

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -
DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Irrigation et de Drainage

THEME :

**IRRIGATION DU PERIMETRE
SAFSAF « SECTEUR I » A PARTIR DE LA STATION
D'EPURATION DE LA WILAYA DE SIKKDA**

Présenté par :

M^{le} MOKHBI Raoua

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r M. MESSAHEL	MC	Président
M^{me} L.S BAHBOUH	MA.A	Examinatrice
M^{me} H. BOUCHAMA	MA.A	Examinatrice
M^{me} S. HARKAT	MA.B	Examinatrice
M^r A. AYAD	MA.A	Examineur
M^{me} AZIEZ Ouahiba	MA.A	Promotrice

Juillet-2012

Remerciements

Au terme de ce travail, Je tiens à exprimer ma reconnaissance et ma gratitude à toutes celles et tous ceux qui m'ont aidé dans la préparation de cette thèse.

J'adresse ma profonde reconnaissance à ma chère promotrice, Mme AZZIEZ.O qui m'a chaleureusement accueilli au sein de son service, et a toujours su me soutenir et m'épauler dans tous les moments. Je la remercie pour les nombreuses discussions, scientifiques ou non, que nous avons partagées tout au long de mon séjour à Blida, ainsi que pour son aide précieuse dans mes démarches de recrutement à l'issue de ma thèse. Aux membres du jury qui auront à juger et à apprécier ce travail.

A tout le corps enseignant, l'administration et le personnel de L'ENSH.

Je Remercie également tout le personnel de l'DHW,STEP,ONID(SKIKDA)

A tous ceux qui ont contribué de près ou de Loin à ma formation :LAMIA ,ABDELOUAHAB ,MAHIRA , M .Soultan ,M .Taoutaou ,M.boutalaa,M.madjid M .boulaatrous ,M.karoui.

Je tiens aussi à remercier mes amis qui m'ont aidé pendant la réalisation du projet : SEIF , OMAR, AHMED, YOUNES, IBRAHIM.

Mokhbi Rawa

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de respect, de reconnaissance et d'amour à :

Ma chère maman, pour son amour, ses sacrifices, son soutien et pour tous.

Mon cher papa, pour son amour aussi, son soutien, son encouragement.

Je vous aime.

Mon très cher et unique frère RAID pour ses encouragements, son amour

Merci RAID

Un spécial dédicace à :

*Mes deux exemples de confiance, de finesse, de défi de tendresse et d'innocent : Mechri Amel et Semassel Seif eddine
je vous remercie pour votre soutien depuis notre première connaissance et jusqu'au ce jour.*

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

Mes très chères amies de SKIKDA (SARRA ; SOUHILA ; SALIMA.IBTISSEM) pour tous ses nobles sentiments vers moi.

Mes chères amies de BLIDA : Hadjar, Alya, Yasmine, Taous, Amel, Hania, Nourelhouda, Mounira, Rokia, Soumia, Daouia, Ikram, Ouissem Madjda, Imen, Rahma, Mbarka, Ghania, Amina, Asma, Asma, Mimi,

Tous mes amis :

Amin, Nassim, Omar, Malek, Ibrahim, Hssan, Rabeh, Ahmed, Hamza, Bilel, Hamid, Ayoub, Khalil

A tous mes cousins sans exception, surtout : Housseem, Oualid, Amira, Sonia, Mouhame.

En mot à toute la famille : MOKHBI et BOUABDELLAH surtout mes deux chères grande mères : Aicha et Brika.

Aussi à mes chers enseignants : Mme. Mokrane, Mme. Bahbouh,

Mme. Taffat, Mr Haj Bachir,

Mr. Boufekane, Mr. Messahel, Mr. Bellaoukli, Mr. Mihoubi, Mr. Kolai.

RAWA RAWITA

ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو انجاز شبكة إمدادات قطاع سكيكدة من محطة تصفية المياه القذرة لتلبية جميع احتياجات المحاصيل الزراعية لهذه المنطقة التي لم توفر من قبل سد زردازة للقضاء على العجز. قمنا بدراسة كل المراحل الضرورية لنقل المياه بما فيها طرق الضخ و الانابيب المستعملة.

Résumé :

l'objectif de notre recherche consiste à réaliser un réseau d'approvisionnement du secteur Skikda à partir de la station d'épuration de cette région afin de satisfaire tous les besoins culturaux qui ne sont pas assurés par le barrage de Zerdez;et pour ce faire ,il faut prendre en compte toutes les étapes nécessaires pour l'acheminement de l'eau, y compris les méthodes de pompages e la canalisation utilisée.

Abstract :

The objective of our research is to achieve a supply network of Skikda sector from the clearosing station.

This studares aims at providing this region with all needs that are insured bay the dam of Zerdez.

We have followed in our stady all the important steps to directer through pipes.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Introduction.....	2
I . Situation géographique de la plaine	3
II.la situation administrative	4
III.Le relief	5
IV-La géologie et la stratigraphie.....	5
V-Hydrographie	6
VI .La végétation	7
VII.La climatologie	8
Introduction.....	8
VI.2.L'humidité relative	8
V.3.La vitesse de vent.....	8
V.4.Le Sirocco	9
V.5.L'évaporation	9
V.6-L'évapotranspiration	10
V.7L'insolation	10
V.8.La pluviométrie	11
V.9-Les indices climatiques	11
a)-Indice climatique de Marton.....	11
b)-Quotient pluviométrique d'Emberger.....	12
c)-Climogramme de Gaussen.....	15
Conclusion.....	16
Chapitre II: Hydrologie	
Introduction.....	17
I-Le réseau hydrographique	17
II-Homogénéité de la série	18
III.Etude de l'échantillon et choix du type de loi.....	21
III.1. Traitement des données.....	21
III.2. Ajustement de la série pluviométrique.....	21
III.2. a. Ajustement à la loi Normale (GAUSS).....	21
III.2. b.Ajustement à la loi Log-Normale (GALTON).....	22
III.3 .Test de validité d'un ajustement	28
III.3 .a. Test de validité de l'ajustement à la loi Normale	28
III.3 . b. Test de validité de l'ajustement à la loi Log-Normale.....	28
Conclusion	28
IV-Détermination de l'année de calcul	29

Conclusion.....	29
Chapitre III: ANALYSE DES RESSOURCES EN SOL ET EN EAU/ETUDE AGRO SOCIO-ECONOMIQUE	

RESSOURCE EN SOL

Introduction.....	30
I-Le profil pédologique.....	30
II-Description morphologique du profil	30
III-Les propriétés physiques du sol	31
III.1.La texture	31
III.2.La densité apparente :Da.....	31
III.3.La densité réelle :Dr.....	32
III.4.La porosité totale :P.....	32
III.5.L'humidité équivalente	32
III.6.La perméabilité du sol	33
IV-Propriétés physico-chimiques du sol	33
IV.1.Le PH du sol	33
IV.2.La conductivité électrique	33
V-Classification du sol	33

RESSOURCE EN EAU

Introduction	35
I.Les eaux superficielles	35
Barrage de Zerdezas	35
Barrage projeté de Ramdane Djamel	35
Oued Saf-Saf	35
II-Les eaux souterraines	35
Puits	35
Retenues collinaires	35
Les forages	36
La nappe de Saf-Saf	36
La step	36
Conclusion... ..	36

ETUDE SOCIO-ECONOMIQUE

Introduction	37
I-La population	37
II-Le niveau culturel de l'exploitation et de sa famille	38
IV-Le contexte général des productions animales	39
Le gros élevage	39
Le petit élevage	40
V-La commercialisation	40
Conclusion	41

ETUDE FONCIERE

Introduction	42
I.Le but de l'enquête foncière	42
II.La surface enquêtée	42
III-Les unités foncières	43
Chapitre IV :L'ETAT ACTUEL	
Introduction	44
I . La fiche technique	44
II.Généralités	44
Etat des bornes	44
III.Canalisation.....	45
III.1.Calcul des débits	45
III.2.Optimisation :	45
III.3.Calcul du réservoir de régulation journalière	45
III.4.Calcul du matériel mobile	45
IV. Réseau d'assainissement	46
V.Réseau de chemins :	47
VI. Observation	48

Chapitre V :LA STATION D'EPURATION

Introduction	50
I.La situation de la STEP.....	51
II.Principe de traitement et description sommaire de la station	52
II.1. Principe de traitement adopté	52
II.2. description sommaire de la station	53
II.2.1. Bassin de réception.....	53
II.2.3. Traitement biologique	53
II.2.4. Désinfection des eaux épurées	53
II.2.5. Traitement des boues	53
III-Description et fonctionnement	54
III.1. Bassin de réception	54
III.2. Traitement des boues	57
III.3.1. Stabilisation des boues	57
III.3.2.épaississement des boues en excès	57
III.3.3. Lits de séchage	57
IV-Estimation du débit des eaux usées à épurer	57
IV.1. taux de canalisation	57
IV.2. Taux de réduction.....	58
V-Charge polluante	58
VI-Qualité des eaux traitées et possibilités de réutilisation... ..	59
VII-les analyses des eaux sortant de la Step	60
Conclusion	61
Chapitre VI :LES BESOINS EN EAU D'IRRIGATION	
Introduction	62
I.Les cultures adaptées à la zone d'étude	62
I.2-Industrielles.....	62

I.1-Arboriculture	62
I.3-Céréaliculture	62
I.4-Cultures fourragères	62
II. Calendrier d'occupation des sols	62
III. Les Besoins en eau du périmètre	63
III.1-L'évapotranspiration réelle ou culture(ETR,ETC).....	63
III.2-L'évapotranspiration potentielle de référence (ETo)).....	64
III.3-Calcul de la pluie efficace	65
III.4-Efficience de l'irrigation.....	65
IV -Besoins nets en eau d'irrigation.....	66
V- Besoins totaux nets en eau d'irrigation.....	70
Conclusion	71

Chapitre V II: ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE

ADDUCTION

INTRODUCTION.....	72
I. Généralités sur l'adduction	72
I.1.Types d'adduction	72
I.1 .a. Adduction gravitaire.....	72
I.1.b. Adduction par refoulement.....	72
I.1.c. Adduction mixte	72
I.2. Adduction et type d'écoulement.....	73
I.2.a. Ecoulement à surface libre.....	73
I.2.b. Ecoulement en charge.....	73
I.3. Critères de choix de tracé.....	73
I.4. Choix du tracé.....	74
I.5.Choix du matériau de la conduite.....	74
I.6. Schéma hydraulique.....	75
I.7. Calcul hydraulique.....	76
a) Cas gravitaire	76
b) Cas refoulement	76

DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE POMPAGE

I.Choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station	80
II. Détermination de la hauteur d'élévation calculée.....	81
III. Calcul du débit forcé.....	81
IV. Détermination du nombre de pompes	82
V.Choix du nombre pour la pompe Centrifuge à double flux.....	82
VI. Détermination de la hauteur admissible d'aspiration.....	83
VII. Choix du moteur électrique.....	84
VIII.Détermination du diamètre économique de refoulement	85
IX.Rendement de la station de pompage.....	87
X.Calcul des pertes de charges.....	88
XI. Coup de bélier.....	89
Définition.....	89
XI.1 Les risques dus aux coups de bélier.....	89
XI.2 Moyens de protection contre le coup de bélier	90
Les réservoirs d'air	91
Chapitre V III: TECHNIQUES D'IRRIGATION	
Généralités	92
I. Classification des techniques d'irrigation.....	92
I.1 Irrigation gravitaire.....	92
I.2 Irrigation par aspersion.....	92
I.3 Irrigation localisée (micro - irrigation)	92
I.4. Irrigation souterraine.....	92
II. Choix des techniques d'irrigation	92
Généralités.....	92
III. Avantages et les inconvénients des techniques d'irrigation.....	93
III.1 Irrigation de surface.....	93

III.1.2 Les inconvénients.....	93
III.2 Irrigation sous pression.....	93
III.2.1 Avantages.....	93
III.2.2 Les inconvénients.....	93
III.3 Irrigation de l'aspersion	93
III.3.1 Avantages.....	93
III.3.2 Les inconvénients.....	93
III. 4 Irrigation localisée.....	93
III.4.1 Les Avantages.....	93
III.4.2 Les inconvénients.....	95
III.5 Irrigation souterraine.....	95
III.5.1 Avantages.....	95
III.5.2 Les inconvénients.....	95
CONCLUSION.....	95
IV. Irrigation localisée.....	96
V.Dimensionnement d'un flot type	96
V.1Choix de l'flot type	96
V.2 Données générales	97
V.3 Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée.....	97
V.3.1 Influence du taux de couverture du sol	97
V.3.2 Besoins d'irrigation brute Bbrut	99
V.3.3 Pourcentage de sol humidifié.....	99
V.3.4 Fréquence d'arrosage.....	99
V.3.5 Durée d'arrosage.....	100
V.3.6 Durée d'arrosage journalière.....	100

V.3.7 Nombre de poste	100
V.3.8 Surface de la parcelle	100
V.3.9 Surface de la rampe.....	100
V.3.10 Nombre des rampes	100
V.3.11 Nombre des goutteurs par rampe.....	101
V.3.12 Débit d'une rampe	101
V.4. Calcul hydraulique.....	101
V.4.1. Débit.....	101
VII.4.2 Perte de charges.....	101
VII.4.3 Conditions hydrauliques.....	102
VII.4.3.1 Position de porte rampe.....	102
VII. 4.3.2 Détermination des portes rampes	103
VII.4.4 Calcul de la canalisation principale.....	103
VII.5.4.5 Calcul de la pression en tête de la parcelle	103
Conclusion.....	104
CHAPITRE IX : ORGANISATION DE CHANTIER	
Introduction.....	105
VIII.1. Calcul des volumes des travaux	105
VIII.1.1. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage	105
a) Calcul du volume de décapage	105
b) Calcul du volume des déblais	105
c) Calcul du volume du béton de propreté	105
d) Calcul du volume de béton armé	105
e) Calcul du volume du remblai compacté	106

f) Calcul du volume de la maçonnerie	106
VIII.1.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	107
a) Déblais d'excavation	107
b) Lit de sable.....	108
c) Volume de la conduite	108
d) Remblais compacté	108
Bâche d'eau de 4260 m ³ :	109
a) Calcul du volume des déblais	109
b) Calcul du volume du tout venant	109
c) Calcul du volume de béton de propreté	109
d) Calcul du volume du béton armé	109
Calcul du volume du remblai compacté	110
VIII.2. Calcul des coûts des travaux	110
VIII.3. Planification des travaux	112
VIII.3.1. Définitions des tâches et leurs durées	112
1/ Station de pompage	112
2/ Adduction	112
3/ la bache d'eau	113
VIII.4.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)	113
A. Stations de pompage et bache d'eau	113
B- Adduction	114
VIII.5. Engins	114
Conclusion	114

LISTE DE TABLEAU

CHAPITRE I :

Tableau I.1: Pente de la wilaya de Skikda.....	5
Tableau I.2 :le tableau des principaux bassins à Skikda	7
Tableau I.3: Les ressources souterraines de Skikda.....	7
Tableau I.4:La variation moyenne mensuelle de la température. Période(1990-2012)....	8
Tableau I.4: Répartition mensuelle de l'humidité de l'air en %.....	9
Tableau I.5 : Moyennes mensuelles de la force du vent en m/s.....	9
Tableau I.6:La répartition mensuelle de l'évaporation moyenne en mm (d'après formule de Piche) ..	10
Tableau I.7 :Répartition mensuelle de l'évapotranspiration moyenne en mm(d'après la formule de Penman).	10
Tableau I.8: L'insolation moyenne mensuelle en heure(1987-2004).	10
Tableau I.9:Répartition mensuelle de la pluie interannuelle en mm du 2000 au 2012.....	11
Tableau I.10: Les limites de climat d'après l'indice d'aridité de MARTONNE.....	12
Tableau I.11: Courbe ombro-thermique.....	14

CHAPITRE II :

Tableau II.1: Caractéristiques de la station pluviométrique.....	17
Tableau II.2:Répartitions moyennes mensuelles en (mm).	17
Tableau II.3 :Test d'homogénéité	20
Tableau II.4: Ajustement à la loi de Gauss.....	22
Tableau II.5 : Ajustement à la loi Log-Normal.....	25
Tableau II.6: Précipitation moyenne mensuelle de l'année de calcul.....	29

CHAPITRE III :

Tableau III.1 : Moyenne des taux d'argile par horizon en %	31
Tableau III.2 :Répartition de la population des communes(1998)	37
Tableau III.3:répartition de la population des communes(2008)	37
Tableau III.4: Répartition de la population résidence selon la commune et le sexe	38
Tableau III.5:La répartition résidente totale et la densité (habitants/Km2)	38
Tableau III.6 :le niveau culturel de la population dans les communes	38
Tableau III.7:Les effets du cheptel bovin dans les communes concernées	39

Tableau III.8: Elevage avicole dans l'aire d'étude.....	40
Tableau III.9: Les principaux organismes de commercialisation	40
Tableau III.10: Répartition des surfaces dans le secteur.....	42
Tableau III.11 : nombre d'unités foncières par commune selon la nature de la propriété.....	43

CHAPITRE IV :

Tableau VI.1 : Les diamètres et les longueurs utilisés.....	46
Tableau VI.2 : Types de bassins.....	47
Tableau VI.2 : Types de zones.....	48

CHAPITRE V :

Tableau V.1 : Caractéristiques des grilles	54
Tableau V.2 : Débits des horizons 2015 ,2025.....	58
Tableau V.3 : Nombre d'équivalent-habitants	58
Tableau .4 : Estimation de la charge polluante.....	59

CHAPITRE VI :

Tableau VI.1: Répartitions des types de céréales.....	62
Tableau VI.2 : Le calendrier culturel.....	63
Tableau VI.3 : Evapotranspiration de référence selon la méthode Penman & Monteith.....	65
Tableau VI.4: Précipitation efficace dans la zone d'étude.....	65
Tableau VI.5 : Le blé	66
Tableau VI.6: L'Orge	67
Tableau VI.7: Les Agrumes.....	67
Tableau VI.8 : Le Mais fourragère	68
Tableau VI.9 : La luzerne.....	68
Tableau VI.10: Le Pêcheur	69
Tableau VI.11: L'Olivier.....	69
Tableau VI.12: La Tomate	69
Tableau VI.13 : Besoin en eau d'irrigation des cultures du secteur Skikda.....	71
Tableau VI.14: les besoins en eau des cultures (mm/mois).....	71

CHAPITRE VII :

Tableau VII.1: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).....	79
Tableau VII.2: Variantes pour le choix du nombre de pompes (type....).....	83
Tableau VII.3: Variation du coefficient K en fonction de la puissance.....	85

CHAPITRE VIII :

Tableau VIII .1 :Caractéristiques de la rampe.....102

Tableau VIII.2 :Caractéristiques de la porte rampe.....103

CHAPITRE IX:

Tableau IX.1.a: Calcul du volume du béton armé pour une station de pompage106

Tableau IX.1.b : Volumes de travaux d'une seule station de pompage.....107

Tableau IX.2.a: Calcul du volume des déblais108

Tableau IX.2.d: Volumes des travaux de l'adduction.....109

Tableau IX.3.i: Calcul du volume du béton armé de la bache.....110

Tableau IX.4.a: Coût des travaux d'une seule station de pompage111

Tableau IX.4.b: Coût des travaux de l'adduction.....111

Tableau IX .4.c: Coût des travaux de bache d'eau111

Tableau IX.5.a_: temps de réalisation des opérations de la station de pompage.....112

Tableau IX.5.b_: temps de réalisation des opérations de l'adduction.....112

Tableau IX.5.c_: temps de réalisation des opérations de la bache.....113

Tableau IX.6.a : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station.....113

Tableau IX.6.b_: tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.....114

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I :

Figure I.1. Evolution du réseau urbain de la wilaya de Skikda.....	2
Figure I.2: Schéma directeur et principe de distribution.....	3
Figure I.3 : Situation administrative de l'aire d'étude.....	4
Figure I.4 : carte géologique de la wilaya de Skikda.....	6
Figure I.5 : Climagramme pluviométrique d'EMERGER.....	13
Figure I.6: Diagramme de Gausson.....	16

CHAPITRE II :

Figure II.1 : Le cycle de l'eau	24
Figure II.1 : Ajustement à une loi normale.....	24
Figure II.2 : Ajustement à une loi Log-normale.....	27

CHAPITRE III:

Figure III.1: Gros élevage par commune.....	39
--	----

CHAPITRE V :

Figure V.1 : Carte de la situation de la Step.....	52
Figure V.2 : Dessableur-D eshuileur.....	54
Figure V.3 : Décanteur primaire.....	55
Figure II.4 Diagramme de classification des eaux d'irrigation.....	60

CHAPITRE VIII :

Figure VIII.1 : Partie essentielle d'un réseau d'irrigation localisée.....	104
---	-----

CHAPITRE IX :

Figure IX.1 : Coupes en travers de la tranchée de la conduite.....	107
---	-----

LISTE DES PLANCHES :

Planche N° 1 :

Secteur I « Skikda »

Planche N° 2 :

Plan de réalisation de la station d'épuration

Planche N° 3 :

Plan de réalisation de la station de pompage

Planche N° 4 :

Extrait de la projection du réseau goutte à goutte

Planche N° 5:

Schémas synoptique et principe de distribution Hydraulique du périmètre SAF-SAF « SKIKDA »

Introduction générale :

L'eau est essentielle pour la vie, son importance est considérée comme composant de l'écosystème mondial qui n'est plus à démontrer. Cette ressource qui répond aux besoins Fondamentaux de l'homme est un élément-clé du développement, en Particulier pour générer et entretenir la prospérité par le biais de l'agriculture, De la pêche, de la production d'énergie, de l'industrie, des Transports et du Tourisme. En outre, l'eau est vitale pour tous les écosystèmes du monde.

En Algérie, l'agriculture s'est considérablement développée durant ce 20^{ème} siècle. la superficie équipée pour l'irrigation à plus que doublée ces dernières années.

Pour assurer la durabilité de l'avenir de cette agriculture, l'irrigation doit faire l'objet d'une recherche et d'une plus grande efficacité de l'eau utilisée.

Skikda mégapole industrielle de la pétrochimie à été doté d'une usine de dessalement d'eau de mer(AEP).

Dans cette perspective, la connaissance approfondie de la région, nous a permis à mieux définir la stratégie de l'irrigation.

En fonction des évolutions climatiques et économiques du contexte de l'exploitation des terres, des potentialités existences.

Le choix de ce projet a été porté sur l'irrigation du périmètre SAF-SAF.

Cette étude qui a pour thème essentiel : l'irrigation du périmètre SAF-SAF « secteur I » à partir de la STEP de Skikda ; consiste à irriguer un périmètre de 1720ha.

Passant par une spécification de la région ; une analyse des ressources en eau et en sol dont le but est la détermination des besoins cultureux, par la suite le calcul du débit spécifique qui sera le paramètre essentiel dans le dimensionnement hydraulique, on dimensionne le réseau d'adduction qui alimente le bassin d'irrigation à partir de la station d'épuration.

En fin cette utilisation assure un meilleur dessert et une économie signifiante de la ressource hydrique.

Chapitre I :

“PRESENTATION DE LA ZONE D’ETUDE”

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction :

La wilaya de Skikda est située au Nord-est de l'Algérie, elle est limitée au nord par la mer méditerranéenne, à l'ouest par la wilaya de Jijel et Mila, au sud par Constantine, au sud-est par Guelma et à l'est par la wilaya d'Annaba.

Elle a les caractéristiques suivantes :

-Superficie : 4137,68Km².

-Daïra : 13.

- Communes : 38.

-Densité : 232,68 hab/Km².

-Population totale : 936 753hab.

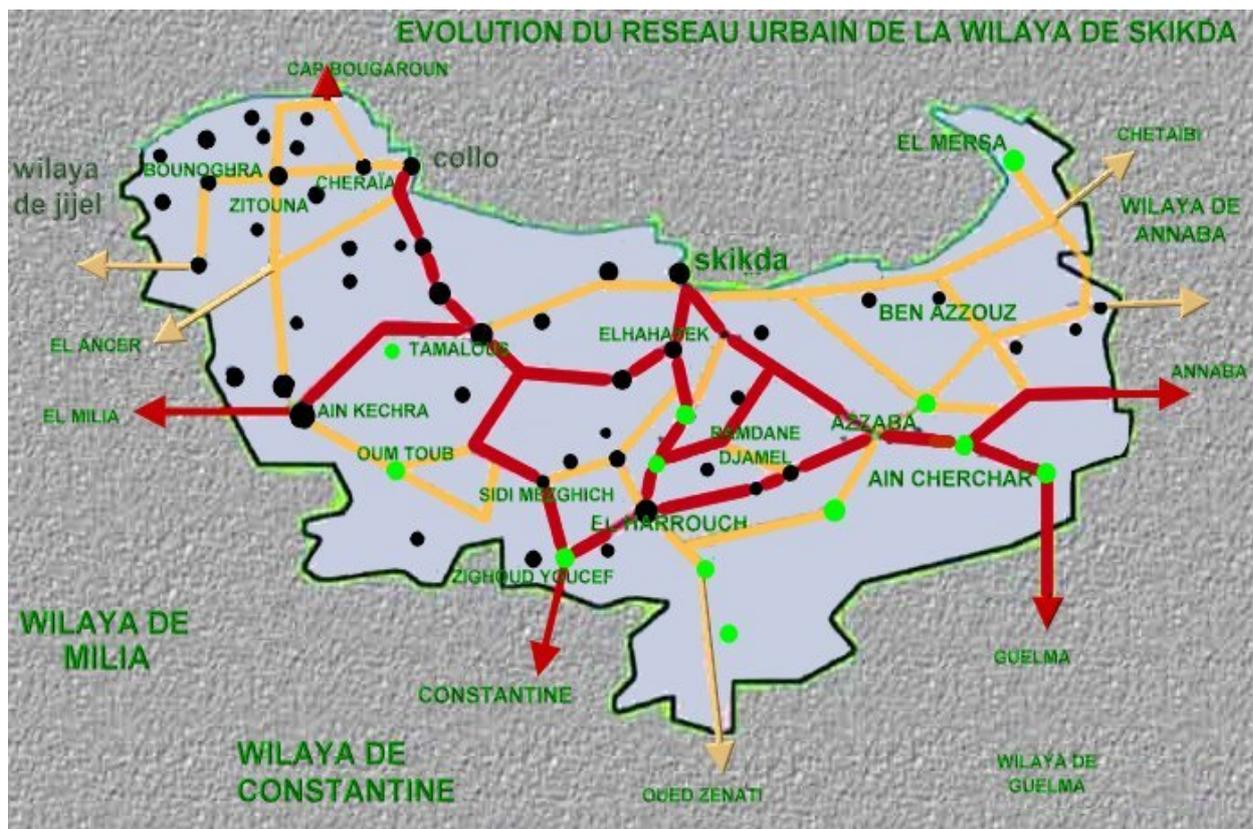


Figure I.1. Evolution du réseau urbain de la wilaya de Skikda

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

II. la situation administrative :

Le secteur 1 est d'une superficie de 1720ha. Il englobe les communes de: Skikda, Hamadi Krouma, Beni Bechir et Ramdane Djamel.

Il fait face au Nord, à la mer méditerranée, et dispose de frontière communes avec : Azzaba à l'Est, Salah Bouchaour au Sud et El Hadaik à l'Ouest.

La commune de Ramdane Djamel est située de 12Km au sud de Skikda, ses caractéristiques sont :

- ❖ La latitude : $36^{\circ}88'$ nord.
- ❖ La longitude : $6^{\circ}92'$ sud.
- ❖ L'altitude : 13.0 m .

Avec une canalisation principale parallèle à la route nationale n°44. En tête, il existe un réservoir de régularisation journalière entre les cotes 129m de fond et 134m de couronnement.



Figure I.3 : Situation administrative de l'aire d'étude

III. Le relief :

L'Atlas tellien recouvre et encadre l'ensemble de la wilaya.

Les plissements des montagnes sont généralement orientés Est-Ouest.

Skikda a un relief très accidenté, une cote abrupte et déchiquetée, un réseau dense de ravins profond entaillant le massif avec véritables gorges parcourues par des oueds permanents.

Ses montagnes ont par excellence un relief jeune, encore en pleine évolution morphologique. Cette évolution est très rapide dans une wilaya aussi pluvieuse et dont les cours d'eau se jettent à la mer quelques Kilomètres seulement après avoir pris leur sources à plusieurs centaines de mètres d'altitude.

La répartition spatiale par catégorie de pentes nous montre que près de 50% du territoire de la wilaya a des pentes de plus de 30% (voir tableau I.1).

Tableau I.1: Pente de la wilaya de Skikda.

pent	Superficies	%
7%	807	17
7.15%	706	16
15.30%	807	17
30%	2374	50

Source :D.S.A.Skikda(Direction du Service Agricole)

VI-La géologie et la stratigraphie :

On rencontre des terrains de roches éruptives et cristallo-phylliennes partiellement recouvertes par des lambeaux transgressifs de SENONIEN de nummulitique supérieur et de NEOCENE(Marnes, argiles grès et parfois poudingues).les terrains sédimentaires sont encore représentés par des formations récentes terrages, alluvions de toutes nature, dunes, épouilles, la pauvreté en fossiles est largement compensée par l'abondance et la vérité des formations cristallines.

Dans ses grandes lignes, le schéma géologique de la région est assez simple. Au Nord de granite et un îlot de GNEISS et des serpentines bordés au Sud du Schistes cristallins enrobant quelque apophyse granitique au fur à mesure que l'on s'enfonce dans l'arrière du pays.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Le granite est tertiaire, mis en place après le burdigalien qu'il métamorphose, les schistes cristallins sont anciens, primaires et peut être partiellement secondaire, certainement ANTI-SE NONIENS.

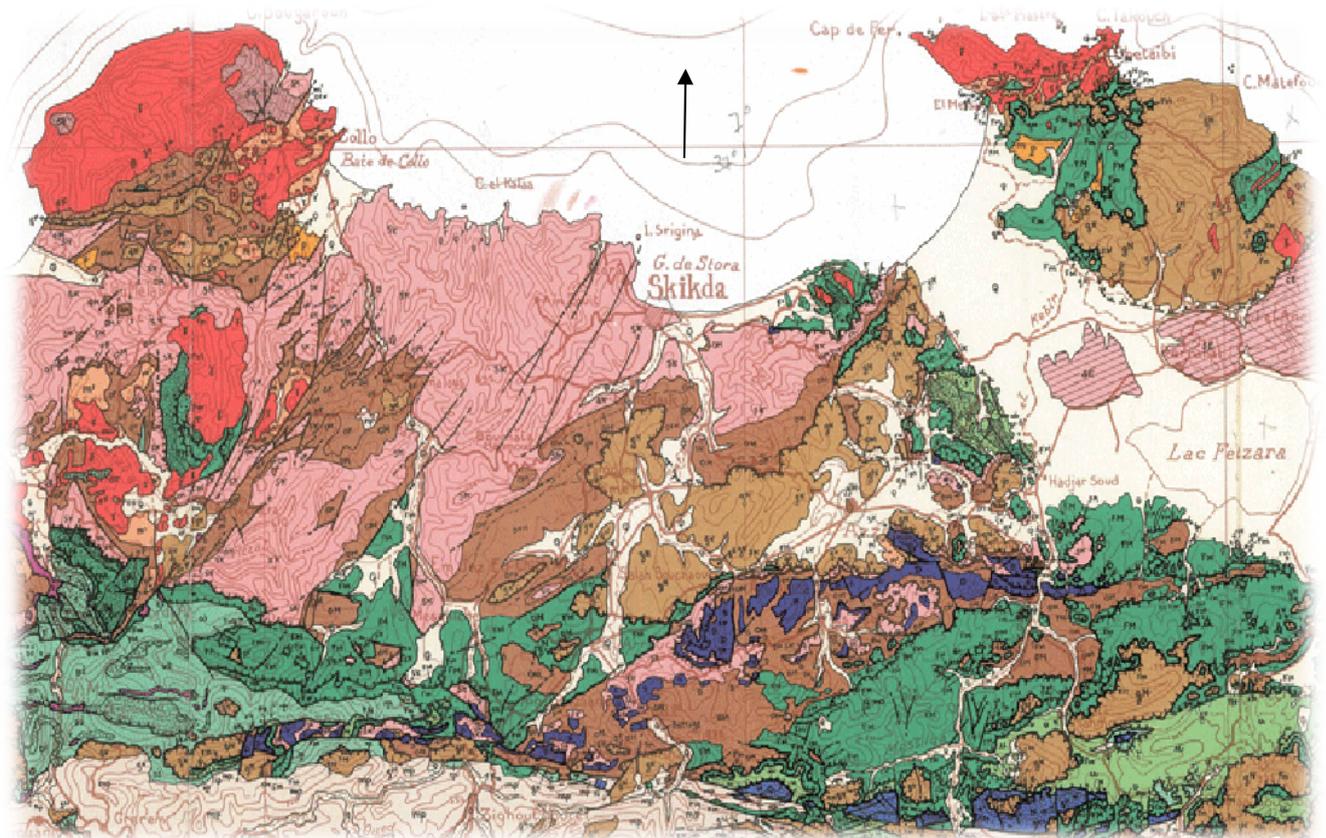


Figure I.4 :Extrait de la carte géologique de la wilaya de Skikda

V-Hydrographie :

Dans la massif shisto-gneissique, les sources sont peu nombreux et n'ont qu'un faible débit (1l/s).

Les oueds ont les majeurs partis des ressources hydrauliques avec des forts débits en hiver et de faibles débits en été.

La zone d'étude appartient à la nappe d'oued SAF-SAF, où nous pouvons faire des forages.

La source superficielle de la zone d'étude représentée par l'écoulement du bassin versant :

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I.2 :le tableau des principaux bassins à Skikda :

Bassin versant	Superficie(Km2)	Ecoulement(Hm3)
Cotie cap Bougaroun	497	-
Oued Guebli	988	490
Oued Bibi	203	-
Oued Saf-Saf	1165	150
Fil-Fila	134	-

Plan directeur (mobilisation et utilisation des eaux de surfaces.DSA .Skikda 2007)

Les ressources souterraines de la wilaya sont représentées dans le tableau suivant.

Tableau I.3: Les ressources souterraines de Skikda :

Bassin versant	Superficie(Km2)	Ecoulement(Hm3)
Guebli	8.55	6.6
Saf-Saf	13.05	13.00
Oued Bibi	0.16	0.16
kebir Ouest	18.90	3.35
Cotie Fil-Filaa	5.36	3.26
Total	46.02	31.27

Plan directeur Mobilisation et utilisation des eaux de surface.DSA.Skikda2007

Il est à noter qu'il existe des nappes utilisées mais notamment dans les capacités sont inconnues.

VI .La végétation :

L'une des plus grandes richesses de la wilaya de Skikda est incontestablement constituée par la forêt qui a donné naissance à la grande industrie du bois et des lièges.

Pour situer son importance, il suffit de préciser que cette forêt couvre cinquante pour cent (50%)environ de la superficie de la wilaya.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

VII. La climatologie :

Introduction :

L'étude climatique est très importante pour le dimensionnement des ouvrages hydrauliques, ces derniers sont l'un des facteurs principaux de l'aménagement du territoire et du développement économique.

Cette étude est basée sur l'analyse des principaux indices climatiques tels que : la température, la pluviométrie, l'humidité relative, l'évaporation et les vents.

La connaissance des caractéristiques climatiques conditionne le développement des végétaux, et assure la bonne production.

Les données climatiques nécessaires à l'élaboration de la présente étude sont recueillies à partir de la station hydro-pluviométrique de Skikda et d'Alger et à partir de l'ANRH (Agence Nationale des Ressources Hydrauliques) et l'ONM (Office National de la Météorologie). Il s'agit de données moyennes sur une période de 22ans (1990-2012).

VII.1-La température :

La température est un facteur limitant, donc la connaissance des températures est nécessaire pour déterminer leurs incidences sur le choix de culture.

Dans la région de Skikda, la température est influencée par la mer qui se traduit par le mois le plus chaud qui est le mois d'aout, alors que le mois le plus froid est le mois de janvier.

Tableau I.4: La variation moyenne mensuelle de la température. Période(1990-2012)

MOIS	janv	fév	mars	avr	mai	jui	juillet	aout	sep	oct	nov	dec
Tmin	6.61	6.75	8.49	9.44	12.76	16.60	19.64	20.53	18.12	15.45	10.33	7.9
Tmoyenne	11.95	12.57	14.3	16.5	20.96	24.98	28.14	29.01	25.54	21.99	16.53	12.85
Tmax	17.28	18.39	21.45	23.57	29.1	33.34	36.64	37.47	32.96	28.53	22.68	17.79

Station de Skikda

D'après le tableau précédent, on distingue deux saisons typiques :

- Un été chaud avec une température moyenne maximale de 37.47° en Aout.
- Un hiver relativement doux avec une température moyenne minimale de 6.61° en Janvier.

VII.2.L'humidité relative :

L'humidité relative de l'air est la proportion de vapeur d'eau contenue dans l'atmosphère par rapport à la quantité maximale qui peut être fixée à une température considérée.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I.4: Répartition mensuelle de l'humidité de l'air en %

Mois	jan	fev	mars	avr	mais	juin	juillet	aout	sep	oct	nov	dec	année
HR moy(%)	74.31	74.04	74.23	74.19	75.69	74.5	72.81	74.69	75	74.73	74.73	74.58	74.53

Station de Skikda

Nous remarquons que l'humidité relative pour tous les mois est supérieure à 72%.

VII.3.La vitesse de vents :

le vent est un facteur important du climat, la connaissance de sa direction, son intensité et sa fréquence sont nécessaire pour la mise en valeur agricole d'une région notamment l'orientation des brises vents.

Tableau I.5 : Moyennes mensuelles de la force du vent en m/s

mois	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juillet	aout	sep	oct	nov	dec	année
U m/s	3.51	3.56	2.9	3.07	2.47	2.29	2.07	2.46	2.46	2.83	3.52	4.01	2.93

Station météorologique de Skikda

Les vitesses du vent sont relativement faibles et homogènes durant toute l'année, la moyenne annuelle est de 2.93 m/s.

Les vents directs sont ceux de direction Nord-est, Nord-Ouest et Sud, Sud-ouest.

VII.4.Le Sirocco :

Le Sirocco, vent chaud du sud, qui dessèche le sol, et augmente l'évapotranspiration des cultures à une fréquence annuelle assez faible ,4 à 5 jours par an, entre mai et septembre avec un maximum en aout selon diverses observations.

VII.5.L'évaporation :

Les références existantes sur la région sont celles du barrage de Zerdezas à partir des quelles la répartition annuelle de l'évaporation est comme suit :

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I.6: La répartition mensuelle de l'évaporation moyenne en mm (d'après formule de Piche)

mois	Jan	fév	mars	avr	mai	juin	juillet	aout	sep	oct	nov	dec	année
E (mm)	78.5	78.7	102.18	108.64	132.53	177.79	231.9	227.47	165.5	140.62	98.84	86.6	1629.27
%	4.8	4.83	6.3	6.66	8.13	10.9	14.23	14	10.15	8.63	6.06	5.31	100

Station de Skikda

On remarque que l'évaporation est importante pendant la période allant de Juin jusqu'au Septembre. Le cumul annuel est de 16329.27mm.

VII.6-L'évapotranspiration :

C'est la somme des quantités d'eaux pouvant s'évaporer et être transpirées sur une surface donnée et pendant une période bien, elle est exprimée en mm pour notre région.

Tableau I.7 : Répartition mensuelle de l'évapotranspiration moyenne en mm (d'après la formule de Penman)

mois	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juillet	aout	sep	oct	nov	dec	année
E(mm)	25.8	40.5	74	108.6	133	152.6	173.9	164	113.5	73.4	41.2	22.5	1123

Station de Skikda

Les valeurs moyennes mensuelles minimales et moyennes mensuelles maximales de l'évapotranspiration sont respectivement : en mois de décembre (22.5mm) et au mois de juillet (173.9mm).

VII.7-L'insolation :

C'est la durée pendant laquelle le soleil brille sur le sol, elle conditionne l'activité de la photosynthèse.

Tableau I.8: L'insolation moyenne mensuelle en heure (1987-2004).

mois	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juillet	aout	sep	oct	nov	dec	année
Moyenne(heure)	190	201	230	253	263	284	299	290	250	229	182	176	2847
Heure/jour	6.13	7.18	7.42	8.43	8.48	9.47	9.64	9.35	8.33	7.39	6.06	5.68	7.8

Station de Skikda

La quantité d'aire d'ensoleillement dans la région est très élevée ; la moyenne annuelle est de 7.8heures par jour. L'ensoleillement annuel total est de 2847heures réparties entre 1228 heures en hiver et 1619heures en été.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

VII.8.La pluviométrie :

Elle est caractérisée par un climat méditerranéen, l'irrégularité des précipitations annuelles et inter-saisonnière très importantes.

Tableau I.9: Répartition mensuelle de la pluie interannuelle en mm du 2000 au 2012.

Mois	sep	oct	nov	déc	janv	fév	mars	avr	mai	jui	juil	aout	année
pluie moy	32.21	53.26	94.76	123.64	109.41	74.21	51.84	57.06	45.51	17.21	4.37	6.93	670.41

Station de Skikda

L'examen de la répartition mensuelle de la pluie interannuelle, montre que la valeur maximale des précipitations est enregistrée dans le mois de Décembre (123.64mm), la moyenne interannuelle des précipitation est de l'ordre de 670.41mm.

Nous avons eu de plus recours à la carte pluviométrique de l'Algérie du Nord établit par l'ANRH qui donne des intervalle de précipitations annuelles enregistrées sur la période (1987-2004).

VII.9-Les indices climatiques :

L'indice est une codification du climat par des formules dans le but de voir l'interférence des différents variables de ce climat et leur action sur les planche.ces formules se basent principalement sur deux facteurs essentiels :

a.L'indice d'aridité de MARTONNE :

Cet indice permet de degré de sécheresse de la région et par conséquent de renseigner sur l'indisponibilité de l'irrigation.

$$= \frac{\quad}{+ 10}$$

Avec :

I: Indice climatique.

P :Précipitation moyenne annuelle(mm).

T :température moyenne annuelle(c°).

Les limites des climats d'après l'indice de MARTONNE sont donnée dans le tableau ci-dessous :

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I.10: Les limites de climat d'après l'indice d'aridité de MARTONNE

Valeur de I	Type de climat	Irrigation
$I < 5$	Désertique	Indispensable
$5 < I < 10$	Très sec	Indispensable
$10 < I < 20$	Sec	Souvent indispensable
$20 < I < 30$	Relativement humide	Par fois utile
$I > 30$	Humide	Inutile

Pour : $p=670.41\text{mm}$ $T=12.72\text{C}^\circ$

Alors : $= \frac{670.41}{2700} = 29.51\%$

l'indice d'aridité calculé et la classification ci-dessus, nous indiquent que notre région est dominée par un climat de type « relativement humide », et que l'irrigation est par fois utile.

b. QUOTIENT PLUVIOMETRIQUE D'EMBERGER :

L'usage du quotient pluviométrique a permis à son auteur de proposer une classification des climats méditerranéens.

Le mois le plus chaud est le mois de Février avec $M=37.47\text{C}^\circ$.

Le mois le plus froid est le mois de Février avec $m= 6.61\text{C}^\circ$.

cet indice à pour but la détermination de l'étage biochimique :

$$Q = \frac{1000}{(M + m) M - m} = \frac{2000 \cdot P}{M^2 - m^2}$$

D'où :

Q : coefficient pluviométrique d'EMBERGER.

P : précipitation moyenne annuelle, en(mm).

M : moyenne des maximas du mois le plus chaud, en (k°).

M : moyenne des minimas du mois le plus froid, en(k°).

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Pour :

$P=670.41\text{mm}$

$M=37.47+273=301.47\text{K}$

$m=6.61+273=279.61\text{K}$

D'où $Q=105.56$

En prenant la valeur de (Q) dans le diagramme bioclimatique d'EMBERGE, et en fonction de la température moyenne minimale du mois le plus froids, on peut confirmer que notre région se situe dans :

L'étage bioclimatique : subhumide.

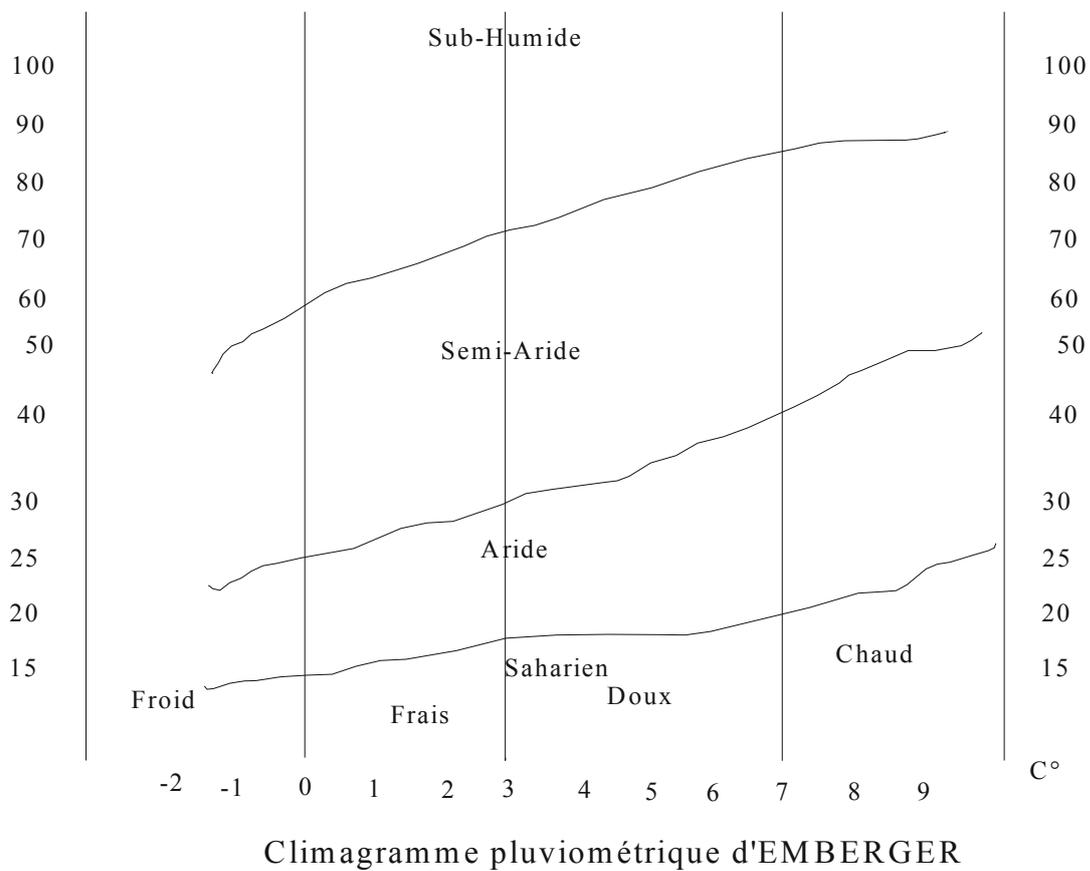


Figure I.5 : Climagramme pluviométrique d'EMBERGER

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

c. Climogramme pluviométrique de BAGNOULS et GAUSSEN :

On utilise plus souvent les précipitations graphiques en coordonnées rectangulaires.

Le climato gramme permet de représenter un ou plusieurs paramètres climatiques en fonction du temps.

Diagramme ombro-thermique de Gaussen :

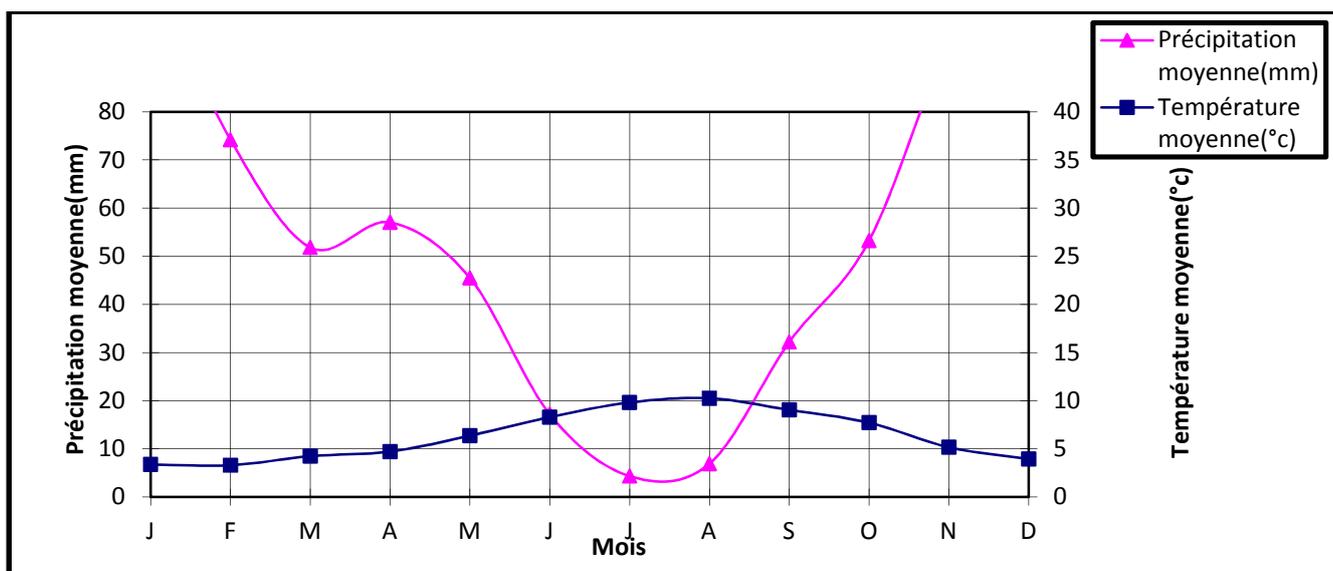


Figure I.6: Diagramme de Gaussen

Les températures moyennes mensuelles, se retrouvent réunies au même temps dans le ombro-thermique de Gaussen.

Tableau I.11: Courbe ombro-thermique

MOIS	janv	fév	mars	avr	mai	jui	juillet	aout	sep	oct	nov	dec
Tmoyenne	6.75	6.61	8.49	9.44	12.76	16.60	19.64	20.53	18.12	15.45	10.33	7.9
pluie moy	109.41	74.21	51.84	57.06	45.51	17.21	4.37	6.93	32.21	53.26	94.76	123.64

Sur la base d'étude du climat nous pouvons conclure que la zone d'étude se caractérise par Un climat Subhumide.

Une période sèche s'étalant du Mai jusqu'à Aout.

Le climat représente par conséquent une contrainte réelle au développement de l'agriculture dans la zone et confirme la nécessité de l'irrigation.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Conclusion :

A travers ce chapitre, nous avons dégagé les principales caractéristiques climatiques de notre région d'étude.

De l'examen de donnée, ressort que la région d'étude joint d'un climat Subhumide avec un régime pluviométrique variable en volume et en répartition dans le temps. L'année est caractérisée par des hivers pluvieux, des printemps généralement humides et des étés secs.

Cette répartition saisonnière des précipitations favorise le développement des plantes hivernales quand aux cultures printanières dépend dans une large mesure de l'irrigation.

L'examen de températures moyennes permet de conclure que le climat de la région continental avec un écart de température de entre l'été(Aout) et l'hiver (janvier).l'humidité relative de l'air est élevée pendant toute l'année avec des valeurs supérieures à 72% en été et en hiver.

La vitesse moyenne annuelle du vent oscille autour de 2.93m/s dominant la direction NE-NO(Nord Est-Nord Ouest)

En résumé le climat régnant sur la région d'étude est favorable à toutes les cultures, et donc on peut supposer que l'irrigation puisse se faire.

Chapitre II :

“HYDROLOGIE”

Chapitre II :HYDROLOGIE

Introduction :

L'hydrologie est la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature, pour cela ce chapitre a pour but la détermination des caractéristiques pluviométriques d'une fréquence donnée qui nous aident à calculer les besoins des cultures implantées dans le périmètre, et à dimensionner le réseau de distribution.

I-Le réseau hydrographique :

Pour l'étude des pluies, on utilise la série pluviométrique de la station 03-09-09 qui débute pendant une longue période, et typique pour notre zone d'étude, par l'Agence Nationale des Ressources Hydriques(ANRH).

La localisation et les caractéristiques de la station sont déterminées dans le tableau ci-dessous.

Tableau II.1: Caractéristiques de la station pluviométrique.

Nom de la station	code	Coordonnées lambert		Altitude(m)	Période d'observation	Nombre d'année d'observation
		X	Y			
Ramdane Djamel	03-09-09	874.95	389.85	50.00	1971/2010	40

Tableau II.2: Répartitions moyennes mensuelles en (mm).

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	TOTAL ANNUEL
1971	129	76,4	38,5	184,3	53,2	62,4	90,5	124,6	21,1	0	4,5	6,3	790,5
1972	1	104,6	5	125,5	100,5	114,5	107	47	34,5	4	3,5	0	647,1
1973	73,5	119,5	48,5	28	99,3	56	113	103	46,5	38	0	0	725,3
1974	51,5	53	5	111	45,5	103,5	110	17	0	29,5	0	1	526,5
1975	53	92	25	0	34	55,5	38	58,5	21	0	14	1,5	392,5
1976	36	68	34,8	32	9,5	70,5	34	10	64,5	6,5	0	13	378,8
1977	13	7	105	66,5	89,9	89,5	79,4	49,3	34	11,9	11,1	12,8	569,3
1978	31,2	204	126	38,1	44,3	11,5	29,7	57,6	62,5	20,8	0,5	11,4	637,2
1979	7,5	11,6	94,1	9,9	79,5	78,8	44,2	57,7	61,6	12,4	0	0,7	458
1980	2,3	36,1	94,5	19,9	53,7	103,2	95,3	160,7	8,8	30,1	10,2	0,4	615,2
1981	61,2	56,4	55,7	37,2	48,5	48	61,2	56,1	50,7	0	0	0	475
1982	17,9	55,6	61,8	163,8	0	0	41,3	47	11,3	25,5	4,8	26,7	455,7
1983	32,2	29	32,7	112,1	141,3	104,7	103	57,6	30,7	0	3	0	646,1

Chapitre II :HYDROLOGIE

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	TOTAL ANNUEL
1984	7,5	138,3	136	74,9	13,4	25,5	54,6	7	20,3	0	1,5	5,6	484,6
1985	35,5	25,3	84,5	53,8	165,7	190,6	57	0	16,4	9,7	0	0	638,5
1986	52,7	118,9	11,9	427,8	118,1	70,4	137	39,2	37	15,1	0	0	1028
1987	28,1	19,6	46	48,3	134	49,6	76,5	39,5	9,2	7,5	6,5	0	464,8
1988	32,7	102,2	147	147,7	62,3	143,7	69,9	44,9	60,9	10	4,3	0	825,9
1989	17,2	40,5	75,8	22,4	64,9	51,6	37,9	23,8	22,9	31,6	0	0	388,6
1990	35,9	1,5	55,4	160,6	36	50,5	46,1	54,3	1	9,1	2,1	4,3	456,8
1991	23,3	58,2	44,4	69,6	153,3	1,6	25,6	52,4	30,8	13,4	3	15,6	491,2
1992	53	111,5	34,6	18,1	59,6	62,9	135	103,8	67,5	19,4	15	0	680,4
1993	2,2	45,7	51,2	175,2	106,9	37,1	46,8	24,4	54,4	0	0	1,6	545,5
1994	17	36,2	24,4	104,1	90	68,1	3,6	84,9	9,8	0	0	0	438,1
1995	25,9	77,3	10	111	222,8	21,5	81,4	34,6	5,3	31	0	4,6	625,4
1996	79	9,4	45,1	50,6	76,5	187,7	40,7	76,1	44,4	11,2	2,1	7,3	630,1
1997	51,2	51,8	34,2	70,3	45,7	13	51	32,2	9,8	19,4	0	18	396,6
1998	42	94,7	81,5	85,1	27,2	55,6	31,1	37,3	53,6	6	0	6,3	520,4
1999	29,5	31,6	181	39	122,7	46,4	0	27,2	22	8	4,6	2,3	514,5
2000	10,3	24,7	60	131,4	24,4	31,7	22,2	17,6	92,7	6,7	0	9,8	431,5
2001	0,9	28,4	37,8	60,6	127,1	82,6	8,2	31,6	22,6	0	0	0,9	400,7
2002	69,9	6,4	53,6	59,5	28,8	95,7	16,6	31,1	11,2	1,6	40,2	26,1	440,7
2003	14,5	43,9	196	128,9	227,8	96,2	22,8	116,7	21,9	0	0	0	868,8
2004	67,7	42,6	19,1	230,9	85,1	16,8	57,8	78,3	65,1	28,3	0,5	3,1	695,3
2005	34,6	32,1	234	149,7	111,9	107,1	36,9	105,7	3,9	7,9	0,1	11,6	835,4
2006	18,5	25,9	38,2	116,4	116,8	91,4	39,2	8,2	14,3	0,3	0	7,5	476,7
2007	29,5	99,2	45,5	177,8	23,8	32,1		50,5	11,8	14,7	0,4	1	486,3
2008	25,7	75,9	69,1	134,7	8,8	22,8	125	2,5	40,8	6,5	6,7	0	518,4
2009	36,8	28	52,7	47,5	167,9	51,3	54,6	105,6	65	0	0,1	2,5	612
2010	159	61,6	53,6	64,2	126,2	29,4	59,3	0	61,9	15,1	1,6	0	631,7

Source :Agence Nationale des Ressources Hydriques (ANRH)

D'après l'analyse présentée dans le tableau précédent, on remarque une aspérité dans la répartition mensuelle et annuelle des précipitations.

Chapitre II :HYDROLOGIE

Pour les mois de Juin, Juillet Aout les pluies sont distinctement molles, elles sont normes au printemps et maximales en hiver.

L'étude statistique de la série s'effectue par le logiciel HYFRAN.

Donnant son diagramme de dispersion et son traitement, et aussi fait son ajustement au trois lois théoriques (GUMBEL, Normal, Log-normal et Pearson).

II-Homogénéité de la série :

On procède le test de Wilcoxon pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique.

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

-On divise la série complète en deux sous séries: X et Y tel que :N1 et N2 .

Représentant respectivement la taille de ces deux sous séries considérant généralement que N2>N1.

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

Mr Wilcoxon a montré que la série est homogène avec une probabilité de

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

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

W_x : Somme des rangs des sous séries

$$W_{\min} = \left[\left(\frac{N_1(N_1+1)}{2} \right) - 1.96 \sqrt{\frac{N_1(N_1+1)}{2}} \right]$$

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

Le tableau suivant détaille le procédé de Test d'homogénéité pour la station de Ramdane Djamel code (03-09-09)

Chapitre II :HYDROLOGIE

Tableau II. 3 :Test d'homogénéité

Rang	Série d'origine	Série X(mm)	Série Y(mm)	TRI(mm)	X union Y
1	790,5	790,5	-	378.8	X
2	647,1	647,1	-	388.6	Y
3	725,3	725,3	-	392.5	X
4	526,5	526,5	-	396.6	Y
5	392,5	392,5	-	400.7	Y
6	378,8	378,8	-	431.5	Y
7	569,3	569,3	-	438.1	Y
8	637,2	637,2	-	440.7	Y
9	458	458	-	455.7	X
10	615,2	615,2	-	456.8	Y
11	475	475	-	458	X
12	455,7	455,7	-	464.8	X
13	646,1	646,1	-	475	Y
14	484,6	484,6	-	476.7	X
15	638,5	638,5	-	484.6	Y
16	1028	1028	-	486.3	Y
17	464,8	464,8	-	491.2	Y
18	825,9	825,9	0	514.5	Y
19	388,6	-	388,6	518.4	Y
20	456,8	-	456,8	520.4	Y
21	491,2	-	491,2	526.5	X
22	680,4	-	680,4	545.5	Y
23	545,5	-	545,5	569.3	X
24	438,1	-	438,1	612	Y
25	625,4	-	625,4	615.2	X
26	630,1	-	630,1	625.4	Y
27	396,6	-	396,6	630.1	Y
28	520,4	-	520,4	631.7	Y
29	514,5	-	514,5	637.2	X
30	431,5	-	431,5	638.5	X
31	400,7	-	400,7	646.1	X
32	440,7	-	440,7	647.1	X
33	868,8	-	868,8	680.4	Y
34	695,3	-	695,3	695.3	Y
35	835,4	-	835,4	725.3	X
36	476,7	-	476,7	790.5	X
37	486,3	-	486,3	825.9	X
37	518,4	-	518,4	835.4	Y
39	612	-	612	868.8	Y
40	631,7	-	631,7	1028	X

Chapitre II :HYDROLOGIE

$$W_x=335$$

$$W_{\min}=296.4$$

$$W_{\max}=441.6$$

$$296.4 < 335 < 441.6$$

La condition de Mr Wilcoxon est vérifiée, donc la série des précipitations moyennes annuelles de la station de Ramdane Djamel est homogène.

III. Etude de l'échantillon et choix du type de loi :

La pluviométrie est souvent ajustable à des lois statistiques très nombreuses, on utilise

pour notre projet celle qui garantit le meilleur ajustement possible. Les lois d'ajustement

les plus communément employées sont les suivantes :

- Loi de Gauss ou loi Normale
- Loi de Galton ou loi log – Normale
- Loi de Gumbel

III.1. Traitement des données

La simulation des apports annuels avec le logiciel HYDROLAB nous donne les résultats suivantes :

Station Ramdane Djamel

Statistiques de base

Nombre d'observations	41	
Minimum	379	
Maximum	1030	Moyenne
566		
Ecart-type	148	Médiane
524		

III.2. Ajustement de la série pluviométrique

On soumet la série pluviométrique annuelle de la station retenue aux ajustements à la

loi Normale et la loi log – normale .

III.2. a. Ajustement à la loi Normale (GAUSS)

L'ajustement des séries par la loi normale appelée souvent loi de Gauss s'adapte bien

avec les pluies moyennes annuelles. En effet sa fonction de répartition est de la forme

Pour notre projet, il sera utile de connaître les variations annuelles des précipitations

pour une période de retour de 5ans.

Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station de Ramdane Djamel est regroupé dans le tableau et la figure suivantes :

Chapitre II :HYDROLOGIE

TableauII.4: Ajustement à la loi de Gauss.

Taille n=40	moyenne=571.1025	Ecart-type=150.401697
Ic à (en %)=80	Ugauss=1.2817	

« Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur2 théorique	Borne inférieure	Borne3 supérieure
790,5	0,2	1	0,0125	-2,242	0,2	233,925227	168,52961	285,182395
647,1	0,5	2	0,0375	-1,781	0,5	303,257764	247,601599	347,682718
725,3	0,8	3	0,0625	-1,534	0,8	340,320912	289,564285	381,400452
526,5	378,8	4	0,0875	-1,357	378,8	367,077349	319,678533	405,921023
392,5	388,6	5	0,1125	-1,213	388,6	388,594388	343,762925	425,772958
378,8	392,5	6	0,1375	-1,092	392,5	406,914668	364,160071	442,784574
569,3	396,6	7	0,1625	-0,984	396,6	423,078584	382,061688	457,888571
637,2	400,7	8	0,1875	-0,887	400,7	437,693095	398,162028	471,630066
458	431,5	9	0,2125	-0,798	431,5	451,145804	412,903665	484,357943
615,2	438,1	10	0,2375	-0,714	438,1	463,700981	426,587685	496,310738
475	440,7	11	0,2625	-0,635	440,7	475,548119	439,429376	507,660095
455,7	455,7	12	0,2875	-0,56	455,7	486,828733	451,588955	518,53476
646,1	456,8	13	0,3125	-0,488	456,8	497,652194	463,189705	529,03478
484,6	458	14	0,3375	-0,419	458	508,105616	474,329291	539,240369
638,5	464,8	15	0,3625	-0,351	464,8	518,260307	485,087137	549,217709
1028	475	16	0,3875	-0,285	475	528,176164	495,529437	559,022912
464,8	476,7	17	0,4125	-0,221	476,7	537,904769	505,712672	568,704826
825,9	484,6	18	0,4375	-0,157	484,6	547,491666	515,686181	578,307106

Chapitre II :HYDROLOGIE

Suite du tableau II.4

« Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur2 théorique	Borne inférieure	Borne3 supérieure
388,6	486,3	19	0,4625	-0,094	486,3	556,978079	525,49409	587,869806
456,8	491,2	20	0,4875	-0,031	491,2	566,402291	535,17683	597,430665
491,2	514,5	21	0,5125	0,031	514,5	575,802709	544,774335	607,02817
680,4	518,4	22	0,5375	0,094	518,4	585,226921	554,335194	616,71091
545,5	520,4	23	0,5625	0,157	520,4	594,713334	563,897894	626,518819
438,1	526,5	24	0,5875	0,221	526,5	604,300231	573,500174	636,492328
625,4	545,5	25	0,6125	0,285	545,5	614,028836	583,182088	646,675563
630,1	569,3	26	0,6375	0,351	569,3	623,944693	592,987291	657,117863
396,6	612	27	0,6625	0,419	612	634,099384	602,964631	667,875709
520,4	615,2	28	0,6875	0,488	615,2	644,552806	613,17022	679,015295
514,5	625,4	29	0,7125	0,56	625,4	655,376267	623,67024	690,616045
431,5	630,1	30	0,7375	0,635	630,1	666,656881	634,544905	702,775624
400,7	631,7	31	0,7625	0,714	631,7	678,504019	645,894262	715,617315
440,7	637,2	32	0,7875	0,798	637,2	691,059196	657,847057	729,301335
868,8	638,5	33	0,8125	0,887	638,5	704,511905	670,574934	744,042972
695,3	646,1	34	0,8375	0,984	646,1	719,126416	684,316429	760,143312
835,4	647,1	35	0,8625	1,092	647,1	735,290332	699,420426	778,044929
476,7	680,4	36	0,8875	1,213	680,4	753,610612	716,432042	798,442075
486,3	695,3	37	0,9125	1,357	695,3	775,127651	736,283977	822,526467
518,4	725,3	38	0,9375	1,534	725,3	801,884088	760,804548	852,640715
612	790,5	39	0,9625	1,781	790,5	838,947236	794,522282	894,603401
631,7	825,9	40	0,9875	2,242	825,9	908,279773	857,022605	973,67539

Fréquence	U.Gauss	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. théo.	Pér. Ret.
0,8	0,841	697,659	664,1011	736,5236	697,659	0,800	5,0
0,5	0,000	571,1025	539,9832	602,2218	571,1025	0,500	2,0
0,2	-0,841	444,546	405,6814	478,1039	444,546	0,200	1,3

Chapitre II :HYDROLOGIE

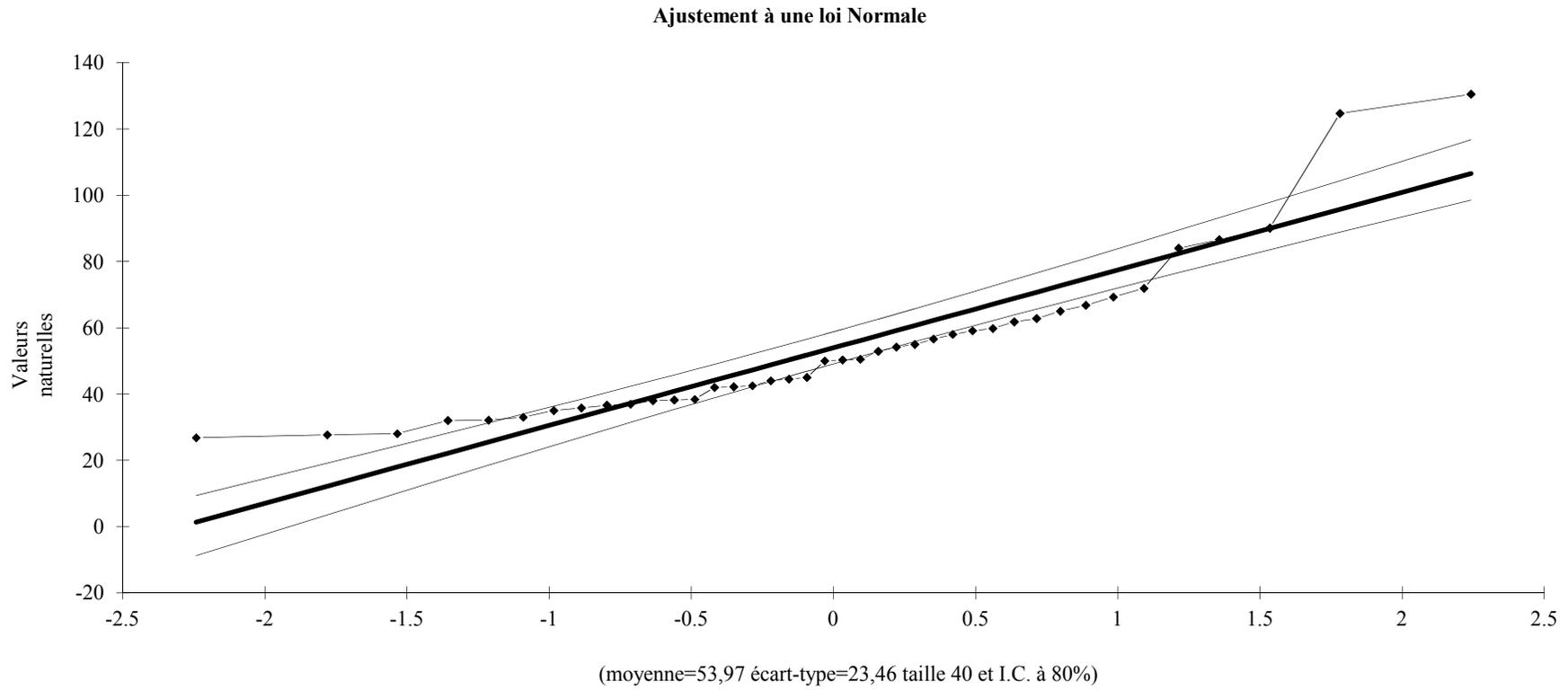


Figure II.1 :Ajustement à une loi normale

Chapitre II :HYDROLOGIE

III.2. b.Ajustement à la loi Log-Normale (GALTON)

Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station de Djebel Chouachi sont regroupés dans le tableau et la figure :

Tableau II.5 : Ajustement à la loi Log-Normal

Taille n=40	moy.log(X-X ₀)= 1.7005	ET.log(X-X ₀)=0.1675
X ₀ =0	Ic à (en %)=80	Ugauss=1.282

Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure	Log (x-x ₀)	U	x-x ₀ exp	x-x ₀ Théo	x-x ₀ inf	x-x ₀ sup
790,5	378,8	1	0,013	-2,242	378,8	21,1345	17,871	24,103232	2,57841	-2,241845	378,8	21,1344517	17,8714963	24,10323
647,1	388,6	2	0,038	-1,781	388,6	25,2468	21,889	28,293124	2,5895028	-1,780862	388,6	25,2467534	21,8888096	28,29312
725,3	392,5	3	0,063	-1,534	392,5	27,764	24,376	30,848341	2,5938397	-1,534435	392,5	27,7640094	24,3756007	30,84834
526,5	396,6	4	0,088	-1,357	396,6	29,7359	26,333	32,850349	2,5983527	-1,356535	396,6	29,7358532	26,3325605	32,85035
392,5	400,7	5	0,113	-1,213	400,7	31,4227	28,01	34,565972	2,6028193	-1,213471	400,7	31,4227067	28,0101541	34,56597
378,8	431,5	6	0,138	-1,092	431,5	32,9342	29,514	36,107245	2,6349808	-1,091662	431,5	32,9341606	29,5142314	36,10724
569,3	438,1	7	0,163	-0,984	438,1	34,328	30,901	37,533186	2,6415733	-0,98419	438,1	34,327968	30,9006935	37,53319
637,2	440,7	8	0,188	-0,887	440,7	35,6389	32,203	38,879361	2,6441431	-0,887021	440,7	35,6388801	32,2031921	38,87936
458	455,7	9	0,213	-0,798	455,7	36,8898	33,444	40,169271	2,658679	-0,797575	455,7	36,8897845	33,4438642	40,16927
615,2	456,8	10	0,238	-0,714	456,8	38,0968	34,638	41,419571	2,6597261	-0,714098	456,8	38,0968108	34,6382648	41,41957
475	458	11	0,263	-0,635	458	39,272	35,798	42,642749	2,6608655	-0,635328	458	39,2719614	35,7979137	42,64275
455,7	464,8	12	0,288	-0,56	464,8	40,4246	36,932	43,848641	2,6672661	-0,560325	464,8	40,4245909	36,9317297	43,84864
646,1	475	13	0,313	-0,488	475	41,5623	38,047	45,045337	2,6766936	-0,488361	475	41,562298	38,046895	45,04534
484,6	476,7	14	0,338	-0,419	476,7	42,6915	39,149	46,239768	2,6782452	-0,418858	476,7	42,691495	39,1494082	46,23977
638,5	484,6	15	0,363	-0,351	484,6	43,8178	40,244	47,438096	2,6853834	-0,35134	484,6	43,8177913	40,2444546	47,4381
1028	486,3	16	0,388	-0,285	486,3	44,9463	41,337	48,646002	2,6869043	-0,285411	486,3	44,9462658	41,3366684	48,646
464,8	491,2	17	0,413	-0,221	491,2	46,0817	42,43	49,868895	2,6912584	-0,220727	491,2	46,0816701	42,4303271	49,8689
825,9	514,5	18	0,438	-0,157	514,5	47,2286	43,53	51,112092	2,7113854	-0,156985	514,5	47,2285907	43,5295041	51,11209

Chapitre II :HYDROLOGIE

Suite du tableau II.5

Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure	Log (x-xo)	U	x-xo exp	x-xo Théo	x-xo inf	x-xo sup
388,6	518,4	19	0,463	-0,094	518,4	48,3916	44,638	52,380964	2,714665	-0,093911	518,4	48,3915859	44,6381958	52,38096
456,8	520,4	20	0,488	-0,031	520,4	49,5753	45,76	53,681082	2,7163373	-0,031251	520,4	49,5753115	45,7604353	53,68108
491,2	526,5	21	0,513	0,031	526,5	50,7849	46,901	55,01864	2,7213984	0,031251	526,5	50,7848938	46,9006366	55,01864
680,4	545,5	22	0,538	0,094	545,5	52,0272	48,065	56,401852	2,7367948	0,0939113	545,5	52,027163	48,0647309	56,40185
545,5	569,3	23	0,563	0,157	569,3	53,3083	49,258	57,838401	2,7553412	0,1569852	569,3	53,3083222	49,2579512	57,8384
438,1	612	24	0,588	0,221	612	54,6351	50,486	59,336732	2,7867514	0,2207271	612	54,6351059	50,4859173	59,33673
625,4	615,2	25	0,613	0,285	615,2	56,0153	51,755	60,906624	2,7890163	0,2854113	615,2	56,0152636	51,7550637	60,90662
630,1	625,4	26	0,638	0,351	625,4	57,4579	53,073	62,559599	2,7961579	0,3513404	625,4	57,4578694	53,0728912	62,5596
396,6	630,1	27	0,663	0,419	630,1	58,9737	54,448	64,30945	2,7994095	0,4188575	630,1	58,9737354	54,4483036	64,30945
520,4	631,7	28	0,688	0,488	631,7	60,576	55,892	66,172993	2,8005109	0,4883609	631,7	60,5759799	55,8920652	66,17299
514,5	637,2	29	0,713	0,56	637,2	62,2808	57,417	68,171108	2,8042758	0,5603246	637,2	62,2808264	57,4174451	68,17111
431,5	638,5	30	0,738	0,635	638,5	64,1088	59,041	70,33027	2,8051609	0,6353278	638,5	64,1087646	59,0411498	70,33027
400,7	646,1	31	0,763	0,714	646,1	66,0863	60,785	72,684846	2,8102997	0,7140978	646,1	66,0862911	60,784718	72,68485
440,7	647,1	32	0,788	0,798	647,1	68,2486	62,677	75,280683	2,8109714	0,7975754	647,1	68,2486212	62,6766891	75,28068
868,8	680,4	33	0,813	0,887	680,4	70,6441	64,756	78,180974	2,8327643	0,8870206	680,4	70,6441089	64,7561294	78,18097
695,3	695,3	34	0,838	0,984	695,3	73,3419	67,079	81,476389	2,8421722	0,9841905	695,3	73,3418571	67,0786894	81,47639
835,4	725,3	35	0,863	1,092	725,3	76,4458	69,728	85,303828	2,8605177	1,0916621	725,3	76,4457598	69,7277501	85,30383
476,7	790,5	36	0,888	1,213	790,5	80,1229	72,837	89,884437	2,8979019	1,2134711	790,5	80,1228535	72,8368609	89,88444
486,3	825,9	37	0,913	1,357	825,9	84,6681	76,641	95,610791	2,9169275	1,3565349	825,9	84,6680574	76,6407962	95,61079
518,4	835,4	38	0,938	1,534	835,4	90,6813	81,615	103,28676	2,9218945	1,5344347	835,4	90,6813167	81,6146611	103,2868
612	835,4	39	0,963	1,781	835,4	99,7228	88,985	115,02119	2,9218945	1,7808625	835,4	99,7227994	88,9854683	115,0212
631,7	868,8	40	0,988	2,242	868,8	119,127	104,45	140,87667	2,9389198	2,2418449	868,8	119,126674	104,453913	140,8767

Fréquence	U de Gauss	Valeur théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. théo.	Pér. Ret.
0,8	0,841	69,41350911	63,68998	76,68791064	69,4135	0,800	5,0
0,5	0,000	50,17645986	46,32793	54,34468981	70,4135	0,810	5,3
0,2	-0,841	36,27070523	32,83017	39,53018708	71,4135	0,820	5,5

Chapitre II :HYDROLOGIE

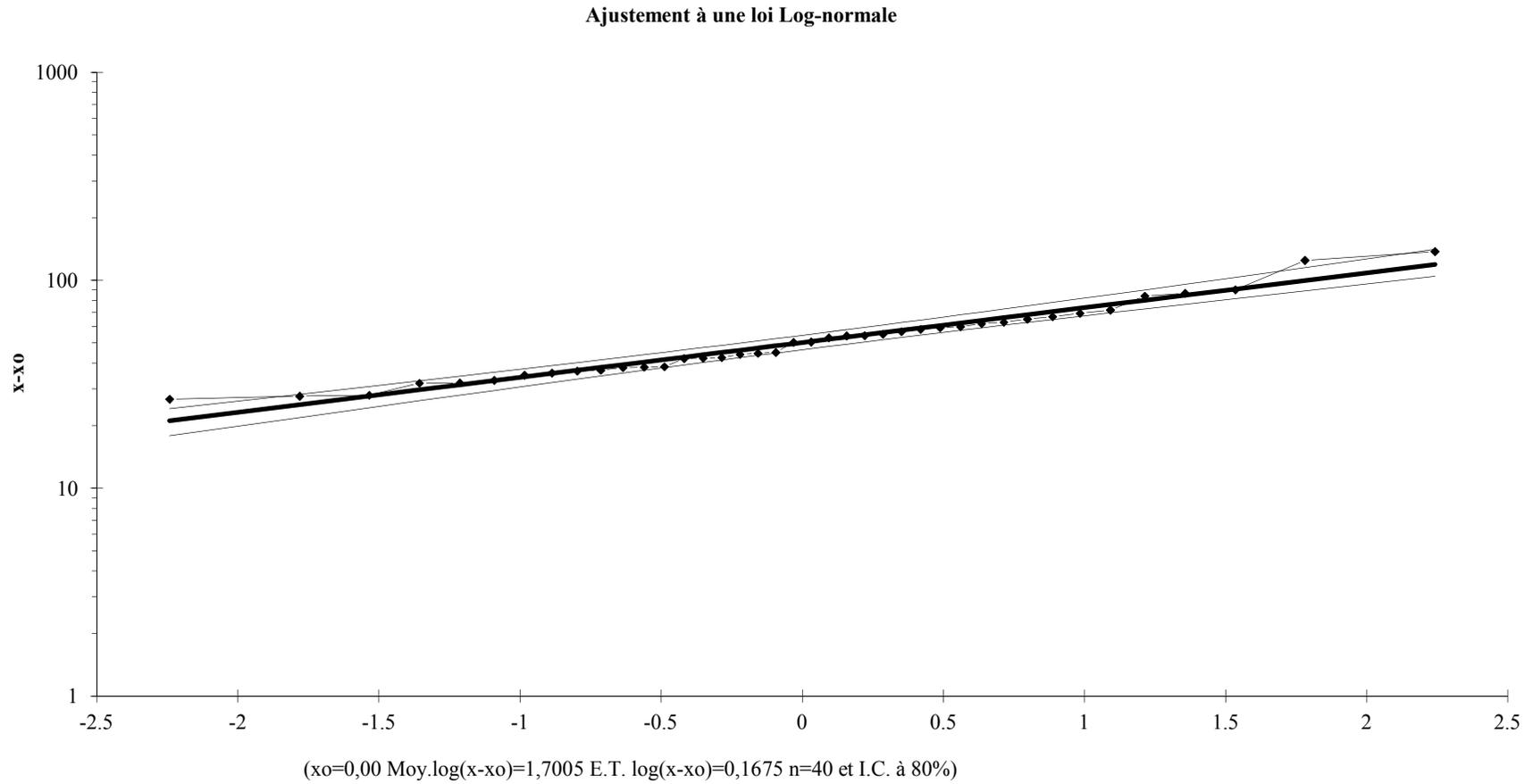


Figure II.2 :Ajustement à une loi Log-normale

III.3 .Test de validité d'un ajustement :

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

Si la possibilité de dépassement (p) est Supérieure à ,l'ajustement est satisfaisant .

III.3 .a.Test de validité de l'ajustement à la loi Normale :

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

- **Test d'adéquation : Loi Normale**

Résultats

Khi carré = 10.00

Probabilité p (χ^2) = 0.0752

Degrés de liberté : 5

Nombre des classes :8

III.3 . b.Test de validité de l'ajustement à la loi Log-Normale :

Station Ramdane Djamel

- **Test d'adéquation : Loi log-Normale**

Résultats

Khi carré = 8.74

Probabilité p (χ^2) = 0.1200

Degrés de liberté :5

Nombre des classes :8

Conclusion :

Le test de Khi carré et les Figures montrent que la loi de LOG NORMAL présente une adéquation meilleure que la loi GUAUSS.

Chapitre II :HYDROLOGIE

IV-Détermination de l'année de calcul :

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

Comme nous sommes dans une région semi aride et que la pratique montre que pour ce type de climat la probabilité de calcul doit être prise entre 75% et 90%.

Nous opterons donc pour l'année de calcul avec une probabilité de 80% et les précipitations totales correspondantes $X_{20\%} = 560.13\text{mm}$ (voir le tableau NIII.6).

L'année de calcul est obtenue en appliquant la formule suivante :

Tableau II.6: Précipitation moyenne mensuelle de l'année de calcul.

MOIS	J	F	M	A	M2	J3	J4	A5	S	O	N	D	Total annuel
P80%	105.72	60.11	41.99	46.22	36.86	13.94	5.61	3.54	26.09	43.14	76.76	100.15	560.13

Conclusion :

D'après le tableau précédent on déduit que l'année de calcul a :

- Une saison humide où la pluviométrie atteint des précipitations moyennes annuelles avec des maximums de 105.72%.
- Une saison sèche de quatre mois avec des minimums en été.

Chapitre II :HYDROLOGIE

Chapitre II :HYDROLOGIE

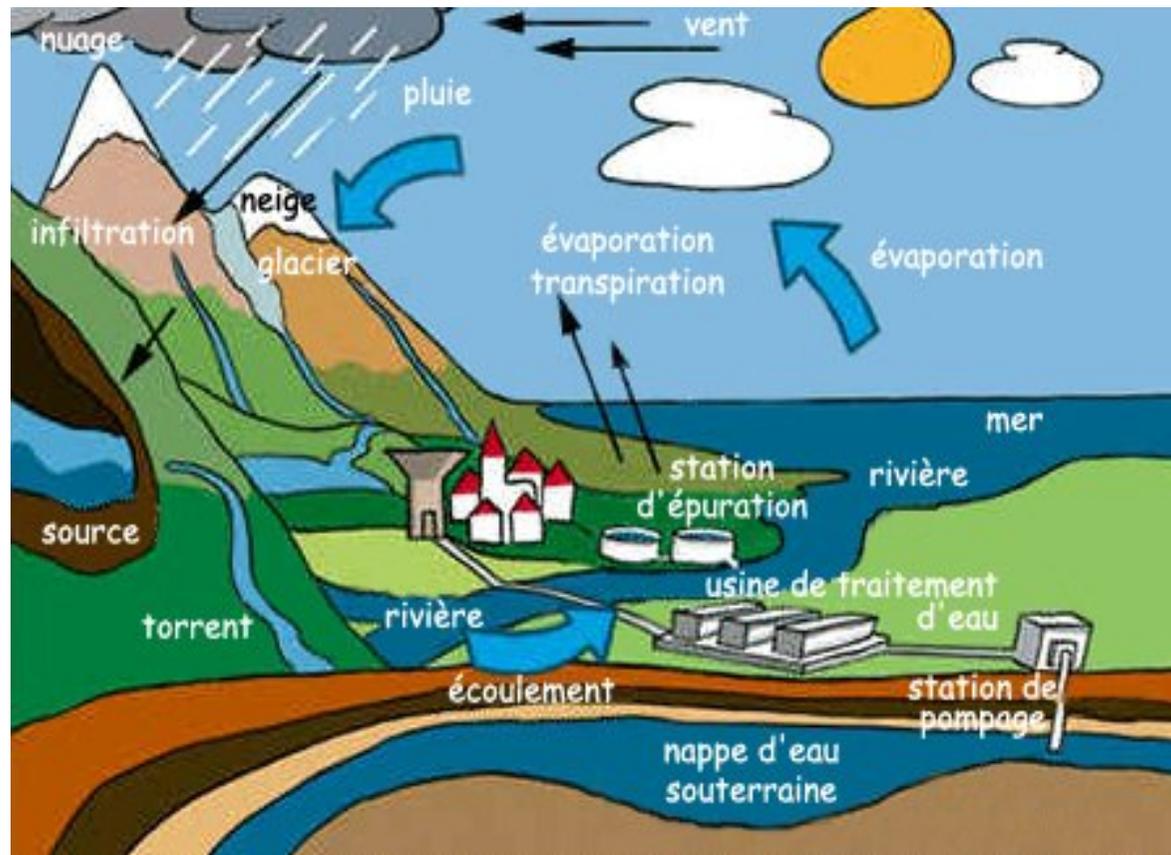


Figure II.1 : Le cycle de l'eau

Chapitre III :

“ANALYSE DES RESSOURCES EN EAU ET EN SOL//ETUDE AGROSOCIO- ECONOMIQUE”

RESSOURCE EN SOL

Introduction :

Le sol est la formation naturelle de surface à structure meuble et d'épaisseur variable, résultant de la transformation de la roche mère sous-jacente sous l'influence de divers processus physiques, chimique et biologique.

Le sol intervient, comme support à la plante et réservoir pour l'eau. De ce point de vue, chaque type de sol se caractérise par :

- sa granulométrie et sa texture.
- sa perméabilité.
- sa capacité de rétention.

L'étude pédologique du paramètre a pour objectif:

- d'apprécier les potentialités naturelles des terres vis-à-vis de l'irrigation.
- de fournir un premier aperçu sur le choix judicieux des cultures à mettre en place.
- d'apporter les données fondamentales caractérisant les relations entre le sol et l'eau qui conditionnent la conduite et l'organisation des arrosages (la dose d'irrigation).

I-Le profil pédologique :

Le profil pédologique est la photographie à un instant donné de l'état de l'évolution du sol. A partir des observations visuelles, complétées par quelques déterminations analytiques.

L'examen du profil pédologique permet de découvrir la succession des couches ou horizons expliquant la formation et l'évolution du sol, sa pédogénèse il permet de classer le sol d'après son type pédologique.

II-Description morphologique du profil :

- Horizon H1 :0-35cm.

Horizon sec, brun foncé, poreux, de texture argilo-sableuse, de structure polyédrique, enracinement bien développé.

- Horizon H2 :35-100cm.

Chapitres III :ANALYSE DES RESSOURCES EN SOL ET EN EAU/ETUDE AGRO SOCIO-ECONOMIQUE

Horizon brun, compact, de texture fine argilo-limoneuse, structure polyédrique, peu des racines.

- Horizon H3 :100-125cm.
- Horizon frais, brun clair, friable,de texture argilo-limoneuse.

III-Les propriétés physiques du sol :

Un sol peut se caractériser par un certain nombre de paramètres physiques mesurables dont nous rappellerons ci-dessus les définitions.

III.1.La texture :

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

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

Tableau III.1 : Moyenne des taux d'argile par horizon en % :

N° horizon	1	2	3	Tar (moyenne)
Taux d'argile (%)	40.2	40	39.8	40
Taux de limon (%)	49.6	48	37.4	45
Taux du sable (%)	17	14.7	13.3	15

D'après le triangle de texture, on peut retrouver la texture probable d'une terre dont on connaît sa granulométrie.

- 40%Argile.
- 45%Limon.
- 15% Sable.

III.2.La densité apparente :Da

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

Da=_____

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

Pour notre cas Da=1.16

Chapitres III :ANALYSE DES RESSOURCES EN SOL ET EN EAU/ETUDE AGRO SOCIO-ECONOMIQUE

III.3.La densité réelle :Dr

La densité réelle ou le poids spécifique d'un sol est le poids sec par unité de volume des grains solides.

Les vides n'entrent pas en ligne de compte.

$$D_r = \frac{P_s}{V_s \rho_s}$$

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

Pour notre cas $D_r = 2.64$

III.4.La porosité totale :P

Dans un sol en place la matière solide n'occupe pas en effet qu'une partie du volume total, les vides étant occupés soit par de l'eau soit par des gaz.

Il faut entendre par porosité, la fraction de l'unité de volume du sol en place qui n'est pas occupée par la matière solide.

En d'autres termes, la proportion du volume total du sol qui est accordée aux gaz et à l'eau.

Si l'on veut exprimer la porosité totale en % du volume de terre en place l'expression de la porosité est :

$$P = \frac{V_v}{V_t} \times 100$$

Pour notre cas $P = 56\%$

III.5.L'humidité équivalente :

L'humidité équivalente est le taux d'humidité atteint par un échantillon de sol dans les conditions expérimentales bien définies.

Ces conditions sont les suivantes :

-l'échantillon est soumis à la force de l'action centrifuge dans une machine du type écrémeuse.

-He est obtenue dans un champ de 1000g (g : accélération de la pesanteur).

Pour notre cas $H_e = 26.8\%$

Chapitres III :ANALYSE DES RESSOURCES EN SOL ET EN EAU/ETUDE AGRO SOCIO-ECONOMIQUE

III.6.La perméabilité du sol :

La perméabilité ou la vitesse d'infiltration est définie par la vitesse apparente de l'eau s'écoulant à travers un sol saturé, sous une pente motrice égale à l'unité. c'est le coefficient K de la loi de Darcy. elle dépend tout d'abord de la porosité, mais surtout de la configuration des pores et de la stabilité des agrégats dans notre sol $K=15,4$.

IV-Propriétés physico-chimiques du sol :

IV.1.Le PH du sol :

Le PH d'un sol est la mesure de la quantité d'ions H^+ libres dans sa solution.

Cette quantité d'ions H^+ a été effectuée grâce à un PH mètre résultat de la mesure : $PH=6.5$

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

IV.2.La conductivité électrique :

C'est une caractéristique très importante. Elle est l'expression de la quantité globale d'ions existant dans la solution du sol.

Et représente donc la concentration globale en sels solubles.

Pour notre cas ; le résultat de la mesure est de $108.8\mu s/cm$.

Tableau III.2 : Classe de risque salin :

LA CONDUCTIVITE	LE RISQUE DE SALINITE
$CE \leq 0.25$	faible
$0.25 \leq CE < 0.75$	moyen
$0.75 < CE < 2.25$	élevé
$CE \geq 2.25$	très élevé

V-Classification du sol :

la synthèse des qualités de sol rencontrées est présentée sous la forme de zones homogènes qui reflètent leur aptitude à l'irrigation.

- Sol de type 1 :

Sols profonds, de texture moyenne à fine bien structurée, et de faible pente, l'irrigation dans ce type occupe 47% de la superficie totale.

Bons pour toutes les cultures.

Chapitres III :ANALYSE DES RESSOURCES EN SOL ET EN EAU/ETUDE AGRO SOCIO-ECONOMIQUE

- Sol de type 2 :

Sol en général profonds ou moyennement profonds, de texture moyenne à fine bien structurée jusqu'à moyenne profondeur, mal drainante à moyenne profondeur avec risque de formation de nappe perchée, après mise en irrigation, de faible pente. Ce type occupe 39% de superficie totale.

Bons pour toutes les cultures avec restriction pour certaines.

- Sol de type3 :

Sols peu ou moyennement profonds, de texture moyenne, fine ou très fine avec structure favorable jusqu'à moyenne profondeur, présence de nappe vers 100 cm, pente pouvant aller jusqu'à 5%.

Ce type occupe 10% de la surface totale.

Réserver aux cultures en assolement.

- Sols de type 4 :

Sol de profondeur variable, de texture très fine, structure pouvant être défavorable, présence d'une nappe par fois à faible profondeur, ce type occupe 4% de la superficie totale.

Sols doit l'aptitude culturale en irrigué est réduit à quelque cultures céréalières, fourragères et maraichères, mise en valeur en sec conseillée.

RESSOURCE EN EAU

Introduction :

Le souci de protection des sols et des cultures avait montrée la nécessité de tenir compte de la qualité des eaux destinées à l'irrigation et la prise de conscience sur les conséquences néfastes d'utilisation aléatoire des eaux en irrigation pour les cultures, le sol et l'environnement. Pour cette raison qu'il faut faire des analyses des ressources en eau.

I. Les eaux superficielles :

- **Barrage de Zerdezas :**

-La capacité :32millions de m³

-Le débit :2000m³/s

-La surface :205hectares

-Réalisé de 1928-1946

-Extension 1971-1974

- **Barrage projeté de Ramdane Djamel :**

Situé à l'amont du barrage des ZARDEZAS à la confluence des oueds KHEMAKHEM et BOUHADJEB

pour une capacité de 71.5 hm³ avec un volume régularisé de 30 hm³/an dont l'étude d'APD est en cours.

- **Oued Saf-Saf :**

Il est le seul qui traverse notre zone d'étude.

SAFSAF 23.00 HM³/AN

Il n'est jamais desséché et se transforme parfois en courant impétueux d'oued Enssa de fin de novembre à mai.

II- Les eaux souterraines :

- **Puits :**

-Avant fond national de développement FNDA :8 puits

-Au moment de FNDA :10 puits

-Au total :24 puits

Les 24 puits peuvent facilement irriguer : 3.24 hectares.

- **Retenues collinaires :**

A la ferme pilote Saoudi Larbi :12 hectares

Chapitres III :ANALYSE DES RESSOURCES EN SOL ET EN EAU/ETUDE AGRO SOCIO-ECONOMIQUE

- **Les forages :**

Il existe 9 forages

- **La nappe de Saf-Saf :** 26Hm³

- **La step :**

secteur	ressource en eau		
	ouvrage	volume régularisé (Hm ³)	volume nécessaire irrigation (Hm ³)
1720 ha	STEP Skikda	42000m ³ /s	14

Conclusion :

D'après les mesures hydrodynamiques précédentes, on remarque que les sols sont moyennement perméables.

La texture de cette zone est très fine avec une conductivité de 108.8 μ s /cm.

Les sols sont caractérisés par une porosité moyenne, une densité apparente 2égale 1.16de ,et une densité réelle égale à2.64 .

Ces sols conviennent pour les cultures céréalières, fourragères, les cultures industrielles et moyennement pour les arboricultures à cause de la finesse de texture.

Chapitres III :ANALYSE DES RESSOURCES EN SOL ET EN EAU/ETUDE AGRO SOCIO-ECONOMIQUE

ETUDE SOCIO-ECONOMIQUE

Introduction :

L'objectif de cette étude est d'analyser toutes les contraintes et les facteurs socio-économiques qui influent sur les cultures depuis leur mise en œuvre et même avant et jusqu'à la récolte, donc la production végétale et aussi l'animale.

En outre ça va agir sur l'écoulement du produit sur le marché, donc on peut proposer des orientations du développement agricole posant la mise en valeur du périmètre.

I.La population :

L'analyse de donnée DPAT de l'année 1998 et de 2008 des communes impliquées dans le projet fait ressortir les commentaires suivants :

Pour l'année 1998 et 2008 :la population totale résidente dans les quatre communes de Skikda, Hamadi Krouma, Ramdane Djamel, Béni Bechir est respectivement de 216235 habitants et 235940 habitants.

Tableau.III.3:Répartition de la population des communes(1998) :

wilaya	skikda				
commune	skikda	hamadi krouma	ramdane djamel	beni bechir	TOTAL
population résidentielle	155672	19443	23639	8481	216235
nombre de ménage	22012	2722		1128	26650
population occupée	29315	2446	3408	901	36070
population occupée en % de la population totale	18.83	12.58	14.42	11.08	16.68

Tableau III.4:répartition de la population des communes(2008) :

wilaya	skikda				
commune	skikda	hamadi krouma	ramdane djamel	beni bechir	TOTAL
population résidentielle	178932	21874	26200	8934	235940
population agglomérée	172115	15112	2301	5994	195522
nombre de ménage	2543	-	-	-	-
population occupée	36180	2942	4270	840	44232
population occupée en % de la population totale	20.22	13.45	16.30	9.4	18.75

Ce tableau représente la répartition des quatre communes selon le sexe, en remarquant que les hommes et les femmes représentent presque le même pourcentage avoisinant les 50%.

Chapitres III :ANALYSE DES RESSOURCES EN SOL ET EN EAU/ETUDE AGRO SOCIO-ECONOMIQUE

Tableau III.5: Répartition de la population résidence selon la commune et le sexe :

commune	Sexe		
	masculin	féminin	total
skikda	81682	86853	168535
%	48.47	51.53	100.00
hamadi krouma	21542	21216	42758
%	50.38	49.62	100.00
ramdane djamel	15236	14667	29903
%	50.95	49.05	100.00
beni bechir	4884	4763	9647
%	50.63	49.37	100

Tableau III.6:La répartition résidente totale:

Commune	population 1998	population 2008
Skikda	155672	178932
hamadi krouma	19443	21874
ramdane djamel	23639	26200
beni bechir	8481	8934

A partir les résultats représentés dans le tableau précédent, on déduit que :

II-Le niveau culturel de l'exploitation et de sa famille :

Le niveau d'instruction des familles enquêtées est représentées comme suit :

Tableau III.7:le niveau culturel de la population dans les communes

niveau d'industruction	niveau coranique	analphabétisme	niveau primaire	niveau moyen	niveau secondaire	niveau univairsitaire
population %	23.4%	17.3%	37%	15.4%	9%	2.1%

concernées :

L'alphabétisme ne présente pas une atrophie dans la zone d'étude ,étant donné que 82.7% de la population a déjà le niveau d'étude primaire.

Chapitres III :ANALYSE DES RESSOURCES EN SOL ET EN EAU/ETUDE AGRO SOCIO-ECONOMIQUE

IV-Le contexte général des productions animales :

- Le gros élevage :

ce type d'élevage représente ces effectives bovin, caprin et ovin.

Tableau III.8:Les effets du cheptel bovin dans les communes concernées :

designation	hamadi krouma	ramdane djamel	beni bechir	total
cheptel bovin	10126	126514	950	137590
cheptel ovin	28100	214750	25802	268652
cheptel caprin	2945	116482	835	120262

DSA Skikda

On remarque d'après le tableau que :

-L'élevage Bovin occupe la première place et suivi par les Caprins.

-L'élevage Ovin est largement fameux dans les trois communes.

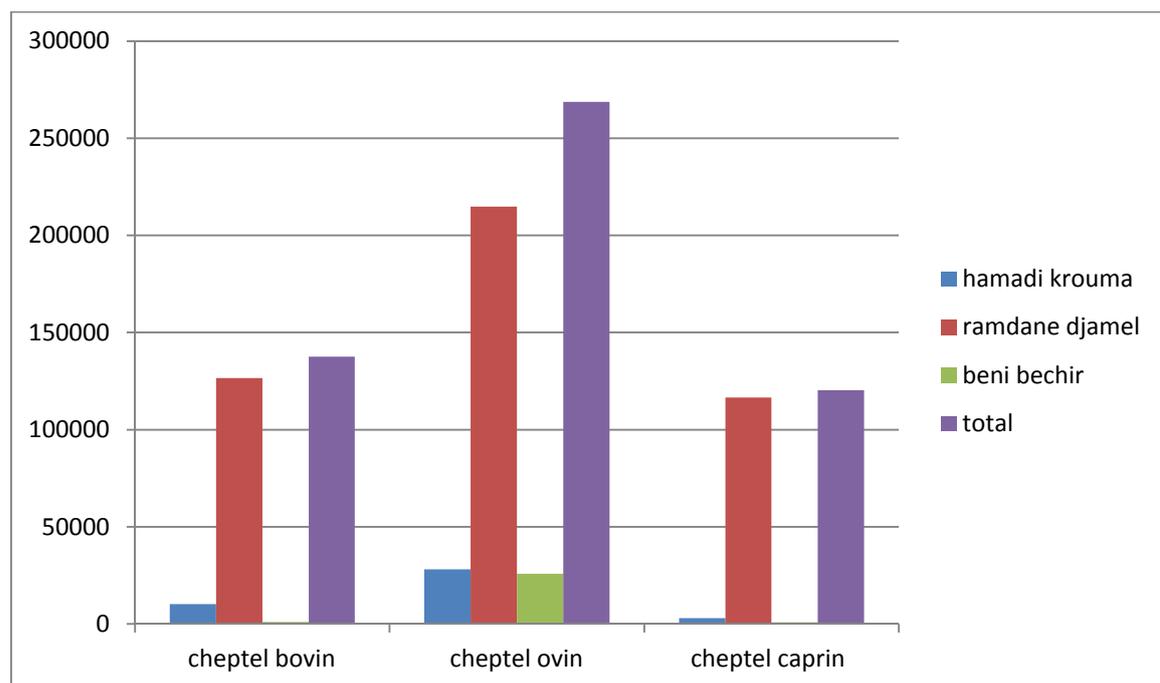


Figure III.1:Gros elevage par commune

Chapitres III :ANALYSE DES RESSOURCES EN SOL ET EN EAU/ETUDE AGRO SOCIO-ECONOMIQUE

- **Le petit élevage :**

ce type d'élevage est représenté par l'aviculture.

La répartition de cet élevage est comme suit :

Tableau III.9:Élevage avicole dans l'aire d'étude

communes	poules pondeuses			poules de chair		
	nbre de bâtiment	capacité instantané têtes	effectif en place	nbre de bâtiment	capacité instantané têtes	effectif en place
Skikda	-	-	-	-	-	-
hamadi krouma	8	52386	34580	26	10823	220 000
ramdane djamel	6	35275	31987	18	9452	200 000
Beni Bechir	10	60054	52872	27	12700	240 000
total	24	147715	119439	71	32975	660 000

V-La commercialisation :

La commercialisation des produits agricoles passe généralement par les coopératives (laiterie, confiserie, huilerie) ou par les marchés traditionnels.

Les céréales sèches sont vendus aux CCLS de Skikda.

Le lait est en grande partie absorbé par la laiterie de Annaba.

Tableau III.10:Les principaux organismes de commercialisation :

désignation	domaine d'intervention	localisation
CCLS	réceptionner,stocker et redistribuer les céréales	Skikda
minoterie/semouleries	transformation des céréales blé dure et blé tendre	Hamadi Krouma
abattoir gros bétail	abattage,d'animeaux (bovin,ovin,caprin)	Dans toute la wilaya
abattoir avicol	abattage,découpe et charcuterie des poules	Skikda
huilerie	transformation d'olives	R.Djamel
laiterie	collecte et transformation de lait bovin	R.Djamel

La loi de l'offre de la demande qui décide les prix de vente de ces produits.

Chapitres III :ANALYSE DES RESSOURCES EN SOL ET EN EAU/ETUDE AGRO SOCIO-ECONOMIQUE

Conclusion :

Le passage d'une agriculture traditionnelle et aléatoire à une agriculture moderne et sécurisée nécessite le développement agricole et économique.

En se basant sur les aptitudes culturales des sols, les facteurs et les conditions climatiques.

Chapitres III : ANALYSE DES RESSOURCES EN SOL ET EN EAU/ETUDE AGRO SOCIO-ECONOMIQUE

ETUDE FONCIERE

Introduction :

Cette étude est très importante pour bien définir le secteur selon les exploitations agricoles et l'occupation du sol et la répartition des surfaces irriguées.

I. Le but de l'enquête foncière :

Ce dossier a pour but la définition de toutes sortes d'exploitation de façon générale.

On peut considérer cet enquête comme assise primordiale de l'aménagiste pour pouvoir projeter le réseau de distribution lié à la réalité du terrain.

II. La surface enquêtée :

Dans le cadre du projet d'Etude d'Aménagement hydro-agricole du secteur 1 skikda, les surfaces sont représentées comme suit :

Tableau III.11: Répartition des surfaces dans le secteur

Périmètre	Superficie initiales (HA)		Superficie réelles (HA)	
	Equipée	Irriguée	Irriguée	Disponible
Secteur 1	1720	1600	1600	1600

Chapitres III :ANALYSE DES RESSOURCES EN SOL ET EN EAU/ETUDE AGRO SOCIO-ECONOMIQUE

III-Les unités foncières :

Le nombre total d'unités foncières dans la zone d'étude est de 1135unités réparties suivant le tableau ci-dessous:

Tableau III.12 :nombre d'unités foncières par commune selon la nature de la propriété

Selon le statut de l'exploitation	Nbre d'explo (Ramdane Djamel)	Nbre d'explo (Beni Bechir)
<i>EAC-87-19</i>	102	16
<i>EAI -87-19</i>	11	11
<i>EAI arch communal</i>		83
<i>E-A-Privé</i>	400	187
<i>Prog mise en valeur par la concession</i>	12	-
<i>Programme de mise en valeur</i>	-	-
<i>Exploitations issues des prog des forêts</i>	-	-
<i>Fermes pilotes</i>	1	
<i>Station d'expérimenta</i>	-	-
<i>Eleveurs sans terre</i>	50	40
<i>Autres exploitation Apiculteurs</i>	162	60
<i>TOTAL</i>	738	397

Source de donnée :DSA de Skikda

d'après le tableau ci-dessus on remarque que la secteur de skikda a 1135 unités foncières,c'est un nombre très important.

Chapitre IV:

“L’ETAT ACTUEL”

Introduction :

Ce chapitre correspond au projet d'irrigation de la vallée de Ramande Djamel et qui traite de tous les travaux devant être réalisées pour la mise en valeur du dit secteur. C'est à dire la vallée au nord du village de Ramadan Djamel.

I. La fiche technique :

Superficie brute :	1720 ha.
Superficie nette :	1638 ha.
Mode d'irrigation :	aspersion.
Mode de gestion de l'eau :	à la demande.
Prise d'eau :	réservoir de régularisation journalière en tête n°1 .
Débit de pointe, total :	1582 l/s.
Par ha :	1.21 l/s.
Débit fictif continu, total :	1206l/s.
Par ha :	0.73l/s.

II.Généralités :

Les 1638 ha de ce secteur se partage en quatre parties :

- 724 ha de fruitières.
- 467 ha d'assolement A.
- 98 ha d'assolement B.
- 349 ha d'assolement C.

Etat des bornes :

Il se trouve dans l'annexe n°1 avec la définition de chacune.

Cette zone possède 92 bornes qui arrose 17.81ha/borne. le type de borne qui prédomine est le A150 pour les grandes parcelles , puis le A100 et A80 pour les parcelles moyennes, et enfin le type B pour les petites parcelles mais qui n'atteint pas les 10% .

Etant donné que le secteur n°1 reçoit l'eau de la conduite générale du secteur n°2,pour des raisons de précision de ce dernier, il y adonc assez de pressions en tête et il n'est pas nécessaire de délimiter les zones arrosées avec 2.5 bar de pression en buse de

Chapitre VI : L'ETAT ACTUEL

l'asperseur puisque tout sera arrosé avec la pression normale de la zone, c'est-à-dire 3.5 bar en buse de l'asperseur.

III.Canalisations :

Le réseau d'arrosage commence dans le réservoir n°1 de régularisation journalière en tête, au niveau de la cote 134 m en crête et de 129 en fond. Sa conduite principale longe la route nationale n°44, sur le côté droit de la vallée, avec un diamètre de

1000 mm pendant les deux premiers kilomètres et qui se rétrécit au fur et à mesure qu'elle fournit de l'eau aux premiers branchements, voir plan annexe du réseau d'irrigation).

Il existe cinq croisements de conduites sur l'oued. Un, dans la première moitié du secteur et quatre autres dans la deuxième, étant donné que le côté gauche de la vallée est très étroit dans cette deuxième moitié et qu'en plus il existe une route et un chemin de fer qui produiraient une série de problèmes pour les croisements si l'on voulait faire passer une conduite à cet endroit.

La définition en plan et en profil de canalisations se trouve détaillée dans les points joints à ce projet à l'échelle 1/4000 pour ceux de plan et 1/2000 et 1/200 pour les profils en long.

III.1.Calcul des débits :

Les calculs des débits passant sur chaque tronçon se trouvent dans l'annexe n°2 d'après la méthode de calcul, il faut la trouver au niveau de chaque période sans compter les suivantes dans le dossier 1(général)du présent projet.

Le débit fictif continu est de 1205 l/s.

Le débit de pointe est de 1582.04l/s lorsqu'on applique la formule de Clément.

III.2.Optimisation :

On trouvera dans l'annexe n°3 toutes les données de l'optimisation du secteur pour la cote 129 en tête, qui représente le coût minimum de la conduite puisque l'arrivée de l'eau à cette cote est due à des besoins du secteur n°2.

Les diamètres et les longueurs qui doivent être utilisés sont les suivants :

Tableau VI.1 : Les diametres et les longueurs utilisés

φ (mm)	longueur (m)
100	1408
125	809
150	2431
200	5682
250	2486
300	2435
400	4700
500	1375
700	6332
800	1201
820	417
930	1108
1000	2458

III.3. Calcul du réservoir de régulation journalière :

Le débit de pointe est : $q=1582$ l/s.

Le débit est : $q=1206$ l/s.

D'après la méthode précédente dans le dossier 1(Généralité),le volume du réservoir de régulation sera :

$$V=24 \cdot \left(\frac{\times \times \cdot}{\times \cdot} \right) \times 1206 \times 3.6=24765$$

Le réservoir se présentera sous la forme d'un tronc conique, de base circulaire ou elliptique, selon la topographie de la zone où il sera installé, et avec une hauteur de la régulation de 5 mètres. Il aura une cote de basse régulation de 129m et de 134m pour la cote de crête.

III.4. Calcul du matériel mobile :

L'avant-métré du matériel mobile nécessaire par borne, par exploitation et par secteur, se trouve dans l'annexe n°4, d'après les données du dossier 1.

L'avant-métré pour le secteur est la suivante :

Asperseur type 13226 unités.

Asperseur type2.....203unités.

Asperseur type3.....453unités.

Asperseur type4.....165unités.

Chapitre VI : L'ETAT ACTUEL

Asperseur type 5.....1083unités.

Tuyau d'aluminium de 6m le long et 51mm de ϕ 9453unités.

Tuyau d'aluminium de 6m le long et 63mm de ϕ 7710unités.

Tuyau d'aluminium de 6m le long et 76mm de ϕ 406unités.

-m.1 de conduite en fibrociment de 3.5bar de pression de service et 80mm de ϕ ...12537 m.

-m.1 de conduite en fibrociment de 3.5bar de pression de service et 100mm de ϕ ...11887 m.

-m.1 de conduite en fibrociment de 3.5bar de pression de service et 150mm de ϕ ...5023 m.

-m.1 de conduite en fibrociment de 3.5bar de pression de service et 200mm de ϕ ...3403 m.

-Nombre d'hydrantes : 517 unités.

IV. Réseau d'assainissement :

Les collecteurs peuvent être dus à trois raisons :

(Voir les plans annexes du réseau de colatures)

-Conduire l'eau provoquant des zones externes au secteur jusqu'au oued, ceci est le cas pour les collecteurs suivants :

Tableau VI.2 : Types de bassins

Collecteurs	Bassins
D-1-18-2	1
D-1-14	2
D-1-8-4-1	3
D-1-3	19
D-1-3	20

-conduire l'eau service de collecteurs de sortie pour des zones qui sont actuellement mal drainées. Tel que :

Tableau VI.3 : Types de zones

Collecteurs	Zones
D-1-18	2
D-1-16	2
D-1-12	4
D-1-3	5
D-1-8	10
D-1-8-4	11
D-1-4	12

-évacuer l'eau en excès provenant de l'irrigation des parcelles qui actuellement ne présentent pas des problèmes de drainage.

Dans ce dernier cas, on utilise tous les collecteurs de la zone, y compris ceux qui doivent assurer les deux problèmes assurés.

Le dimensionnement de la section type de tous ces collecteurs a été effectué dans le dossier 1(général)

Ainsi que le dessin des œuvres d'art nécessaires.

Leur tracé est défini dans les plans de plante du secteur, à échelle 1/4000, ainsi que les profils en long de chacun.

V.Réseau de chemins :

Lors de l'étude du réseau de chemins , dans les canevas hydrauliques, on est arrivé à la conclusion que ces chemins n'étaient pas nécessaires dans ce secteur. En effet, celui-ci est très allongé s'étend des deux cotes de l'oued. Sur la rive droite du SAF-SAF ,la route nationale n° 44 travers la zone et la D104 passe sur la rive gauche ,formant toutes les deux l'ossature primaire de la zone et deversent la quasi-totalité des exploitations.

La jonction de ces routes est établie par la D46.

Toutes ces routes sont asphaltées et peuvent parfaitement supporter la circulation engendrée par l'exploitation de ce secteur.

VI. Observation :

Ce projet est réalisé sans la topographie adéquate (1/4000) des 1300 premières mètres de la conduite principale. Il aurait fallu procéder au tracé et au profil en long à partir des plans de 1/25000.

Il faudra donc réaliser le dit profil en long et définir le tracé sur le terrain pour l'exécution du projet.

D'autre part il reste à dessiner les 31 œuvres spéciales qui se composent de la façon suivantes :

- croisement de la conduite sous l'oued Saf-Saf.
- Croisement de la conduite sous le chemin de fer.
- Croisement des colatures sous le chemin de fer.
- Croisement de la conduite sous les routes existantes.
- Croisement des colatures sous les routes existantes.
- Réservoir de régulation journalière.

Conclusion :

Dans cette conclusion on a de le plan d'urgence (AEP du secteur).

Il se trouve que ce plan tracé par l'état est fort profitable au réseau hydraulique, convergent vers la réhabilitation du réseau hydraulique.

Quoique le problème de ressource en eau demeure toujours posé, et là faudrait-il encore réaliser, ou voir une éventuelle réutilisation des eaux usées.

Chapitre V:

“LA STATION D’EPURATION”

Introduction :

Le traitement est très important pour la protection de la santé humaine et l'environnement en produisant des effluents traités à un niveau adéquat et acceptable.

Donc pour le procéder comme approprié, il faut qu'il fournisse des effluents de qualité chimique et microbiologique exigée pour certain usage typique.

Dans la station d'épuration, l'absence du traitement étant considéré comme un problème fâcheux, parce que sa présence lutte contre le développement de la charge organique et les solides en suspension et surtout éliminer un grand pourcentage des constituants chimiques des eaux usées qui peuvent être toxiques à la production végétale.

I. La situation de la STEP :

La STEP est située dans la commune de Hammadi Krouma, environ 1km au Sud-est de la ville de Skikda. Elle est implantée à coté de Oued SAF-SAF où il était prévu de rejeter les eaux usées épurées .les eaux sont acheminées vers la STEP par un réseau de transfert important constitués de conduites, galeries, station de pompage et station de relevage.

La station d'épuration est prévue pour traiter les eaux usées du groupement urbain de Skikda.

Le débit sortant de la STEP est de 42000 m³/s.

Elle est maintenant en cours de construction sous la maitrise d'ouvrage de la direction de l'hydraulique de la wilaya de Skikda et l'office national d'assainissement D

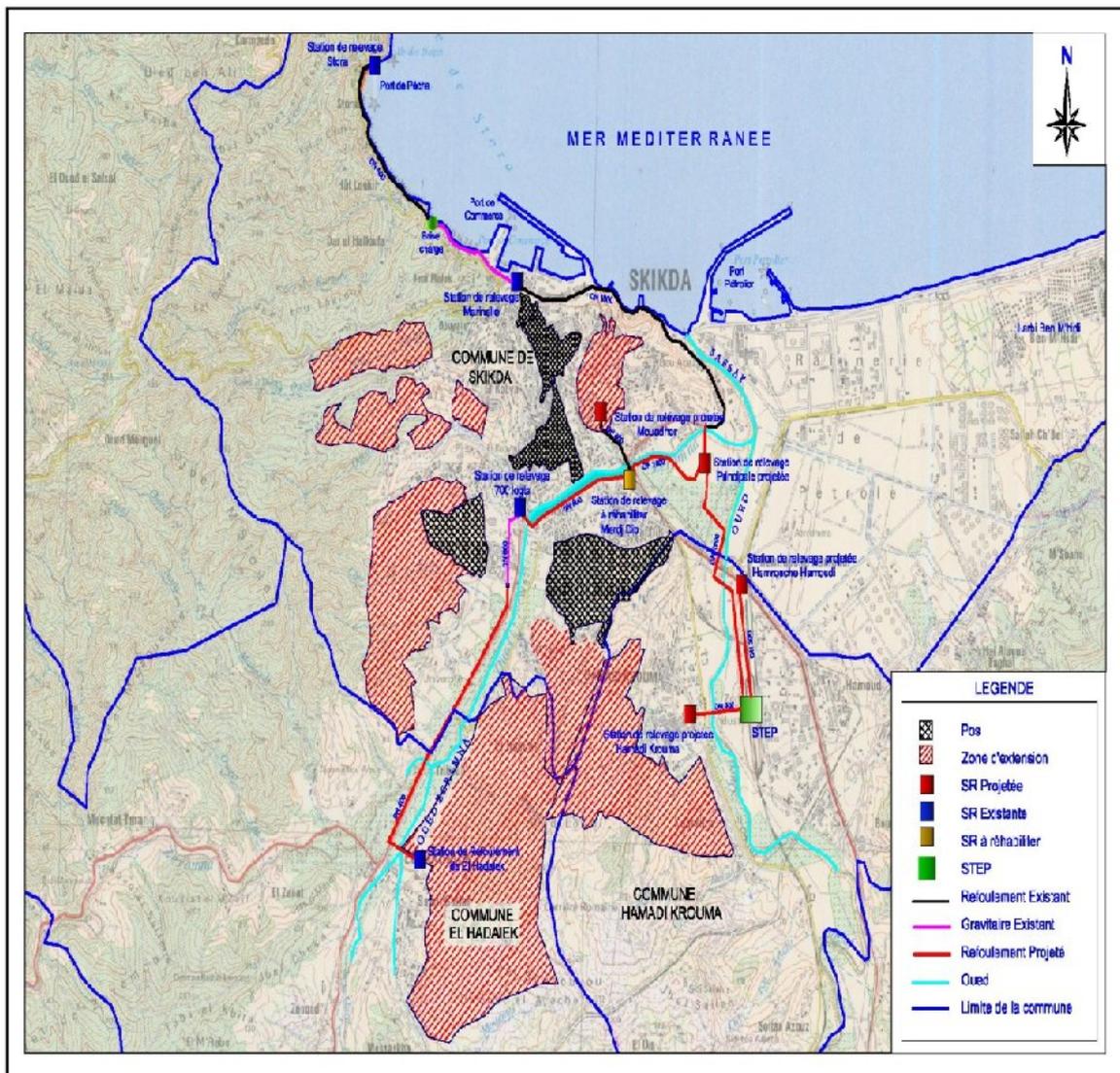


Figure V.1 : Carte de la situation de la Step

II.Principe de traitement et description sommaire de la station :

II.1. Principe de traitement adopté :

Le principe de traitement est celui d'une épuration biologique par boue activée à moyenne charge compte tenu d'un rejet de 30mg/l en DBO5, le rendement d'épuration serait de 91%.

II.2. description sommaire de la station :

Le traitement par boue activées à moyenne charge est mis en œuvre dans une installation comprenant les ouvrages suivants :

II.2.1. Bassin de réception :

La station est alimentée en eaux brutes de relevage situés sur le réseau (hors prestation).

Les eaux brutes de la station sont collectées dans une bache d'arrivée.

Le niveau liquide dans la bache d'arrivée des eaux brutes est de 11m NGA.

II.2.2. Prétraitement et traitement primaire :

Les eaux brutes sont ensuite dirigées vers les prétraitement.

Les eaux brutes sont alors envoyées sur un étage de dégrillage fin automatique puis passent ensuite dans les ouvrages de dessablage-desuilage.

Les eaux prétraitées sont ensuite envoyées vers les décanteurs primaires pour subir une décantation.

II.2.3. Traitement biologique :

Les eaux décantées sont acheminées vers les bassins d'aération où elles subissent une épuration biologique suivant le procédé des boues activées à moyenne charge.

Les bassins d'aération sont équipés d'aérateurs de surface à axe vertical. Après aération, le mélange eaux-boues activées également appelé liqueur mixte est envoyé dans les bassins de décantation secondaire où s'effectue l'élimination des boues et récupération des eaux épurées.

II.2.4. Désinfection des eaux épurées :

Les eaux décantées s'écoulent gravitairement dans un bassin de contact où s'effectue la stérilisation au Chlore avant d'être rejetées dans l'Oued Gra (affluent de l'oued Saf-Saf).

II.2.5. Traitement des boues :

Les boues issues de l'épuration biologique sont dirigées vers les ouvrages de traitement des boues qui sont :

-bassin de stabilisation.

-l'épaisseur.

-les lit de séchage.

III-Description et fonctionnement :

La station d'épuration des eaux usée de la ville de skikda se compose de deux lignes principales d'épuration, l'une pour les eaux et l'autre pour les boues.

III.1. Bassin de réception :

- **Dégrillage :**

Les eaux brutes arrivent directement dans la station au niveau du dégrillage grossier, soit 11m NGA. Puis s'écoule vers le dégrillage fin.

Tableau V.1 :Caractéristiques des grilles

caractéristiques des grille	degrillage grossier	degrillage fin
type de grille	grille droite à nettoyage mécanique	grille droite à nettoyage manuel
largeur de la grille	1.15 m	2.27 m
largeur de la grille	25 mm	50 mm
epaisseur des barreaux	10 mm	10 mm
hauteur d'eau avant la grille	0.9 m	0.75 m
vitesse maximum de passage d'eau à travers la grille	Dessablage 0.90 m/s	0.8 m/s
Perte de charge maximum à travers la grille	$h=0.3m$	$h=0.008 m$

- **Dessablage-Déshuilage :**

Le réseau étant séparatif, il est toujours à craindre une présence important de sable, de matières minérales en suspension et d'huiles.

Cette phase est réalisée de deux dessaleur-déshuileurs de type longitudinal pour la collecte des sables et de surface pour la collecte des graisses.



Figure V.2 : Dessableur-D eshuilleur

Chapitre V : LA STATION D'EPURATION

- **Décanteur primaire :**

Après dessablage-déshuilage les eaux usées passent dans deux décanteurs primaires de type circulaire raclé.

Les boues sont envoyées par pompage vers les bassins de stabilisation.



Figure V.3 : Décanteur primaire

- **Traitement biologique :**

Les caractéristiques de l'effluent à l'entrée des bassins d'aération (traitement biologique) sont :

-pollution journalière DBO5 : 10464 Kg /j.

-Débit moyen journalier (hors retour interne) : 45995.7 m³/j.

-concentration en DBO5 : 227.5 mg/l.

-MES : 6899.4 Kg/j

-concentration en MES : 150 mg/l.

30% de DBO5 et 60% de MES sont éliminés dans les décanteurs primaires.

- **Aération :**

Rappelons les limites de charge considérées pour notre cas du traitement biologique par boue activée à moyenne charge :

-charge massique C_m : 0.35 Kg DBO5/Kg boue.j

-charge volumique C_v : 1.16 Kg DBO5/m³/j

-concentration des boues : 3 à 3.5 g/l

Le volume total des bassins : $V = \text{DBO5}(\text{kg/j}) / C_v = 10464 / 1.16 = 9020 \text{ m}^3$.

Chapitre V : LA STATION D'EPURATION

- **Décanteur secondaire (clarificateur) :**

Après aération, le liquide est dirigé vers les décanteurs secondaires qui permettront d'en retirer les boues avant de les rejeter vers le milieu récepteur après désinfection.

Une partie des boues extraites est dirigée vers le bassin d'aération pour maintenir une population bactérienne élevée : c'est la recirculation.

L'ouvrage de la décantation secondaire a les caractéristiques suivantes :

-Nombre de décanteurs : 2.

-Type : circulaire-raclé.

-Diamètre : 36.4m.

-Surface totale : 1918m².

-Hauteur cylindrique d'eau : 3.5m .

-Volume utile de l'ouvrage : 4300m³.

-Vitesse ascensionnelle :

⚡ Au débit de pointe : 1.6M³/M².h.

⚡ Au débit moyen : 4.5h.

-Temps de séjour :

⚡ Au débit de pointe : 2.8h.

⚡ Au débit moyen : 4.5h.

- **Désinfection :**

Cet ensemble de dosage est calculé sur la base moyenne de 5g de Chlore par m³ d'eau traitée et un temps de séjour de 30 mn au débit de pointe.

- **Rejet :**

Les eaux traitées et désinfectées sont rejetés dans l'Oued Gra. le niveau de rejet maximum est inférieur à la cote de 6m NGA.

III.2. Traitement des boues :

Les boues en extrait des décanteurs secondaires doivent être stabilisées, épaissies et déshydratées. ces étapes de traitement sont réalisées dans les ouvrages suivant :

III.3.1. Stabilisation des boues :

Elle permet de diminuer leur teneur en matière organique et donc leur capacité à fermenter.

Il est en effet très difficile de déshydrater des boues fermentescibles. de plus de boue fermentescible sur des lits de séchage engendre des nuisances olfactives non négligeables.

III.3.2. épaississement des boues en excès :

Elle a pour but de concentrer au maximum les boues à envoyer sur les lits de séchage.

Elle est utilisée comme première étape de traitement des boues vu ces avantages de réduction du volume d'eau ; ainsi il améliore le rendement de l'étape suivante de la filière de traitement des boues qui est la déshydratation naturelle sur lit de séchage.

III.3.3. Lits de séchage :

Les boues épaissies sont extraites par pompage de l'épaisseur et épandues sur des lits de la

Ils ont les caractéristiques suivantes :

-production annuelle en boue : 6644031Kg/an.

-Concentration des boues : 40g/l.

IV- Estimation du débit des eaux usées à épurer :

L'estimation du débit des eaux usées, il faut prendre en considération le taux de canalisation et le taux de réduction des eaux usées à canaliser.

En se basant sur les nouvelles réalisations de canalisation et sur la base des renseignements fournis, nous envisageons les valeurs suivantes :

IV.1. taux de canalisation :

Selon les renseignements fournis par la direction de l'hydraulique de Skikda, le taux de raccordement au réseau d'assainissement urbain est de 100%.

IV.2.Taux de réduction :

R=80%

Tableau V.2 :Débits des horizons 2015 ,2025

Débit/horizons	2015	2025
Débit moyen journalier Q(m ³ /j)	45995.7	57625.4
Débit moyen horaire Q(m ³ /h)	1916.5	2401.2
Coefficient de pointe	1.6	1.6
Débit max.horaire Q(m ³ /h)	3066.4	3842.0

A la base des résultats obtenus nous proposons une capacité de la future station d'épuration de 45995.7 m³/j en première phase(2015) et de 57629.4m³/j pour répondre aux besoins de l'an 2025.

Nombre d'équivalent- habitants :

Tableau V.3 :Nombre d'équivalent-habitants :

Horizons	2015	2025
Nbre eqh	229979	288147

Phase 1 :an 2015 :229 979 équivalent-habitants.

Phase2 :an 2025 :288 147 équivalent-habitants.

V-Charge polluante :

Pour déterminer la composition des effluents, il faut disposer de données spécifiques permettent une approche de la connaissance de la composition des eaux usées en tête de la future station d'épuration.

La charge polluante est évaluée par deux paramètres de pollution :la demande biochimique en oxygène(DBO₅)et et les matière en suspension(MES).

Le réseau d'assainissement de la wilaya de Skikda est de type séparatif, l'on a alors retenu les normes suivantes :

-Demande biochimique en oxygène(DBO₅) :65g/hab./j.

-Demande chimique en oxygène ((DCO) :

Chapitre V : LA STATION D'EPURATION

La ration retenue pour le calcul de la DCO dans l'eau brute est le suivant :

$$DCO/DBO5=2.3$$

-Azot total Kjeldah(NTK) :

La ration retenue pour le calcul de l'Azote total Kjeldahl dans l'eau brute est le suivant:

$$DBO5/NTK6$$

-Matière en suspension totales (MES) :75 g/hab/j.

La charge polluante susceptible d'être retrouvée dans les rejets est évaluée dans le tableau suivant :

Tableau .4 : Estimation de la charge polluante

Horizons	2015	2025
Demande biochimique en Oxigene:DBO5		
Charge journalière (kg/j)	14948.7	18729.5
Concentration(mg/l)	325	325
Matière en suspension(M.E.S)		
Charge journalière (kg/j)	17248.4	21611
Concentration(mg/l)	375	375
Demande chimique en Oxygène(DCO)		
Charge journalière (kg/j)	34 383	43078
Concentration(mg/l)	747	747
Azote total Kjeldhal(NTK)		
Charge journalière (kg/j)	2492	3122
Concentration(mg/l)	54	54

VI-Qualité des eaux traitées et possibilités de réutilisation :

Après traitement, les eaux sont rejetées dans l'Oued Graa(effluent de l'oued SAF-SAF).La concentration de l'effluent traité en matière polluantes doit inférieure aux valeurs suivantes :

- Matières en suspension(MES) :

30mg/l en moyen sur 24 heures.

-Demande biochimique de 5 jours à 20° plus de 40mg/l d'oxygène dissous en pleine charge sans dépasser 30mg/l en moyenne sur 24heures.

- **Les normes physico chimiques : voir l'annexe**

Conclusion :

L'eau épurée de la station d'épuration de Skikda répond aux normes exigées pour la réutiliser dans l'agriculture et notamment une partie suffisante pour irriguer notre secteur.

Chapitre VI:

“LES BESOINS EN D’IRRIGATION”

Chapitre VI : LES BESOINS EN EAUX D'IRRIGATION

Introduction :

Le but de ce chapitre est la quantification des besoins en eau en basant sur les informations définies proues et conditionnant plusieurs facteurs tels que : les cultures concevables, les systèmes agronomiques, l'eau vacante et les méthodes d'irrigation.....etc. Cette étude sert à dandiner le déficit hydrique.

I.Les cultures adaptées à la zone d'étude :

Il faut étudier l'évolution de la contribution culturelle de la situation existante et celle projetée dans le périmètre afin de quantifier les besoins en eaux des cultures, ce passage sert à augmenter les surfaces occupées par les cultures lucratives.

I.1-Arboriculture :

Les agrumes telles que :la Clémentine, Mandarine, l'Orange Tardives et l'Orange saison occupent 415 Ha de la surface totale des Arboricultures, on rencontre une certaine diversité d'espèce à noyau et à pépins de 294 Ha, en outre une superficie de 15 Ha pour l'olivier.

I.2-Industrielles :

Ces cultures font partie du mythe actuel des agriculteurs. Leur superficie est de 100 Ha et ne connaît pas des extensions en raison de l'insuffisance de la ressource en eau mobilisée et de l'irrégularité du régime pluviométrique avec l'irrigation.

I.3-Céréaliculture :

Elle joue un rôle très important dans la rotation des assolements et compte tenu des limitations pédologiques. elle occupe une superficie de 649 Ha et répartie en Blé dur, Blé tendre, selon le tableau suivant :

Tableau VI.1:Répartitions des types de céréales

type de Céréaliculture	Blé Dur	Blé tendre	Orge
surface équipée	344.6	191.46	112.94

I.4-Cultures fourragères :

Ce genre voue 247 Ha de la surface totale

II.Calendrier d'occupation des sols :

Le calendrier ci-dessous représente la répartition d'occupation des sols relativement aux cycles cultureux retenus pour le projet.

Chapitre VI : LES BESOINS EN EAUX D'IRRIGATION

TableauVI .2 : Le calendrier cultural

culture \ mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Blé Dur			←							→		
Blé tendre			←							→		
Orge			←							→		
arbres fruitiers(agrumes)	←											→
PN(pecher)	←											→
Rustique (olivier)	←											→
Tomate	←			→								↔
Mais	↔							←				→
luzerne	←											→

III.Les Besoins en eau du périmètre :

On définit les besoins en eau d'irrigation comme étant la hauteur d'eau consommée par l'évapotranspiration de la culture afin de la mettre dans les meilleures conditions d'humidité requise, pour obtenir le rendement maximal.

Le calendrier est la principale étape pour quantifier les besoins en eau du périmètre, invoquant les différentes cultures qui occupent le sol.

Pour assurer l'évaluation de ces besoins il faut déterminer les besoins de chaque culture retenue dans le calendrier agronomique, en définissant :

III.1-L'évapotranspiration réelle ou culture(ETR,ETC) :

L'évapotranspiration d'une culture, ETC, se calcule en multipliant l'évapotranspiration de référence ETo par un coefficient cultural, Kc.

$$ETc = Kc \times ETo$$

Avec:

Kc : Représente le coefficient culturale, dépendant du type de la culture et de son stade de développement et des conditions climatiques qui y règnent.

Dans ce chapitre, notre but est d'obtenir des rendements agricoles élevés et stables.

Pour mieux codifier la ressource, nous calculerons l'évapotranspiration de culture ETC après avoir déterminé les coefficients culturaux Kc.les besoins en eau des cultures nets, BEC, sont déterminés par la relation suivante :

$$BEC = ET_{culture} - (Pe_{eff} + RFU)$$

Avec :BEC : Besoins en eau des cultures.

Pe_{eff} : Pluit efficace.

III.2-L'évapotranspiration potentielle de référence (ET_o) :

C'est l'évapotranspiration maximale, c'est-à-dire le sol est à sa capacité de rétention. On a introduit une valeur de référence comme étant le taux de l'évapotranspiration d'une surface du gazon vert.

Pour augurer cette évapotranspiration de référence, on utilise des méthodes basées sur les variables climatiques telles que :

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

Concernant notre projet, le calcul des besoins en eau des cultures est effectué à l'aide du logiciel appelé CROPWAT version 8, qui permet au passage, l'évaluation de l'évapotranspiration de référence, selon la méthode empirique la plus appropriée de Mr PENMAN et Monteith modifiée.

Cette dernière se présente comme suit:

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

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

w : facteur de pondération tenant compte de l'effet de rayonnement à différentes températures et altitudes.

R_n : rayonnement net évaporation équivalente exprimé en mm/ jr

F (u) : fonction liée au vent.

e_a : tension de vapeur saturante à la température moyenne de l'air, en millibars.

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

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

On peut résumer les résultats de l'évapotranspiration de référence calculés par le logiciel CROPWAT8 dans le tableau ci-dessous :

Chapitre VI : LES BESOINS EN EAUX D'IRRIGATION

Tableau VI.3 : Evapotranspiration de référence selon la méthode Penman & Monteith

Mois	Tmin C°	Tmax C°	Humidité %	Vent km/day	Insolation Heure	Radiation M/m ² /jour	ETo mm/jour
Janv	7.8	17.3	74	303	6.1	9.6	1.99
Févr	6.6	18.4	74	307	7.2	12.9	2.55
Mars	8.5	21.5	74	250	7.4	16.2	3.22
Avr	9.4	23.6	75	265	8.4	20.4	4.12
Mai	12.8	29.1	74	213	9.4	23.4	5.24
Juin	16.6	33.3	72	197	9.6	24.2	5.98
Jui	19.6	36.6	74	178	9.3	23.5	6.13
Aout	20.5	37.5	75	212	8.3	20.8	5.93
Sept	18.1	32.9	74	244	7.4	17.2	4.78
Oct	15.4	28.5	74	304	6.1	12.7	3.74
Nov	10.3	22.7	74	346	5.7	9.7	2.79
Dec	7.9	17.8	74	253	7.8	10.3	1.78

III.3-Calcul de la pluie efficace :

On peut définir la pluie efficace comme étant la fraction des précipitations contribuent effectivement à la satisfaction des besoins de l'évapotranspiration de la culture après déduction des pertes par ruissellement de surface, et par percolation en profondeuretc.

Ces pertes sont estimées de 20 % de la pluie tombée .

Les valeurs moyennes mensuelles de Peff sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau VI.4: Précipitation efficace dans la zone d'étude.

MOIS	janv	fév	mars	avr	mai	jui	juillet	aout	sep	oct	nov	dec	Total annuel
P80% (mm)	105.72	60.11	41.99	46.22	36.86	13.94	3.54	5.61	26.09	43.14	76.76	100.15	560.13
P eff (mm)	90.3	54.3	39.2	42.8	34.7	13.6	3.5	5.6	15.7	40.2	67.3	84.1	491.3

III.4-Efficience de l'irrigation:

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

La différence entre les deux volumes indique les pertes.

La formule utilisée pour l'estimation de l'efficience d'un réseau d'irrigation est

Chapitre VI : LES BESOINS EN EAUX D'IRRIGATION

donnée par l'expression suivante:

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

Avec:

E_i: Efficacité d'irrigation en (%)

E_e : Efficacité de transport (%)

E_d : Efficacité de type de distribution en (%)

E_u : Efficacité de l'uniformité de la distribution.

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

On considère une efficacité globale, produit entre les trois efficacités décrites cidessus

égalé à 0,75

IV -Besoins nets en eau d'irrigation:

L'évaluation des besoins nets en eau des cultures se fait par le logiciel CROPWAT 8.0

Le calcul des besoins en eau nets par culture est donné dans l'annexe.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableau suivants:

Tableau VI.5 :Le blé :

Mois	Kc coeff	Etc mm/jour	ETM (mm)	Pe _{eff} (mm)	RFU (mm)	B (mm)	B (mm)
Sep		93		15.7	0		
Oct	0.3	74.4	22.32	40.2	72.1	-89.98	0
Nov	0.3	49.2	14.76	67.3	72.1	-124.64	0
Dec	0.7	24.49	17.14	84.1	72.1	-139.06	0
Jan	0.7	26.1	18.27	90.3	72.1	-69.03	0
Fev	1	32.2	32.2	54.3	72.1	-144.13	0
Mar	0.65	43.71	28.41	39.2	72.1	-82.89	0
Avr	0.56	54	16.2	42.8	72.1	-98.7	0
Mai	0.2	68.51	13.702	34.7	72.1	-93.1	0
Juin		100.8		13.6	0		
Juill		131.75		3.5	0		
Aout		121.83		5.6	0		
Total							0

Chapitre VI : LES BESOINS EN EAUX D'IRRIGATION

Tableau VI.6:L'Orge

Mois	Kc coeff	Etc mm/jour	ETM mm	Peff mm	RFU mm	B mm	B mm
Sep		93		15.7	0		
Oct		74.4		40.2	71		
Nov	0.34	49.2	16.73	67.3	71	-121.57	0
Dec	0.81	24.49	19.83	84.1	71	-135.27	0
Jan	1	26.1	26.1	90.3	71	-135.2	0
Fev	1	32.2	32.2	54.3	71	-93.1	0
Mar	0.34	43.71	14.86	39.2	71	-95.34	0
Avr		54		42.8	71		
Mai		68.51		34.7	71		
Juin		100.8		13.6	0		
Juill		131.75		3.5	0		
Aout		121.83		5.6	0		
Total							0

Tableau VI.7: Les Agrumes

Mois	Kc coeff	Etc mm	ETM mm	Peff mm	RFU mm	B mm	B mm
Sep	0,7	143.4	100.38	15.7	0	84.68	84.68
Oct	0,68	115.94	78.84	40.2	84	-45.36	0
Nov	0,67	83.7	56.08	67.3	84	-95.22	0
Dec	0,65	55.18	35.87	84.1	84	-123.23	0
Jan	0,65	61.69	40.1	90.3	84	-134.2	0
Fev	0,65	73.95	48.07	54.3	84	-90.23	0
Mar	0,65	99.82	64.88	39.2	84	-58.32	0
Avr	0,7	123.6	86.52	42.8	84	- 40.28	0
Mai	0,7	162.44	113.71	34.7	84	-4.99	0
Juin	0,7	179.4	125.58	13.6	0	111.98	111.98
Juill	0,7	190.03	133.02	3.5	0	129.52	129.52
Aout	0,7	183.83	128.68	5.6	0	123.08	123.08
Total							449.26

Chapitre VI : LES BESOINS EN EAUX D'IRRIGATION

Tableau VI.8 :Le Mais fourragère

Mois	Kc coeff	Etc mm/j	ETM mm	Peff mm	RFU mm	B mm	B2 mm
Sep	0.6	93	55.8	15.7	0	40.1	40.1
Oct		74.4		40.2			
Nov		49.2		67.3			
Dec		24.49		84.1			
Jan		26.1		90.3			
Fev		32.2		54.3			
Mar		43.71		39.2			
Avr	0.3	54	16.2	42.8	77.6	-104.2	0
Mai	0.4	68.51	27.4	34.7	77.6	-84.9	0
Juin	0.84	100.8	84.67	13.6	0	71.07	71.07
Juill	1	131.75	131.75	3.5	0	128.25	128.25
Aout	1	121.83	121.83	5.6	0	116.23	116.23
Total							355.65

Tableau VI.9 :La luzerne

Mois	Kc coeff	Etc mm/jour	ETM (mm)	Peff (mm)	RFU (mm)	B (mm)	B (mm)
Sep	0.8	93	74.4	15.7	0	22.32	22.32
Oct	0.9	74.4	66.96	40.2	72.75	-45.99	0
Nov	0.95	49.2	46.74	67.3	72.75	-93.31	0
Dec	0.95	24.49	23.27	84.1	72.75	-133.58	0
Jan	0.95	26.1	24.8	90.3	72.75	-138.25	0
Fev	0.95	32.2	30.59	54.3	72.75	-96.46	0
Mar	0.95	43.71	41.52	39.2	72.75	-70.43	0
Avr	0.85	54	45.9	42.8	72.75	-69.65	0
Mai	0.86	68.51	58.91	34.7	72.75	-48.54	0
Juin	0.87	100.8	87.7	13.6	0	37.72	37.72
Juill	0.88	131.75	115.94	3.5	0	112.44	112.44
Aout	0.89	121.83	108.42	5.6	0	102.82	102.82
Total							50.33

Chapitre VI : LES BESOINS EN EAUX D'IRRIGATION

Tableau VI.10: Le Pêcher

Mois	Kc coeff	Etc mm/jour	ETM (mm)	Peff (mm)	RFU (mm)	B (mm)	B (mm)
Sep	0.95	93	88.35	15.7	0	72.65	72.65
Oct	0.95	74.4	70.68	40.2	80.25	-49.77	0
Nov	0.91	49.2	44.77	67.3	80.25	-102.78	0
Dec	0.85	24.49	20.82	84.1	80.25	143.53	0
Jan	0.78	26.1	20.36	90.3	80.25	-150.19	0
Fev	0.7	32.2	22.54	54.3	80.25	-112.01	0
Mar	0.5	43.71	21.86	39.2	80.25	-97.59	0
Avr	0.5	54	27	42.8	80.25	-106.05	0
Mai	0.53	68.51	36.31	34.7	80.25	-78.89	0
Juin	0.68	100.8	68.54	13.6	0	54.94	54.94
Juill	0.83	131.75	109.35	3.5	0	105.85	105.85
Aout	0.95	121.83	115.74	5.6	0	110.14	110.14
Total							343.58

Tableau VI.11: L'Olivier

Mois	Kc coeff	Etc mm/jour	ETM (mm)	Peff (mm)	RFU (mm)	B (mm)	B (mm)
Sep	0,4	93	38.44	15.7	0	22.74	22.74
Oct	0,4	74.4	28.8	40.2	110.58	-121.98	0
Nov	0,4	49.2	19.8	67.3	110.58	-158.08	0
Dec	0,4	24.49	9.6	84.1	110.58	-185.08	0
Jan	0,4	26.1	11.01	90.3	110.58	-1189.87	0
Fev	0,4	32.2	12.70	54.3	110.58	-152.18	0
Mar	0,4	43.71	17.36	39.2	110.58	-132.42	0
Avr	0,4	54	21.6	42.8	110.58	-131.78	0
Mai	0,4	68.51	27.28	34.7	110.58	-118	0
Juin	0,4	100.8	40.2	13.6	0	26.6	26.6
Juill	0,4	131.75	52.7	3.5	0	49.2	49.2
Aout	0,4	121.83	48.67	5.6	0	43.07	43.07
Total							141.61

Chapitre VI : LES BESOINS EN EAUX D'IRRIGATION

Tableau VI.12:La Tomate

Mois	Kc	Etc	ETM	Peff	RFU	B	B
	coeff	mm/jour	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
Sep	0.7	93	65.1	15.7	0	49.4	49.4
Oct	1	74.4	74.4	40.2	72	37.8	0
Nov	0.8	49.2	39.36	67.3	72	99.94	0
Dec	0.6	24.49	14.69	84.1	72	154.41	0
Jan		26.1		90.3			
Fev		32.2		54.3			
Mar		43.71		39.2			
Avr		54		42.8			
Mai		68.51		34.7			
Juin		100.8		13.6			
Juill		131.75		3.5			
Aout	0.4	121.83	48.73	5.6	0	43.13	43.13
Total							92.53

IV.5 Besoins totaux nets en eau d'irrigation:

L'évaluation des besoins nets en eau des cultures se fait par le logiciel CROPWAT 8.0

Le calcul des besoins en eau nets par culture est donné dans l'annexe.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau VI.13 : Besoin en eau d'irrigation des cultures du secteur Skikda.

Culture	Superficie (Ha)	Besoin en eau net (mm)	Besoin en eau net (m ³ /Ha)	Efficiencie	Besoin en eau brute (m ³ /Ha)	Besoins bruts (m ³)
Blé	536.06	0	0	0.75	0	0
Orge	112.94	0	0	0.75	0	0
Agrumes	415	449.26	4490.26	0.75	5986.6	2484439
Pécher	294	343.58	3435.8	0.75	4581.07	1346834.58
Olivier	15	141.61	1416.1	0.75	1888.13	28321.95
Mais	150	355.65	3556.5	0.75	4742	711300
Fourrages	97	50.33	503.3	0.75	671.07	65093.79
Tomates	100	92.53	925.3	0.75	1233.73	123373
					Total	4759362.32

Chapitre VI : LES BESOINS EN EAUX D'IRRIGATION

Tableau VI.14: les besoins en eau des cultures (mm/mois)

Culture \ mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Blé	0	0	0	0	0	-	-	-	-	0	0	0
Orge	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	0	0
Agrumes	0	0	0	0	0	111.98	129.52	123.08	84.68	0	0	0
Pécher	0	0	0	0	0	54.94	105.85	110.14	72.65	0	0	0
Olivier	0	0	0	0	0	26.6	49.2	43.07	22.74	0	0	0
Tomate	-	-	-	-	-	-	-	43.13	94.4	0	0	0
Fourrage	0	0	0	0	0	37.72	112.44	102.82	22.32	0	0	0
Mais	-	-	-	0	0	71.07	128.25	116.23	40.1	-	-	-
Total	0	0	0	0	0	302.31	525.26	538.47	336.89	0	0	0

Conclusion :

L'évaluation quantitative des besoins en eau d'irrigation, nécessite de prendre en compte l'information météorologique. Ceci est réalisé par l'intermédiaire des variables pluies (mesurée) et ETP (calculée)

Pour l'estimation des quantités d'eau nécessaire, on a référé à la variabilité spatiale au niveau régional. Cette méthode a l'avantage de ne nécessiter aucune hypothèse sur la réserve utile du sol mais elle suppose implicitement que le sol ne contribue pas par sa propre réserve en eau à l'évapotranspiration. En définitif, il faudra prévoir une disponibilité annuelle brute d'environ (4.76 Mm³) d'eau d'irrigation, qui permettra aux agriculteurs de permuter et de diversifier leurs plans de cultures.

Chapitre VII:

“ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE”

ADDUCTION

INTRODUCTION :

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre. Parfois ils peuvent se trouver à des distances considérables. Les ouvrages d'adduction sont généralement de différentes dimensions. Nous devons examiner toutes les conditions dans lesquelles devra être établie notre canalisation, tout d'abord du point de vue technique puis économique. Etant donné que les deux aspects sont liés entre eux, l'étude nous permettra de choisir la meilleure solution.

I.GENERALITE SUR L'ADDUCTION :

I.1.TYPE D'ADDUCTION

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- Adduction gravitaire.
- Adduction par refoulement.
- Adduction mixte.

I.1 .a. Adduction gravitaire

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

- A surface libre.
- En charge.

I.1.b. Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

I.1.c. Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

I.2. Adduction et type d'écoulement

On distingue deux types d'écoulement :

I.2.a. Ecoulement à surface libre :

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires sans charge tels que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

I.2.b. Ecoulement en charge

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement

I.3. Critères de choix de tracé

L'emplacement des réservoirs étant fixé, il est nécessaire de prévoir un tracé pour l'adduction, et ce tracé doit :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de surprofondeurs.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, route, chemin de fer etc....).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Entraîner des dépenses aussi faibles que possible de construction en évitant les points hauts sur le refoulement (construction de cheminée d'équilibre)
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
 - Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
 - Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.
- on essaye toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.
- Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut être amené à ne pas suivre l'accotement des routes, et par conséquent franchir certains terrains particuliers.
- Si notre tracé se trouve topographiquement accidenté où une suite de points hauts surgit, des cantonnements d'air pourront avoir lieu en ces points qui peuvent entraîner des cavitations, dans ces cas des dispositifs anti-béliers peuvent être installés.

Chapitre VII : ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE

- Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé ou l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il ya lieu.

I.4. Choix du tracé

En essayant de suivre les recommandations sus citées, et en tenant compte de la topographie, le tracé adéquat est de sorte qu'il remonte le long de la route nationale N.....et d'Oued Saf-saf.

Cela dit on sera amener à effectuer d'une traversée del'oued est c'est nettement plus économique de faire galleries.

I.5.Choix du matériau de la conduite

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

- ✓ Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :
 - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
 - Adaptation aux terrains de pose ;
 - Bonne étanchéité ;
 - Facilité d'entretien et de mise en service.
- ✓ Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :
 - Du prix de la fourniture et du transport ;
 - De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

Parmi les types de conduites utilisés dans le domaine d'alimentation en eau pd'irrigation, on distingue: les conduites en fonte ; les conduites en acier ; les conduites en matière thermoplastique et les conduites en béton dont voici les caractéristiques.

A. Fonte :

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge de grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte.

Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite, mais elle n'est pas adéquate aux terrains trop accidentés.

Chapitre VII : ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE

B. Acier :

L'acier est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, mais cela dit il est adéquat à tout type de terrains vu qu'il absorbe les efforts de pressions.

C. PEHD :

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est incorrodable, sa pose par soudeur électrique se fait sans grande contrainte. Néanmoins les grands diamètres supérieurs à $\Phi 300$ sont commercialisés à l'heure Actuelle, ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

D. Amiante Ciment :

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

Conclusion :

Des variantes sont possibles concernant la nature des canalisations. Les spécifications ci-après sont relatives à la solution acier. Dans notre adduction on a choisi des conduites en acier vu leur résistance et leur

capacité à s'adapter à la nature du terrain qui est relativement accidenté et donc le risque d'avoir des pressions importantes dans l'adduction.

Les tubes d'acier seront fabriqués à partir des produits plats formés en profil circulaire et soudés longitudinalement ou hélicoïdalement par pression ou par fusion.

L'usine de fabrication des tubes devra être dotée de systèmes de qualité conformes aux prescriptions internationales.

I.6. Schéma hydraulique

La variante qu'on a proposée pour le schéma hydraulique de notre adduction est :

- ☛ Une bache de 4049.943m^3 est alimentée a partir de la STEP qui est équipée mais n'est pas en service, cette adduction n'est pas existante.
 - ☛ La bache 4049.943m^3 alimente le réservoir de 30000m^3 au moyen d'une conduite de refoulement de diamètre 1200mm en acier.
 - ☛ Dans ce chapitre on veut dimensionner les deux adductions qui sont entre :
 - la STEP et la bache de 4049.943m^3 avec une conduite gravitaire projetée sur une longueur de 5m.
 - la bache de 4049.943m^3 et le réservoir de 30000m^3 avec une conduite de refoulement de 6030m de longueur.
- Dimensionnement de la bache d'eau :

On dimensionne la bache à partir du débit maximum horaire $Q_{\max \text{ hor}}$ de la STEP

$$Q_{\max \text{ hor}} = 3066\text{m}^3/\text{h} = 51.11 \text{ m}^3/\text{min}.$$

Chapitre VII : ADDITION ET STATION DE POMPAGE

Le temps de variation de la pompe change entre 45min et 75min, on prend $T_{pompe}=75\text{min}$.

D'où $V = Q_{\max \text{ hor}} \times T_{pompe} = 51.11 \times 0.75 = 3833\text{m}^3$;

Donc, les dimensions du volume de la bache occupé par ce débit sont :

La hauteur : $h=4.5\text{m}$

La largeur : $b=28.4\text{m}$

La longueur : 30m

pour dimensionner le volume total de la bache il faut ajouter un volume de sécurité calculé, en ajoutant une hauteur égale à 0.5m à la hauteur initiale et puis recalculer le nouveau volume comme suit :

$h_t = h_{\text{init}} + h_{\text{sécur}} = 4.5 + 0.5 = 5\text{m}$.

alors : $v_{\text{tot}} = 5 \times 28.4 \times 30 = 4260\text{m}^3$.

Donc la bache a pour dimensions :

- $h=5\text{m}$

- $b=28.4\text{m}$

- $l=30\text{m}$

- $v=4260\text{m}^3$

Après la proposition du schéma hydraulique de l'adduction on passe maintenant à la détermination des diamètres des conduites.

I.7. Calcul hydraulique

a) Cas gravitaire :

la longueur de la conduite est de 5m .

la vitesse doit être comprise entre 0.8m/s et 1.5m/s . donc on suppose une vitesse de 1.3m/s .

$$V = Q \times S$$

V : la vitesse d'écoulement

Q : le débit circulé

S : la surface de la conduite gravitaire, d'où $S = \frac{\pi}{4} D^2$

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = 1.436 \rightarrow D = 1436\text{mm}$$

Alors le diamètre économique est : $D_{\text{nor}} = 1500\text{mm}$ s'étale sur une longueur de 5m .

b) Cas refoulement :

1. Conduite d'aspiration :

Notre station de pompage fonctionne en supprimeur c'est-à-dire que les pompes sont placées en charge, en effet à partir de la bache d'eau, l'eau est acheminée dans une conduite de diamètre 1500mm et de longueur 3m .

Chapitre VII : ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE

La conduite d'aspiration est dimensionnée de sorte à éviter la cavitation et la formation de vortex, c'est pour cela qu'on doit impérativement avoir une vitesse d'aspiration en dessous de 1.5 m/s.

On calcule le diamètre limite qui correspond à la vitesse 1.3 m/s via la l'équation de continuité $Q=V.S$.

$$= \text{---} = -$$

D'où :

$$= \frac{4}{\text{---}} = \frac{4.2,106}{.1,3} = 1.436$$

Donc pour avoir une vitesse inférieure à 1.3 m/s il faut augmenter le diamètre d'aspiration, on opte pour le diamètre D aspiration = 1500mm.

Vérification de la vitesse d'aspiration via l'équation de continuité:

$$= \text{---} = \frac{4}{\text{---}} = \frac{4.2,106}{(1.5)} = 1,1 \quad /$$

$V_{asp} < 1,3$ m/s donc le diamètre est parfaitement adéquat pour cette adduction.

Donc la conduite d'aspiration est d'un diamètre $D=1500$ mm et s'étale sur une longueur de 3m.

2. Cas de refoulement

- Le choix de la gamme des diamètres sur laquelle portera notre étude sera donné par les relations :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \text{ (Relation de Bonin)}$$

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \text{ (Relation de Bresse)}$$

D_{ec} : diamètre économique de la conduite (m) ;

Q : débit véhiculé par la conduite (m^3/s).

Remarque : La formule de Bresse n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km)

Caractéristiques de l'adduction

Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h$$

H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;

Chapitre VII : ADDITION ET STATION DE POMPAGE

$\sum \Delta h$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

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

$$\sum \Delta h = 1,1 * \Delta h_p^{lin}$$

Δh_p^{lin} : Pertes de charge linéaires (m).

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^{5,3}} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbach})$$

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,

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

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

Remarque :

Dans les calculs introduisant le coefficient λ , ce dernier est estimé par la formule

R_e : Nombre de Reynolds ;

$$R_e = \frac{V * D}{\nu}$$

V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

ν : viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).

ε : Rugosité absolue de la conduite ;

- Ce tronçon relie la station de pompage et le réservoir de $30000m^3$, il s'étale sur une longueur de 6030m, Son dimensionnement se base sur un calcul uniquement économique.

On va calculer un diamètre économique en utilisant la formule de Formule de Darcy-Weisbach.

Chapitre VII : ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE

Notre station de pompage est installée en charge (en sur presseur) c'est-à-dire qu'il ya une pression positive à l'entrée de la station de pompage, mais dans la suite de nos calcul cette pression va être considérée comme étant nulle, évidemment ça va influencer sur le dimensionnement des pompes mais c'est une marge de sécurité pour notre adduction.

Donc $H_g = \text{côte bassin d'irrigation} - \text{Côte station de pompage}$

$$H_g = 134 - 10,5 = 123,5 \text{ m}$$

Le calcul des coefficients de frottements λ sera moyennant la formule de Nikuradzé, avec une rugosité nominale $\epsilon=0,015 \text{ mm}$.

TableauVII.1: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).

D(mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	ϵ/D	Re	λ	L(mm)	$\Delta H_t(m)$	Hg(m)	Hmt(m)
800	2.106	4.191878981	0.01875	3353503	0.048095	6030	347.1374082	118.5	465.6374
900	2.106	3.312101911	0.001667	2980892	0.022672	6030	87.65543133	118.5	206.1554
1000	2.106	2.682802548	0.0015	2682803	0.022066	6030	48.80831615	118.5	167.3083
1200	2.106	1.863057325	0.00125	2235669	0.021073	6030	17.73514037	118.5	136.2351
1400	2.106	1.36877681	0.001071	1916288	0.020284	6030	7.541540185	118.5	126.0415
1500	2.106	1.192356688	0.001	1788535	0.019946	6030	5.144530964	118.5	123.6445

Donc :

$$D=1500\text{mm}$$

$$H_{mt}=123.6445\text{mm}$$

Dimensionnement d'une station de pompage

I.Choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station :

Un projet d'alimentation en eau d'irrigation de la 1^{ère} élévation est constitué d'une prise d'eau, une station de pompage et un bassin d'irrigation.

Ces constructions se font suivant des schémas types, des dispositions plus adéquats pour un tel type de conditions d'exploitation, la construction dépend aussi du relief, de l'environnement. Et pour ces raisons on prend en considération certains paramètres essentiels.

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

La station de pompage doit être équipée de

- L'accès à toutes les ouvrages
- Plate forme avec une très bonne qualité de béton

Chapitre VII : ADDITION ET STATION DE POMPAGE

- Prévoir des moyens de dérivation des eaux pluviales, drainage par des caniveaux
- Faire un profil en long de l'emplacement de la prise d'eau et la conduite de refoulement.

II. Détermination de la hauteur d'élévation calculée

A partir du calcul des besoins en eau on peut tirer le débit caractéristique (mois de pointe)

$Q_{moy} = 0.78/s.ha$ avec une surface de 2700hectar (partie refoulement)

$$Q_{moy} = 2106l/s = 2,106 m^3/s$$

$$Q_{moy} =$$

$$2,106 m^3/s$$

$$Q_{moyj} = 181958.4,5 m^3/j$$

La variation de la hauteur d'eau dans la retenue dépend de la précipitation, il est nécessaire de la connaître, et comment elle varie, pour prendre ce changement du niveau d'eau dans le dimensionnement et choisir type du bâtiment et de prise d'eau.

La hauteur d'élévation se calcule comme suivant :

Avec :

$$H_g^{moy} = 123.5$$

III. Calcul du débit forcé

Le débit forcé est donné par la formule suivante :

$$Q_f = Q_{eq} + \frac{W1 + W2}{T}$$

Avec :

Q_{eq} : Débit d'équipement ;

$$Q_{eq} = \alpha \frac{W_j}{T}, \quad W_j/T \quad Q_{moyj} = 2,106 m^3/s$$

α : Coefficient de correction, on prend $\alpha = 1,06$;

$$Q_{eq} = 1,08 * 2,106 = 2,27 m^3/s ;$$

$$Q_{eq} = 2,27 m^3/s.$$

. $W1$: Volume d'eau en excès = $2.27 * 3600 = 8172 m^3$;

Chapitre VII : ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE

. W2 : Volume réservé pour autres besoins, pour notre cas W3 = 0 ;

. T = 24 h ;

$$Q_f = 2,106 + \frac{8172}{24 * 3600}$$

Qf =

2.2m/s

On a le coefficient $x = \frac{Q_f}{Q_{eq}} = \frac{2.2}{2.106} = 1,1$

Remarque :

D'après les calculs on remarque que le rapport X est dans la fourchette de 1.1 et 1.2. Donc on accepte ce débit forcé.

Donc : **Q_f = 2.2 m³/s = 7920m³/h**

IV. Détermination du nombre de pompes :

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

Le nombre des pompes principales repose sur le rendement, la puissance, l'encombrement....

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

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

Les critères à respecter dans le choix sont :

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

Chapitre VII : ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE

V.Choix du nombre pour la pompe Centrifuge à double flux : pour n=6

Pour six pompes on a :

$$Q_{cal} = \frac{Q_f}{n} = \frac{2.2}{6} = 0,37 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'autre part on a $H_{cal} = 123.6445 \text{ m}$

D'où d'après le catalogue on trouve que cette pompe à comme caractéristiques :

Diamètre d'aspiration $D_a = 600 \text{ mm}$

Diamètre de refoulement $D_r = 450 \text{ mm}$

Diamètre de la roue $d_a = 675 \text{ mm}$

Débit $Q = 0.37 \text{ m}^3/\text{s}$

Hauteur manométrique totale $H = 123.5 \text{ m}$

La vitesse de rotation $n = 1450 \text{ tr/min}$

Puissance absorbée $P_a = 152 \text{ Kw}$.

$NPSH_r = 4.94 \text{ m}$

Le rendement $\eta = 54.7 \%$

Il ne nous reste qu'à choisir entre deux ou une seule pompe, c'est le tableau suivant qui va nous donner la meilleure variante :

Tableau VII.2: Variantes pour le choix du nombre de pompes (type....)

N	$Q_{cal} \text{ (m}^3/\text{s)}$	$H_{cal} \text{ (mce)}$	Pompe choisie	$\eta \text{ (%)}$	n (tr/min)	P (Kw)	(NPSH)r (m)
6	0.37	123.5	PM(80/3A)	54.7	1450	152	4.94

VI. Détermination de la hauteur admissible d'aspiration :

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

Nous avons :

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + 0,5 \quad (6)$$

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

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

Donc :

La longueur d'aspiration $L_{asp} = 3 \text{ m}$

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{3.4}{1000} = 0.012m$$

et :

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

$$\sum h_p^{sing} = 0,15 \cdot 0.012 = 0.0018m$$

$$\sum h_p^{asp} = 0,012 + 0,0018 = 0,0138m$$

$$\frac{V_{asp}}{2.g} = \frac{1.3^2}{2.9,81} = 0.086 \quad V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2} = \frac{4*0.37}{3.14*(0.6)^2} = 1.3 \text{ m/s}$$

$$\frac{P_v}{\varpi} = 0,183 \quad \text{à } 18^\circ \text{ c}$$

$$h_{adm}^{asp} = 10,2 - 0,2 - 0,0138 - 0,086 - 4.94 - 0,5 = 4.46m$$

Notre pompe est loin de risque de cavitation.

La cote d'aspiration sera donc :

$$\begin{aligned} \nabla_{asp} &= \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - 0,1 \\ &= 10.5 + 4.46 - 0.1 = 14.86m \end{aligned}$$

$$\nabla_{asp} = \mathbf{14.86 \text{ m}}$$

VII. Choix du moteur électrique :

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

- Prendre en considération la puissance absorbée
- Position de l'arbre de moteur (vertical ou horizontal)

Chapitre VII : ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE

- Vérification de nombre de tours de moteur, il faut qu'elle sera égale, plus 200 tr/min ou moins 200 tr/min par rapport à la vitesse de rotation de la pompe.
- La tension d'alimentation du moteur électrique.

Prendre en considération la variation de la vitesse

***Calcul de la puissance fournie par le moteur électrique :**

La puissance du moteur électrique est calculée par la formule suivante

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

$\eta_{tr} = 1$ Accouplement direct

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

η_p : Rendement de la pompe (0,55)

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° :

Tableau VI.3: Variation du coefficient K en fonction de la puissance P :

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

Pour P = 152 KW ; K=1,1;

$$P_{abs} = \frac{9810 \cdot 0,37 \cdot 128,64 \cdot 1,05}{0,55 \cdot 1 \cdot 0,95} = 946875W = 946,875kw$$

$P_{abs} = 947 \text{ KW} \rightarrow$ moteur synchrone

VIII.Détermination du diamètre économique de refoulement :

On choisi le tracé des conduites de refoulement en fonction des conditions locales, la distance la plus courte possible, la pente est imposé à 0,001.

Chapitre VII : ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE

Les conduites comme nous avons mentionné précédemment qu'elles sont en acier.

Les conduites de refoulement seront équipées des vannes ventouses, joints de dilatation, clapet anti-retour, dispositif de vidange, vannes de sectionnement.

La vitesse d'écoulement doit être comprise entre 1 et 1,5 m/s.

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

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

Le volume d'eau de pompage doit être supérieure ou égale au volume demandé.

Le volume de la demande est déterminé à partir du graphique de la demande qui est donné dans la variante.

On a le débit demandé $Q_d = 2.106 \text{ m}^3/\text{s}$ par journée d'où $V_d = 181958.4 \text{ m}^3$

Donc le débit de dimensionnement de chaque collecteur est $q_c = 2.106 \text{ m}^3/\text{s}$

IX. Rendement de la station de pompage :

Le rendement de la station de pompage est lié à toutes les équipements qui ont un rendement, comme le mode d'accouplement, le moteur électrique, la pompe choisie, et le rendement du réseau électrique. Donc le rendement de la station de pompage est donné par la formule suivante :

$$\eta_{sp} = \eta_p \cdot \eta_{mot} \cdot \eta_{ac} \cdot \eta_{res}$$

Avec :

η_{sp} : Rendement de la station de pompage

η_p : Rendement de la pompe choisie = 0.55

η_{mot} : Rendement du moteur électrique = 0,93

Chapitre VII : ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE

η_{ac} : Rendement du mode de raccordement = 1 (Accouplement direct)

η_{res} : Rendement du réseau électrique = 0,99

$$\eta_{sp} = 0,55 \cdot 0,93 \cdot 1,0 \cdot 99 = 0,5063 = 50.63 \%$$

$$\eta_{sp} = \mathbf{50.63\%}$$

Pour le choix du diamètre économique des collecteurs en charge plusieurs paramètres qui peuvent rentrer en jeu. Dans notre projet on va utiliser la formule suivante :

$$Kri = Ci + Tint * Ki$$

Kri : Dépenses réduite annuelle en DA de variante i.

Ki : L'investissement pour la conduite de refoulement.

Tint : Taux d'intérêt en hydraulique (10 – 12,5) %

Ci : Charge annuelle d'exploitation et amortissement et renouvellement en DA

$$Ci = PE + aKi$$

P : Prix d'énergie électrique d'un Kw heure.

E : Valeur des pertes d'énergie annuelles, du aux pertes de charge

a : Taux d'amortissement du capital 3 % et les dépenses d'entretien a= 4,7 %

$$E = \frac{\varpi \cdot qc \cdot \sum hp \cdot T \cdot 24}{\eta_{sp}} \text{ (KW heure)}$$

Avec :

qc : Débit moyen donné en m³/s déterminée d'après le graphique de pompage et le type de raccordement de pompes.

X. Calcul des pertes de charges :

$$\sum hp_{ref} = (1,05 - 1,1) \cdot \sum hp_{ref}^{lin}$$

Chapitre VII : ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE

Les pertes de charge linéaire sont déterminées à partir de la formule de **DARCY-**

$$\Delta H_L = \frac{L\lambda V^2}{2gD}$$

WEISBACH :

Où V : est la vitesse moyenne de l'eau dans la section (m/s).

g : l'accélération de la pesanteur. ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$)

L : longueur de la conduite (m)

D : diamètre intérieur de la conduite (m).

λ : Coefficient de frottement linéaire (coefficient de perte de charge). donné par la formule de **COLEBROOK**

$$\lambda = f\left(\text{Re}, \frac{\varepsilon}{D}\right)$$

Re : nombre de **REYNOLDS**

ε : coefficient de rugosité équivalente de la paroi

Donc le tableau suivant qui nous permet de déterminer le diamètre économique pour notre réseau. Prenant en considération plusieurs critères.

Tableau .3: Détermination du diamètre économique de conduite de refoulement :

€	c/D	λ	Re	D	V	i	Ki	$\sum hi$	Ei	PE	aKi	Ci	Kri
0.015	0.019	1.0545	3353503.18	800	4.19187898	1.17	1180	8113.37	2.6E+09	8.96E+09	55.5	8.96E+09	8.96E+09
0.015	0.017	1.0593	2980891.72	900	3.31210191	0.66	1280	4576.77	1.4E+09	5.054E+09	60.2	5.054E+09	5.05E+09
0.015	0.015	1.0633	2682802.55	1000	2.68280255	0.38	1620	2635.11	8.3E+08	2.91E+09	75.2	2.91E+09	2.91E+09
0.015	0.014	1.0651	2555050.05	1050	2.433381	0.305	1720	2115.02	6.7E+08	2.336E+09	80.8	2.336E+09	2.34E+09
0.015	0.014	1.0667	2438911.41	1100	2.21719219	0.243	1820	1684.39	5.3E+08	1.86E+09	85.5	1.86E+09	1.86E+09
0.015	0.013	1.0696	2235668.79	1200	1.86305732	0.158	2100	1093.29	3.4E+08	1.207E+09	94	1.207E+09	1.21E+09
0.015	0.012	1.0709	2146242.04	1250	1.71699363	0.129	2180	892.47	2.8E+08	985611369	98.7	985611468	9.86E+08
0.015	0.012	1.0721	2063694.27	1300	1.58745713	0.106	2180	735.057	2.3E+08	811770048	102	811770150	8.12E+08
0.015	0.011	1.0743	1916287.53	1400	1.36877681	0.007	2220	48.5415	1.5E+07	53607456	104	53607560	53607573
0.015	0.01	1.0762	1788535.03	1500	1.19235669	0.005	2300	36.0455	1.1E+07	39807365	108	39807473	39807487

D'après le tableau précédent on remarque que le diamètre économique c'est de 1250mm. Avec une vitesse d'écoulement qui est

Chapitre VII : ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE

égale à 1,71 m/s. et pour cette raison on utilise ce diamètre pour notre conduite de refoulement.

On opte à un diamètre de refoulement de 1250mm.

XI. Coup de bélier

Définition :

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'un 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'addiction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet vanne.

Les caractéristiques d'ouverture et de fermeture de se robinet vanne sont connue.

XI.1 Les risques dus aux coups de bélier :

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants

a- Risque de forte pression :

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées aux plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des points.

b- Pression négative :

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantanée d'une pompe si cette pression devient inférieure à -10 m.c.c il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être criées dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

C- Fatigues des conduites :

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut Provoquer la fatigue des conduites ce phénomène est très compliquée dans le cas ou les conduites sont enterrées.

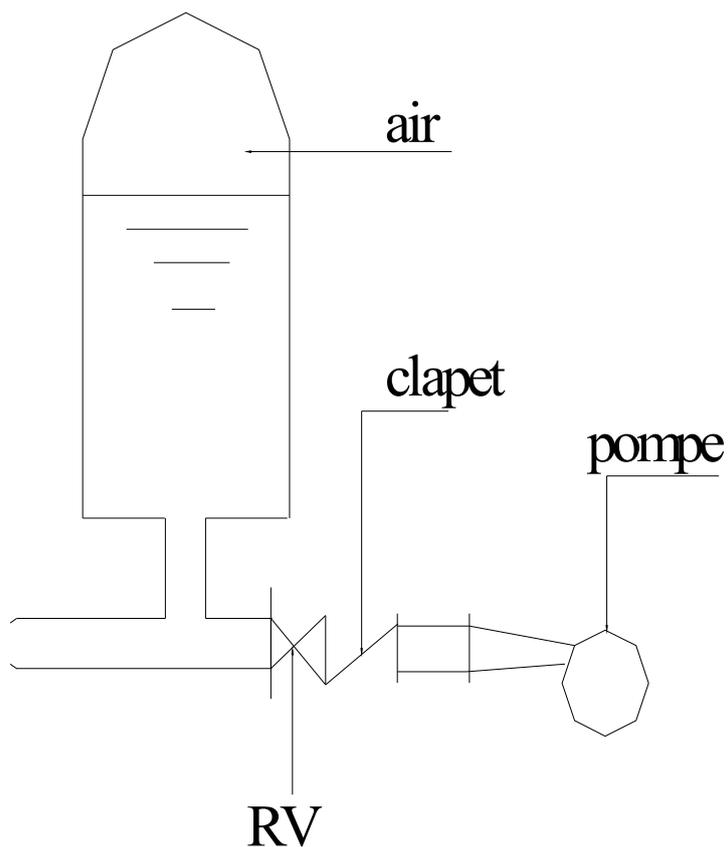
XI.2 Moyens de protection contre le coup de bélier :

Les appareils anti bélier devront avoir pour effet :

- De limiter la dépression.
- De limiter la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection les surpressions.
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.



FigureVII.1 Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier

Les réservoirs d'air :

L'alimentation continue de veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement .

Chapitre VIII:

“TECHNIQUE D’IRRIGATION”

Généralités :

L'irrigation est l'humidification artificielle du sol de telle manière que les plantes en tirent le maximum de profit ; en effet il existe plusieurs techniques pour la faire et chacune de ces techniques présente des avantages et des inconvénients.

I. Classification des techniques d'irrigation :

I.1 Irrigation gravitaire : Dans cette technique on distingue plusieurs systèmes telle

- l'irrigation par sillons.
- L'irrigation par planches.
- L'irrigation par bassin.
- L'irrigation par submersion.

I.2 Irrigation par aspersion : Dans cette technique l'eau est fournie aux plantes sous forme de pluie artificielle issues d'appareils d'aspersion alimentés en eau sous pression. Cette technique ne nécessite aucun nivellement de la surface à irriguer et assure l'aération de l'eau et du sol. C'est une méthode qui permet d'arroser convenablement des sols très perméables. Les systèmes issus de cette technique peuvent être soit mobiles ; semi-mobiles ou fixes.

I.3 Irrigation localisée (micro - irrigation) : La distribution de l'eau se fait avec un réseau sous pression posé sur le sol ou suspendu ou partiellement enterré entraînant l'humidification d'une partie seulement du sol.

Le réseau contient des rampes souples ou demi-dures perforées ou munies à intervalles variables selon les cultures de dispositifs distributeurs tels que les ajutages ; les goutteurs et les mini- diffuseurs.

I.4. Irrigation souterraine : Elle fonctionne inversement que le drainage ; l'eau est envoyée sous légère pression dans des drains enterrés et remonte alors par capillarité. Le mode de distribution peut être varié.

- tuyaux très poreux continuellement en charge et laissant diffuser l'eau nécessaire dans le sol.
- Galeries.
- Drains ordinaires.

Dans le cas des arbres, les drains sont enterrés à une cinquantaine de centimètres

II. Choix des techniques d'irrigation

Généralités

Le choix d'une technique d'irrigation repose sur ensemble de critères et de contraintes qui ont été étudiés par Hlavec (1995)

- topographie pente du terrain géométrie de la parcelle
- ressource en eau (qualité, quantité, débit dont on dispose)
- nature de culture
- nature de sol (perméabilité)
- facteurs sociologiques et culturels
- facteur économique
- rentabilité de l'opération

III. Avantages et les inconvénients des techniques d'irrigation

III.1 Irrigation de surface

III.1.1 Les avantages

- coût d'investissement est relativement faible
- besoin en énergie faible ou nul
- technique éprouvée
- insensibilité au vent
- bonne adaptation a l'épandage d'eaux usées
- possibilités d'utilise les eaux salées (en pratiquant le lessivage de sol
- les végétaux ne sont pas mouillés, ce qui est favorable sur le plan phytosanitaire

III.1.2 Les inconvénients

- besoin important en main d'œuvre (sauf système moderne)
- efficacité d'arrosage à la parcelle généralement faible sauf système sophistiqué avec recyclage des eaux de colature
- inadaptation aux sols très filtrants
- planage nécessaire a la parcelle
- desserte de la parcelle en générale assurée par des canaux, qui viennent cloisonner et figer les parcellaire. (cet inconvénient disparaît dans le cas des dessertes par canalisations enterrées à basse pression)
- pertes d'eau dans les réseaux de canaux (dépendant a la présence ou l'absence de revêtement et la qualité de régulation de niveau et débit).
- Surface consommée par les canaux et rigoles.

III.2 Irrigation sous pression

III.2.1 Avantages

- besoin en main d'œuvre généralement faible mais très variable selon l'automatisation)
- absence de nivellement préalable
- bonne adaptation à tous le types de sols
- possibilité contrôle précis de doses appliquées, ce qui permet une bonne efficacité des arrosages (à condition que la technique soit bien maîtrise par les irrigants)
- excellence efficacité des réseaux de canalisations, qui avec bonne efficacité d'arrosage a la parcelle, réduit les consommations en eau par rapport a l'irrigation de surface.
- Facilite de mesurer consommations en eau.
- Possibilité de mélanger facilement les engrais et pesticide à l'eau d'irrigation
- Suppression des infrastructures aériennes venant cloisonner et figer le parcellaire
- Suppression de surfaces perdues des canaux et rigoles
- Le matériel gêne rarement les façons culturels et est constitué des structures souples, adaptables à tous les cas particuliers

III.2.2 Les inconvénients

- coûts d'investissement est élevée
- exige un certain niveau de compétence de la part de l'irrigant
- exige un environnement technique permettant de garantir la maintenance des équipements .

III.3 Irrigation de l'aspersion

III.3.1 Avantages

- possibilité d'arroser tous les types de sols
- possibilités de réaliser des installations mobiles, susceptible de déplacer suivant de la nature des cultures, ce qui facilite la rotation culturales
- avec les matériels entièrement automatiques, possibilité de réaliser des arrosages a faible dose et a cadence rapide
- possibilités de réaliser des installations de protection contre les gelés radiatives au printemps
- oxygénation de l'eau projetée en pluie, favorable dans le cas d'utilisation d'eaux résiduaires réductrices;

III.3.2 Les inconvénients

- dépenses énergétiques élevées, parfois prohibitives dans les pays où l'énergie est chère.
- difficultés d'utilisation et efficacité réduite en région ventées
- obligation de multiplier les traitements phytosanitaires en raison de lavage des appareils foliaires
- mouillage des feuilles favorisant les maladies cryptogamiques chez certaines espèces végétales.
- mauvaise adaptation aux sols
- possibilités réduite pour l'arrosage avec des eaux résiduaires (formation des aérosols)
- déplacement des matériels difficile dans les zones à culture haute
- ne convient pas aux eaux salées sur beaucoup des cultures (risque de brûlure des feuillages)

III. 4 Irrigation localisée

III.4.1 Les Avantages

- excellente efficacité d'arrosage à la parcelle (à condition que la technique soit parfaitement maîtrisée);
- excellent rendement des cultures,
- bonne adaptation à l'utilisation des eaux salées,
- très faible besoin en main d'œuvre,
- coût d'entretien réduit,
- insensibilités au vent,
- ne mouille pas le feuillage, ce qui est favorable de point de vue phytosanitaire,
- ne mouille que le sol que très partiellement, ce qui est favorable aux pratiques culturales,

- limite la prolifération des adventices,
- raccourcit le cycle végétatif de la culture,

III.4.2 Les inconvénients

- coût globalement élevé qui fait réserver cette technique aux cultures à forte valeur ajoutée,
- exige un haut degré de compétence à tous les niveaux conception de l'installation, conduites des arrosages par l'irrigant,
- nécessite une maintenance rigoureuse, en raison de risque liés à une éventuelle interruption des arrosages,
- nécessite la filtration de l'eau d'irrigation,
- fonctionne avec des matériels délicats à durée de vie relativement faible;

III.5 Irrigation souterraine

III.5.1 Avantages

- très faible coût d'investissement et de fonctionnement, sur des parcelles préalablement équipées en drainage souterrain
- besoin en main d'œuvres insignifiants
- absence de matériel n'en surface d'où aucun gêne pour l'exploitant;
- ne mouille pas le feuillage, ce qui favorable du point de vue phytosanitaire
- ne mouille pas le sol, ce qui favorable aux façons culturales

III.5.2 Les inconvénients

- maîtrise incomplète et aléatoire de l'alimentation hydrique des cultures, qui fait réserver cette technique aux productions à faible valeur ajoutée
- technique utilisable seulement dans certaines conditions pédologiques, sur des parcelles justiciables d'un drainage souterrain;

CONCLUSION

Toutes ces considérations et les expériences sont là pour expliquer que l'irrigation bien maîtrisée est un rempart utilisé de longue date pour endiguer la sous alimentation et renforcer la sécurité alimentaire des sociétés. La micro irrigation est le niveau actuel de l'évolution de l'irrigation qui donnerait de très bons résultats dans les conditions extrêmes jusque là non explorées par les autres techniques. Par analogie à un traitement médical, la micro irrigation apporte la dose d'eau et d'éléments fertilisants afin de combler les insuffisances et stimuler le potentiel productif des plantes. Cependant comme tout traitement, l'efficacité et la viabilité résident dans la minimisation des effets secondaires nuisibles tout en maximisant les rendements (agricoles) du traitement. Ces hypothèses exigent une répartition précise répondant à des besoins estimés de manière correcte.

IV. Irrigation localisée

Dans ce systèmes l'eau est amène à la parcelle au moyen des conduites en plastiques et distribue aux plantes par des goutteurs dont le débit varie générale en 2 à 8 l/h son utilisation avec les eaux usées réduit les risques de contamination des ouvriers et des

plantes par les germes et évites la dispersion des odeurs dans l'atmosphère. Par contre l'irrigation localisée est le système le plus sensible a la qualité de l'eau.

Le réseau d'irrigation est souvent compose de trois parties :

- la station en tête qui permet le contrôle de débit et contrôle la filtration
- le réseau de distribution constitués de conduites et rampes d'irrigation
- les goutteurs dont les diamètres des orifices varie généralement de 0.5 a 1.5 mm

Compte tenue des conditions naturelles de notre région à savoir :

- Faible pluviométrie donc ressource en eau limitée.
- Nature des sols lourds
- Type de culture implanter.

Et nous é semble intéressant de pratique de l'irrigation localisée sur notre périmètre d'autant plus celle-ci devenue obligatoire par les directrices du ministre de l'agriculture.

Le calcul du réseau de distribution ne peut donc être réalisée d'après avoir un dimensionne un îlot au goutte a goutte, et ce fin de prévoit la pression nécessaire a chaque borne.

Aussi où procédera en premier au calcul du réseau d'irrigation localisée sur un îlot type mais dont les conditions hydrauliques sont les plus défavorables

L'unité de tête :

Est un appareil permet de réguler la pression et el débit, de filtrer l'eau et d'y introduire des éléments fertilisants. Parfois, des régulateurs de pression et des filtres secondaires sont placées en tête des portes-rampes ou mêmes des rampes.

V.Dimensionnement d'un îlot type :

V.1Choix de l'îlot type :

Pour le choix de l'îlot type a semble intéressant de choisir, celui qui présente le plus de contrainte a savoir le plus éloigne par rapport a la source principale et le plus haut sur le plan topographique ceci bien évidemment nous permettra de vérifier les pressions calculées des bornes et a la source sont suffisantes. .

Pour ce faire, on a pris l'îlot qui s'étend sur une superficie égale à 15Ha.

V.2 Données générales

- **Cultures: Oliviers**

5m Espacement entre arbres

5m Espacement entre arbres rangs

- **Caractéristique de la ressource en eau**

Eau épurée (STEP)

Niveau de l'eau 10.5m

- **Caractéristique de goutteur**

Débit nominal 4l/h

Pression nominale 10 mce

Espacement des goutteurs 1m

- **Caractéristiques des conditions climatiques**

Besoins en eau journaliers 3.86mm/j

- **Caractéristiques des conditions de travail**

Une irrigation journalière

Temps maximum journaliers de travail 18h/24h

- **Détermination des données de bases**

Surface totale à irriguée $s(t)=15$ ha

*Pour nos cultures on utilise généralement 2 goutteurs de débit de 4l/h

V.3 Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée:

V.3.1 Influence du taux de couverture du sol

- Principalement l'irrigation localisée est utilisée pour les cultures en ligne où une partie seulement de la surface est occupée par les plantes ; donc les chiffres des besoins en eau déterminés par les méthodes où toute la surface est considérée à irriguée doivent être multipliés par un coef de réduction « K_r » dépendant du taux de couverture « C_s »

Le coef K_r est donné par plusieurs formules comme :

- La formule de Keller et Karmeli (1974) :

Plafonné à

$$K_r = \frac{C_s}{0,85}$$

- La formule de Freeman et Garzoli :

$$K_r = C_s + 0,5(1 - C_s)$$

- La formule de Decroix (CTGREF) :

$$K_r = 0,1 + C_s$$

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

$K_r = 0,71$ selon Keller et Karmeli.

$K_r = 0,80$ selon Freeman et Garzoli.

$K_r = 0,70$ selon Decroix (CTGREF).

On prend le ($K_r = 0,71$),

$$ETM_{\text{nette}} = 115,74 \text{ mm/mois} = 3,86 \text{ mm/j}$$

Irrigation traditionnelle demanderait pour le mois de pointe

$ETM_{\text{pointe}} = 3,86 \text{ mm/jour}$ (tableau des besoins en eau). En irrigation localisée les besoins se réduisent à

$$ETM_r = ETM_{\text{pointe}} * K_r$$

$$ETM_r = 3,86 * 0,71 = 2,74 \text{ mm}$$

V.3.2 Besoins d'irrigation brute B_{brut} ;

C'est le volume d'eau d'irrigation nécessaire en pratique. B_{net} et B_{brut} sont liées par l'équation suivante La dose brute d'arrosage dépend en fait de l'uniformité de l'irrigation et de l'efficience du réseau

$$ETM_{brut} = B_{brut} = \frac{B_{net}}{C_u} \quad \text{Donc} \quad ETM_{brut} = B_{brut} = \frac{2.74}{0,9} = 3.04mm$$

C_u : coefficient d'uniformité $C_u=9\%$

V.3.3 Pourcentage de sol humidifié:

$$P = \frac{n \cdot S_{pd} \cdot S_h}{S_a \cdot S_r}$$

P : volume de sol humidifié.

n : Nombre de point de distribution par arbre.

S_{pd} : Distance entre deux points de distribution voisins du même arbre ; (m)

S_h : Largeur de la bande humidifiée ; (m). tiré de l'abaque (voir annexe 4)

S_r : Ecartement entre rangs d'arbre ; (m)

S_a : Espacement des arbres sur les rangs ;(m)

Le pourcentage P de sol humidifié peut être vérifié à l'aide du tableau 1 (guide d'estimation de P)

$$P = \frac{2 * 1 * 5}{5 * 5} = 40 \%$$

V.3.4 Fréquence d'arrosage : La fréquence ou espacement entre deux arrosages.

Cette valeur dépend de la transpiration journalière moyenne dans la période de pointe des cultures et de la dose appliquée à chaque arrosage.

d'après le tableau N° VI.11 on a la dose nette $RFU=80.25mm$

$$D_{net} = RFU_{net} = RFU \times P = 80.25 \times 0.4 = 31.1mm$$

Donc la fréquence minimale $f = \frac{D_{nette}}{ETMr} = \frac{31.1}{2.74} = 11.3 \text{ jours} \rightarrow f=12 \text{ jours}$

Chapitre VIII : TECHNIQUE D'IRRIGATION

La dose brute : $RFU_{brute} = RFU_{brut} = \frac{RFU_{net}}{C_u} = 34.56 \text{mm}$

V.3.5 Durée d'arrosage:

$$\theta = \frac{d_{brute} * S_a * S_r}{n * q_g} = \frac{1.15 * 4 * 5}{2 * 4} = 2.88 \text{heurs}$$

$\theta = 3 \text{ heures}$

Ecartement des lignes SI = 5 m. On a le choix entre différents goutteurs de débits varie

$q = (1:2:4:6:8) \text{ l/h}$

V.3.6 Nombre de poste :

$$= \frac{\quad \times}{\quad} = \frac{\quad \times}{\quad} = 16 \text{poste}$$

V.3.7 Surface de la parcelle :

$$Sp = \frac{\quad}{\quad} = 0.94 \text{ha}$$

V.3.8 Surface de la rampe :

$$A_r = L_r \times S_r = 100 \times 5 = 500 \text{m}^2$$

avec : L_r : longueur du poste (m)

V.3.9 Nombre des rampes

$$N_{rampe} = \frac{\text{surfaceduposte}}{\text{surfacedelarampe}} = \frac{9400}{500} = 18.8 \text{rampe}$$

V.3.10 Nombre des goutteurs par rampe

$$= \frac{\quad}{\quad} = \frac{\quad}{\quad} \times 2 = 40 \text{goutteurs}$$

V.3.11 Débit d'une rampe :

$$Q_{\text{post}} = N_g \cdot q_g$$

$$Q_{\text{poste}} = 4 * 40 = 160 \text{ l/h}$$

V.4. Calcul hydraulique

V.4.1. Débit

$$Q_r = Q_g N_g / r$$

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

Avec : Q_r : Débit de rampe

Q_g : Débit de goutteur

N_g/r : Nombre des goutteurs par rampe

N_r : Nombre des rampes

Q_{pr} : Débit de porte-rampe

VII.4.2 Perte de charges

Pour la détermination des pertes de charges pour les différents tronçons on a :

Dans une canalisation assurant un service d'extrémité

$$j_{\text{PEBD}} = 0,478 \cdot D^{-4,75} \cdot Q^{1,75}$$

$$j_{\text{PVC}} = 0,452 \cdot D^{-4,76} \cdot Q^{1,75}$$

Dans une canalisation assurant un service en route

$$\frac{L}{2,75} J = j.$$

Ou : L : la longueur de la conduite ; (m)

Q : débit (l/h)

D : diamètre intérieur de la canalisation (mm)

NB

Ph_l : perte de charge linéaire

Ph_s : Perte de charge singulière

Ph_t : Perte de charge totale

VII.4.3 Conditions hydrauliques

Variation maximale de débits entre goutteurs $\Delta q / q = 10\%$

Variation maximale de la pression $q = K * H^x$

$$\frac{\Delta q}{q_g} = x * \frac{\Delta H}{H_n}$$

Avec q_g : débit d'un goutteur

H_n : Pression nominale

$$0.1 = 0.5 * \frac{\Delta H}{10} \quad \Delta H = 2 \text{ mce}$$

La valeur de pertes de charges singulière est estimée a 10% de la variation maximale de pression

$$P_{dc}(\text{sing}) = 2 * 0.1 = 0.2 \text{ mce}$$

$$P_{dc}(\text{sing}) = 0.2 \text{ mce}$$

$$P_{dc}(\text{linéaire}) = 2 - 0.2 = 1.8 \text{ mce}$$

$$P_{dc}(\text{linéaire}) = 1.8 \text{ mce}$$

La répartition de la perte de charge est :

1/3 sur la porte rampe

2/3 sur les rampes

VII.4.3.1 Position de porte rampe

La valeur du diamètre de la rampe dépend de la position de la porte rampe.

La porte rampe sur la cote

Tableau VIII .1 :Caractéristiques de la rampe

Cultures	L r (m)	Ng	Qr (l/h)	Ph _l (m)	D _{cal} (mm)	D _n (mm)	Ph _l (m)
<i>Olivier</i>	<i>100</i>	<i>40</i>	<i>160</i>	<i>1.2</i>	<i>17.77</i>	<i>20</i>	<i>0,24</i>

Les valeurs de pertes charges sont inférieures a 1.2mce (la valeur maximale).

Théoriquement en trouve D_n=17.77mm, ce diamètre ne trouve pas le commerce donc un adapte=20mm.

VII. 4.3.2 Détermination des portes rampes

Tableau VIII.2 :Caractéristiques de la porte rampe

Cultures	L _{pr} (m)	Nr	Q _{pr} (l/h)	Ph _i (m)	D _{cal} (mm)	D _n (mm)	Ph _i (m)
Olivier	120	19	3040	0.6	42.14	50	0.33

Les valeurs de pertes charges sont inférieures a 0.6mce (la valeur maximale).

VII.4.4 Calcul de la canalisation principale

La vitesse de l'eau devra être inférieure à 1.5m/s

Le cas le plus défavorable v=1.5m/s.

Avec Q_{poste}=3040l/h

Q_{iLOT} = 13.51/s Pour 16 postes on a Q_{iLOT} = 68440 l/h

$$L_{A-B} = 201m$$

$$S = \frac{Q}{V} = \frac{68440 * 10^{-3}}{1.5 * 3600} = 0,009m^2$$

$$D_{cal} = \sqrt{\left(\frac{4 * S}{\Pi}\right)} = 107.05mm \quad \text{On prend } D_n = 100mm$$

Conclusion:

Après la détermination des besoins en eau d'irrigation, la 2^{ème} partie consiste à choisir la meilleure technique d'arrosage qui est adapté avec les données qui caractérisent notre parcelle.

la façon de distribuer l'eau aux plantes, la duré d'arrosage, la fréquence, le débit nécessaire...représente le calcul de base d'un réseau d'irrigation localisée pour un îlot.

Pour l'ensemble des îlots du périmètre le calcul sera identique.

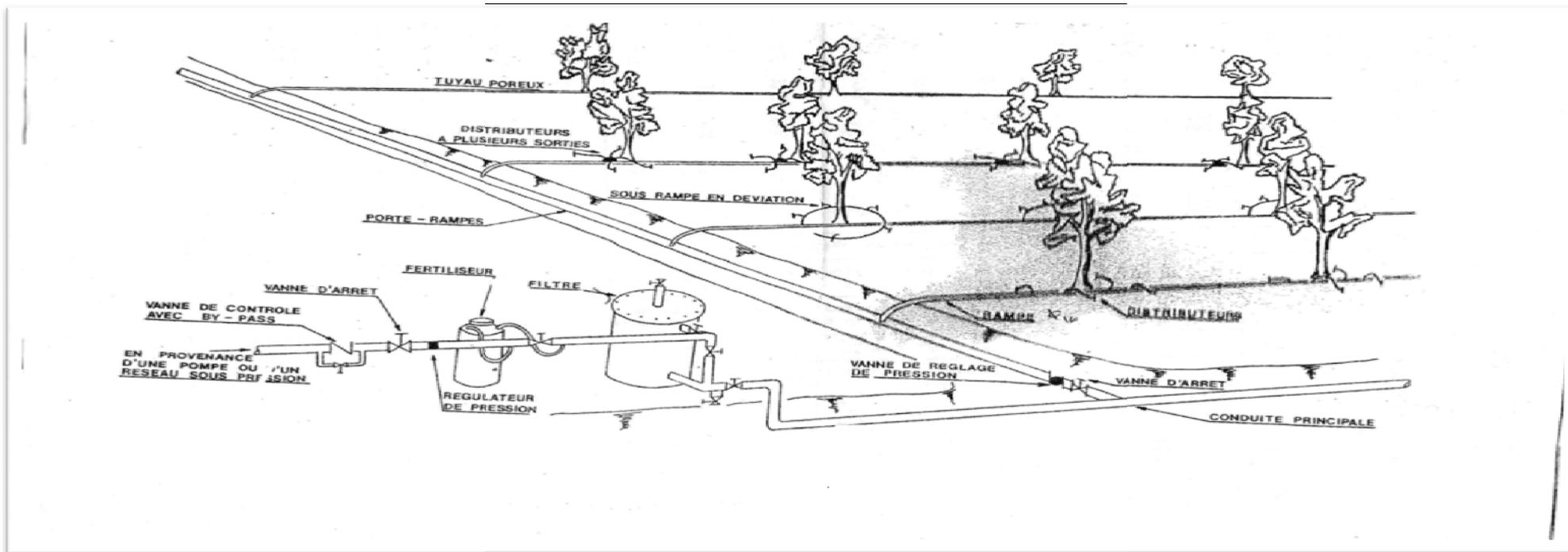


Figure VIII.1 : Partie essentielle d'un réseau d'irrigation localisée

Chapitre IX:

“ORGANISATION DE CHANTIER”

Introduction :

Afin que notre projet soit exécuté dans les meilleures conditions possibles, une opération dite « Organisation de chantier » doit être étudiée, afin de déterminer et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible tout en respectant les délais les plus brefs.

VIII.1. Calcul des volumes des travaux :

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

Les dimensions de la station de pompage sont :

- Le bâtiment est de longueur L et de largeur l soit : $20 \times 8 \text{ m}^2$.
- La profondeur des fouilles h : $h = 1,5 \text{ m}$.
- Les semelles sont de forme carré de côté $L = 1,5 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0,40 \text{ m}$.
- Les avant poteaux sont de forme carré de côté $0,30 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0,7 \text{ m}$.
- Les poteaux sont de forme carré de côté $L = 0,30 \text{ m}$ et de hauteur totale $h = 6,7 \text{ m}$.
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de 7 cm .
- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de $0,15 \text{ m}$.
- Les longrines ont une hauteur de $h = 0,45 \text{ m}$ et une épaisseur de $0,30 \text{ m}$.

Le bâtiment ayant une longueur de 20 m et une largeur de 8 m , sachant que l'espacement en longueur 4 m entre les poteaux et l'espacement entre les deux poteaux en largeur est de $3,5 \text{ m}$. Le nombre de poteaux total est de 16

Le nombre de fouilles ainsi que le nombre de semelles est égal au nombre de poteau soit 16 semelles et 16 fouilles.

a) Calcul du volume de décapage :

L'épaisseur de la couche superficielle à découper est de 10 cm et ce décapage s'étend jusqu'aux extrémités extérieures des fouilles.

$$[(20 + 2 \times 0,55) \times (8 + 2 \times 0,55)] \times 0,10 = 19,2 \text{ m}^3$$

Donc le volume de décapage est estimé à 20 m^3

b) Calcul du volume des déblais :

Le bâtiment de la station de pompage étant semi enterré, le volume des déblais est égal au volume des terres excavées pour atteindre la cote du radier du bâtiment plus celui excavé des fouilles.

La cote du radier du bâtiment étant à une profondeur de 2 m du niveau du terrain naturel, le volume total à excaver est de : $21,1 \times 9,1 \times 2$ soit : $384,02 \text{ m}^3$.

La fouille ayant le volume de $1,5 \times 1,5 \times 1,5 \text{ m}^3$.

Le volume à excaver pour une fouille est de $3,375 \text{ m}^3$.

Le nombre de fouilles étant de 16 , le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de 54 m^3 .

Le volume total des déblais est tel que : $384,02 + 54$ soit environ : 438 m^3

c) Calcul du volume du béton de propreté :

Le volume du béton de propreté dans une fouille est de $1,5 \times 1,5 \times 0,10$ soit $0,225 \text{ m}^3$.

Le nombre de fouilles étant de 16 , le volume total du béton de propreté est de $3,6 \text{ m}^3$.

d) Calcul du volume de béton armé :

Les éléments des stations de reprise dont le béton armé est le matériau de construction sont dans le tableau suivant:

Tableau IX.1.a: Calcul du volume du béton armé pour une station de pompage

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	N	V =L*l*h (m ³)
semelles	1,5	1,5	0,4	16	14,4
avants poteaux	0,3	0,3	0,7	16	1,008
poteaux	0,3	0,3	6,7	16	9,648
ceintures inf. long.	20	0,3	0,3	3	5,4
ceintures inf. larg.	8	0,3	0,3	6	4,32
ceintures sup. long.	20	0,3	0,3	3	5,4
ceintures sup. larg.	8	0,3	0,45	6	6,48
voiles	8	0,2	3	3	14,4
balcons	8	1,5	0,2	3	7,2
ceinture du balcon	8	0,3	0,5	3	3,6
dalle supérieure	20	7	0,07	1	9,8
chape inférieure	20	7	0,07	1	9,8
TOTAL :					91,46

Le volume total du béton armé sera donc de 91,46 m³, soit : **92 m³**

e) Calcul du volume du remblai compacté :

Le volume du remblai compacté des fouilles est 1,5*1,5*1 (1,5m profondeurs initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté donne une profondeur de 1m, le volume est de 2,09 m³).

Le nombre de fouilles étant de 16 le volume total de remblais compacté des fouilles est de : **33,44 m³**.

Le volume du remblai compacté derrière les murs et les voiles enterrés est de 21,1*8*3*2 soit : **1012,8 m³**

Le volume total du remblai compacté est de 1046,24 m³, on majorera ce chiffre à **1047 m³**

f) Calcul du volume de la maçonnerie :

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions 30*20 cm*cm.

- La surface de la maçonnerie totale est la différence entre la surface totale des murs et la surface des voiles : (20+8)*6,7*3 – (8*3*3) soit : **490,8 m²**

- La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06m² (0,30*0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 8180 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **8200 briques**, et puisque le mur est en double cloison donc le nombre exact est de **16400 briques**.

Tableau IX.1.b : Volumes de travaux d'une seule station de pompage.

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Décapage	m ³	20
2	Excavation	m ³	438
3	Remblais compacté	m ³	1047
4	Béton de propreté	m ³	3,6
5	Béton armé semelle	m ³	14,4
6	Béton armé demi poteaux	m ³	1,1
7	Béton armé des ceintures	m ³	25,2
8	Béton armé des voiles	m ³	14,4
9	Béton armé des balcons	m ³	7,2
10	Béton légèrement armé (chape inférieure)	m ³	9,8
11	Béton armé poteaux	m ³	9,65
12	Béton armé dalle	m ³	9,8
13	Maçonnerie (briquetage)	u	16400

VIII.1.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :

a) Déblais d'excavation :

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers (voir Figure VIII.1).

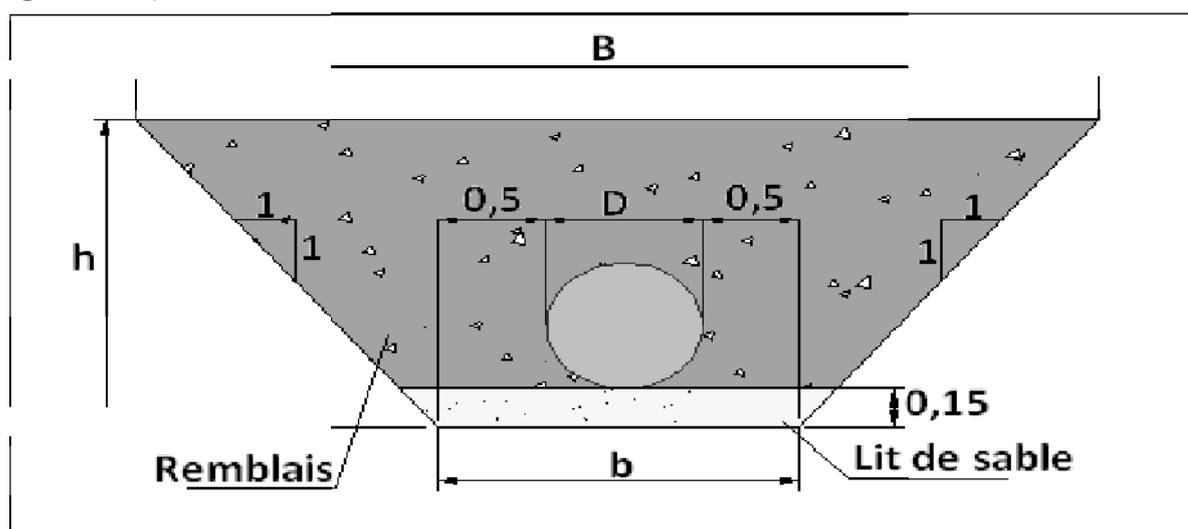


Figure IX.1 : Coupes en travers de la tranchée de la conduite.

Sachant que :
$$S_{exc} = \frac{b+B}{2} * h \quad (\text{VIII.1.1})$$

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;

b : petite base de la tranchée ;

B : grande base de la tranchée ;

h : profondeur de la tranchée ;

$V_{exc} = S_{exc} * L \quad (\text{VIII.1.2})$

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives;

L : distance entre deux coupes consécutives.

Tableau IX.2.a: Calcul du volume des déblais .

Tronçon	D (m)	b (m)	B (m)	h (m)	S _{exc} (m ²)	L (m)	V _{exc} (m ³)
PdE – R1	1.5	2.5	7.8	2.65	13.65	6030	82294.43

Donc le volume total des déblais est de : **82294.43m³**

b) Lit de sable :

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur (Voir figure VIII.1)

$$V_s = b * e * L \quad (\text{VIII.1.3})$$

V_s : volume du lit de sable (m³) ;

E : épaisseur du lit de sable, e = 15 cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau VIII.2.b.

Tableau IX.2.b: Calcul du volume du lit de sable.

Tronçon	b (m)	e (m)	L (m)	V (m ³)
PdR - SRN°1	2.5	0,85	6030	12813.75

Donc le volume du lit de sable est : **V_s = 12813.75m³**

c) Volume de la conduite :

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a lieu de poser la conduite dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad (\text{VIII.1.4})$$

S_c : section de la conduite (m²) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad (\text{VIII.1.5})$$

V_c : volume de la conduite (m³) ;

Les résultats de calcul du volume de la conduite figurent dans le VIII.2.c.

Tableau IX 2.c: Calcul du volume de la conduite

Tronçon	D (m)	S _c (m)	L (m)	V _c (m ³)
PdE – R1	1.5	1.76714	6030	10655.88

On prend le volume de la conduite : **V_c = 17274.68m³**

d) Remblais compacté :

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad (\text{VIII.1.6})$$

V_r : volume du remblai

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

$$A.N : V_r = 82294.43 - 12813.75 - 10655.88 \Rightarrow V_r = 58824.8 \text{ m}^3$$

Tableau IX.2.d : Volumes des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	82294.43
2	Lit de sable	m ³	12813.75
3	La conduite Ø1500	m	6030
4	Remblais	m ³	58824.8

Bâche d'eau de 4260 m³ :

La bâche a les dimensions : L =30m, l=28.4m, H=5m.

a) Calcul du volume des déblais :

Le volume du remblai sera calculé par la formule suivante

$$V_d = [(L_{exc} * l_{exc})] * h_{exc} \quad (\text{VIII.1.7})$$

V_d : volume total des déblais (m³) ;

L_{exc} : longueur d'excavation de la bâche (m) ;

l_{exc} : largeur d'excavation la bâche (m) ;

h_{exc} : profondeur d'excavation (m), $h = 1$ m.

$$A.N : V_d = [(30,5 * 28.9)] * 1 \Rightarrow V_d = 869.25 \text{ m}^3$$

On prend un volume des déblais de **870m³**.

b) Calcul du volume du tout venant :

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

$$V_d = [(L_{exc} * l_{exc})] * e_{tv} \quad (\text{VIII.1.8})$$

V_{tv} : volume du tout venant (m³) ;

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

$$A.N : V_{tv} = 30,5 * 28.9 * 0,3 \Rightarrow V_{tv} = 264.44 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du tout venant de **265 m³**

c) Calcul du volume de béton de propreté :

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,2 m des parois extérieures de la bâche. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_d = [(L_{bp} * l_{bp})] * e_{bp} \quad (\text{VIII.1.9})$$

V_{bp} : volume du béton de propreté (m³) ;

L_{bp} : longueur de béton de propreté de la bâche (m) ;

l_{bp} : largeur de béton de propreté la bâche (m) ;

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

$$A.N : V_{bp} = 30,5 * 28.9 * 0,15 \Rightarrow V_{bp} = 132.22 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du béton de propreté de **133m³**

d) Calcul du volume du béton armé :

Les éléments de la bâche dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Radiers de la bâche;
- Voiles de la bâche;
- Ceintures supérieures de la bâche;

Chapitre IX : ORGANISATION DE CHANTIER

Les éléments de la bache, ayant des formes rectangulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_d = [(L_{ext} * l_{ext}) - (L * l)] * H \quad (\text{VIII.1.10})$$

Avec :

L_{ext} : longueur extérieur de l'élément du bache (m) ;

l_{ext} : largeur extérieur de l'élément du bache (m) ;

H : hauteur de l'élément du réservoir (m) ;

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

Tableau IX.3.i: Calcul du volume du béton armé de la bache.

Eléments	L_{ext} (m)	l_{ext} (m)	L (m)	l (m)	H (m)	V_{ba} (m ³)
Radiers	30,4	28,8	30	28.4	0,5	11.76
Voiles	30,4	28,4	30	28.4	5	56.8
Ceintures supérieures	30,8	29.2	30	28.4	0,4	18.944
Acrotères	30,8	29.2	30.5	28.9	0,25	224.44
TOTAL :						311.944

e) Calcul du volume du remblai compacté :

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

$$V_d = [(L_{exc} * l_{exc}) - (L_{ext} * l_{ext})] * h \quad (\text{VIII.1.13})$$

V_r : volume du remblai compacté (m³) ;

h : profondeur d'excavation (m), h = 1 m ;

$$\text{A.N : } V_r = [(30.5 * 28.9) - (30.5 * 28.8)] * 1 \Rightarrow V_r = 5.93 \text{ m}^3$$

On prend un volume de remblai de 6 m³ ;

Tableau IX.3.j : Volumes de travaux de la bache de 4260m³

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	870
2	Remblais compacté	m ³	6
3	Tout venant	m ³	265
4	Béton de propreté	m ³	133
5	Béton armé du radier de la bache	m ³	11.76
6	Béton armé des voiles de la bache	m ³	56.8
7	Béton armé des ceintures supérieures de la bache	m ³	18.944
8	Béton légèrement armé de l'acrotère	m ³	224.44

VIII.2. Calcul des coûts des travaux :

Les coûts des travaux de la station, de l'adduction et de la bache d'eau sont mentionnés dans les tableaux VIII.6.a, b, c, d, e.

Tableau IX.4.a: Coût des travaux d'une seule station de pompage

Chapitre IX : ORGANISATION DE CHANTIER

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m ³	438	300	131400
2	Béton de propriété.	m ³	3,6	8 000,00	28800
3	Béton armé	m ³	91,46	35 000,00	3201100
4	Béton légèrement armé	m ³	9,8	19 000,00	186200
5	Remblais compacté	m ³	1047	400	418800
6	Maçonnerie	u	16400	40	656000
				Montant	8 391 700

Le coût des travaux d'une seule station de pompage est de : **8 391 700,00DA**

Tableau IX.4.b: Coût des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m ³	82294.43	300	24688329
2	Lit de sable	m ³	12813.75	800	10251000
3	La conduite Ø1500	m	6030	11400	68742000
7	Remblais	m ³	58824.8	400	23529920
				Montant	65343449

Le coût des travaux de l'adduction est de : **65343449,00 DA**

Tableau IX .4.c: Coût des travaux de bache d'eau .

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m ³	870	300	26100
2	Tout venant	m ³	265	600	159000
3	Béton de propriété	m ³	133	8000	1064000
4	Béton armé	m ³	311,944	35000	11618040
5	Béton légèrement armé	m ³	224.44	19000	4264360
6	Remblais compacté	m ³	6	400	2400
				Montant	17133900

Le coût des travaux de bache d'eau est de : **17133900,00 DA**

On note le coût de l'ensemble des travaux dans le tableau VIII.7.a.

Tableau IX.4.b: Bilan des coûts total.

Coût de la station de pompage.	8 391 700,00 DA
Coût de l'adduction.	65343449,00 DA
Coût de la bache d'eau	A 17133900,00 DA
Coût de l'ensemble du projet.	272967068,00 DA

Conclusion : Le coût global du projet est estimé à **272967068,00DA**

Chapitre IX : ORGANISATION DE CHANTIER

VIII.3. Planification des travaux :

VIII.3.1. Définitions des tâches et leurs durées :

1/ Station de pompage :

Les tâches de construction du bâtiment de la station de pompage et leurs durées sont mentionnées sur le tableau VIII.8.a.

Tableau IX.5.a : temps de réalisation des opérations de la station de pompage.

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Décapage	6
B	Excavation	7
C	Coulage du béton de propreté.	2
D	Coulage du béton pour les semelles.	3
E	Coulage du béton pour les demi-poteaux.	5
F	Remblayage et compactage des fouilles.	3
G	Construction des murés	7
H	Coulage béton longrines inférieures.	15
I	Remblayage et compactage des casiers.	6
J	Coulage de la chape inférieure.	2
K	Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines.	20
L	Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.	60
M	Maçonnerie et finition générale.	60
N	Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage	7

2/ Adduction :

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VIII.8.b.

Tableau IX.5.b : temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opération	Durée (jour)
O	Exécution des tranchées « tranche 1 »	15
P	Exécution des tranchées « tranche 2 »	5
Q	Exécution des tranchées « tranche 3 »	5
R	Exécution des tranchées « tranche 4 »	35
S	Pose du lit de sable « tranche 1 »	2
T	Pose du lit de sable « tranche 2 »	2
U	Pose du lit de sable « tranche 3 »	2
V	Pose du lit de sable « tranche 4 »	4
W	Pose de la canalisation « tranche 1 »	14
X	Pose de la canalisation « tranche 2 »	8
Y	Pose de la canalisation « tranche 3 »	8
Z	Pose de la canalisation « tranche 4 »	30
AB	Remblayage des tranchées « tranche 1 »	4
AC	Remblayage des tranchées « tranche 2 »	2
AD	Remblayage des tranchées « tranche 3 »	2
AE	Remblayage des tranchées « tranche 4 »	6

3/ la bache d'eau :

Chapitre IX : ORGANISATION DE CHANTIER

Les tâches concernant la réalisation d'une bache d'eau et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VIII.8.c.

Tableau IX.5.c : temps de réalisation des opérations de la bache.

Notation	Opération	Durée (jour)
BC	Excavation	6
BD	Pose du tout venant	2
BE	Coulage du béton de propreté.	1
BF	Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manoeuvre.	60
BG	Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	60
BH	Coulage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir et des poteaux de la chambre de manoeuvre	25
BI	Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manoeuvre	60
BJ	Remblayage et compactage.	2
BK	Maçonnerie et finition générale.	30
BL	Evacuation des débris et nettoyage	2

VIII.4.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) :

A- Stations de pompage et bache d'eau :

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de la station de reprise dans le tableau VIII.9.a.

Tableau IX.6.a : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station.

Opérations	précède	Succède	opérations	Précède	succède
A	B	BC	M	N	L
B	C	A	N	---	M
C	D	B	BC	A,BD	---
D	E	C	BD	BE	BC
E	F	D	BE	BF	BD
F	G	E	BF	BG	BE
G	H	F	BG	BH	BF
H	I	G	BH	BI,BJ	BG
I	J	H	BI	BK	BH
J	K	I	BJ	BK	BH
K	L	J	BK	BL	BI,BJ
L	M	K	BL	---	BK

B- Adduction :

Chapitre IX : ORGANISATION DE CHANTIER

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction dans le tableau VIII.9.b.

Tableau IX.6.b : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.

opérations	précède	Succède	opérations	précède	succède
O	P,S	---	W	AB,X	W
P	T,Q	O	X	AC,Y	W,T
Q	U,R	P	Y	AD,Z	X,U
R	V	Q	Z	AE	Y,V
S	W,T	O	AB	AC	W
T	X,U	S,P	AC	AD	AB,X
U	Y,V	T,Q	AD	AE	AC,Y
V	Z	Y,V	AE	---	AD,Z

Les réseaux à nœuds sont représentés sur les figures VIII.2 et VIII.3 où les dates de commencement et de finitions au plutôt et les dates de commencement et de finitions au plus tard et bien sur les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés.

Les flèches vertes portées sur la figure VIII.2 représentent le chemin critique du réseau.

Conclusion :

Le temps de réalisation de l'ensemble du projet est de **246 jours, soit environ 8 mois.**

VIII.5. Engins :

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un Dozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

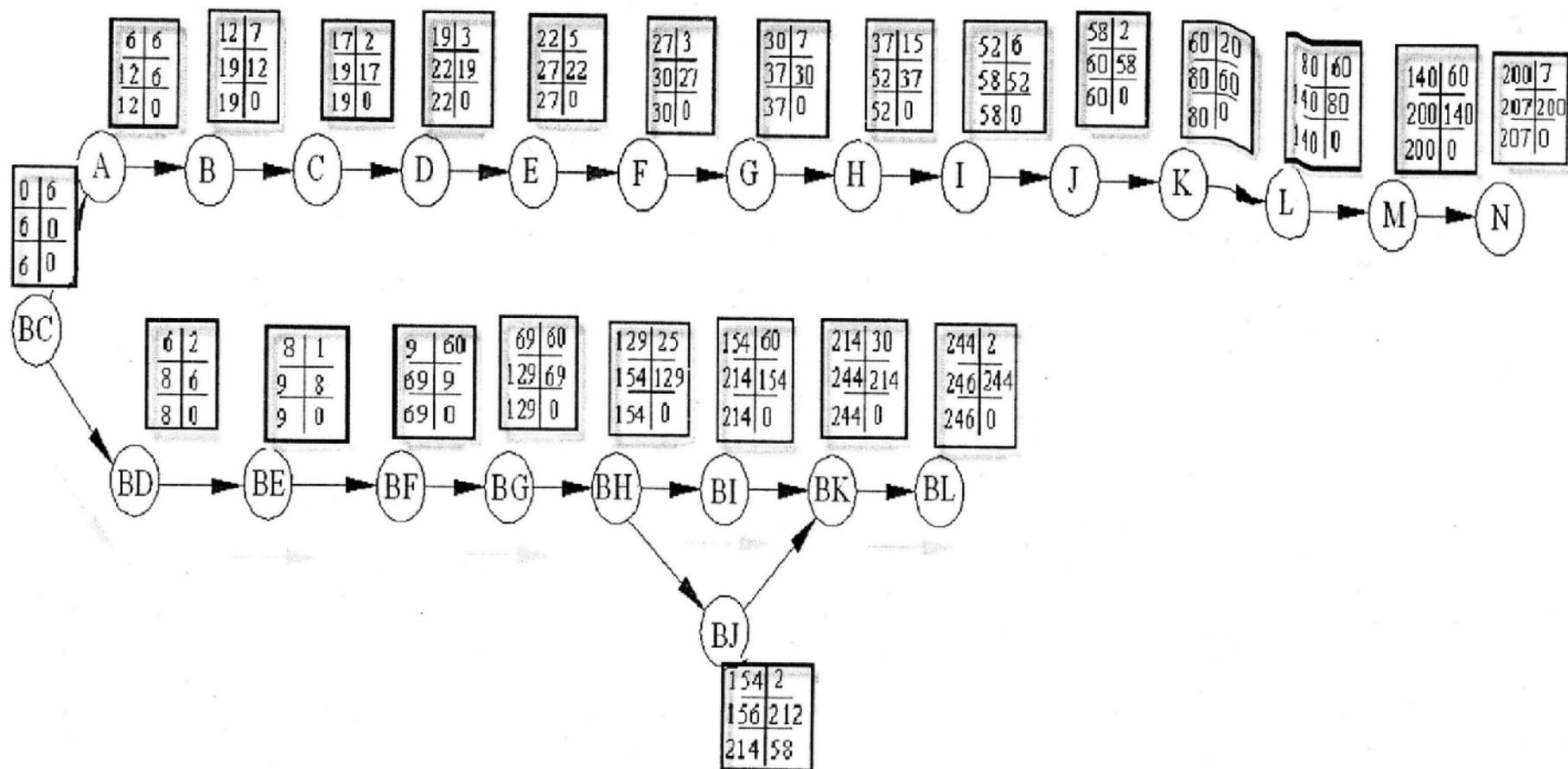
Conclusion

Dans notre travail, on a déterminé le devis général de la stations de pompage y compris celui de sa bache d'eau et de l'adduction. En premier lieu, nous avons fait une étude quantitative des volumes de travaux, puis nous avons établie une estimation du coût approximatif global de l'ensemble des travaux envisagés.

Comme deuxième étape, nous avons entrepris une planification des travaux qui est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet.

Enfin le choix des engins les plus appropriés pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

Pour la réalisation d'ouvrage quelconque, il serait irrationnel de ne pas suivre l'ensemble des étapes précédemment citées (décomposition en tâches et ordonnancement...) vu l'importance des ouvrages à réaliser et le gain de temps donc d'argent que ces méthode de conduite de chantier peuvent apporter.



Réseau à noeuds des stations de pompage

Figure IX.2 : Réseau à noeuds de la station de pompage

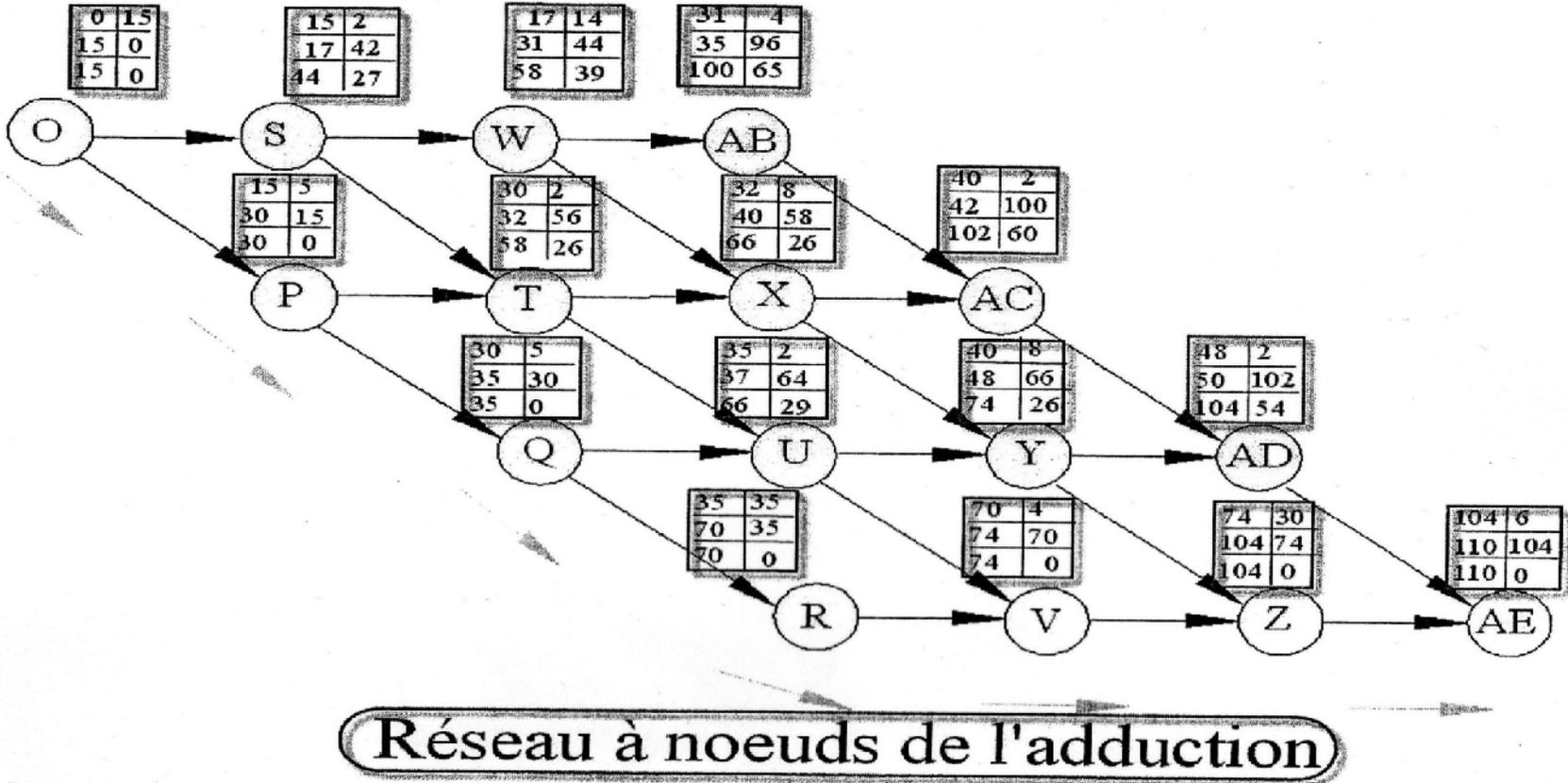


Figure IX. 3 : Réseau à noeuds de l'adduction

Conclusion générale :

L'insuffisance de la demande en eau d'irrigation est causée principalement par la mauvaise gestion, pour lutter contre ce problème fâcheux il faut protéger les ressources en eaux.

Suivant l'implantation de la station d'épuration on a procédé à un raccordement à notre zone.

Dans notre étude ,on a passé par tous les points nécessitant une bonne réalisation du transfert de l'eau d'irrigation .

Nous signalons que notre secteur est caractérisé par un climat subhumide influant sur la répartition culturale et l'occupation du sol.

La superficie irriguée actuellement est de 1720ha.

L'étude des caractéristiques physico-chimiques et pédologiques de ce dernier nous a permis de définir les propriétés de notre sol, tel que la texture, la structure.

Ainsi, nous avons obtenu les résultats suivants :

- Sol limono-argileux.
- Faible salinité.

Les analyses chimiques des eaux de la step, effectuées au niveau de laboratoire ont montré que l'eau est moyenne (bonne pour l'irrigation).

Lors du suivi, nous avons remarqué aussi :

La projection de notre réseau goutte à goutte nécessite une pompe qui assure une pression minimale de 1bars au niveau des points les plus défavorables.

Afin d'assurer un débit suffisant aux cultures, la priorité a été donnée tant au côté technique qu'au côté économique, à partir du choix du tracé à projeté, méthode de poses de la canalisation et choix des différents matériaux utilisé dans ce projet.

Ce projet nous a permis d'acquérir une expérience professionnelle, aider à découvrir de nombreuses connaissances et techniques dans le domaine de l'alimentation en eau d'irrigation et de l'hydraulique en générale.

Enfin, on espère que ce travail puisse servir à l'amélioration de l'état d'approvisionnement en eau d'irrigation dans le secteur précis, satisfaire leurs besoins culturaux et participation dans la croissance locale.

BIBLIOGRAPHIE :

-**A. DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris

-**A.G.H.T.M** « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris 1982. [6] : cours d'AEP, publié par **JEAN LOUP PRENSIER** : <http://www.si.ens-cachan.fr/accueil/ressources/> à voir.

-« analyse et correction dans quelques stations météorologiques de l'est Algérien » : mémoire de l'ingénieur présenté par **soltane**, université de Skikda (année : 2007-2008).pages :15-22.

-cours en irrigation, École nationale supérieure de l'hydraulique, par **AZIEZ OUAHIBA** chargée de cours d'irrigation.

-cours en eau potable et en assainissement, École nationale supérieure de l'hydraulique, par **SALAH BOUALEM** chargé de cours aep et d'assainissement.

-**DH** de la wilaya de Skikda : service des ressources en eau+service d'AEP+service assainissement+service topo+service hydroagricol.

- document télécharger de: **www.spgs.be** site internet de : SAINT- GOBAIN PAM canalisation.

- **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 – 10, 15, 16,17, 18, 25.

- mémoire de l'ingénieur présenté par **ABDI ISHAK**, ENSH de blida (année : 2010-2011).

- mémoire de l'ingénieur présenté par **LATRECHE MOSTAFA LAMINE**, ENSH de blida (année : 2008-2009).

- mémoire de l'ingénieur présenté par **SMASSEL SEIF EDDINE**, ENSH (année : 2010-2012).

Catalogue :

- **KAPRARI** « pompes centrifuges à axes horizontales ».
- **SAINT- GOBAIN pipe Systems** « Tuyaux pour l'adduction».

“ANNEXE”

ANNEXE

LES SPECIFICATIONS DES EAUX USEES EPUREES UTILISEES A DES FINS D'IRRIGATION.

1. PARAMÈTRES MICROBIOLOGIQUES

Groupes de cultures	Paramètres microbiologiques	
	Coliformes fécaux (CFU/100ml) (moyenne géométrique)	Nématodes intestinaux (œufs/l) (moyenne arithmétique)
Irrigation non restrictive Culture de produits pouvant être consommés crus.	<100	Absence
Légumes qui ne sont consommés que cuits Légumes destinés à la conserverie ou à la transformation non alimentaire.	<250	< 0,1
Arbres fruitiers ⁽¹⁾ Cultures et arbustes fourragers ⁽²⁾ Cultures céréalières Cultures industrielles ⁽³⁾ Arbres forestiers Plantes florales et ornementales ⁽⁴⁾ .	Seuil recommandé <1000	<1
Les cultures du groupe précédent (CFU/ 100ml) utilisant l'irrigation localisée ⁽⁵⁾ ⁽⁶⁾ .	Pas de norme recommandée	Pas de norme recommandée

- (1) L'irrigation doit s'arrêter deux semaines avant la cueillette. Aucun fruit tombé ne doit être ramassé sur le sol. L'irrigation par aspersion est à éviter.
- (2) Le pâturage direct est interdit et il est recommandé de cesser l'irrigation au moins une semaine avant la coupe.
- (3) Pour les cultures industrielles et arbres forestiers, des paramètres plus permissifs peuvent être adoptés.
- (4) Une directive plus stricte (<200 coliforme fécaux par 100 ml) est justifiée pour l'irrigation des parcs et espaces verts avec lesquels le public peut avoir un contact direct, comme les pelouses d'hôtels.
- (5) Exige une technique d'irrigation limitant le mouillage des fruits et légumes.
- (6) A condition que les ouvriers agricoles et la population alentour maîtrise la gestion de l'irrigation localisée et respecte les règles d'hygiène exigées. Aucunes populations alentour.

2. PARAMETRES PHYSICO - CHIMIQUES

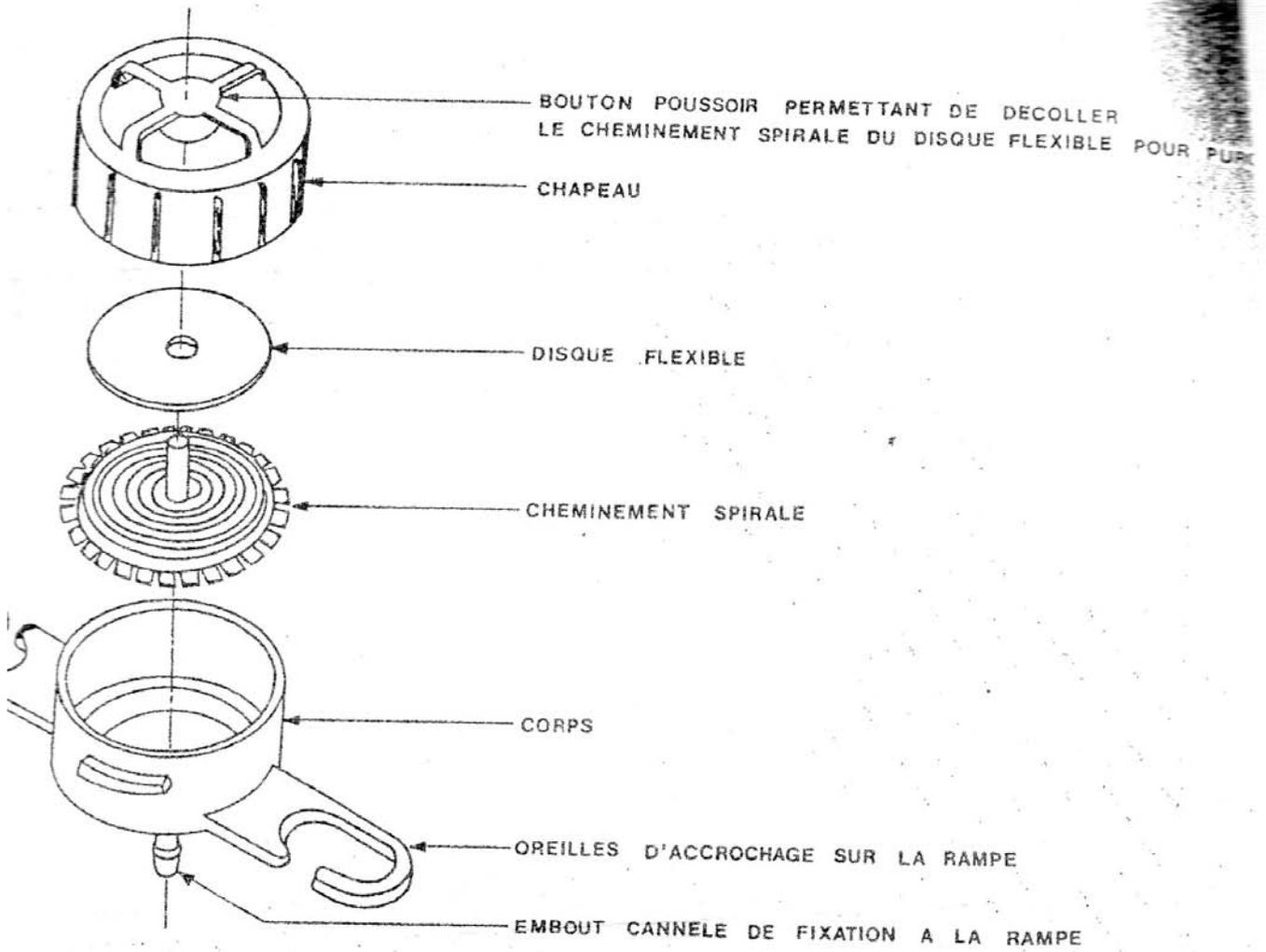
Paramètres		Unité	Concentration maximale admissible
Physiques	pH	-	6.5 ≤ pH ≤ 8.5
	MES	mg/l	30
	CE	ds/m	3
	Infiltration le SAR = 0 - 3 CE	ds/m	0.2
	3 - 6		0.3
	6 - 12		0.5
12 - 20	1.3		
20 - 40	3		
Chimiques	DBO5	mg/l	30
	DCO	mg/l	90
	Chlorure (Cl)	meq/l	10
	Azote (NO ₃ - N)	mg/l	30
	Bicarbonate (HCO ₃)	meq/l	8.5
Éléments Toxiques(*)	Aluminium	mg/l	20.0
	Arsenic	mg/l	2.0
	Béryllium	mg/l	0.5
	Bore	mg/l	2.0
	Cadmium	mg/l	0.05
	Chrome	mg/l	1.0
	Cobalt	mg/l	5.0
	Cuivre	mg/l	5.0
	Cyanures	mg/l	0.5
	Fluor	mg/l	15.0
	Fer	mg/l	20.0
	Phénols	mg/l	0.002
	Plomb	mg/l	10.0
	Lithium	mg/l	2.5
	Manganèse	mg/l	10.0
	Mercuré	mg/l	0.01
	Molybdène	mg/l	0.05
	Nickel	mg/l	2.0
	Sélénium	mg/l	0.02
	Vanadium	mg/l	1.0
Zinc	mg/l	10.0	

(*) : Pour type de sols à texture fine, neutre ou alcalin.

Valeurs de K_r résultant des diverses formules proposées
 (in. FAO. n°36)

Taux de couverture de sol C = %	K _r Keller et Karmeli	K _r Selon Freeman et Garzoli	Tecreix (CT GEF)
10	0,12	0,10	0,20
20	0,24	0,20	0,30
30	0,35	0,30	0,40
40	0,42	0,40	0,50
50	0,59	0,75	0,60
60	0,70	0,80	0,70
70	0,82	0,85	0,80
80	0,94	0,90	0,90
90	1	0,95	1
100	1	1	1

— valeur à utiliser en pratique]



5 Distributeur à cheminement long à compensation de pression

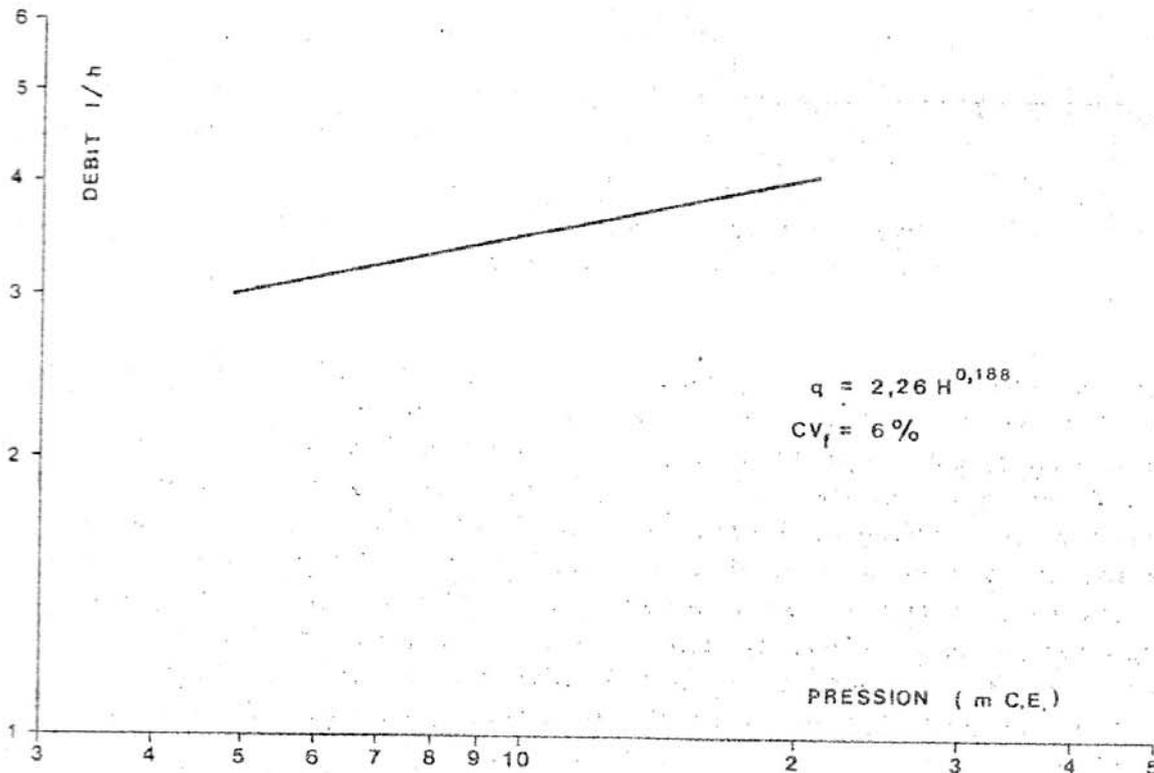


Fig. 46 Courbe $q = f(H)$ et caractéristiques d'un distributeur à cheminement long à compensation de pression

(P = pourcentage de sol humidifié pour divers débits de distributeurs et divers espacements
- entre rampes et entre distributeurs - dans le cas d'une seule rampe, rectiligne, équipée
de distributeurs uniformément espacés délivrant une dose de 40 mm par arrosage
sur l'ensemble de la surface)

Ecartement entre rampes	Débit des distributeurs														
	moins de 1,5 l/h			2 l/h			4 l/h			8 l/h			plus de 12 l/h		
	G	M	F	G	M	F	G	M	F	G	M	F	G	M	F
0,8	38	88	100	50	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1,0	33	70	100	40	80	100	80	100	100	100	100	100	100	100	100
1,2	25	58	92	33	67	100	67	100	100	100	100	100	100	100	100
1,5	20	47	73	26	53	80	53	80	100	80	100	100	100	100	100
2,0	15	35	55	20	40	60	40	60	80	60	80	100	80	100	100
2,5	12	28	44	16	32	48	32	48	64	48	64	80	64	80	100
3,0	10	23	37	13	26	40	26	40	53	40	53	67	53	67	80
3,5	9	20	31	11	23	34	23	34	46	34	46	57	46	57	68
4,0	8	18	28	10	20	30	20	30	40	30	40	50	40	50	60
4,5	7	16	24	9	18	26	18	26	36	26	36	44	36	44	53

Espacement recommandé des distributeurs sur la rampe, Sd en m.
en sol de texture grossière (G), moyenne (M), fine (F)

Pourcentage en sol humidifié P %