'expression ci-dessous, définit la pression affectée aux bornes d'irrigation pour un bon fonctionnement des appareils d'irrigation.

$$P_B = P_a + r. \dots\dots\dots(VI.3)$$

Dans la quelle :

P_B : Pression à la borne.

P_a : Pression pour le fonctionnement de l'asperseur simple

r : Marge de sécurité $\approx 1bar$.

La pression disponible à l'amont des bornes du réseau collectif est généralement de l'ordre de **3,5 à 4,5 bars**, correspondant à une irrigation par aspersion à moyenne pression.

III.2. Choix de diamètre de la borne :

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

Tableau VI.2 : Choix de diamètre de la borne.

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

III.3. Débit aux bornes :

$$Q_b = q \times S \dots\dots\dots(VI.2)$$

Avec : q = débit spécifique (l/s/ha)

S = Superficie (ha)

Le calcul des débits des prises et des bornes sont présentées dans le **tableau VII.3**

Tableau VI.3 : débit au niveau des bornes et des prises

ILOT N°	PARCELLE			ILOT N°	ILOT N°
	N° DE PARCELLE	débit brute de la prise	D des prises (mm)	débit de la borne L/S	Diamètre de la borne mm
24	1	3,03	65	17,0185	100
	2	3,8885	65		
	3	5,05	65		
	4	5,05	65		
23	5	5,05	65	14,9985	100
	6	5,05	65		
	7	4,8985	65		

22	8	5,05	65	15,15	100
	9	5,05	65		
	10	5,05	65		
21	11	5,05	65	20,2	150
	12	5,05	65		
	13	5,05	65		
	14	5,05	65		
19	15	5,05	65	20,2	150
	16	5,05	65		
	17	5,05	65		
	18	5,05	65		
18	19	5,05	65	20,2	150
	20	5,05	65		
	21	5,05	65		
	22	5,05	65		
20	23	5,05	65	15,15	100
	24	5,05	65		
	25	5,05	65		
17	26	5,05	65	15,4833	100
	27	5,05	65		
	28	5,3833	65		
16	29	5,05	65	20,2	150
	30	5,05	65		
	31	5,05	65		
	32	5,05	65		
15	33	5,05	65	20,2	150
	34	5,05	65		
	35	5,05	65		
	36	5,05	65		
14	37	5,05	65	20,2	150
	38	5,05	65		
	39	5,05	65		
	40	5,05	65		
13	41	5,05	65	20,2	150
	42	5,05	65		
	43	5,05	65		
	44	5,05	65		
11	45	5,05	65	19,1395	100
	46	5,05	65		
	47	5,05	65		
	48	3,9895	65		

12	49	5,05	65	19,9778	100
	50	5,05	65		
	51	5,05	65		
	52	4,8278	65		
10	53	5,05	65	19,6445	100
	54	5,05	65		
	55	5,05	65		
	56	4,4945	65		
9	57	5,05	65	24,5834	150
	58	5,05	65		
	59	5,05	65		
	60	5,05	65		
	61	4,3834	65		
8	62	5,05	65	20,2	150
	63	5,05	65		
	64	5,05	65		
	65	5,05	65		
7	66	5,05	65	20,2	150
	67	5,05	65		
	68	5,05	65		
	69	5,05	65		
6	70	5,05	65	20,2	150
	71	5,05	65		
	72	5,05	65		
	73	5,05	65		
5	74	4,89648	65	19,19808	100
	75	4,2016	65		
	76	5,05	65		
	77	5,05	65		
4	78	5,05	65	16,4731	100
	79	6,3731	65		
	80	5,05	65		
3	81	3,535	65	18,079	100
	82	5,454	65		
	83	5,05	65		
	84	4,04	65		
2	85	3,2522	65	18,4022	100
	86	5,05	65		
	87	5,05	65		
	88	5,05	65		
1	89	5,05	65	19,5233	100

	90	5,05	65		
	91	5,05	65		
	92	4,3733	65		

Le diamètre d'une prise est normalisé à 65mm

IV. Calcul hydraulique des canalisations

IV.1 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 :

IV.1.1. Tracé par proximité

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

IV.1.2 Tracé à 120° :

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

IV.1.3 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

IV. 2 Caractéristiques de la conduite principale (CP) et le réseau de distribution:

IV.2.1 Choix du type de matériau

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

a) Conduite en fonte

Présentent plusieurs avantages :

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

L'inconvénient est que les tuyaux en fonte sont très lourds, et sont relativement chers.

a) Conduite 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 710 mm, et la fonte pour les conduites dont le diamètre est supérieur ou égal à 800 mm.

IV.2.2 Calcul des diamètres des conduites

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

$$D = \sqrt{\frac{4*Q}{\pi*v}} \dots\dots\dots(VI.4)$$

Avec :

- Q : débit, exprimé en m³/s ;
- D: diamètre exprimé en mm.
- V : vitesse économique de l'ordre de 1.05 m/s

Tableau VI.4 : Calcul des diamètres des Conduite

N° du point	N° du tronçon	Longueur tronçon L(m)	Longueur tronçon (km)	Débit (l/s)	Débit (m3/s)	D. calculé (mm)	D. normalisé (mm)
R							
	R-N2	3453.575	3.454	454.82	0.455	742.64	800.00
N2							
	N2-B1	23	0.023	19.52	0.020	153.86	160.00
B1							
	N2-N3	342.534	0.343	435.30	0.435	726.53	800.00
N3							
	N3-B2	33.36	0.03336	18.40	0.018	149.38	160.00
B2							
	N3-N4	376.144	0.376	416.90	0.417	711.01	720.00
N4							
	N4-B3	41.3	0.0413	18.08	0.018	148.06	160.00
B3							
	N4-N5	403.184	0.403	398.82	0.399	695.42	720.00
N5							
	N5-B4	27	0.099	16.47	0.016	141.33	160.00
B4							
	N5-N6	454.188	0.454	382.34	0.382	680.91	710.00
N6							
	N6-B5	100.566	0.101	19.20	0.019	152.58	160.00
B5							
	N6-N7	412.284	0.412	363.15	0.363	663.59	710.00
N7							
	N7-B6	150.000	0.150	20.20	0.020	156.51	160.00
B6							
	N7-N8	294.827	0.295	342.95	0.343	644.87	710.00
N8							
	N8-B7	99.000	0.099	20.20	0.020	156.51	160.00
B7							
	N8-N9	288.558	0.289	322.75	0.323	625.59	630.00
N9							
	N9-B8	101.025	0.101	20.20	0.020	156.51	160.00
B8							
	N9-N10	386.568	0.387	302.55	0.303	605.70	630.00

N10							
	N10-B9	221.383	0.221	24.58	0.025	172.66	200.00
B9							
	N10-N11	436.360	0.436	277.96	0.278	580.57	630.00
N11							
	N11-B10	242.497	0.242	19.64	0.020	154.34	160.00
B10							
	N11-N12	394.138	0.394	258.32	0.258	559.68	630.00
N12							
	N12-B11	292.596	0.293	39.12	0.039	217.79	250.00
B11							
	B11-B12	286.163	0.286	19.98	0.020	155.64	160.00
B12							
N12							
	N12-N13	334.431	0.334	219.20	0.219	515.56	630.00
N13							
	N13-B13	100.398	0.100	20.20	0.020	156.51	160.00
B13							
	N13-N14	399.659	0.400	199.00	0.199	491.23	500.00
N14							
	N14-B14	149.021	0.149	20.20	0.020	156.51	160.00
B14							
	N14-N15	422.440	0.422	178.80	0.179	465.63	500.00
N15							
	N15-B15	99.010	0.099	20.20	0.020	156.51	160.00
B15							
	N15-N16	343.518	0.344	158.60	0.159	438.54	500.00
N16							
	N16-	49.000	0.049	20.20	0.020	156.51	160.00

	B16						
B16							
	N16- N17	162.950	0.163	138.40	0.138	409.67	500.00
N17							
	N17- B17	260.851	0.261	15.48	0.015	137.02	160
B17							
	N17- N18	195.513	0.196	122.92	0.123	386.07	400
N18							
	N18- B18	98.932	0.099	20.20	0.020	156.51	160
B18							
	N18- N19	323.629	0.324	102.72	0.103	352.92	400
N19							
	N19- B19	557.144	0.557	20.20	0.020	156.51	160
B19							
	N19- N20	89.959	0.090	82.52	0.083	316.32	400
N20							
	N20- B20	149.590	0.150	15.15	0.015	135.54	160
B20							
	N20- N21	197.629	0.198	67.37	0.067	285.81	315
N21							
	N21- B21	590.734	0.591	20.20	0.020	156.51	160
B21							
	N21- N22	190.011	0.190	47.17	0.047	239.16	250
N22							
	N22- B22	526.442	0.526	15.15	0.015	135.54	160
B22							
	N22- N23	478.666	0.479	32.02	0.032	197.04	250
N23							

	N23- B23	18.771	0.019	15.00	0.015	134.86	160
B23							
N23							
	N23- B24	183.175	0.183	17.02	0.017	143.66	160
B24							

Après détermination du diamètre, on utilise le logiciel EPANET pour déterminer la vitesse, les pressions et les pertes de charge au niveau de la conduite principale et le réseau de distribution. Le calcul des pertes de charge ont été effectués selon la formule de Hazan-Williams:

$$Hf = 10.675. L \left(\frac{Q}{chw} \right)^{1.852} \frac{1}{D^{4.87}} \dots\dots\dots(VI.5)$$

Chw : est le coefficient de perte de charge qui dépend du type de matériau il varie entre 135 et 140 pour le PEHD et la fonte. (Voir Annexe 4),

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

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

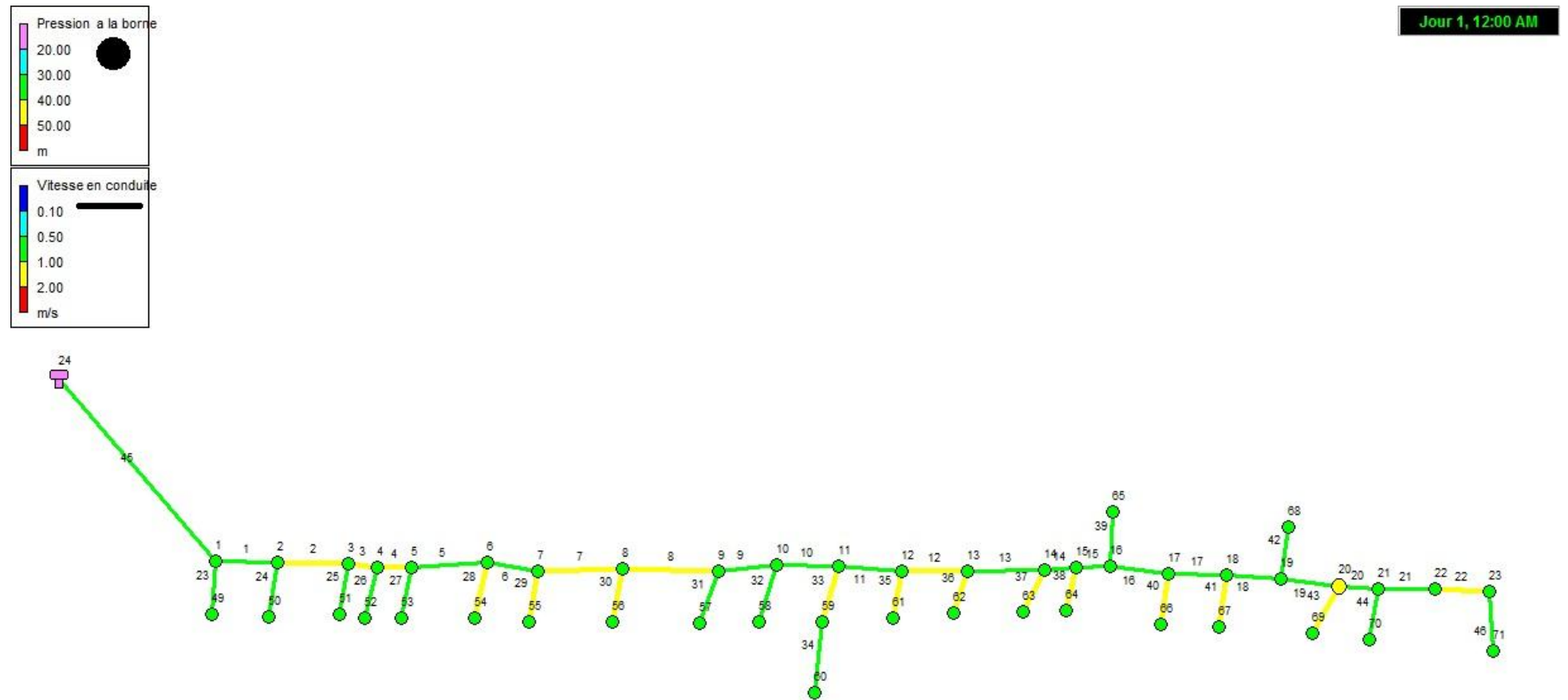


Figure VII.1: Simulation du réseau de distribution (Epanet)

Tableau VI.5: Résultats de calculs (Altitudes des nœuds, demande, charge totale et pression).

Node ID	Altitude	Demande	Charge	Pression	Pression
	m	L/S	m	m	>35m
Noeud 1	754.55	0	787.36	32.81	++
Noeud 2	752.6	0	787.1	34.5	++
Noeud 3	751.79	0	786.63	34.84	++
Noeud 4	750.95	0	786.16	35.21	++
Noeud 5	749.77	0	785.68	35.91	++
Noeud 6	748.69	0	785.27	36.58	++
Noeud 7	749.17	0	785.02	35.85	++
Noeud 8	748.98	0	784.6	35.62	++
Noeud 9	746.89	0	784.11	37.22	++
Noeud 10	745.21	0	783.63	38.42	++
Noeud 11	744.66	0	783.25	38.59	++
Noeud 12	745.33	0	783.04	37.71	++
Noeud 13	743.47	0	782.39	38.92	++
Noeud 14	743.27	0	781.83	38.56	++
Noeud 15	743.18	0	781.47	38.29	++
Noeud 16	742.34	0	781.34	39	++
Noeud 17	741.71	0	781.21	39.5	++
Noeud 18	741.43	0	780.75	39.32	++
Noeud 19	740.9	0	780.67	39.77	++
Noeud 20	739.7	0	780.25	40.55	++
Noeud 21	740.59	0	779.61	39.02	++
Noeud 22	742	0	778.83	36.83	++
Noeud 23	741.94	15	778.53	36.59	+
Noeud 49	754	19.52	787.21	33.21	-
Noeud 50	752	18.08	786.93	34.93	+
Noeud 51	751	18.08	786.41	35.41	+
Noeud 52	750	16.47	786.05	36.05	+
Noeud 53	749.02	19.2	785.09	36.07	+
Noeud 54	747.58	20.2	784.31	36.73	+
Noeud 55	747.01	20.2	784.38	37.37	+
Noeud 56	747.53	20.2	783.95	36.42	+
Noeud 57	747.52	24.58	783.43	35.91	+
Noeud 58	744.64	19.64	782.15	37.51	+
Noeud 59	744.21	39.12	781.71	37.5	+
Noeud 60	743.99	19.98	779.91	35.92	+
Noeud 61	745.13	20.2	782.4	37.27	+
Noeud 62	743.67	20.2	781.43	37.76	+

Noeud 63	743.06	20.2	781.2	38.14	+
Noeud 64	742.5	20.2	781.16	38.66	+
Noeud 65	747.65	15.48	780.33	32.68	-
Noeud 66	741.17	20.2	780.58	39.41	+
Noeud 67	740.64	20.2	777.18	36.54	+
Noeud 68	743.63	15.15	780.11	36.48	+
Noeud 69	740.84	20.2	776.46	35.62	+
Noeud 70	742.45	15.15	777.65	35.2	+
Noeud 71	741.78	17.02	777.69	35.91	+
Réservoir 24	786	-474.48	788	2	
La somme des pressions >35m					21/24

N.A : (+) la condition a la borne est vérifiée

(-) la condition a la borne n'est pas vérifiée

(++) le condition a la NŒUD

Tableau VI.6 : Les résultats de calculs (les débits, les vitesses et les pertes de charge)

tronçon	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Perte de Charge Unit.	0.5<V<1.8
	m	mm	m ³ /h	m/s	m/km	
Tuyau 1	342.534	800	454.95	0.91	0.74	+
Tuyau 2	376.144	710	436.87	1.1	1.25	+
Tuyau 3	403.184	710	418.79	1.06	1.16	+
Tuyau 4	454.188	710	402.32	1.02	1.07	+
Tuyau 5	412.284	710	383.12	0.97	0.98	+
Tuyau 6	294.827	710	362.92	0.92	0.88	+
Tuyau 7	288.558	630	342.72	1.1	1.44	+
Tuyau 8	386.568	630	322.52	1.03	1.28	+
Tuyau 9	436.36	630	297.94	0.96	1.1	+
Tuyau 10	394.138	630	278.3	0.89	0.97	+
Tuyau 11	334.431	630	219.2	0.7	0.61	+
Tuyau 12	399.659	500	199	1.01	1.62	+
Tuyau 13	422.44	500	178.8	0.91	1.32	+
Tuyau 14	343.518	500	158.6	0.81	1.05	+
Tuyau 15	162.95	500	138.4	0.7	0.81	+
Tuyau 16	195.513	500	122.92	0.63	0.65	+
Tuyau 17	323.629	400	102.72	0.82	1.41	+
Tuyau 18	89.959	400	82.52	0.66	0.93	+
Tuyau 19	197.629	315	67.37	0.86	2.1	+
Tuyau 20	190.011	250	47.17	0.96	3.41	+
Tuyau 21	478.666	250	32.02	0.65	1.63	+
Tuyau 22	18.771	160	32.02	1.59	15.54	+

Tuyau 23	23.54	160	19.52	0.97	6.01	+
Tuyau 24	33.36	160	18.08	0.9	5.2	+
Tuyau 25	41.3	160	18.08	0.9	5.2	+
Tuyau 26	27	160	16.47	0.82	4.35	+
Tuyau 27	100.566	160	19.2	0.95	5.82	+
Tuyau 28	150	160	20.2	1	6.42	+
Tuyau 29	99	160	20.2	1	6.42	+
Tuyau 30	101.025	160	20.2	1	6.42	+
Tuyau 31	221.383	200	24.58	0.78	3.03	+
Tuyau 32	242.497	160	19.64	0.98	6.09	+
Tuyau 33	292.596	250	59.1	1.2	5.24	+
Tuyau 34	286.163	160	19.98	0.99	6.28	+
Tuyau 35	100.398	160	20.2	1	6.42	+
Tuyau 36	149.021	160	20.2	1	6.42	+
Tuyau 37	99.01	160	20.2	1	6.42	+
Tuyau 38	49	160	20.2	1	6.42	+
Tuyau 39	260.851	160	15.48	0.77	3.87	+
Tuyau 40	98.932	160	20.2	1	6.42	+
Tuyau 41	557.144	160	20.2	1	6.42	+
Tuyau 42	149.59	160	15.15	0.75	3.72	+
Tuyau 43	590.734	160	20.2	1	6.42	+
Tuyau 44	526.442	160	15.15	0.75	3.72	+
Tuyau 45	800	800	-474.48	0.94	0.81	+
Tuyau 46	183.175	160	17.02	0.85	4.63	+
La somme des vitesse entre 0.5 et 1.8 m/s						46/46

N.A : (+) la condition est vérifiée

(-) la condition n'est pas vérifiée

- **Discussion des resultants:**

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 4.5 bars, ce qui est suffisant pour la projection d'un réseau d'irrigation que ce soit par aspersion ou par goutte à goutte, et tous les vitesses qui circule dans les conduit est acceptable selon le tableau de Seuil des vitesses admissibles suivent :

Tableau VI.7: Seuil des vitesses admissibles en fonction des diamètres.

Diamètre (mm)	Seuil des vitesses admissibles (m/s)	
	Vitesse minimum	Vitesse maximum
100	0,20	1,80
125	0,25	1,85
150	0,25	1,95
200	0,35	2,00
250	0,40	
300	0,40	
350	0,40	
400	0,50	
500	0,50	
600	0,50	
700	0,50	
800	0,50	
900	0,50	
1000	0,50	
1100	0,50	
1250	0,50	
1500	0,50	
2000	0,50	

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié le réseau de distribution du périmètre EL ASSAFIA, cette phase de calcul nous a permis :

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

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

CHAPITRE VII :

Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte

Introduction

Le présent chapitre concerne le dimensionnement du réseau d'irrigation localisée (le système goutte à goutte), dont les principales caractéristiques ont été définies précédemment. Pour ce projet, nous avons choisi d'étudier la culture de l'abricotier connaissant un engouement dans la région d'EL ASSAFIA, et cela vu les qualités agronomiques et commerciale de ces culture.

I. Données générales :

Le dimensionnement du réseau d'irrigation localisée nécessite la connaissance de données de base comme la surface de la parcelle, les besoins journaliers et le temps maximum journalier de travail.

Le réseau d'irrigation sera installé sur l'ilot N°1 alimenté par la borne N°1

Culture : Abricotier

- Espacement entre arbres : 4 m
- Espacements entre rangs : 4 m

Caractéristique du goutteur :

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

II. Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée

II.1. Influence du taux de couverture du sol

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

On applique alors à L'ETM un coefficient de réduction : K_r

K_r dépend du taux de couverture du sol ($C_s = 60\%$) par les plantes adultes et peut être calculé par diverses formules proposées ci-après :

- KELLER et KARMELI (1974) :

$$K_r = \frac{C_s}{0.85} \dots \dots \dots \text{VII. (1)}$$

- La formule de Freeman et Garzoli :

$$K_r = C_s + 0.5(1 - C_s) \dots \dots \dots \text{VII. (2)}$$

- La formule de Decroix (CTGREF) :

$$K_r = 0.1 + C_s \dots \dots \dots \text{VII. (3)}$$

Pour notre cas, on considère un taux de couverture égale à 60% (pour les arbres adultes) donc :

$K_r = 0.71$ selon Keller et Karmeli

$K_r = 0.80$ selon Freeman et Garzoli

$K_r = 0.70$ selon Decroix (CTGREF)

On prendra un coefficient $K_r = 0.80$

$$B_j = B_j \cdot K_r$$

$$B_j = 9.5 \cdot 0.8 = 7.6 \text{ mm/j}$$

II.2. Dose pratique (Dose nette) :

La deuxième étape en micro-irrigation, est la détermination d'une fraction ou pourcentage d'humidification du bulbe humide dans la zone racinaire. La différence par rapport aux autres systèmes (gravitaire ou par aspersion) est qu'il ne s'agit plus d'humidifier uniformément la totalité du sol sur une même profondeur (Ollier & Poirée, 1981).

La dose (RFU) étant définie par la hauteur d'eau P :

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

Tel que : H_{cc} : humidité a la capacité au champ (voire l'annexe 1)

H_{pf} : humidité au point de flétrissement (voire l'annexe 1)

Y : degré d'extraction de l'eau du sol ($Y = 1/2$)

Z : profondeur d'enracinement en (Z= 1200 mm)

D_a : est la densité apparente du sol ($D_a = 1.5$)

$$\text{RFU} = 72 \text{ mm}$$

P : Pourcentage du sol humidifié

$$P\% = \frac{n \cdot S_{pd} \cdot S_h}{S_a \cdot S_r} \dots \dots \dots \text{VII. (4)}$$

- P** : Volume du sol humidifié
N : Nombre de point de distribution par arbre (2 par arbre)
S_{pd} : Distance entre deux points de distribution voisins du même arbre (2m)
S_h : Largeur de la bande humidifiée (1m)
S_r : Ecartement entre rangs d'arbre (4m)
S_a : espacement des arbres sur les rangs (4m)

On obtient **P = 25%**

La dose nette corrigée

$$D_p = 72 \times 0.25 = \mathbf{18 \text{ mm}}$$

II.3. Fréquence des arrosages

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

$$\begin{aligned}
 Fr &= \frac{\text{Dose nette}}{B_{jl}} \dots \dots \dots \text{VII. (5)} \\
 &= \frac{18}{7.6} = 2.35 \text{ jour}
 \end{aligned}$$

Donc on prend $Fr = 3$ jours.

Après détermination de la fréquence d'arrosage, on recalcule :

- **La dose réelle**
 $Dr = Fr * B_{jl} = 3 \times 7.6 = \mathbf{22.8 \text{ mm}}$
- **La dose brute**

$$\begin{aligned}
 D_{brute} &= \frac{Dr}{Cu * eff} \dots \dots \dots \text{VII. (6)} \\
 &= \frac{22.8}{0.9 * 0.9} = 28.14 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

II.4. Durée d'arrosage par mois :

$$\begin{aligned}
 \theta &= \frac{Dn * Sa * Sr}{n * qg} \dots \dots \dots \text{VII. (7)} \\
 &= \frac{28.14 * 4 * 4}{4 * 2} = 56.28 \text{ heures/mois}
 \end{aligned}$$

II.5. Durée d'arrosage journalier :

$$D_j = \frac{\text{durée d'arrosage}}{Fr} \dots \dots \dots \text{VII. (8)}$$

$$= \frac{56.28}{3} = 19 \text{ heures/jour}$$

II.6. Nombre de poste :

Le nombre de poste par jour est défini comme suit :

$$N = \frac{\text{Temps de travail}}{\text{Durée d'arrosage journalier}} \dots \dots \dots \text{VII. (9)}$$

$$= \frac{20}{19} = 1 \text{ postes}$$

II.7 Surface du poste :

$$S_p = \frac{\text{Surface totale}}{\text{Nombre de poste}} \dots \dots \dots \text{VII. (10)}$$

$$= \frac{5}{1} = 5 \text{ ha}$$

II.8 Surface correspondant à une rampe**Caractéristiques des rampes**

Longueur de la rampe = 130 m

Longueur du porte-rampe = 345m

Longueur de la conduite secondaire 76m

Al= Longueur moyenne de la rampe × espacement entre les rampes

$$Al = L_r \times S_r = 130 \times 4 = 520 \text{ m}^2;$$

II.9 Nombre de rampes par postes :

$$N = S_p / Al \dots \dots \dots \text{VII. (11)}$$

Avec : S (p) : Surface du poste en m².

Al : Surface correspondant à une rampe en m².

Soit donc $N = 50000 / 520 = 96$ rampes.

III. Calculs hydrauliques :

III.1. Condition hydraulique:

La variation maximale du débit entre goutteur ne doit pas dépasser 10% selon la règle de Christiansen :

$$\frac{\Delta q}{q} = 10\%$$

La variation maximale de la pression

$q = K.H^x$ avec $x=0.5$ (caractéristique du goutteur)

$$\frac{\Delta q}{q(g)} = \frac{\Delta H}{H(n)} \dots \dots \dots \text{VII. (12)}$$

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

$H(n)$ pression nominal

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

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

III.1.1 Calcul des pertes de charge :

La répartition des pertes de charge selon la règle de Christiansen doit être comme suit :

Perte de charge singulière : $p_{cs}=10\% \Delta H = 0.2 \text{ m}$

Perte de charge linéaire : $p_{cl}=\Delta H-p_{cs}=1.8$

1/3 sur les porte-rampes $P_{dc} (pr)=0.67 \text{ mce}$

2/3 sur les rampes $P_{dc}(r) = 1.3 \text{ mce}$

III.2. Débit des rampes et des porte-rampes

$$Q_r=Q_g*N_g/r \dots \dots \dots \text{VII.(12)}$$

Avec :

Q_r : Débit de rampe ;

Q_g : Débit de goutteur ;

N arbre/rampe= $L_{rampe}/\text{espacement}= 130/4= 33$ arbres

N_g/r : Nombre de goutteurs par rampe = $33*2=66$ goutteurs ;

$$Q_r=4*66=264 \text{ l/h}$$

$$Q_{pr}=Q_r. N_r \dots \dots \dots \text{VII.(14)}$$

Avec : Nr : Nombre des rampes ;
 Qpr : Débit de porte rampe ;
 $Q_{pr}=240*96=25344$ l/h

III.3.Débit de la conduite secondaire :

$$Q_{cs} = Q_{pr} * N_{pr} \dots\dots\dots VII.(15)$$

$$Q_{cs} = 25344*1 = 25344 \text{ l/h} = 0.00704 \text{ m}^3/\text{s} .$$

III.4.Dimensionnement des différentes parties du réseau :

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

le diamètre de rampes ainsi que des porte rampes est calculé d'après les formule suivante :

$$\varnothing r(cal) = \left[\frac{P.d.c(r)*2.75}{0.478*Q(r)^{1.75} L(r)} \right]^{-\frac{1}{4.75}} \dots\dots\dots VII.(16)$$

$$\varnothing pr(cal) = \left[\frac{P.d.c(pr) * 2.75}{0.478 * Q(pr)^{1.75} L(pr)} \right]^{-\frac{1}{4.75}} \dots\dots\dots VII. (17)$$

Avec :

- Pdc(r) :la perte de charge dans la rampe
- Q(r) :le débit de la rampe en l/h
- L(r) : la longueur de la rampe en m
- Ør(cal) :le diamètre de rampes
- Øpr(cal) :le diamètre de porte rampe

III.5. Vérification des pertes de charges :

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

La perte de charge unitaire

$$i = \frac{0.478}{2.75} . D^{-4.75} . Q^{1.75} \dots\dots\dots VII.(18)$$

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

$$j = \frac{L}{2.75} . i \dots\dots\dots VII.(19)$$

Ou :

L : la longueur de la conduite ;

Q : débit (l/h) ;

D : diamètre intérieur de la canalisation ;

III.6. Calcul de Diamètre de la rampe :

Tableaux VII.1 : Calcul de Diamètre de la rampe

Culture	Surface m ²	Lr(m)	Ng	Qr (l/h)	hr(m)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vitesse m/s	hcal(m)
Abricotier	50000	130	66	264	1.3	14.23	16	0.4	0.27

La valeur des pertes de charges calculée est inférieure à 1.3 mce (hr max).

III.7. Calcul de Diamètre de la porte rampe :

Tableaux VII.2 : Calcul de Diamètre de la porte rampe

culture	Surface m ²	Lpr(m)	Nr	Qpr (l/h)	hpr(m)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vitesse (m/s)	hcal(m)
Abricotier	50000	345	96	25344	0.67	108	110	0.74	0.22

La valeur des pertes de charges calculée est inférieure à 0.67 mce (hpr max).

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

III.8. Calcul des diamètres des conduites secondaires :

Pour calculer le diamètre on doit fixer la vitesse d'écoulement (valeur optimale) d'environ 1.05 m/s tel que :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}} \dots \dots \dots \text{VII.(20)}$$

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

V : vitesse d'écoulement (m/s).

III.9. Calcul de diamètre de conduites secondaires :

Elle est dimensionnée comme étant une conduite assurant un service par extrémité :

Tableaux VII.3 : Calcul du diamètre de la conduite secondaire

culture	Surface m ²	L(m)	Q (m ³ /s)	V supposée (m/s)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vcal (m/s)	hcal (m)
Abricot ier	50000	76	0.0070 4	1.05	92.46	110	0.74	0.05

III.10. Calcul du diamètre de la conduite principale à la sortie de la borne :**Tableaux VII.4 :** Calcul de diamètre de la conduite principale à la sortie de la borne

L(m)	Q (m ³ /s)	V supposée (m/s)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vcal (m/s)	h cal(m)
31	0.0042	1.05	92.46	110	0.74	0.0 22

III.11.La pression d'eau à la borne de distribution

La pression d'eau que doit fournir la borne de distribution a la parcelle est égale à la somme de la pression nominale (10 mce) plus la somme des pertes de charges de cheminement de la borne d'irrigation jusqu'au goutteur le plus défavorable (éloigné ou élevé).

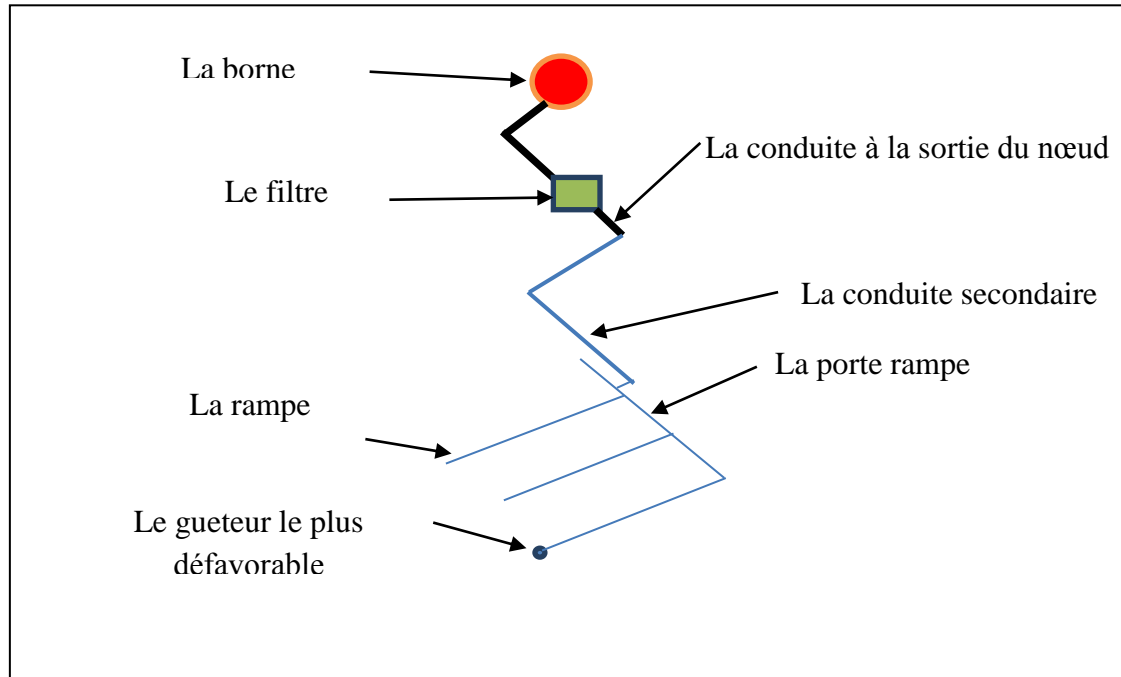


Figure VII.1.Schéma explicatif de goutteur le plus défavorable

Tableaux VII.5 : Les pertes de charge de la borne jusqu'au le goutteur le plus défavorable :

	La rampe	Porte rampe	Conduite secondaire	Conduite de sortie
Longueur(m)	130	345	76	31
Diamètre(m)	20	110	110	110
Débit (m³/s)	$7.33 \cdot 10^{-5}$	0.00704	0.00704	0.00704
Pertes de charge(m)	0.27	0.22	0.05	0.022

A partir du tableau on peut déterminer la perte de charge totale entre la borne d'irrigation jusqu'à le goutteur le plus défavorable ;

Donc la pression demandée à la borne égale a la pression nominale plus la somme des pertes de charges.

$$P (m) = 10+0.27+0.22+0.05+0.022 = \mathbf{10.562m}$$

La pression a la borne N°01 est égale 35.92 m donc la demande de pression est suffisante .

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons étudié le dimensionnement d'un réseau goutte à goutte. 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 10 mce dans le goutteur le plus éloigné et cela pour assurer le bon fonctionnement des goutteurs.

CHAPITRE VIII :

**Etude De La Station De Pompage et
l'adduction**

Introduction

En se basant sur les données existantes, cette partie permet de faire le dimensionnement de la station de pompage, la conduite du refoulement et le réservoir de distribution.

Ces derniers sont pour adduction les eaux usées épurées de la sortie de la STEP vers un point plus haute et plus près du périmètre de ALASSAFIA à irrigué pour faciliter l'exploitation de ces eaux par les agriculteurs.

On peut limiter la superficie à irrigué par approximation de **450.318 Ha** c'est-à-dire le débit d'irrigation maximal égale à **454,82 l/s**.

I. Dimensionnement du réservoir de distribution :

I.1 Volume du réservoir :

C'est un réservoir tampon conçu pour emmagasiner le débit du conduit principal u cours de la nuit pour renforcer l'apport diurne. Ceci permet une réduction de la capacité du conduit principal et donc d'en réduire le coût ce réservoir permet également de ne pas avoir recours aux irrigations de nuit .la capacité de ces réservoir est habituellement entre 4h a 12h ou même 24h dans certains cas d'apport continu. [11]

On a :

$$V_t = Qxt \dots\dots\dots(VII.1)$$

V_t : volume du réservoir en (m^3)

Q : débit total qui arrivées au réservoir.

t : temps de stockage des eaux dans le réservoir,

Donc : on fixe $t = 4$ h (la station est fonctionné 20 h) .

$$V_t = 0,45482 \times 4 \times 60 \times 60 = 6549,41 \text{ m}^3$$

Le volume total du réservoir sera $V = 7500 \text{ m}^3$

On prend pour un volume du réservoir une hauteur de $H = 6$ m

$$S = \frac{V_t}{H} \dots\dots\dots(VII.2)$$

$$= \frac{7500}{6} = 1250 \text{ m}$$

Tableau VIII.1: Dimensions du réservoir de distribution

Dimensions	
Volume (m³)	7500
Hauteur (m)	6
Surface (m²)	1250
Coté (m)	786

II. Dimensionnement de la station de pompage :

En se basant sur les données existantes, cette partie permet de faire le de dimensionnement de la station de pompage: Le choix des pompes, la définition des ouvrages et des appareillages, choix du mode de fonctionnement et la protection de l'installation.

II.1 Données de base

Les données nécessaires à l'élaboration de notre station de pompage sont les suivantes :
 - le plan topographique : ce plan permet de faire le choix de l'emplacement de la station et du tracé de la conduite de refoulement avec les différentes côtes topographiques.
 -la source d'énergie électrique : elle permet de faire le choix technico-économique de certains équipements.
 - la nature du sol : permet de faire le choix du bâtiment de la station .et du type de matériau.

II.2 Dimensionnement de la bache d'aspiration :

a) volume de la bache

Le volume du réservoir de stockage de la station est adopté égal au débit total qui arrivant en un temps déterminé.

On a :

$$V_t = Qxt \dots\dots\dots(VIII.3)$$

V_t : volume de la bache en (m³)

Q : débit total qui arrivées à la station de refoulement.

t : temps de stockage des eaux dans la bache pendant l'arrêt des pompes, Pour un meilleur fonctionnement des pompes, et un bon entretien du matériel, la durée du cycle s'échelonne entre 6 et 15 min.

Donc : on fixe $t = 6$ minutes.

$$V_t = 0.45482 \times 6 \times 60 = 163,7352 \text{ m}^3$$

Le volume total de la bache sera $V = 164 \text{ m}^3$

b) surface de la bache :

On a : $S = \frac{V}{H}$ (la forme de bache est rectangulaire).....(VIII.4)

S : surface de la bache en (m^2) ; V : volume de la bache en (m^3)
 H : la hauteur de la bache en (m), on fixe cette hauteur à $H = 4\text{m}$

$$S = \frac{164}{4} = 41\text{m}^2$$

c) Longueur et largeur de la bache :

On a : $S = B \cdot L$ (la forme de la bache est rectangulaire).

L : la longueur de la bache en (m)

B : la largeur de la bache en (m)

Tableau VIII.2: Dimensions de la bache d'aspiration

Dimensions	
Volume (m^3)	210.6
Hauteur (m)	4
Surface (m^2)	52.64
Longueur (m)	7
Largeur (m)	6

II.3 Détermination de la hauteur d'élévation

La hauteur d'élévation, aussi appelés Hauteur Manométrique Totale (HMT), correspond à la hauteur géométrique (différence entre le point bas et le point le plus haut) + les pertes de charges à l'aval de la pompe

$$H_{mt} = H_g + \sum h_p \text{ (m)(V.5)}$$

a) Hauteur géométrique

- Côte point bas = côte arrivée - 4.00 m (point le plus défavorable pour ne pas dénoyer les pompes)
- Côte point bas = 761 - 4.00 = **757 m.**
- Côte point haut = côte TN du réservoir + 4 m (la hauteur de trop-plein)
 $H_{haut} = 786 + 4 = \mathbf{790 \text{ m}}$

Donc Hauteur géométrique = **35 m.**

b) Pertes de charges

Les pertes de charges sont la somme des pertes de charge linéaires et des pertes de charge singulières.

$$\sum h_p = \sum h_p(\text{asp}) + \sum h_p(\text{ref}) \dots\dots\dots(\text{V.6})$$

$$h_p^{\text{Total}} = (1.1 ; 1.15) h_p^{\text{lin}} \text{ (pour } Q < 3 \text{ m}^3/\text{s)}$$

Et :

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

Notre conduite de refoulement à une longueur de **401.45 m**.

D'où:

$$hp(\text{ref})^{\text{lin}} = \frac{4}{1000} \times 401.45 = 1.61 \text{ m}$$

$$\sum hp(\text{ref})^{\text{lin}} = 1.61\text{m}$$

Les pertes de charge singulières représentent 15% des pertes de charge linéaire.

D'où les pertes de charge total : $\sum hp_T = \sum hp_{\text{lin}} + \sum hp_{\text{sing}} = 1,15 \cdot hp_{\text{lin}}$

$$\sum hp_T = 1,15 \times 1.61 = 1.85 \text{ m}$$

$$\sum hp_T = 1.85 \text{ m}$$

La hauteur d'élévation vaut donc : **HMT=33+1.85=34.85 m**

II.4 Choix de type et nombre des pompes

Notre station de pompage doit être équipée d'un nombre suffisant de pompes assurant le débit et la charge demandée tel que

Critères du choix du nombre de pompes

- Nombre de pompes minimales
- Meilleur rendement
- NPSH requis minimum.
- Puissance absorbée minimale
- Le nombre de tours par min plus important

Nous avons besoin de refouler un débit total égal **454,82 l/s** sur une hauteur de **35.4m** ;

A l'aider de catalogue de **JEUMONT SCHNEIDER** on résume Les caractéristiques des pompes disponibles dans le **tableau VI.3**.

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

N	Q (l/s)	H _{mt} (m)	Pompe choisie	η(%)	N (tr/min)	P _{abs} (kw)	(NPSH) _r (m)
1	454.8	34.85	MP400 N°1	85	1470	180	4.25
3	151	34.85	MPE250 N°1 BIS	79	1470	67.5	3
5	91.4	34.85	MPE200 N°1 BIS	80	1470	41	2.3
7	65	--	--	--	--	--	--

D'après les critères du choix du type et du nombre de pompes on remarque qu'on a des bonnes caractéristiques pour la 3^{ème} variante.

Donc il faut équiper notre station par (5) groupes électropompes submersibles (cinq qui fonctionnent et l'autre de secours) marque **JEUMONT SCHNEIDER** de type **MPE 200 N°1 BIS**. (Voir l'annexe 5)

II. 5.Détermination de la hauteur admissible d'aspiration :

(Protection contre la cavitation)

Pour que la pompe soit bien calée vis-à-vis de la cavitation

Nous avons :

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + 0,5 \dots\dots\dots(VIII.7)$$

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

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

Donc :

La longueur d'aspiration L_{asp} = 21 m

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{21 \times 4}{1000} = 0.084 m$$

et :

$$\sum h_p^{sing} = (0,10 \div 0,15) \cdot \sum h_p^{lin}$$

$$\sum h_p^T = 1,15 \cdot 0.084 = 0.097m$$

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2} = \frac{4 \times 0.45482}{3.14 \cdot (0.56)^2} = 1.84m/s$$

$$\frac{V_{asp}}{2.g} = \frac{1.84^2}{2.9,81} = 0.17m$$

$$\frac{P_v}{\omega} = 0,183 \quad \text{à } 20^\circ \text{ c}$$

$$h_{adm}^{asp} = 10,33 - 0,183 - 0,097 - 0,17 - 2,3 - 0,5 = 7,08m$$

Notre pompe est loin du risque de cavitation.

La cote d'aspiration sera donc :

$$\begin{aligned} \nabla_{asp} &= \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - 0,5 \\ &= 757 + 7,08 - 0,5 = 763,6m \end{aligned}$$

$$\nabla_{asp} = \mathbf{763,6m}$$

II.6 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.

V-7-1.Calcul de la puissance fournie par le moteur électrique :

La puissance du moteur électrique est calculée par la formule suivante

$$P_{abs} = \frac{\varpi \cdot Q_{max} \cdot Hc_{min} \cdot K}{\eta_p \cdot \eta_{tr} \cdot \eta_m} \dots\dots\dots(VIII.8)$$

$\eta_{tr} = 1$ Accouplement direct

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

η_p : Rendement de la pompe (0,8)

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 VIII.4 : Variation du coefficient K en fonction de la puissance P :

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

$$P_{abs} = \frac{9810. \times 0.0914 \times 34.85}{1 \times 0,95 \times 0.8} = 41.12kw \text{ Donc : } K = 1,3.$$

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

$$P_{abs} = 1.3 \times \frac{9810. \times 0.0914 \times 34.85}{1 \times 0,95 \times 0.8} = 53.45kw$$

$$P_{ab} = 53.45 \text{ KW}$$

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

Un moteur triphasé 50 hz

Rotor à court-circuit CAG

Tableau VIII.5: Caractéristiques du moteur électrique choisi

Puissance		Type	Intensité abs				Caractéristiques en charge						Vitesse		Masse apr
			In 400V	Id in	Cd/Cn	Cm/Cn	Rendement %			cosφ			Tr/min	Kg.m ²	
Kw	ch		A	A			1/2	3/4	4/4	1/2	3/4	4/4			Kg
53.45	75	IEC 60034-1	400	4	4.6	9.4	91.1	93.8	94.8	0.75	0.81	0.85	1480	11.9	1724

III. Etude du système d'adduction :

III.1 Choix du matériau de la conduite :

Le choix entre les différents types de matériaux des tuyaux est basé sur des critères techniques à savoir : le diamètre, la pression de service, les conditions de pose et sur des critères économiques qui englobent le prix, la fourniture et le transport. Le choix aussi doit répondre aux trois points :

- Résistance aux actions chimiques du sol.
- Bonne étanchéité (fuites d'eaux usées augmentant l'agressivité du terrain
- Résistance aux actions mécaniques dues aux charges externes.

Pour notre projet on opte pour le matériau de la conduite de refoulement vers les tuyaux en PEHD

III.2 Calcul du diamètre

En première approximation, on détermine le diamètre économique d'après les formules ci-dessous. Par suite on le détermine par une étude technico-économique Le diamètre approximatif est calculé par la formule de BONIN :

$$D = \sqrt{Q} \dots\dots\dots(\text{VIII.9})$$

Où : D est le diamètre de la conduite en (m)
 Q : est le débit véhiculé en (m³/s). Le débit total : Q = 0,45482 m³/s.

En appliquant la formule de BONIN : on trouve :

$$D = 0,67m.$$

En appliquant la formule de BRESSE on trouve : $D = 1.5\sqrt{Q} \dots\dots\dots(\text{VIII.10})$

$$D = 1.01m$$

L'utilisation simultanée de ces deux formules fournit l'intervalle des diamètres optimaux suivant [400,500,630, 710, 800,900,1000,1200].

III.3 Frais d'exploitation

Il faut tout d'abord déterminer les pertes de charge engendrées dans les canalisations. Connaissant la hauteur géométrique, on peut déterminer les hauteurs manométriques totales (HMT) correspondantes à chaque diamètre

$$H_g = 35.4 \text{ m}$$

Les pertes de charge pour chaque diamètre seront calculées par la formule de Darcy-Weisbach :

$$\sum h_p = \frac{8\lambda L Q^{1.89}}{\pi^2 g D^{5.01}} \dots\dots\dots(\text{VIII.11})$$

Le coefficient des pertes de charge λ est évalué par la formule :

$$\lambda = [1,14 - 0,86 \times \text{Ln}(\epsilon / \varnothing)]^2$$

ε : rugosité de la conduite. (ε=0.0001m) ; Ø : diamètre de la conduite.

$$\text{On a } F_{exp} = E_a * e$$

F_{exp} : frais d'exploitation

E_a : énergie consommée annuellement par l'installation de pompage en (Kwh) donnée par :

$$E_a = P_t * 20 * 365 \text{ dont } P_t = n * p$$

n = nombre de pompes en fonctionnement n = 5

p = puissance absorbée par l'installation de pompage, donnée par la formule suivante :

$$P_p = \frac{9,81 \cdot Q \cdot HMT}{\eta_p} \text{ (Kw)} \dots \dots \dots (VIII.8)$$

Q : le débit à refouler.

HMT : la hauteur manométrique totale.

η_p : Le Rendement de pompage (0.723)

Le prix (e) d'un kWh = 4 DA (source : SONELGAZ)

Tableau VIII.6: Frais d'exploitation

Diamètre D (mm)	V m/s	λ	$\sum hp$ (m)	HMT (m)	Pt (kw)	Ea (kwh)	F _{exp} (DA)
400	3.62	0.0146	9.801	46.12	257.23	1877753.90	8806665.78
500	1.85	0.0136	1.701	36.81	205.28	1498527.08	7028092.01
630	1.46	0.0133	0.922	35.91	200.28	1462048.81	6857008.94
710	1.15	0.0130	0.495	35.42	197.54	1442069.60	6763306.44
800	0.91	0.0127	0.266	35.16	196.08	1431352.35	6713042.53
900	0.72	0.0124	0.145	35.02	195.29	1425643.67	6686268.83
1000	0.58	0.0122	0.084	34.95	194.90	1422792.41	6672896.38
1200	0.40	0.0118	0.032	34.89	194.57	1420396.37	6661658.99

III.4 Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement augmentent avec le diamètre de la canalisation, on doit tenir compte de l'annuité (A) d'amortissement, qui amortit un capital investit au taux (i) pour une période en principe égale à la durée de vie du matériel (conduite) qui est égale à 25ans.

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots \dots \dots (VIII.12)$$

i : taux d'annuité (8 à12 % en Algérie) en fonction du type d'investissement.

n : nombre d'année d'amortissement n = 25 ans

$$A = \frac{0.08}{(0.08 + 1)^{24} - 1} + 0.08 = 0.09498$$

Les résultats de calcul sont groupés dans le **tableau VI.7**

Tableau VIII.7: Frais d'amortissement

Diamètre	L	Prix	Prix total	A	Fam
D (mm)	(m)	(DA/ml)	(DA)		(DA)
500	401.45	17335.8	6959441.37	0,095	661146.93
630		26697.1	10717539.7		1018166.27
710		41113.5	16505011.2		1567976.06
800		63314.8	25417717.2		2414683.13
900		97504.8	39143284.5		3718612.02
1000		150157.3	60280658.1		5726662.52
1200		231242.3	92832213.5		8819060.28

III.5 Le coût total :

Le coût total est calculé par la formule suivante : $Ct = F_{exp} + Fam$

Tableau VIII.8: Coût total

Diamètre D (mm)	F _{exp} (DA)	Fam(DA)	Ct (DA)
500	6446952,59	430921,14	15249906
630	6429462,78	510397,79	12867963,7
710	6419894,92	589852,36	12552438,5
800	6414768,65	669306,93	12904434,9
900	6412041,32	748761,50	13501010,5
1000	6410680,65	828216,07	
1200	6409538,77	867943,36	

Pour le choix du diamètre on trace le graphique du coût total en fonction du diamètre,

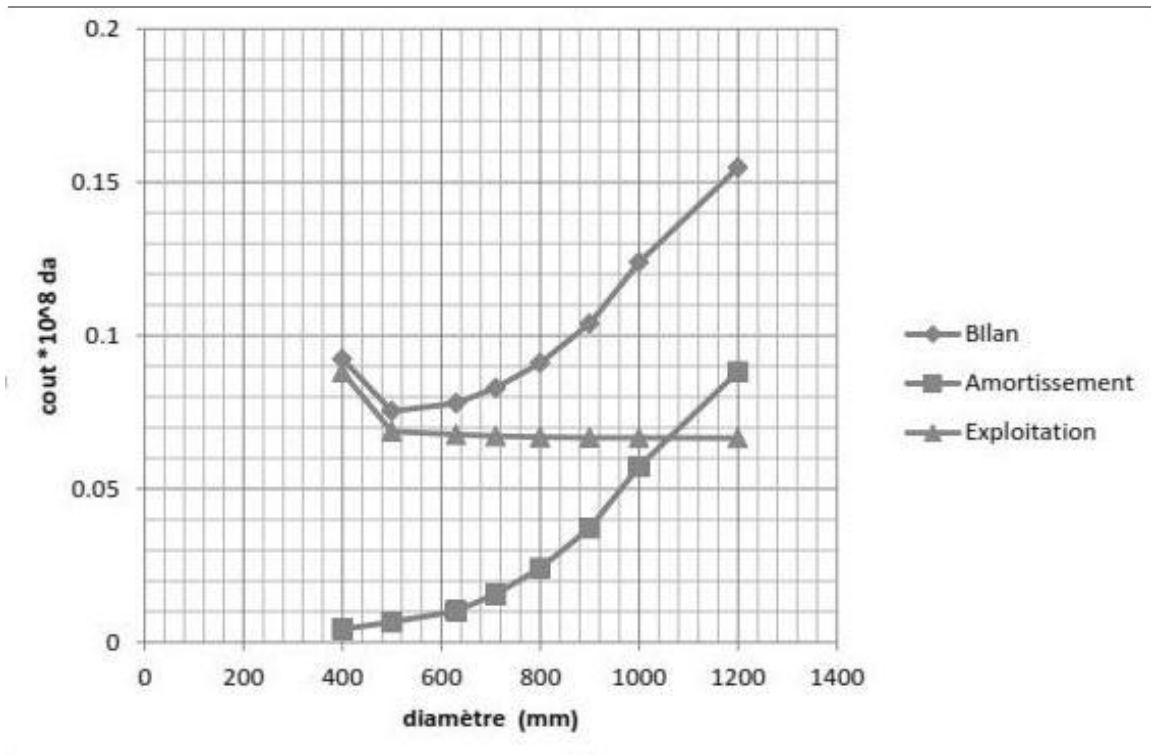


Figure VIII.1: Graphique du choix du diamètre économique

D'après les résultats de cette étude technico-économique, on constate que le bilan d'exploitation et d'amortissement est minimal pour le diamètre de la conduite principale de **500mm**.

Les dimensions de la conduite de refoulement sont représentées dans le **tableau VIII.9**.

Tableau VIII.9: Caractéristique de la conduite de refoulement

Forme	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériau	Vites (m/s)
Circulaire	402	500	PEHD	$1 < 1.85 < 3$

III.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 electro-pompes. alimentant une conduite de refoulement débutant en un réservoir.
- ◆ 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-retour ;
- Château d'eau (cheminée d'équilibre).

III.6.1. Calcul du volume du réservoir d'air :

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité de conduit disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions

- **Calcul de la célérité d'ondes :**

Nous allons effectuer les calculs dans ce sens.

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

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} \text{ (m/s)} \quad \dots\dots\dots \text{ (VIII.13)}$$

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.

$K= 83$ pour le PEHD.

$D_n=560$ mm.

$Q=0.45482$ m/s

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 83 * \frac{0.56}{0.005}}} = 102.41(m / s)$$

La valeur maximale de la suppression et de la dépression est donnée par la relation suivante :

$$\Delta H = \pm \frac{CV_0}{g} \dots\dots\dots(VIII.14)$$

- **La surpression :**

$$H_s = H_g + \Delta H$$

- **La dépression :**

$$H_d = H_g - \Delta H$$

Avec :

V_0 : Vitesse d'écoulement en régime permanent (vitesse de refoulement) = 1.85 m/s.

g : accélération de la pesanteur $g= 9,81$ m/s².

C : Célérité de l'onde (m/s).

H_g : hauteur géométrique (m).

Application numérique : on trouve pour des conduites en aciers une valeur de la célérité d'onde en cas enterré de $C = 1049,39$ m/s.

$$D'où : \Delta H = \pm \frac{102.45 \times 1.85}{9,81} = 19.31 \text{ m}$$

Donc on aura :

- $H_s = 33 + 19.31 = 52.31$ m

- $H_d = 33 - 19.31 = 13.69\text{m}$

Principe de la méthode de Vuibert :

- Z_0 : la pression absolue en m.c.e pratiquement égale à : $Z_0 = H_g + 10$
 H_g : étant la hauteur géométrique [m].

- U_0 : volume d'air dans la cloche en régime permanent :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \frac{LS}{f(Z/Z_0)} \dots\dots\dots(\text{VIII.14})$$

L : longueur de la canalisation (m)

S : section de la conduite (m²)

$$f \left(\frac{Z}{Z_0} \right) = \frac{Z_0}{Z_{min}} - 1 - \log\left(\frac{Z_0}{Z_{min}}\right) \dots\dots\dots(\text{VIII.15})$$

Utilisation de l'abaque de Vuibert :

$$\frac{U_0}{LS} = \frac{V_0^2}{2g} \frac{1}{Z_0} \frac{1}{f(Z/Z_0)} \text{ (voir l'annexe 7)}$$

On pose : $h_0 = \frac{V_0^2}{2g}$

V_0 : étant la vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement on obtient :

$$\frac{U_0}{LS} = \frac{h_0}{Z_0} \frac{1}{f(Z/Z_0)}$$

Et par conséquent :

$$U_0 = LS \frac{h_0}{Z_0} \frac{1}{f(Z/Z_0)}$$

Application :

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_s = H_g + \frac{CV_0}{g} = 33 + 19.31 = 52.31 \text{ m}$$

La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 43 \text{ m}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = 52.31 + 10 = 62,31 \text{ m}$$

On aura donc :

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = 1.44$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = 0.17 \text{ d'où : } \frac{h_0}{Z_0} = 4 \times 10^{-3}$$

A partir de l'abaque de Vuibert on obtient :

- $\frac{U_0}{LS} = 7 \times 10^{-2}$
- $\frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0.722$

Sachant que : L étant la longueur de la conduite de refoulement et S sa section

Alors :

$$U_0 = LS \times 0,0055 = \frac{\pi 0.5^2}{4} \times 401.45 \times 0,07 = 5.52 m^3$$

$$U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min} \text{ D'où } U_{\max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{\min}} = \frac{U_0 Z_0}{Z_0 \times 0.722} = \frac{U_0}{0.722} \dots \dots \dots (VIII.16)$$

Donc : $U_{\max} = \frac{5.52}{0.722} = 7.65 m^3$

Et U_{\max} : volume du réservoir d'air.

Les réservoirs sont de type horizontal cylindrique, munis de fond bombé et montés sur pied support. Ils seront réalisés en acier soudé, dont l'épaisseur sera déterminée en fonction de la pression maximale de fonctionnement.

Conclusion

A partir que nous avons vu dans ce chapitre, on peut dire que nous avons pu déterminer le type de pompe favorable aux conditions de refoulement ainsi que les dimensions du réservoir de distribution et la conduite de refoulement et réservoir d'air.

Contenu

Introduction..... 95

I. Dimensionnement du réservoir de distribution : 95

I.1 Volume du réservoir :	95
II. Dimensionnement de la station de pompage :	96
II.1 Données de base	96
II.2 Dimensionnement de la bache d'aspiration :	96
II.3 Détermination de la hauteur d'élévation	97
II.4 Choix de type et nombre des pompes	98
II. 5.Détermination de la hauteur admissible d'aspiration :	99
II.6 Choix du moteur électrique :	100
III. Etude du système d'adduction :	102
III.1 Choix du matériau de la conduite :	102
III.2 Calcul du diamètre	102
III.3 Frais d'exploitation	102
III.4 Frais d'amortissement :	103
III.5 Le coût total :	104
III.6 Protection contre les coups de béliers	105
III.6.1. Calcul du volume du réservoir d'air :	106
Conclusion	109

CHAPITRE IX :

Evaluation du cout du projet

Introduction

L'étude économique d'un projet est indissociable de l'étude technique, car c'est à partir de ses résultats qui vont nous orienter vers la faisabilité économique du projet.

À titre d'exemple nous pouvons citer les enjeux de l'étude technico-économique :

-L'enveloppe à débloquent pour la réalisation du projet et sa disponibilité.

-Les intérêts économiques et sociaux du projet face à l'importance de l'enveloppe

budgétaire débloquée.

Dans le cadre de notre travail, l'étude qui va suivre n'a pour but que de donner une

estimation générale sur le coût que peut occasionner un projet de ce genre.

Après l'étude d'un tel projet, un aspect économique doit être pris en considération, pour cette raison on doit faire une estimation des frais.

I. Devis de réseau d'irrigation localisée.

Les globaux des pièces sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau XI.1 Factures pro-forma des pièces du réseau d'irrigation

Pièces	Unité de mesure	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
TubeØ20 PEBD	m/l	120	34.01	4081.2
TubeØ110 PEHD	m/l	535	632.3	338280.5
TubeØ125 PEHD		977.018	962.1	939989.0178
TubeØ150 PEHD	m/l	1180.3	1132.24	1336382.872
TubeØ160 PEHD	m/l	3117.058	1361.17	4242845.838
TubeØ200 PEHD	m/l	771.262	2932.06	2261386.46
TubeØ250 PEHD	m/l	387.64	3519.72	1364384.261

TubeØ315 PEHD	m/l	413.588	4508.21	1864541.557
TubeØ400 PEHD	m/l	701.981	6007.06	4216841.986
TubeØ500 PEHD	m/l	2373.596	8117.61	19267926.63
TubeØ630 PEHD	m/l	2229.185	11980.53	26706817.77
TubeØ710 PEHD	m/l	3796.109	14879.51	56484241.83
Vanne Ø110	U	7	12000	84000
Bouchon Ø90	U	63	56	3528
Bouchon Ø110	U	5	85	425
Goutteur réglable	U	62	15	930
Filtre à tamis métallique	U	1	13500	13500
Manomètre glycérine 10bars	U	1	832.92	832.92
TOTAL 1				119130935.8

II. Devis de station pompage :

Les globaux des pièces sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau IX .2 : liste des pièces d'adduction, pompage et le bassin.

Pièces	Prix unitaire	Unité de	Quantité	Total
Adduction Ø500	2373	m/l	402	953946
Pompe	500000	Un	7	3500000
Vidange direct	30000	Un	2	60000
Ventouse	40000	Un	2	80000
Réservoir	5000 DA /m3	m3	6713.5	33567500
Total 2				38161446

III. Dépenses des travaux :

Le prix de terrassement est égal à :

Pour les déblais :

$$F_{deb} = V_{deb} \cdot K_{deb} \dots\dots\dots(IX.1)$$

K_{deb} : prix de 1 m³ de déblai=300 DA

V_{deb} : volume total de déblai

Pour les remblais:

$$F_{rem} = V_{rem} \cdot K_{rem} \dots\dots\dots(IX.2)$$

K_{rem} : prix de 1 m³ de remblai=100 DA

V_{rem} : volume total de remblai

III.1 Calcul du volume de déblai et remblai :

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

$$B=D+(0.3*2)\dots\dots\dots(IX.3)$$

D : diamètre de la conduite (m)

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

$$H \geq D+0,8 \dots\dots\dots(IX.4)$$

$$\text{Déblai} = L.H.B \dots\dots\dots(IX.5)$$

$$\text{Remblai} = \text{déblai} - \left(\pi \frac{D^2}{4}\right).L \dots\dots\dots(IX.6)$$

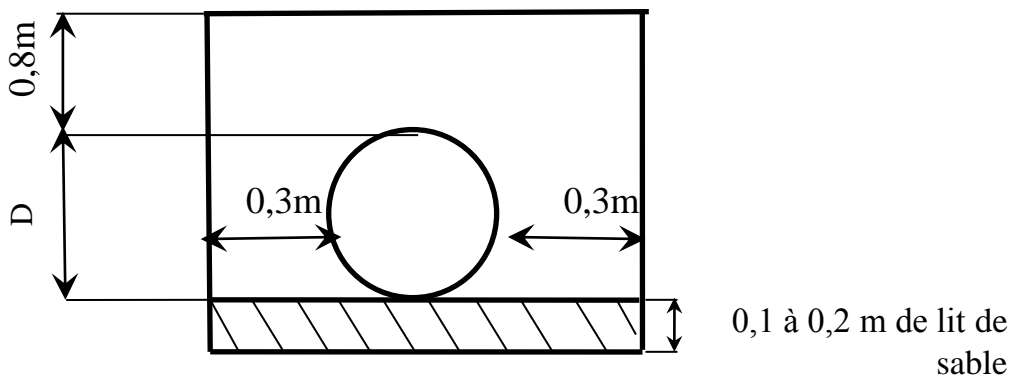


Figure XI.1 : Coupe transversal

Tableau IX .3.Calcul de terrassement

Paramètres	Ø (mm)	B (m)	H (m)	L(m)	Déblai (m ³)	Remblai (m ³)
Conduite ADDUCTION	500	1.1	1.3	402	574.86	495.9675

Donc pour le déblai:

$$F_{\text{deb}} = 574.86 \times 300 = 172458 \text{DA}$$

Pour le remblai :

$$F_{\text{rem}} = 495.9675 \times 100 = 49596.75 \text{DA}$$

Donc :

$$\text{Le total } \mathbf{222054.75 \text{DA}}$$

Donc le totale de projet est de **157 514 436.55DA**

Conclusion

D'après le coût de la projection des réseaux que nous avons obtenus, on remarque que l'estimation financière du réseau d'irrigation localisée est relativement importante. Cette élévation est due à l'utilisation d'un nombre de conduites assez important, et a la filtration qui demande des équipements trop chers.

Cependant, tenant compte des potentialités qu'offre la wilaya Laghouat, le projet est rentable à long terme.

CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce travail, il ressort que le dimensionnement d'un réseau d'adduction et de distribution présente plusieurs aspects hydrauliques et technico-économiques.

En effet beaucoup de contraintes aussi bien techniques qu'administratives peuvent influencer sur le tracé du réseau.

Pour ce qui est du choix des cultures et de l'assolement, vu la limitation des volumes d'eau nous étions dans l'obligation d'adopter un assolement permettant une efficacité de ressources en eau disponible sans pour autant atténuer les rendements des cultures du périmètre.

De plus il a fallu choisir un tracé d'adduction et de distribution suivant les conditions topographiques et foncières qui puissent nous assurer des pressions assez conséquentes au niveau des bornes d'irrigation.

L'intérêt de ce projet est important car l'irrigation va permettre une diversification des cultures en places, un accroissement des rendements en particulier pour la maraîchage et l'arboriculture.

La projection des systèmes d'irrigation modernes tels que le goutte à goutte permettent une meilleure gestion de la ressource en eau et une meilleure conservation du sol.

Ce projet peut donc contribuer à améliorer l'ensemble des facteurs socio-économiques de la région, le but est d'assurer un bon recouvrement du périmètre d'irrigation à fin d'alimenter convenablement toute la superficie à irriguer, ce qui va améliorer le rendement des cultures et d'avoir une croissance économique conséquente à long terme.

Recommandations

L'augmentation de la production agricole passe nécessairement par l'amélioration du rendement. Elle ne peut être atteinte que par une utilisation rationnelle de l'ensemble des facteurs de production.

En plus de la conception des réseaux, que ce soit global ou à la parcelle, performants, modernes et économiques ; il faut améliorer les capacités des sols pour qu'ils constituent un environnement favorable à la croissance optimale des plantes. Ce que n'est pas le cas pour notre périmètre, qui doit nécessairement subir, avant la mise en culture, un certain nombre de travaux tel que :

- La fertilisation :

La fertilisation va améliorer le niveau nutritif des plantes et encore va favoriser la formation des colloïdes argilo humiques qui agissent directement sur la texture.

- Le labour profond :

Pour conserver et améliorer la structure de ces sols, ce la doit se faire au moment opportun car les types de sols qu'on a rencontré ne doivent pas être travaillés ni dans l'état trop humide ni dans l'état trop sec. Il est recommandé que ses labours soient profonds pour accroître la profondeur utile des sols et pour permettre aux éléments nutritifs apportés de passer en profondeur.

- un système de drainage :

Il est nécessaire de drainer pas mal de sol du périmètre (après étude), car même s'il y a des sols qui ne sont pas touchés par l'hydromorphie, ils sont en risque d'en être exposés dans le futur.

- L'épierreage :

L'opération d'épierreage est nécessaire à réaliser, car elle permet d'enlever les éléments grossiers de la surface pouvant gêner de développement des plantes, surtout au cours de la germination.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] B. TOUAIBIA . (2004). (Cours d'Hydrologie 3^{ème} Année et Régularisation des débits 4^{ème} année).
- [2] Bulletin N°30 FAO Calcul des besoins en eau des cultures
- [3] Bulletin DE FAO N° 24 Les besoins en eau des cultures, 1975 (A C* E F)
- [4] M. MESSAHEL (1988) : Irrigation au goutte à goutte (Régime d'irrigation) Edition O.P.U.Alger ;
- [5] D. Veschambre \$ P. Vaysse, (1980) : Mémento goutte à goutte, guide pratique de la micro irrigation par goutteurs et diffuseurs. Edition C.T.I.F.L, INRA ;
- [8] M.TADJ (2010) : Irrigation du perimetr de sridja a partir d'une step (w.laghout)
- [10] M.HAMIDI. 2007 .Dimensionnement d'un réseau d'irrigation localisé alimenté à partir des forages au lieu dit : Louissal Commune du Deldoul (W.Djelfa).
- [11] BULLETIN FAO D'IRRIGATION ET DE DRAINAGE N°44 conception et optimisation des réseaux d'irrigation

Sitographie :

http://www.agrometeo.fr/coef_culturaux.asp

ANNEXES

ANNEXE 1

PROPRIETES PHYSIQUES REPRESENTATIVES DES SOLS

tableau 4 indique les perméabilités moyennes de sols de classes texturales diverses et différents substrats. Le traitement de ces données est décrit dans l'annexe 6 de la publication sur les essais de drainage (FAO 1976b).

Tableau 4 SOLS : PROPRIETES PHYSIQUES REPRESENTATIVES

Texture	Infiltration ¹ et perméabilité cm/h P _f	Total des espaces lacunaires % N	Densité apparente A _s	Capacité au champ % FC	Point de flétrissement permanent % PWP	Humidité totale disponible ²		
						Poids % P _w -FC-PW	Volume % P _v -P _w A _s	cm/m d= P _w A _s D 100 s
Sable	5 (2,5-25)	38 (32-42)	1,65 (1,55-1,80)	9 (6-12)	4 (2-6)	5 (4-6)	8 (6-10)	8 (6-10)
Limon sableux	2,5 (1,3-7,6)	43 (40-47)	1,50 (1,40-1,60)	14 (10-18)	6 (4-8)	8 (6-10)	12 (9-15)	12 (9-15)
Limon	1,3 (0,8-2,0)	47 (43-49)	1,40 (1,35-1,50)	22 (18-26)	10 (8-12)	12 (10-14)	17 (14-20)	17 (14-20)
Limon argileux	0,8 (0,25-1,5)	49 (47-51)	1,35 (1,30-1,40)	27 (23-31)	13 (11-15)	14 (12-16)	19 (16-22)	19 (17-22)
Argile limoneuse	0,25 (0,03-0,5)	51 (49-53)	1,30 (1,30-1,40)	31 (27-35)	15 (13-17)	16 (14-18)	21 (18-23)	21 (18-23)
Argile	0,05 (0,01-1,0)	53 (51-55)	1,25 (1,20-1,30)	35 (31-39)	17 (15-19)	18 (16-20)	23 (20-25)	23 (20-25)

Note : Les valeurs normales sont indiquées entre parenthèses.

¹ Les taux d'absorption varient beaucoup selon la structure du sol et la stabilité de la structure, même au-delà des valeurs normales indiquées ci-dessus.

² L'humidité facilement disponible représente environ 75 pour cent de l'humidité disponible totale.

ANNEXE 2

Coefficient culturel Kc de chaque culture

culture	Janv.	Févr.	Mars	Avril	Mai	Juin	juill.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
Bersim	1,01									0,65	0,95	1
Maïs -grain				0,5	1,15	1,15	0,6					
vesce avoine	1,10	1,20	1,00						0,60	0,90	1,00	1,10
Orge / Blé	1	1,05	1,15	1,15	0,2						0,7	0,85
Sorgho					0,8	1	1,15	0,75				
Piment /poivron						1,05	1,05	1,35	1,45	1	0,85	
Petit pois	1,2	1,4	1,4	2,15								0,95
carotte									0,8	1	1,1	0,75
Oignon	0,9	0,85								0,7	1,1	1,1
Pomme de terre			0,75	1,1	1,2	0,75						
ail					1	1,05	1,05	0,85				
Navet									0,8	1	1,1	0,75
Choux									0,75	1,05	1,05	0,9
melon				0,7	0,75	0,75	1,05	1,05	0,9			
laitue								0,8	1	0,9		
Haricot vert	0,75	0,8	1,1	0,95	0,7							
Figuier					0,8	1,05	1,15	1,1	0,85			
Tomates			0,40	0,70	1,05	1,05	0,60					
Abricotier	0.5	0.5	0.58	0.73	0.89	0.95	0.95	0.95	0.91	0.85	0.78	0.72

ANNEXE 4

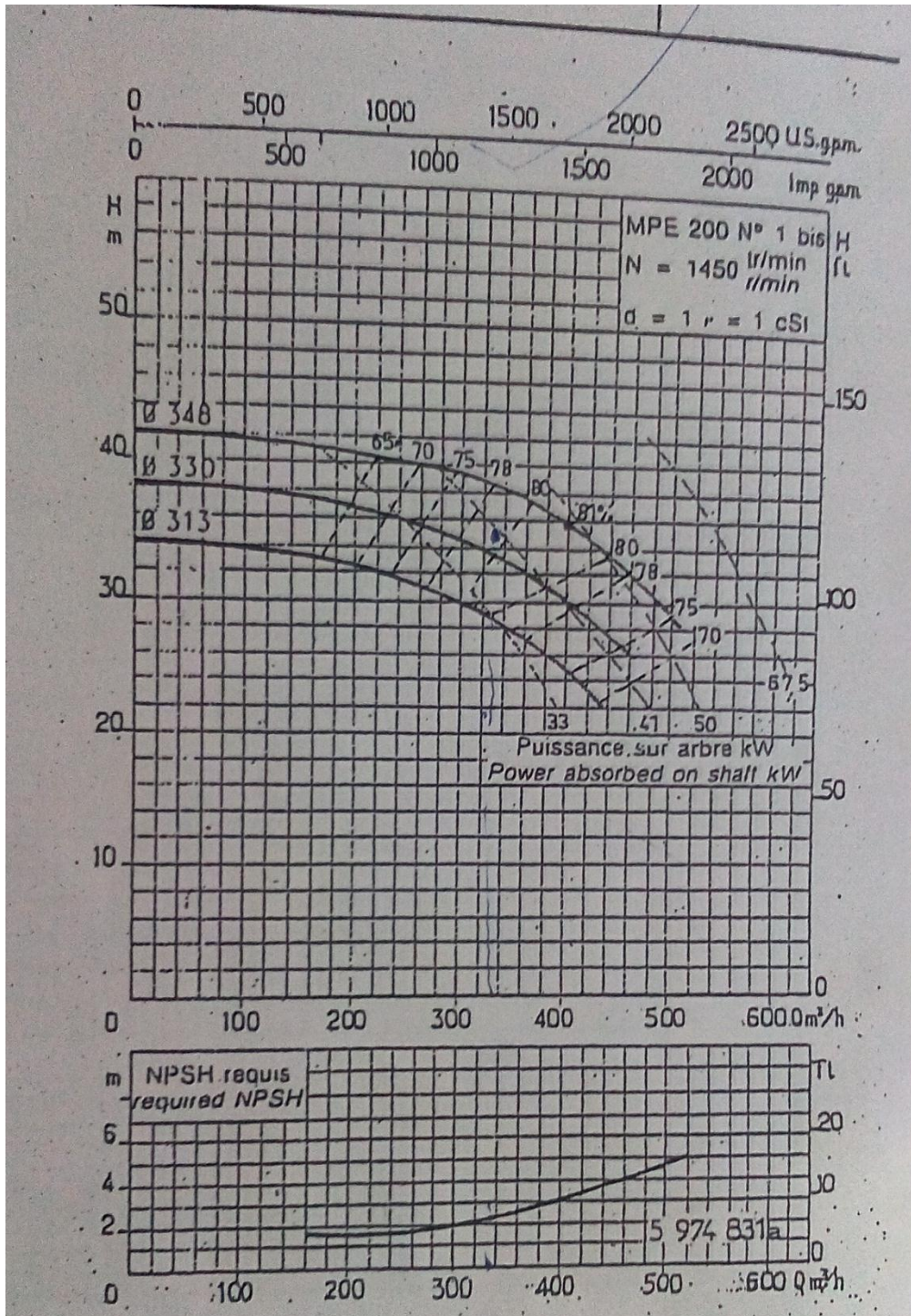
Coefficients de Hazen-Williams

Tableau 2.3 : Coefficients de Hazen-Williams

Type de conduite	C
Ciment amianté	140
Fonte	
Neuve	130
10 ans	107 - 113
20 ans	89 - 100
30 ans	75 - 90
Béton	
Coulé en place – coffrages métalliques	140
Coulé en place – coffrages bois	120
Coulé centrifugé	135
Acier	
Revêtu goudron asphalte	150
Neuf non revêtu	150
Rivetée	110
Bois (neuf)	120
Matière plastique	135 - 140

ANNEXE5

Courbe caractéristique de pompe qui on choisir



ANNEXE 6

PAIX DU TUBE PEHD CHIALI



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

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

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

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

TUBE PEHD EAU POTABLE PN10

Référence	Désignation	Diamètre		Qualité	Pression	Prix	
		Ext en MM	en MM			HT le M/L	TTC le M/L
11 003 0161	Tube PEHD	16	-----	PE80	10 Bars	-----	-----
11 003 0201	Tube PEHD	20	2.0	PE80	10 Bars	26.31	30.78
11 003 0251	Tube PEHD	25	2.0	PE80	10 Bars	33.85	39.60
11 003 0321	Tube PEHD	32	2.4	PE80	10 Bars	52.60	61.54
11 003 0401	Tube PEHD	40	3.0	PE80	10 Bars	82.33	96.33
11 003 0501	Tube PEHD	50	3.7	PE80	10 Bars	125.79	147.17
11 003 0631	Tube PEHD	63	4.7	PE80	10 Bars	198.97	232.79
11 003 0751	Tube PEHD	75	5.6	PE80	10 Bars	281.31	329.13
11 007 0901	Tube PEHD	90	5.4	PE100	10 Bars	335.47	392.50
11 007 1101	Tube PEHD	110	6.6	PE100	10 Bars	495.40	579.62
11 007 1251	Tube PEHD	125	7.4	PE100	10 Bars	631.13	738.42
11 007 1601	Tube PEHD	160	9.5	PE100	10 Bars	1 033.79	1 209.53
11 007 2001	Tube PEHD	200	11.9	PE100	10 Bars	1 617.42	1 892.38
11 007 2501	Tube PEHD	250	14.8	PE100	10 Bars	2 510.95	2 937.81
11 007 3151	Tube PEHD	315	18.7	PE100	10 Bars	4 003.95	4 684.62
11 007 4001	Tube PEHD	400	23.7	PE100	10 Bars	6 424.42	7 516.57
11 007 5001	Tube PEHD	500	29.7	PE100	10 Bars	10 021.19	11 724.79
11 007 6301	Tube PEHD	630	37.4	PE 100	10 Bars	15 153.49	17 729.58

- TVA = 17%.

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

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

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

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

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

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

- Pour toutes informations complémentaires, prière contacter le Service Commercial

TUBE PEHD EAU POTABLE PN16

Référence	Désignation	Diamètre		Qualité	Pression	Prix	
		Ext en MM	en MM			HT le M/L	TTC le M/L
11 004 0201	Tube PEHD	20	2.3	PE80	16 Bars	29.61	34.64
11 004 0251	Tube PEHD	25	3.0	PE80	16 Bars	48.03	56.20
11 004 0321	Tube PEHD	32	3.6	PE80	16 Bars	75.47	88.30
11 004 0401	Tube PEHD	40	4.5	PE80	16 Bars	116.64	136.47
11 004 0501	Tube PEHD	50	5.6	PE80	16 Bars	180.68	211.40
11 004 0631	Tube PEHD	63	7.1	PE80	16 Bars	288.17	337.16
11 004 0751	Tube PEHD	75	8.4	PE80	16 Bars	404.81	473.63
11 008 0901	Tube PEHD	90	8.2	PE100	16 Bars	488.62	571.69
11 008 1101	Tube PEHD	110	10.0	PE100	16 Bars	721.62	844.30
11 008 1251	Tube PEHD	125	11.4	PE100	16 Bars	934.26	1 093.08
11 008 1601	Tube PEHD	160	14.6	PE100	16 Bars	1 526.93	1 786.51
11 008 2001	Tube PEHD	200	18.2	PE100	16 Bars	2 397.85	2 805.48
11 008 2501	Tube PEHD	250	22.7	PE100	16 Bars	3 709.88	4 340.56
11 008 3151	Tube PEHD	315	28.6	PE100	16 Bars	5 881.51	6 881.37
11 008 4001	Tube PEHD	400	36.3	PE100	16 Bars	9 500.90	11 116.05
11 008 5001	Tube PEHD	500	45.4	PE100	16 Bars	14 816.89	17 335.76
11 008 6301	Tube PEHD	630	57.2	PE100	16 Bars	22 513.76	26 341.10

- TVA = 17%.

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

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

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

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

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

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

- Pour toutes informations complémentaires, prière contacter le Service Commercial

ANNEXE 7

Abaque de Vuibert pour le calcul du volume du réservoir d'air

