



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : IRRIGATION ET DRAINAGE

THEME :

***ETUDE D'AMENAGEMENT HYDRO-AGRICOLE DU PERIMETRE
D'IRRIGATION DE CHALGHOUM LAID (SECTEUR OUEST) 160
HA A PARTIR DU BARRAGE HAMMAM GROUZ (W- MILA)***

Présenté par :

BRIK SEYF EL ISLEM

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M^r Mohammed DJELLAB	Professeur	Président
M^{me} NADHIRA SAIL	M.A.A	Examinatrice
M^r YUCEF DERNOUNI	M.A.A	Examineur
M^{me} OUAHIBA AZEIZ	M.C.B	Promotrice

Session December2021

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

-A mes chers parents. essayant ainsi de vous exprimer toute ma gratitude pour tout ce que vous m'avez apporté.

-A ma sœur

-A tous mes amis et collègues de l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. en particulier LABRI.M et MAKHELOUFLA avec lesquels j'ai été pendant mes études.

Remerciement

Au terme de ce projet de fin d'étude, fruit de mes années de labeur, je tiens à remercier sincèrement Allah, de m'avoir octroyé les moyens et les personnes qui m'ont aidé dans son élaboration, ainsi que ceux qui ont bien voulu l'évaluer :

J'adresse ma profonde gratitude et remerciement à ma promotrice Mme : OUAHIBA AZIEZ qui m'a acceptée de diriger mon travail. Elle s'est montrée Compréhensive et particulièrement Sensible Aux divers problèmes que j'ai rencontrée. son aide précieux et également pour son encadrement fructueux.

-À tous les membres du jury président et examinateurs : je tiens à présenter mes remerciements pour leurs minutieuses relectures de ce document, pour leurs critiques constructives qui ne feront qu'améliorer la qualité de ce travail.

- À L'ensemble du personnel et enseignants de l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH), qui ont veillé à ma formation, en particulier Monsieur YAHIAOULS pour son aimable indulgence .

- Au personnel de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (A.N.R.H- Alger), qui ont mis à ma disposition les données pluviométriques récentes de la zone d'étude.

ملخص:

يعتبر نقص المياه المخصصة للزراعة مشكلة تتعايش معها الكثير من المناطق في مختلف العالم بما فيها الجزائر، مما دفع بالسلطات السعي لإيجاد وتوفير و تسيير وتوزيع المياه الواقعة بإقليم ولاية ميلة منطقة شلغوم لعيد.

الهدف من هذه المشروع هو دراسة التهيئة الزراعية للقطاع بتزويده بشبكة سقي ذات نوعية جيدة من سد حمام قروز إلى المزروعات.

لتحقيق مرادنا، قمنا بكافة الدراسات والتحليل التي تتميز بها المنطقة، وهذا انطلاقا من المناخ التربة ونوعية المياه...إلخ. مع ورفع المرودية الفلاحية وذلك باستخدام تقنيات الري الاقتصادية والفعالة والتسيير الأمثل للموارد المائية .

الكلمات المفتاحية: منطقة شلغوم لعيد ، شبكة سقي، تقنيات الري.

Résumé :

Le manque d'eau pour l'agriculture est un problème avec lequel cohabitent de nombreuses régions du monde, dont l'Algérie, ce qui a poussé les autorités à rechercher, fournir, gérer et distribuer l'eau située dans la Wilaya de Mila, région de Chalhough Laid.

L'objectif de ce projet est d'étudier le développement agricole du secteur en le dotant d'un réseau d'irrigation de bonne qualité depuis le barrage de Hammam Grouz jusqu'aux cultures.

Pour atteindre notre objectif, nous avons réalisé toutes les études et analyses qui caractérisent la région, en fonction du climat, du sol, de la qualité de l'eau...etc. Avec et augmenter les rendements agricoles en utilisant des techniques d'irrigation économiques et efficaces et une gestion optimale des ressources en eau.

Mots clés : région de Chalhough Laid, réseau d'irrigation, techniques d'irrigation.

Abstract:

The lack of water for agriculture is a problem with which many regions around the world coexist, including Algeria, which prompted the authorities to seek, provide, manage and distribute water located in the Wilaya of Mila, Chalhough Laid region.

The objective of this project is to study the agricultural development of the sector by providing it with a good quality irrigation network from Hammam Grouz Dam to the crops.

To achieve our goal, we have carried out all the studies and analyzes that characterize the region, based on the climate, soil, water quality...etc. With and raising agricultural yields by using economical and effective irrigation techniques and optimal management of water resources.

Key words: , Chalhough Laid region, irrigation network, irrigation techniques.

SOMMAIRE

<i>Introduction Générale</i>	1
------------------------------------	---

CHAPITRE I :

PRESENTATION ET L'ANALYSE DES CONDITIONS NATURELLES DE LA ZONE D'ETUDE

<i>I.1 Introduction</i>	3
<i>I.2 Situation et localisation de la zone d'étude</i>	3
<i>I.2.1 Localisation</i>	4
<i>I.2.2 Hydrographie</i>	4
<i>I.3 Conditions géologiques et hydrogéologiques</i>	5
<i>I.4 Analyse des conditions climatologiques</i>	7
<i>I.4.1 La température de l'air</i>	7
<i>I.4.2 l'humidité relative</i>	8
<i>I.4.3 l'évaporation</i>	9
<i>I.4.4 Le vent</i>	10
<i>I.4.5 L'insolation</i>	11
<i>I.5 Analyse de la pluviométrie</i>	12
<i>I.6 Classification du climat</i>	13
<i>I.7 Ressources en sol</i>	15
<i>I.7.1 Les Condition pédologiques</i>	15
<i>I.7.2 Classification des sols de la zone d'étude</i>	16
<i>I.7.3 Classification des sols de la zone d'étude</i>	16
<i>I.8 Ressources en eau</i>	19
<i>I.8.1 Caractéristiques du barrage</i>	19
<i>I.8.2 Caractéristiques hydrodynamiques des sols</i>	20
<i>I.8.3 Evaluation de la disponibilité des ressources en eau</i>	21
<i>I.8.4 Hydrographie du périmètre</i>	21
<i>I.8.5 Délimitation des zones inondables</i>	21
<i>I.9 Estimation de la qualite de l'eau</i>	21
<i>I.9.1 Sodicité et Alcanisation</i>	23
<i>I.9.2 Interprétation</i>	25
<i>Conclusion</i>	25

CHAPITRE II :

ETUDE HYDROLOGIQUE

II.1	Introduction	28
II.1.1	Présentation de la station	28
II.2	Etude de l'homogénéité de la série pluviométrique.....	30
II.3	Etude de l'échantillon et choix du type de loi d'ajustement	32
II.3.1	Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss et Ajustement à la loi Galton	32
II.3.2	Test de validité d'un ajustement.....	35
II.4	Détermination de l'année de calcul.....	36
	Conclusion.....	38

CHAPITRE III :

Les besoins en eaux des cultures

III.1	Introduction	40
III.2	Occupation des sols.....	40
III.3	Calcul des besoins en eau d'irrigation des cultures	40
III.3.1.	Calcul de l'évapotranspiration.....	41
III.3.2.	La pluie efficace.....	43
III.3.3.	Calcul du débit spécifique	48
III.3.4.	Le débit caractéristique	48
III.3.5.	Besoins totaux nets en eau d'irrigation	49
	Conclusion.....	50

CHAPITRE IV :

ETUDE DU SYSTEME D'ADDUCTION ET DISTRUBITION

VI.1	Introduction	52
VI.2	Type d'adduction	52
VI.2.1	Choix du tracé.....	53
VI.3	La prise d'eau	53
VI.4	La conduite d'adduction.....	55
VI.4.1	Dimensionnement De La Conduite De Refoulement	55
VI.4.2	Hauteur manométrique totale	56
VI.4.3	Calcul des frais d'amortissement.....	57
VI.4.4	Calcul des Frais d'exploitation	58

VI.4.5	<i>Bilan total des frais</i>	59
VI.5	<i>Choix des pompes</i>	61
VII.5.1	<i>Choix du nombre de pompe</i>	61
VI.5.2	<i>Couplage des pompes</i>	61
VI.5.3	<i>Le moteur électrique</i>	61
VI.5.4	<i>Détermination de la variante de pompage</i>	62
VI.5.5	<i>Point de fonctionnement</i>	63
VI.5.6	<i>Etude du cavitation</i>	65
VI.6	<i>Dimensionnement du réservoir</i>	67
VI.7	<i>Dimensionnement du réseau de distribution</i>	67
VI.7.1	<i>schéma de distribution</i>	67
VI.7.2	<i>Vitesses admissibles</i>	68
VI.7.3	<i>Choix du matériau des conduites</i>	68
VI.7.4	<i>Calcul du débit aux bornes</i>	68
VI.7.5	<i>Calcul des diamètres</i>	71
VI.7.6	<i>Estimation des pertes de charge</i>	71
VI.7.7	<i>fonction de la borne d'irrigation</i>	73
	<i>Conclusion</i>	75

CHAPITRE V :

DIMENSIONNEMENT A LA PARCELLE

V.1	<i>Introduction</i>	78
V.2	<i>Les techniques d'irrigation</i>	78
V.2.1	<i>Avantages de l'irrigation par aspersion</i>	78
V.2.2	<i>Inconvénients de l'irrigation par aspersion</i>	78
V.2.3	<i>Irrigation localisée (Goutte a goutte)</i>	78
V.2.4	<i>Avantages de l'irrigation localisée</i>	78
V.2.5	<i>Inconvénient de l'irrigation localisée</i>	79
V.3	<i>Choix de la technique d'arrosage</i>	79
V.4	<i>Dimensionnement du réseau d'irrigation goutte à goutte</i>	81
V.5	<i>Donnees generales</i>	81
V.5.6	<i>Influence du taux de couverture du sol</i>	81
V.5.7	<i>La dose d'irrigation nette pratique</i>	81
V.5.8	<i>Calcul des besoins journalier corrigé ETM</i>	82
V.5.9	<i>Fréquence des arrosages (Fr jours)</i>	82
V.5.10	<i>Calcul de la dose réelle</i>	82

V.5.11	<i>Durée de fonctionnement par d'arrosage (h)</i>	83
V.5.12	<i>Durée d'arrosage journalier</i>	83
V.5.13	<i>Nombre de poste</i>	83
V.5.14	<i>Surface du poste</i>	83
V.6	<i>Le dimensionnement hydraulique</i>	83
V.3.1	<i>Debit de la conduite secondaire</i>	85
V.6.15	<i>Debit de la conduite principale</i>	85
V.6.16	<i>Calcul du diamètre de la conduite tertiaire (conduite d'approche)</i>	85
V.6.17	<i>Calcul les caractéristique du conduites secondaires</i>	85
V.6.18	<i>Calcul les caractéristique du conduites principale</i>	86
V.7	<i>Schéma du réseau Goutte à Goutte</i>	86
V.8	<i>Dimensionnement du réseau d'irrigation par aspersion</i>	87
V.8.1	<i>Données générale</i>	87
V.8.2	<i>Dimensionnement théorique</i>	88
V.8.3	<i>Dimensionnement hydraulique des rampes</i>	91
V.8.4	<i>Calcul de la pression en tête du réseau</i>	93
V.9	<i>Schéma du réseau d'irrigation par aspersion</i>	94
Conclusion	95

CHAPITRE VI :

L'ORGANISATION DE CHANTIER ET LE CALCUL TECHNICO-ECONOMIQUE

VI.1	<i>Introduction</i>	97
VI.2	<i>Différents travaux à entreprendre</i>	97
VI.2.1	<i>Travaux concernant l'adduction et le réseau distribution</i>	97
VI.3	<i>Engins utilisés</i>	98
VI.3.1	<i>Terrassement et excavation</i>	98
VI.3.2	<i>Fabrication de béton</i>	100
VI.3.3	<i>Transport</i>	100
VI.4	<i>Factures pro-forma de la station de pompage, des conduites et du réservoir</i>	101
VI.4.1	<i>Calcul du volume de terrassement</i>	101
VI.4.2	<i>Calcul des différents volumes</i>	102
Conclusion	103

<i>CONCLUSION GENERALE</i>	<i>106</i>
<i>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</i>	<i>108</i>
<i>ANNEXES</i>	<i>110</i>

LISTE DES FIGURES

<i>Figure I-1 : les limites administratives de la commune Chalghoum laid ((«S.W Wikipedia ») .3</i>	.3
<i>Figure I-2 : Localisation de la commune de CHELGHOUM LAID dans la wilaya de MILA (par Arcgis).....</i>	4
<i>Figure I-3 : Réseau hydrographique de la région d'étude (par Arcgis).....</i>	5
<i>Figure I-4 : Contexe géologique et hydrogéologique du haut Rhumel</i>	6
<i>Figure I-5 : extrait des cartes geologiques Sétif-Constantine(1977)au sous B.V Rhumel Amont (Source :B.E Bahdja).....</i>	7
<i>Figure I-6 : Evaluation des Température mensuelle et annuelles de l'air (°C)</i>	8
<i>Figure II- 1 : Ajustement à la loi de Gauss (loi Normale).....</i>	33
<i>Figure II- 2 : Ajustement des pluies annuelles par la loi log-normale</i>	34
<i>Figure II- 3 : Les résultats de Test de Khi carrée (loi de Gauss).....</i>	35
<i>Figure II- 4 : les résultats de Test de Khi carrée (loi de Galton).....</i>	36
<i>Figure IV-1 : Le schéma du réseau du tout les périmètres (Google Earth).....</i>	52
<i>Figure IV-2 : schéma d'adduction.....</i>	53
<i>Figure IV-3 :conduite prise d'eau vers la Pompage (Google Earth)</i>	54
<i>Figure IV-4 : La conduite d'adduction (Google Earth).....</i>	55
<i>Figure IV-5 : Bilan total des frais.....</i>	60
<i>Figure IV-6 : Courbe caractéristique de la pompe $[H-Q]$, $[Pabs - Q]$, $[\eta - Q]$, $[(NPSH) r - Q]$ (CAPRARI).....</i>	63
<i>Figure IV-7 : Fiche Technique de pompe PM 125/ 6 C (Caprari).....</i>	64
<i>Figure IV-8 : les vitesse en chaque conduite et les pression des bornes avec EPANET</i>	74
<i>Figure V-1 : le schema du réseau Goutte à Goutte</i>	87
<i>Figure V-2 : Schéma du réseau d'irrigation par aspersion</i>	94
<i>Figure VI-1 :pelle mécanique hydraulique.....</i>	98
<i>Figure VI-2 : Un brise-roche.....</i>	98
<i>Figure VI-3 : niveleuse</i>	99
<i>Figure VI-4 : chargeur sur pneus</i>	99
<i>Figure VI-5 : Une bétonnière</i>	100
<i>Figure VI-6 : camion à benne</i>	100
<i>Figure VI-7 : schéma d'une tranchée.....</i>	101

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau I- 1 : Températures moyenne annuelles de station de Mila (°C)</i>	<i>7</i>
<i>Tableau I- 2 : Humidité relative à la station de constantine Source ANRH constantine (1992-2018).....</i>	<i>8</i>
<i>Tableau I- 3 : Evaporation mensuelle et annuelle à la station du barrage d'Oued El-Athmania9</i>	
<i>Tableau I- 4 : Vitesse moyenne mensuelle du vent</i>	<i>10</i>
<i>Tableau I- 5 : Fréquence moyenne interannuelle des vents par directions</i>	<i>11</i>
<i>Tableau I- 6 : Durée moyenne mensuelle de l'insolation</i>	<i>11</i>
<i>Tableau I- 7 : caractéristique principale de la station pluviométrique.....</i>	<i>12</i>
<i>Tableau I- 8 : Les pluie moyennes mensuelles à la station de Constantine (1992-2018).....</i>	<i>12</i>
<i>Tableau I- 9 : Classification du climat selon l'indice de Martonne.</i>	<i>14</i>
<i>Tableau I- 10 : Caractéristique de profil 12.</i>	<i>18</i>
<i>Tableau I- 11 : Propriétés hydrodynamiques des sols.....</i>	<i>20</i>
<i>Tableau I- 12 : Caractéristiques chimique de l'eau d'irrigation.....</i>	<i>23</i>
<i>Tableau I- 13 : Classification des eaux en fonction de SAR</i>	<i>24</i>
<i>Tableau I- 14 : Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique.....</i>	<i>24</i>
<i>Tableau II- 1 : caractéristique principales de la station pluviométrique (ANRH Alger)</i>	<i>28</i>
<i>Tableau II- 2 : Répartition mensuelle des précipitations.....</i>	<i>29</i>
<i>Tableau II- 3 : Test d'homogénéité de la série pluviométrique.</i>	<i>31</i>
<i>Tableau II- 4 : Ajustement à la loi de Gauss (loi Normale).....</i>	<i>33</i>
<i>Tableau II- 5 : Ajustement à la loi Galton (loi log Normale).</i>	<i>34</i>
<i>Tableau II- 6 : Ajustement à la loi normal.....</i>	<i>37</i>
<i>Tableau II- 7 : Précipitation moyenne mensuelle de l'année de calcul</i>	<i>37</i>
<i>Tableau III-1 : Système de cultures proposées à la zone de Chaleghoum laid.....</i>	<i>40</i>
<i>Tableau III-2 : Evapotranspiration de référence ET0 calculée à l'aide du logiciel CROPWAT 8.0</i>	
<i>.....</i>	<i>42</i>
<i>Tableau III-3 : Précipitation efficace dans la zone d'étude.....</i>	<i>43</i>
<i>Tableau III-4 : Besoins en eau d'irrigation pour l'orge</i>	<i>44</i>

<i>Tableau III-5 : Besoins en eau d'irrigation pour Blé.....</i>	<i>44</i>
<i>Tableau III-6 : Besoins en eau d'irrigation pour haricots</i>	<i>45</i>
<i>Tableau III-7 : Besoins en eau d'irrigation pour Choux</i>	<i>45</i>
<i>Tableau III-8 : Besoins en eau d'irrigation pour la pomme de terre (AS)</i>	<i>46</i>
<i>Tableau III-9 : Besoins en eau d'irrigation pour Olivier</i>	<i>46</i>
<i>Tableau III-10 : Besoins en eau d'irrigation pour Pecher</i>	<i>47</i>
<i>Tableau III-11 : Les résultats de calcul des besoins en eau nets.....</i>	<i>47</i>
<i>Tableau III-12 : le cycle végétatif des cultures envisagées</i>	<i>49</i>
<i>Tableau III-13 : les besoins totaux en m3</i>	<i>50</i>
<i>Tableau IV-1 : Hauteur manométrique totale.....</i>	<i>57</i>
<i>Tableau IV-2 : calcul des Frais d'amortissement (DA).....</i>	<i>58</i>
<i>Tableau IV-3 : Calcul des frais d'exploitation</i>	<i>59</i>
<i>Tableau IV-4 : Calcul du bilan total des frais</i>	<i>60</i>
<i>Tableau IV-5 : la variante de pompage</i>	<i>62</i>
<i>Tableau IV-6 : Choix de Nombre de pompes de secours (NP : nombre de pompe).....</i>	<i>62</i>
<i>Tableau IV-7 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température</i>	<i>65</i>
<i>Tableau IV-8 : les caractéristiques de réservoir.....</i>	<i>67</i>
<i>Tableau IV-9 : Diamètres des bornes en fonction de débit fourni</i>	<i>69</i>
<i>Tableau IV-10 : Calcul des débits des ilots et choix du diamètre et type de borne</i>	<i>70</i>
<i>Tableau IV-11 : Paramètres de pertes de charge de la loi de Lechapt-Calmon.....</i>	<i>71</i>
<i>Tableau IV-12 : Calculs hydrauliques du réseau de distribution.....</i>	<i>72</i>
<i>Tableau IV-13 : Les caractéristiques des bornes et des noeuds.....</i>	<i>73</i>
<i>Tableau V-1 : Analyse multicritère du choix de la technique d'irrigation</i>	<i>80</i>
<i>Tableau V-2 : Caractéristique de la conduite secondaire</i>	<i>85</i>
<i>Tableau V-3 : Calcul de caractéristique de conduites principales</i>	<i>86</i>
<i>Tableau V-4 : Récapitulatif des caractéristique des conduites</i>	<i>86</i>
<i>Tableau V-5 : Résultat du calcul pratique d'aspersion.....</i>	<i>93</i>
<i>Tableau VI-1 : Quantité des travaux de terrassement</i>	<i>102</i>
<i>Tableau VI-2 : Facture des différents types de conduites et pièces spéciales du réseau de distribution.....</i>	<i>103</i>
<i>Tableau VI-3 : Coût des travaux de terrassement</i>	<i>104</i>

LISTE DES PLANCHE

PLANCHE N°01 : LE PLAN DE SITUATION DU PERIMETRE.

PLANCHE N°02 LE PLAN D'IMPLANTATION DU RESEAU D'IRRIGATION.

PLANCHE N°03 : LE PLAN D'OCCUPATION DU SOL.

PLANCHE N°04 : PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE PRINCIPALE.

Introduction Générale

Introduction Générale

L'Algérie a connu une période sèche sévère et continue au cours des 30 dernières années, qui se caractérise par une grave pénurie de précipitations. On estime que les précipitations du pays sont proches de 30%.

La sécheresse a eu un impact négatif sur les schémas d'écoulement des rivières, les niveaux de stockage des réservoirs et la recharge des eaux souterraines.

Dans le domaine de l'irrigation, la solution est de déterminer les futurs projets en adoptant des techniques et des procédés d'irrigation qui utilisent l'eau réservée de manière raisonnable et efficace.

Dans ce cadre, nous avons entamé une étude sur un périmètre d'une superficie de **160 Ha** dans la commune de **Chalghoum laid** wilaya de **Mila** et fait partie du périmètre de 3000 hectares constitue les secteurs **CHELGOUM LAID (2000ha)**, AIN MLOUK (400ha) et le périmètre d'OUED ATHMANIA (600). Notre sujet de recherche s'inscrit dans ce contexte et son objectif est de mobiliser l'eau du barrage de Hammam Grouz, ce qui nécessite la mise en place de systèmes d'irrigation modernes et efficaces pour établir un système d'approvisionnement et de distribution d'eau. À cette fin, nous divisons ce travail en les étapes suivantes : Comprendre les caractéristiques naturelles de la région, Déterminer la qualité de l'eau et du sol, Déterminer la quantité d'eau nécessaire pour faire pousser les cultures, dimensionner le système d'adduction et le réseau d'irrigation, Calculer le coût total du projet et évaluer sa rentabilité.

Ce travail rentre dans l'économie d'eaux de première main et la protection de l'environnement, dans le cadre de développement durable.

CHAPITRE I : Présentation et l'analyse des conditions naturelles de la zone d'étude

I.1 Introduction

Le présent projet de fin d'étude s'inscrit dans le but d'étudier l'aménagement hydro-agricole du périmètre d'irrigation (secteur -F- Est de Chalhoun Laid projeté dans la wilaya de MILA) à partir du barrage Hammam kerrouz sur **160 ha**.

On se base dans ce chapitre sur la mise en évidence et la détermination des facteurs et des paramètres conditionnant la mise en valeur de l'irrigation tels que ; la situation géographique. les conditions climatologiques. les aptitudes culturales des sols le caractère socio-économique et autres afin de déterminer les différents paramètres qui vont nous permettre de caractériser la zone d'étude et nous aider à connaître la nature du climat de la zone d'étude. ce qui est indispensable à tout projet d'intensification agricole.

I.2 Situation et localisation de la zone d'étude

La wilaya de Mila est située dans le Nord-Est Algérien à 464 m d'altitude. et à 33 KM de la mer Méditerranée". Elle est aussi dans la partie Est de l'Atlas tellien. une chaîne de montagnes qui s'étend d'ouest en est sur l'ensemble du territoire nord du pays .

Elle est limitée géographiquement comme suit :

- Au Nord : par les wilayas de Jijel et de Skikda
- A l'Est : par la wilaya de Constantine .
- Au Sud : par les wilayas de Batna et d'Oum el Bouaghi .
- A l'Ouest : par la wilaya de Sétif .

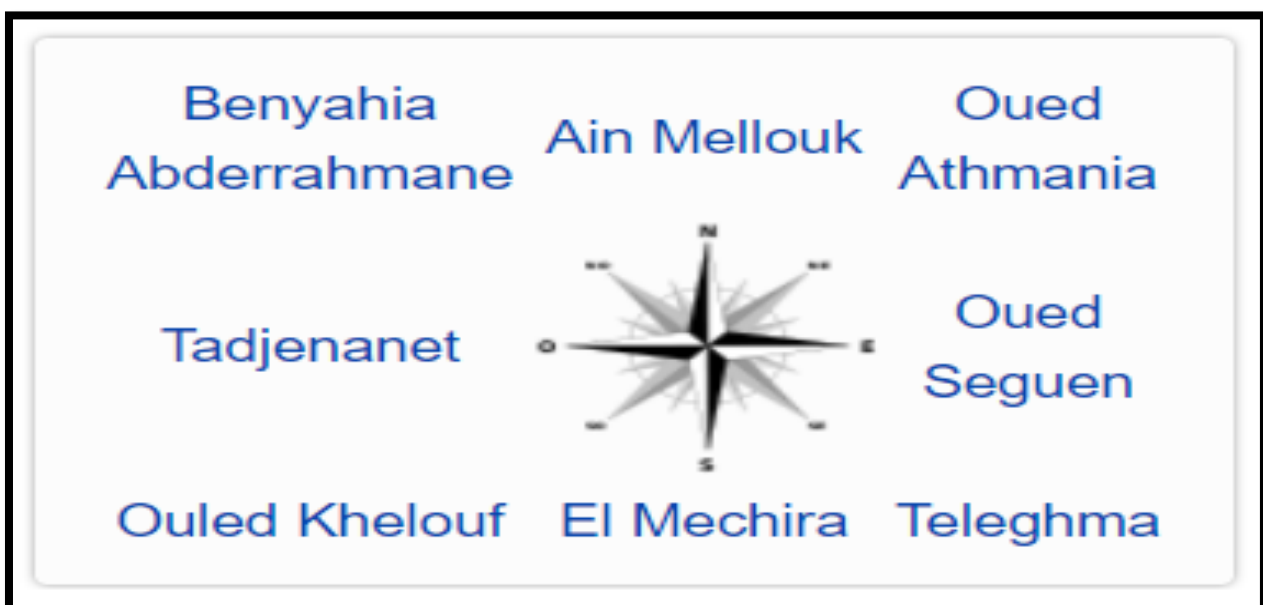


Figure I-1 : les limites administratives de la commune Chalghoum laid ((«S.W Wikipedia »)

I.2.1 Localisation :

La zone d'étude, comme le montre la figure 2 est principalement située dans la partie sud de la province de Mila au nord de l'Algérie dans la partie Nord-Est de la commune de CHALGHOUM LAID avec une latitude d'environ 36°14' Nord et 6°15' Est longitude. La taille absolue de la surface terrestre dans le périmètre d'irrigation varie d'une altitude moyenne de 750 à 800 m. et le point culminant autour de Jebel Grouz est de 1187 m.

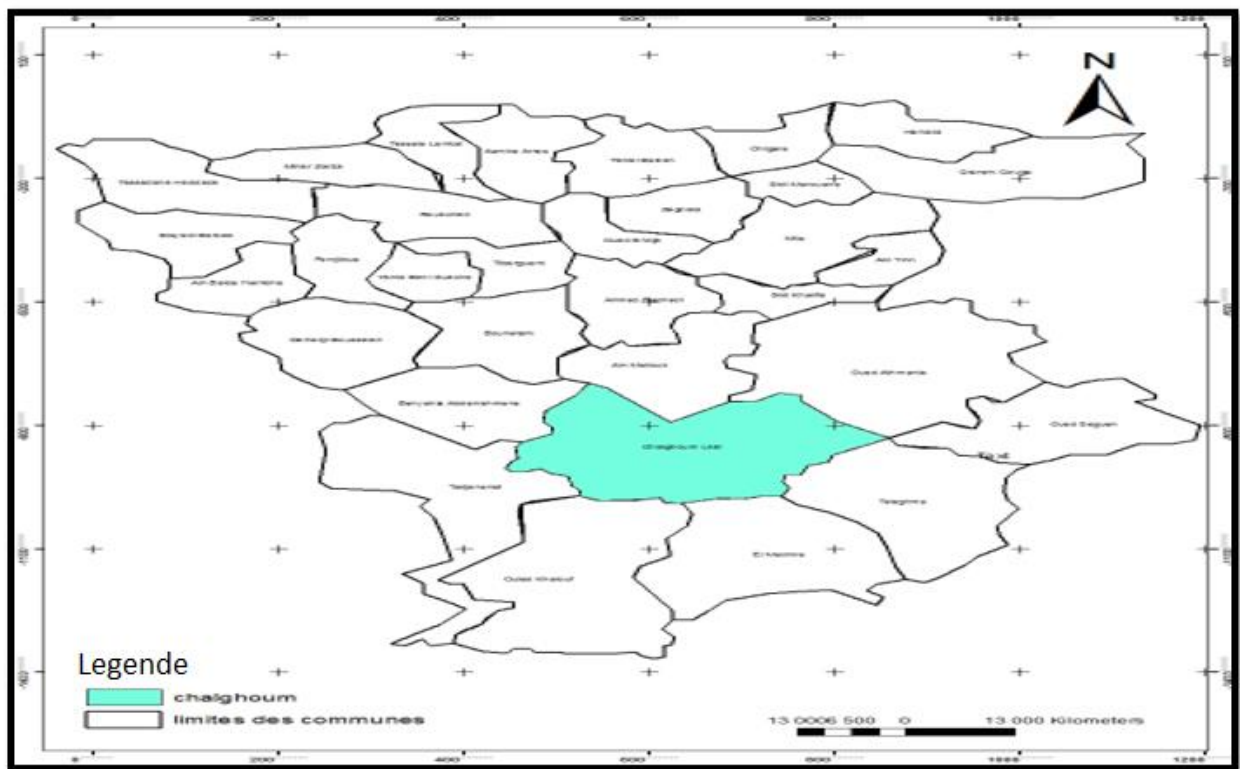


Figure I-2 : Localisation de la commune de CHELGHOUM LAID dans la wilaya de MILA (par Arcgis)

I.2.2 Hydrographie :

Le sous bassin du Haut Rhumel est l'un des sept sous bassins du grand bassin versant Kebir Rhumel, alimentant le barrage du Hammam Grouz à Oued El Athmania. Et le réseau hydrographique de la région d'étude est le sous bassin N°03 comme le montres le Figure I-3 .

Le sous bassin couvre une superficie de 1120 Km et il est limité :

- Au Nord les monts de Benyahia Abderrahmane et Bouhatem.
- Au Sud par les monts de Oueled khlouf et Ltaya.
- A l'Ouest par Dj Ouled Hammou et dj Tavoudach à coté de Bir ElArch .
- A l'Est par Dj Grouz et Dj Tikouya (Coté de Chelghoum Laid).

Ces principaux affluent sont O. Merdj el kebir. O. Boumrah. O. Timeslit. O. Maamra . O. Oufrich. O. Mehari . O. Boutouil. constituant l'amont de oued Rhumel. le cours d'eau principal.

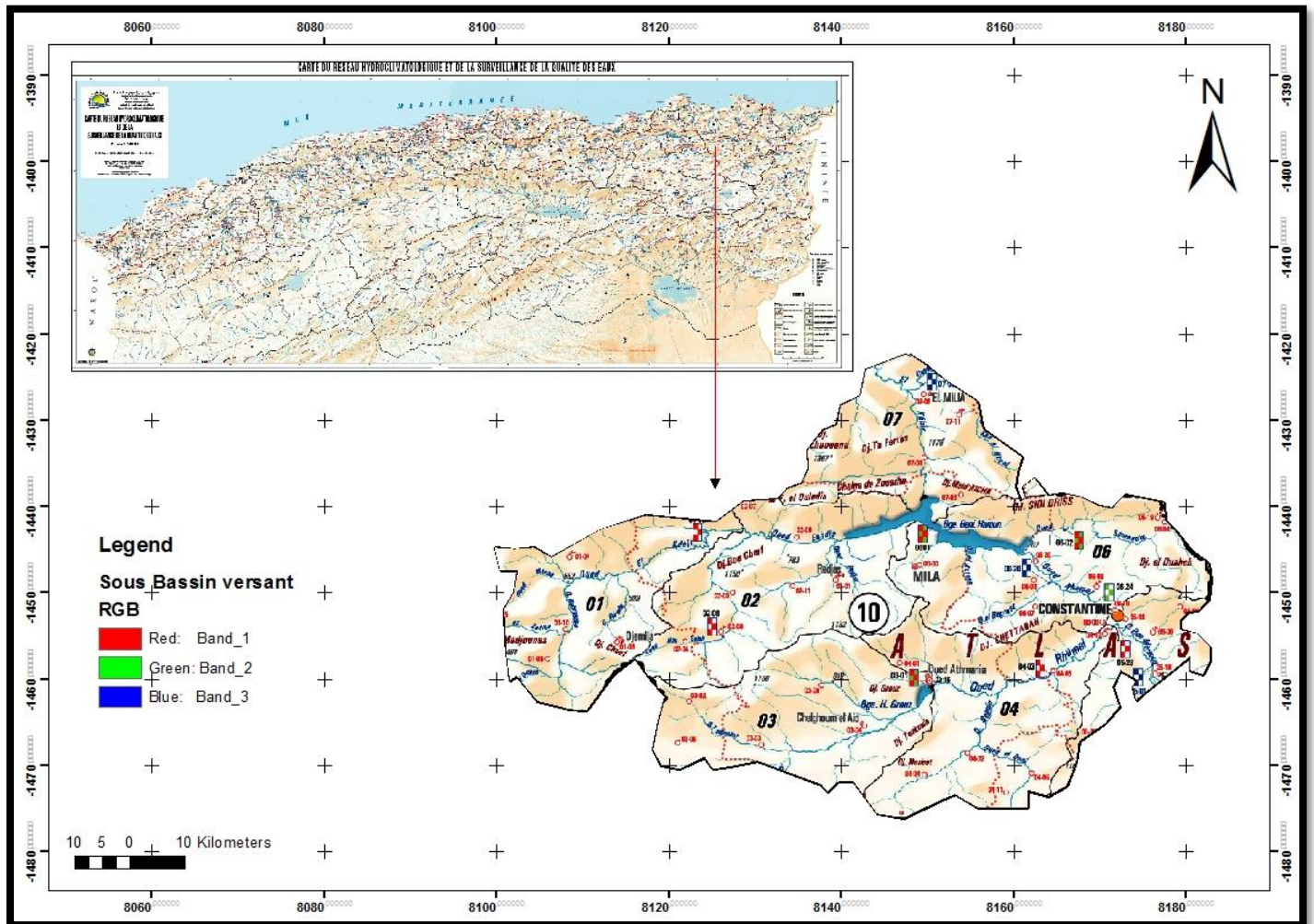


Figure I-4 : Réseau hydrographique de la région d'étude (par Arcgis)

I.3 Conditions géologiques et hydrogéologiques :

Le bassin du barrage de Hammam Grouz est drainé par la haute vallée du Rhumel. sur une superficie de 1130 km². Le barrage de type-poids est implanté dans une cluse calcaire karstique. à l'aval de laquelle exultent les sources du Hammam. à proximité de l'agglomération d'Oued Athmania.

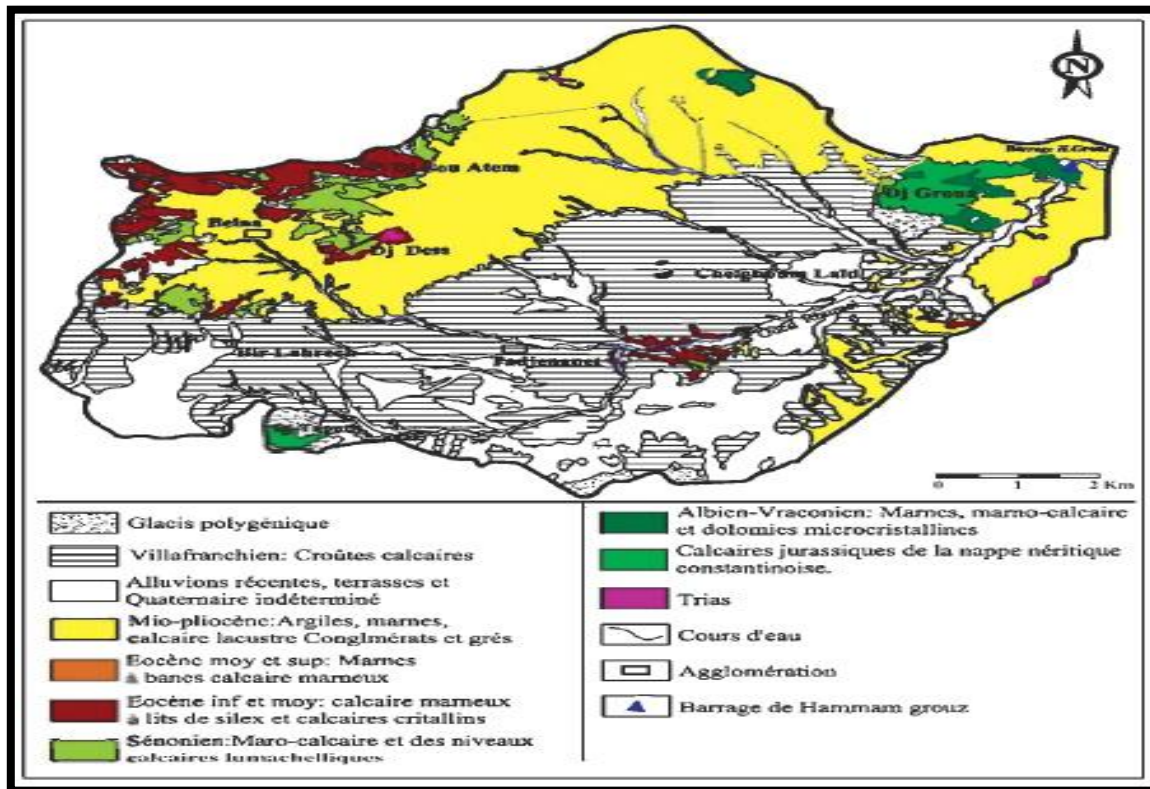


Figure I-5 : Contexte géologique et hydrogéologique du haut Rhumel

L'ensemble des formations géologiques au niveau du périmètre est constitué de Dépôts continentaux du Néogène (Miocène supérieur - Pliocène - Villefranchien) et de dépôts alluvionnaires du Quaternaire.

Les dépôts continentaux du Néogène constituent les matériaux de remblaiement des anciennes dépressions topographiques. Ils correspondent à une période de forte érosion qui nivela sensiblement les reliefs par usure des montagnes «primaires» (régions anticlinales) et comblement des vallées primaires (régions synclinales).

1- Miocène supérieur

Le Miocène supérieur affleure au Nord de l'Oued Athmania (longeant à peu près la Route Nationale Oued Athmania - Mila). Il constitue à la base une série de marnes grises avec des intercalations dans la partie inférieure de quelques bancs de grès calcaires. au sommet se sont des calcaires.

A 7 Km à l'Est de Oued Athmania, sur la rive droite de l'Oued Rhumel, le Miocène supérieur forme un affleurement d'environ 2 Km qui est constitué d'alternance de couches marneuses gris- noir avec de bancs de calcaires concrétionnés.

2- Pliocène - Villefranchien

Le Pliocène - Villefranchien occupe de grandes surfaces constituées de différents faciès:

Au nord de la Route Nationale n°5 (Oued Athméria - Constantine), on distingue deux faciès:

- Marnes ou argiles rouges et croûtes calcaires, calcaires lacustres qui occupent en général des reliefs mous.
- Calcaires lacustres et croûtes calcaires plus récentes.

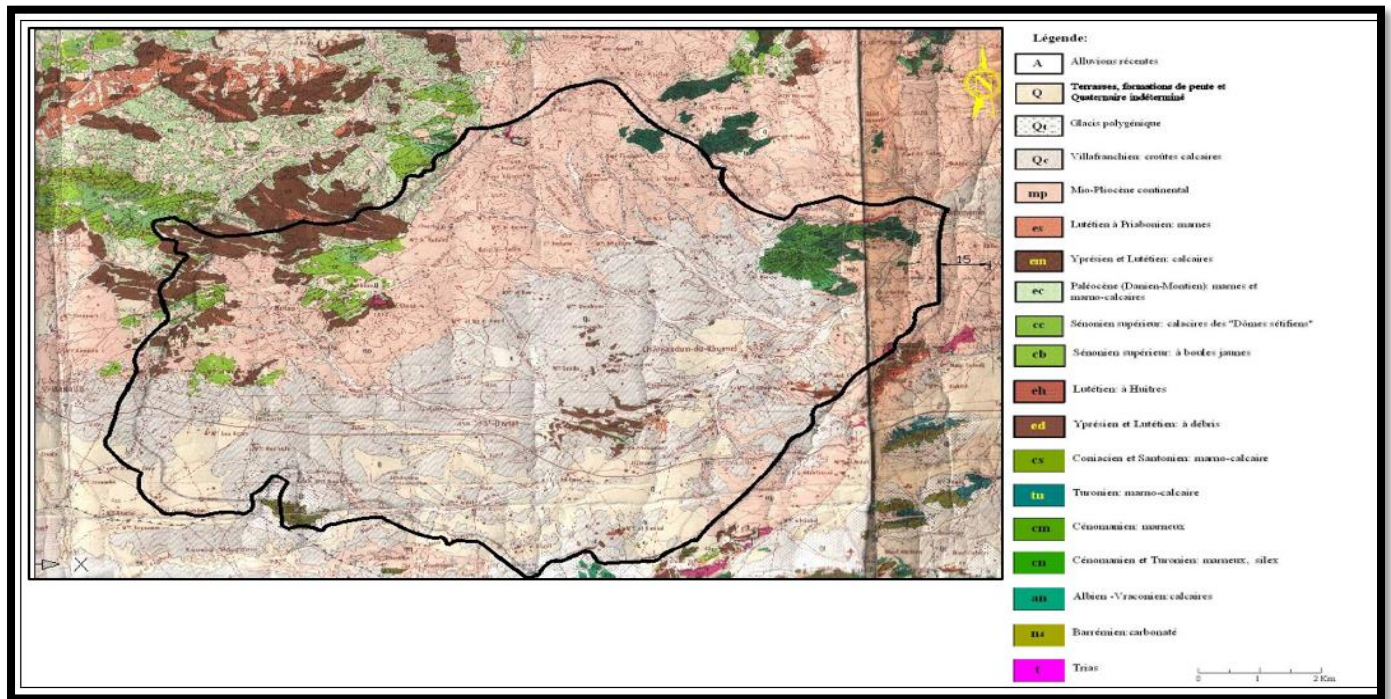


Figure I-6 : extrait des cartes géologiques Sétif-Constantine(1977)au sous B.V Rhumel Amont (Source :B.E Bahdja)

I.4 Analyse des conditions climatologiques

I.4.1 La température de l'air

La température moyenne est un facteur qui a une grande influence sur le bilan hydrique, car elle régule le phénomène d'évaporation et donc régule le débit insuffisant.

Les conditions de température dans la zone d'étude sont caractérisées par des étés secs et des hivers relativement doux.

Les températures moyennes mensuelles et moyennes extrêmes de la zone considérée sont déterminées sur la base des observations de la station météorologique de Constantine.

Tableau I- 1 : Températures moyenne annuelle de la station de Mila (°C) (1992-2018)

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc	Janv.	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil	Aout	M_annulle
Tmoy (°C)	22.1	17.7	12.2	8.9	7.8	8.2	11.1	13.1	18.8	23.9	26.4	27.3	16.5
T max (°C)	29	23.9	17.4	13.6	12.5	13.4	17.1	19.5	26.2	31.6	34.3	34.8	22.8
T min (°C)	15.2	11.5	7	4.2	3.1	3.0	5.2	6.8	11.5	16.2	18.5	19.8	10.2

(Source :O.N.I.D de Constantine)

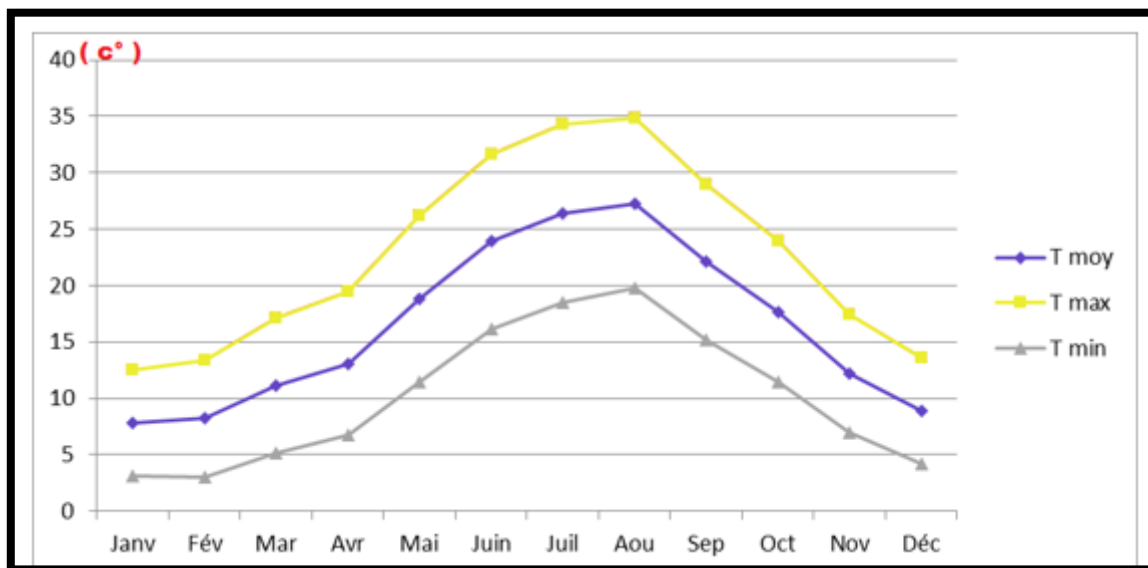


Figure I-7 : Evaluation des Température mensuelle et annuelles de l'air (°C)

I.4.2 l'humidité relative

L'humidité moyenne mensuelle et annuelle de l'air, selon les données de la station météo de Constantine, sont données dans le tableau suivant :

Tableau I- 2 : Humidité relative à la station de constantine Source ANRH constantine (1992-2018)

Mois	Sep	Oct.	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
Humidité relative de l'air %	64.5	69.7	74	78.5	79	76.9	72.2	69.7	64.5	53.5	47.6	50.0	66.7

(L'A.N.R.H. de Constantine).

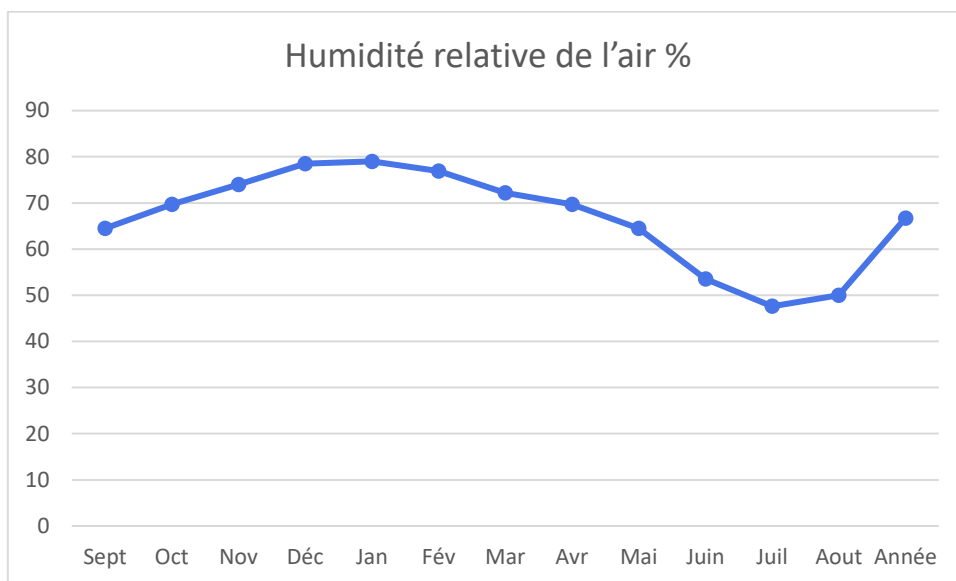


Figure I-8 : Evaluation des Humidité relative mensuelle

I.4.3 l'évaporation :

L'évaporation de l'eau libre est tirée des données Observé au barrage de l'Oued El-Athmania.

Tableau I- 3 : Evaporation mensuelle et annuelle à la station du barrage d'Oued El-Athmania

(Période : 1992 – 2013)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Evap (mm)	120.5	91.1	57.3	43.4	40.9	44.8	63.6	70.6	100.1	147.4	193.4	188.1	1161.2
Pourcentage %	10.63	7.84	4.93	3.73	3.51	3.85	5.47	6.07	8.61	12.68	16.63	12.79	100

(Source : ONM de Constantine)

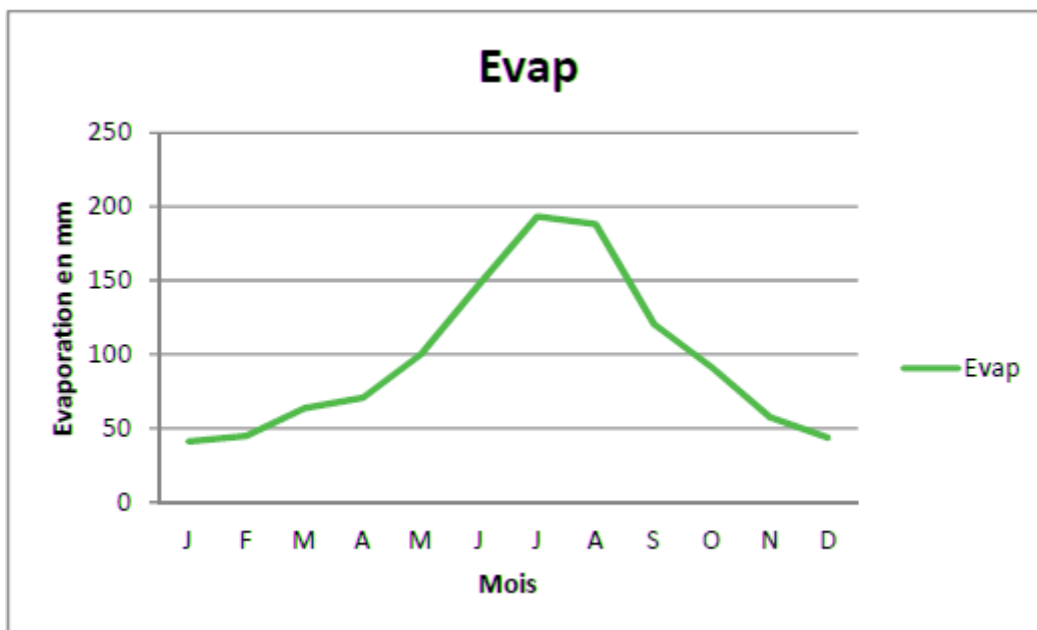


Figure I-9 : evaporation (mm)

I.4.4 Le vent :

Direction ouest dans la zone d'étude (du sud-ouest au nord-ouest) d'octobre à mars de l'année suivante. le vent du nord est dominant. mais d'avril à septembre. le vent du nord est dominant Nord Ouest.

Tableau I- 4 : Vitesse moyenne mensuelle du vent

MOIS	Sep	Oct.	Nov.	Déc	Janv.	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
Vitesse du vent.m/s	1.2	1.5	1.5	1.9	1.9	1.9	1.9	1.6	1.3	1.2	1.1	1.1	1.4

(L'A.N.R.H. de Constantine).

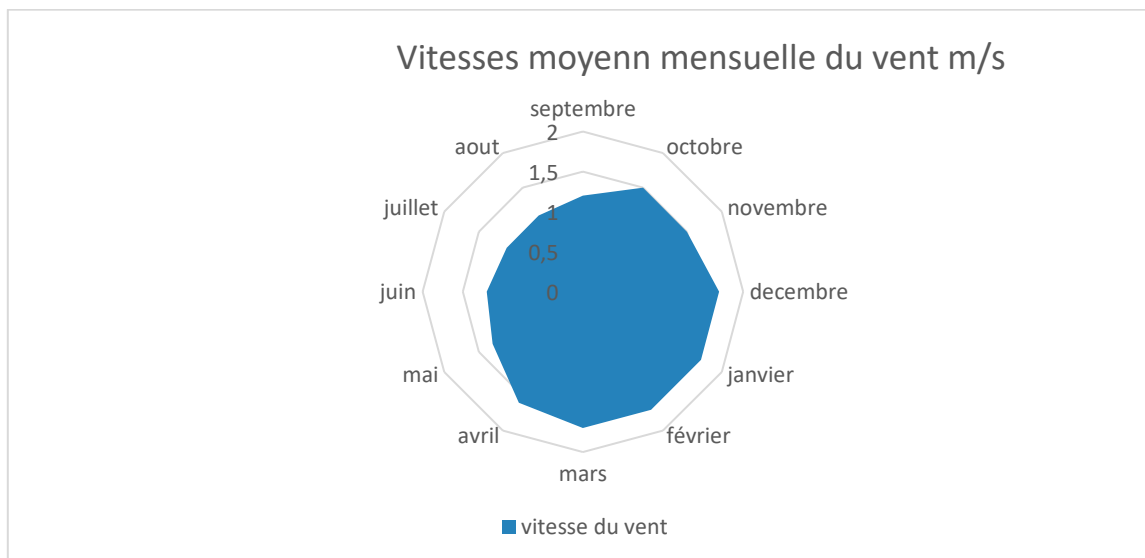


Figure I-10 : Vitesses moyennes mensuelles du vent à MILA en (m/s)

Tableau I- 5 : Fréquence moyenne interannuelle des vents par directions

Direction	N	NE	E	SE	S	SO	O	NO	Calme
Fréquence. %	11.7	2.6	2.4	3.1	4.6	8.1	10.2	13.9	43.4

(L’A.N.R.H. de Constantine)

I.4.5 L’insolation :

L'ensoleillement est un paramètre climatique utilisé pour calculer l'évapotranspiration potentielle. La durée mensuelle moyenne du coup de chaleur est calculée à partir des données de la station météo de Constantine (voir tableau).

Tableau I- 6 : Durée moyenne mensuelle de l'insolation

MOIS	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total annuel
Durée d'insolation solaire heures	244	223	169	160	157	186	239	251	289	318	351	295	2882
%	8.5	7.8	5.9	5.6	5.4	6.4	8.3	8.7	10.0	11.0	12.2	10.2	100

(L’A.N.R.H. de Constantine)

I.5 Analyse de la pluviométrie

Pour les caractéristiques des précipitations du périmètre irrigué, nous avons utilisé les données d'observation des station météorologique de Bir Drimil.

Tableau I- 7 : caractéristique principale de la station pluviométrique.

Nom de la station	Code	Coordonnées		Altitude
		X(m)	Y(m)	
Bir Drimil	11-15-09	840	312	856

(ANRH Constantine)

Tableau I- 8 : Les pluie moyennes mensuelles à la station de Constantine (1992-2018).

Mois	Sept	Oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	juil.	Aout	Annuel
Pluie(mm)	29.49	28.3	32	45.20	45.07	36.68	38.04	31.57	36.07	14.84	7.50	14	358.80

(Source : ONM de Constantine).

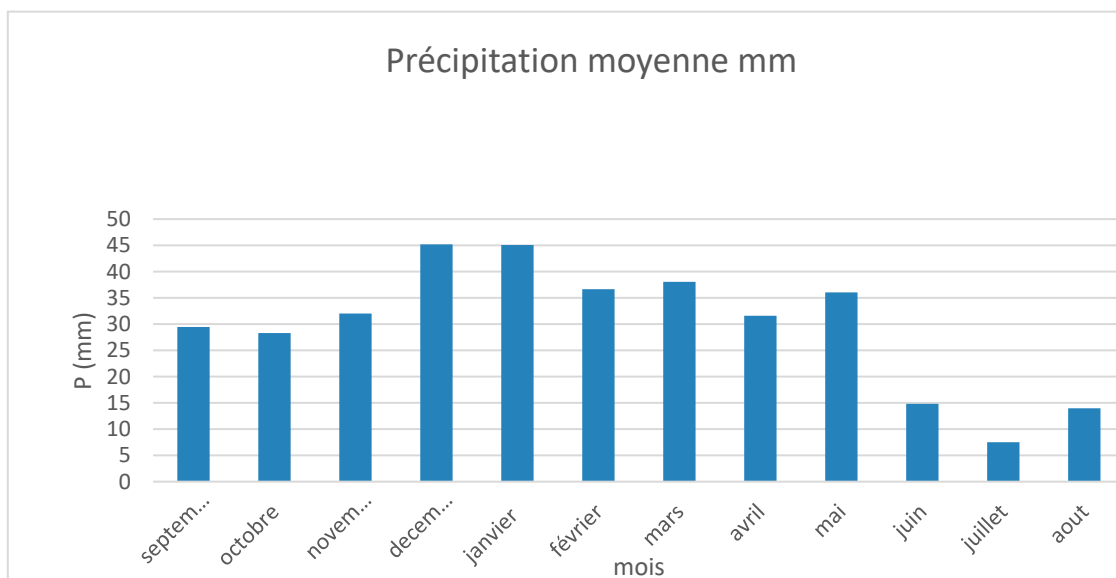


Figure I-11 : Précipitations moyennes de la station de Constantine

Climogramme pluviométrique de Gausсен :

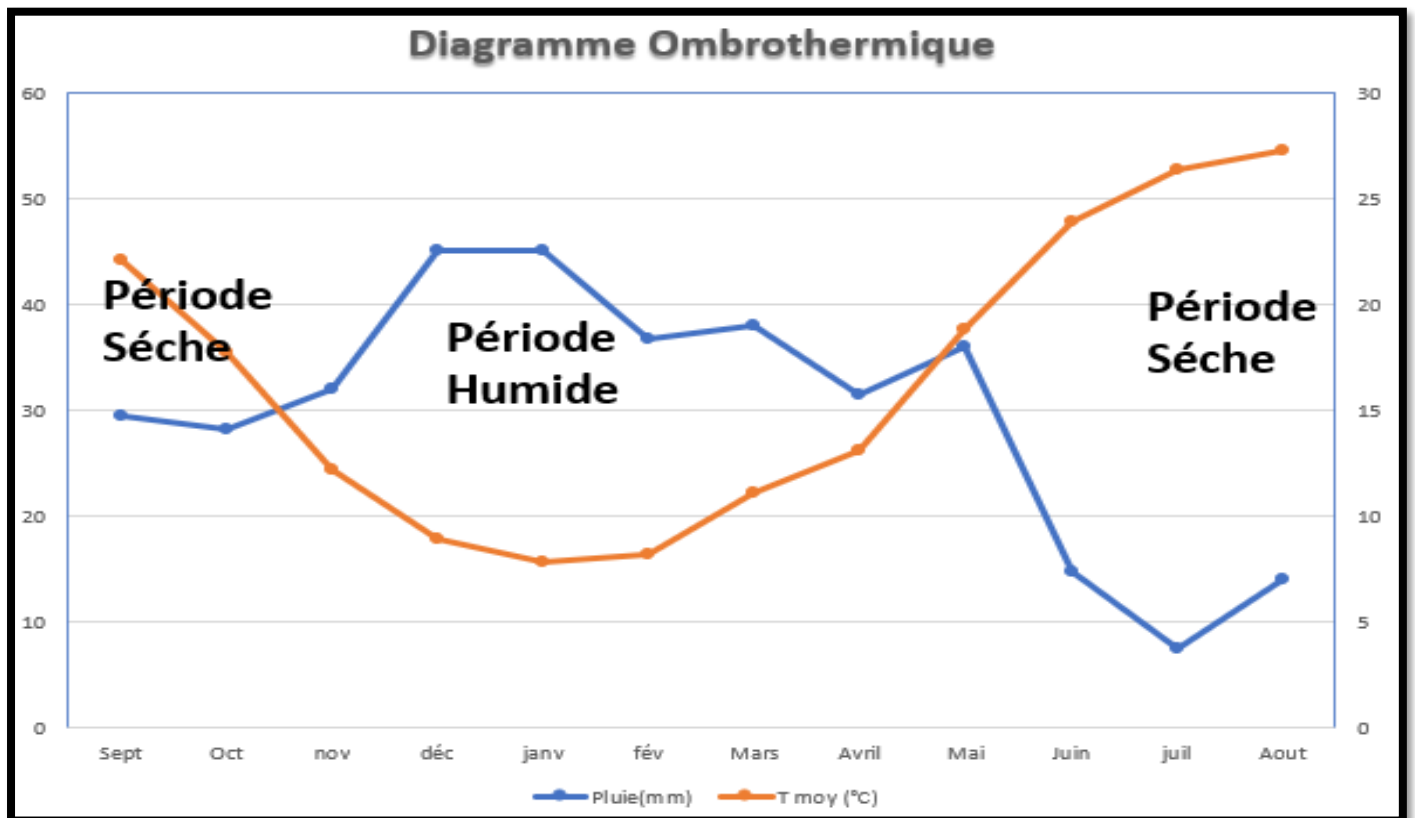


Figure I-12 : Diagramme pluviométrie de Gausсен

Le diagramme Ombrothermique de la région révèle la présence d'une période sèche qui dépasse cinq mois (mai, juin juillet aout septembre et octobre), de ce fait, il est indispensable d'apporter l'eau par l'irrigation à la zone d'étude notamment pendant cette période qui confirme le caractère de cette zone

I.6 Classification du climat :

Cet indice nous permet de connaître la nécessité d'irrigation durant l'année.

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

Où I – indice d'aridité ;

P –pluviométrie annuelle. mm

T – température moyenne annuelle de l'air. °C.

$$I = 13.54$$

Tableau I- 9 : Classification du climat selon l'indice de Martonne.

Valeur de l'indice d'aridité	Type de climat
$I < 5$	Désertique
$5 < I < 10$	Très sec (aride)
$10 < I < 20$	Sec (semi-aride)
$20 < I < 30$	Relativement humide (sub-humide)
$I > 30$	Humide

Donc, d'après la valeur de l'indice d'aridité de De Martone le périmètre d'irrigation se trouve dans la zone du climat **semi-aride**.

Quotient pluviométrique d'EMBERGER :

$$Q = \frac{1000.p}{\frac{M + m}{2} . (M - m)} = \frac{2.1000.p}{M^2 - m^2} \dots\dots\dots(I-2)$$

Q : Quotient pluviométrique d'EMBERGER

P : précipitation moyenne annuel (mm)

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

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

P=358.80mm. M :307.3°K m :276° K

Q=38.65 mm

On se référant au diagramme bioclimatique la valeur de Q pour positionner notre région d'étude

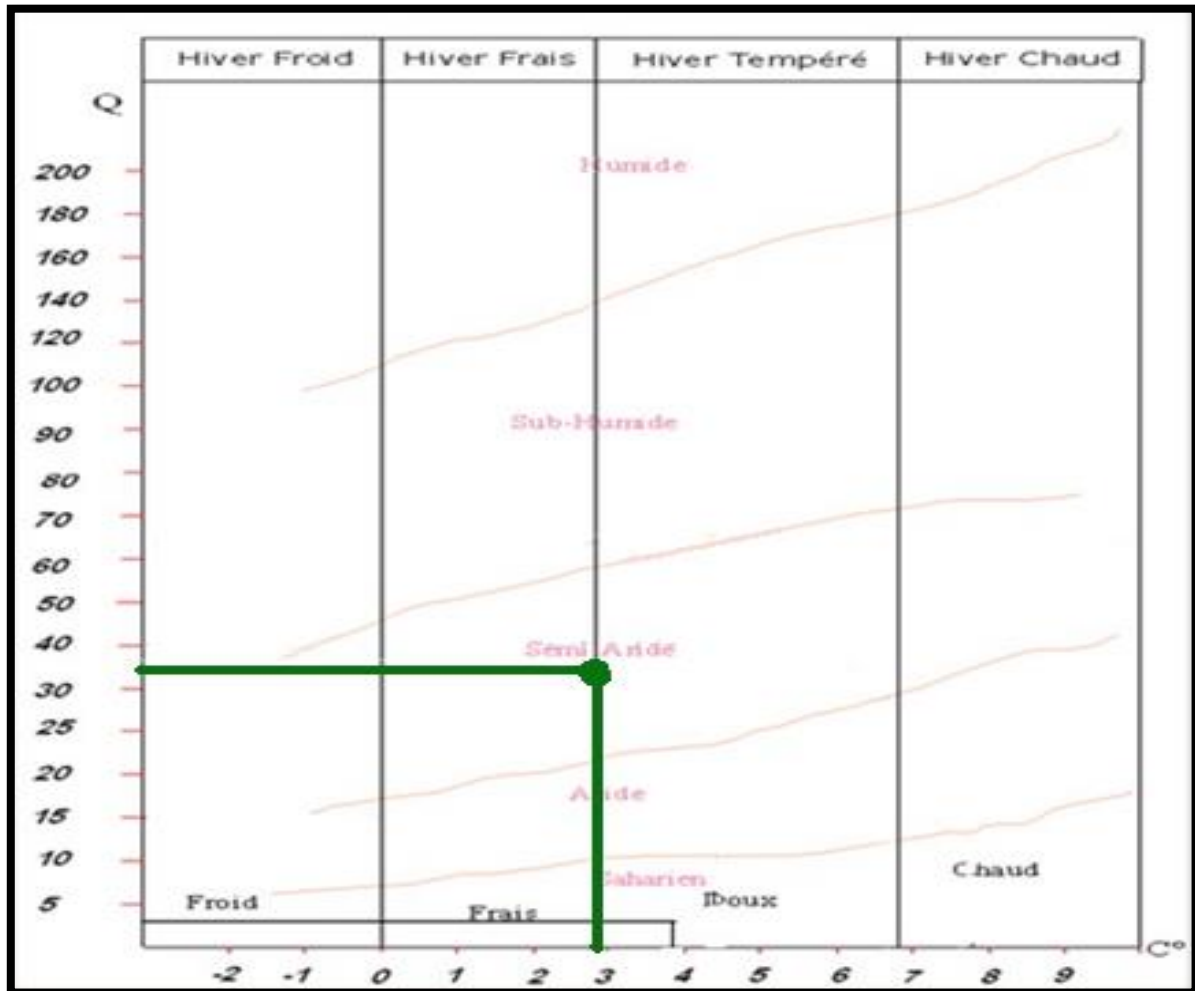


Figure I-13 : Diagramme bioclimatique d'EMBERGER

D'après le diagramme bioclimatique notre région se trouve :

Dans un étage bioclimatique : semi-Aride.

Sous étage : hiver frais .

I.7 Ressources en sol:

I.7.1 Les Condition pédologiques

La pédologie est l'étude de l'identification des sols. En ce qui concerne l'approvisionnement en eau des plantes. le sol agit essentiellement comme un réservoir. Comprendre les caractéristiques du réservoir et son mode de fonctionnement est essentiel pour comprendre le périmètre irrigué environnant. et pour que les ingénieurs ajustent correctement la taille du réseau de distribution d'eau ou pour que les utilisateurs utilisent l'eau qui a été pleinement utilisée. leur évacuation est vitale.

État du sol

-Taux de pénétration de 25 cm/jour.

-La profondeur du sol pour l'exploration des racines est de 1.2 m.

I.7.2 Classification des sols de la zone d'étude

Les sols calcimagnésiques

Ces sols sont principalement situés à l'est de la périphérie. La principale caractéristique de ces sols est la présence de croûtes et de croûtes calcaires dans la couche peu profonde. Ils appartiennent au type A/B/C. où la couche B est une couche d'accumulation de calcaire. En fait, il s'agit principalement d'un sol calcaire brun avec une accumulation plus ou moins évidente de calcaire. L'armoise constitue la majeure partie de la végétation naturelle de ces sols. Ils sont caractérisés par la teneur moyenne en argile (24%). Faible matière organique (MO=1.25%). faible conductivité (CE=0.65dS/m). CEC moyen (CEC=21.5meq/100gr sol) et pH alcalin (pH=8. 1). La valeur de la densité apparente indique une bonne porosité et une bonne structure du sol

Dans la zone d'étude, le sol peu développé est bien présenté et occupé

Une grande surface de la zone d'étude. Ce sont des sols verticaux et modaux à faible évolution, et de petites plaques d'eau se forment près de la vallée de la rivière.

Les sols peu évolués sont caractérisés par une teneur moyenne en argile (22.5 %), une teneur totale en calcaire (40 %), une faible teneur en matière organique (1.25 %), une faible conductivité électrique (CE = 1.42 dS/m), une CEC moyenne (CEC = 19.5 meq / 100gr de sol) et pH faiblement alcalin (7.9). La densité apparente indique que le sol a une bonne porosité. L'Alcalinité échangeable est dominé par le calcium (Ca⁺⁺), qui a la valeur la plus élevée par rapport aux autres alcalis, le magnésium (Mg⁺⁺), le potassium (K⁺) et le sodium (Na⁺). (Annexe 6).

I.7.3 Classification des sols de la zone d'étude

Description de Profil 12

Situation : X : 253338.344 Y : 4010869.176

Topographie : pente 6 à 12 % vers le sud-est

Géomorphologie : glacis.

Charge caillouteuse en surface : 1% fragments calcaires

Végétation : céréaliculture

Description :

0-35 cm : la couleur Brun (7.5 YR 4/4) à l'état sec, structure polyédrique fine, texture limono argileuse, nombreuses racines, charge caillouteuse de 1% de gravier, matière organique décelable, vive effervescence à l'HCL, transition nette.

35-70 cm : la couleur Brun (7.5 YR 4/6) à l'état sec, structure polyédrique moyenne, texture argilo limoneuse, enracinement moyen, charge caillouteuse de 1% de gravier, matière organique peu décelable, vive effervescence à l'HCL, transition diffuse.

70 - 115 cm : la couleur Brun brillant (7.5 YR 5/6) à l'état sec. structure grumeleuse. texture argilo limoneuse. très faible enracinement. charge caillouteuse de 2 % de cailloux calcaires et marnes. nodules de calcaire. très forte effervescence à l'HCL.

Classification :

- **Classe** : sols calcimagnésiques
- **Sous classe** : Carbonatés
- **Groupe** : Bruns calcaires
- **Sous-groupe** : Bruns calcaires différenciés
- **Famille** : Bruns calcaires modales

Description

0-30 cm : de couleur Jaune brun monotone (10 YR 4/3) à l'état sec. structure polyédrique fine. texture argilo-limoneuse. présence de quelques fentes de retrait. compact. très nombreuses racines. présence d'escargots. moyenne effervescence à L'HCL. transition peunette.

30-55 cm : de couleur Jaune Brun sombre (10 YR 5/4) à l'état frais. structure polyédrique moyenne a tendance prismatique. texture limono-argileuse. très compact. faible enracinement. charge caillouteuse 1 % de gravier. vive effervescence à L'HCL. transition peu nette.

55-120 cm : de couleur Brun foncé (10 YR 3/4) à l'état humide. structure polyédrique massive. texture sablo-limono-argileuse. compact. charge caillouteuse 1 % de gravier. taches d'hydromorphie et de marne limoneuse. vive effervescence à L'HCL.

Tableau I- 10 : Caractéristique de profil 12

Horison		H1	H2	H3
Profondeur (cm)		0-35	35-70	70-115
<i>Caractéristiques physiques</i>				
GRANULOMETRIE	Sable (%)	29.18	17	12
	Limon (%)	37.82	38	38
	Argile (%)	33	45	50
		100	100	100
<i>Matière organique</i>				
Matière organique (%)		0.2	1.1	0.2
C (mg /kg de sol).		1.2	6.5	1.2
N (mg /kg de sol).		0.2	0.5	0.2
C /N		7	14	7
<i>Solution du sol</i>				
Cation	Ca ++	18.25	16.8	11.5
	Mg ++ (még /l).	1.82	2.1	3.3
	Na ++ (még /l).	0.68	0.7	0.7
	K+ (még /l).	0.49	0.3	0.84
		21.24	19.9	16.34
Anions	So4--	34.9	38.2	36.7
	Cl-	1.2	2.4	1.8
	Hco3-	0.8	1.3	0.5
		36.9	41.9	39
<i>Réserves minérales</i>				
CaCo3 total (%)		18	35	45
CaCo3 actif (%)		13.7	13.8	16
P (Total (mgp /kg sol).		0.6	0.3	0.8
P205 assimilable (ppm).		109	20	17
K 20 (mg/kg sol).		3.1	0.2	15

I.8 Ressources en eau :

I.8.1 Caractéristiques du barrage

Selon le projet de réservoir de Hammam Grouz, la source d'approvisionnement en eau pour nos environs d'irrigation est la source d'eau d'entrée régulière du bassin de l'Oued Rhumel et accumulée par le barrage de Hammam Grouz.

Le barrage de Hammam Grouz est situé à Oued El Rhumel, à 1.5 kilomètres au sud de Oued ATHMANIA et à environ 45 kilomètres à l'ouest de Constantine. Il est situé dans le canyon du Wadi Rhumel dans le calcaire du Crétacé qui a formé Dj Grouz. Le bassin de l'oued El Rhumel, où se situe le barrage de Hammam Grouz, a une superficie de 1130 kilomètres carrés.

Caractéristiques principales de l'aménagement de Hammam Grouz:

- **Type** : béton poids
- **Hauteur** : 49.5 m
- **Cote de retenue normale (R.N)** : 727.00 m
- **Cote plus hautes eaux (P.H.E)** : 736.00 m
- **Capacité initiale** : 45.00 hm³
- **Capacité levé (2009)**: 40.15 hm³
- **Apport moyen annuel** : 30 hm³
- **Envasement annuel** : 0.4 hm³/an
- **Débit régularisé** : 15.77 hm³/an
- **Quantité destinée pour l'irrigation** : 12H m³ ·

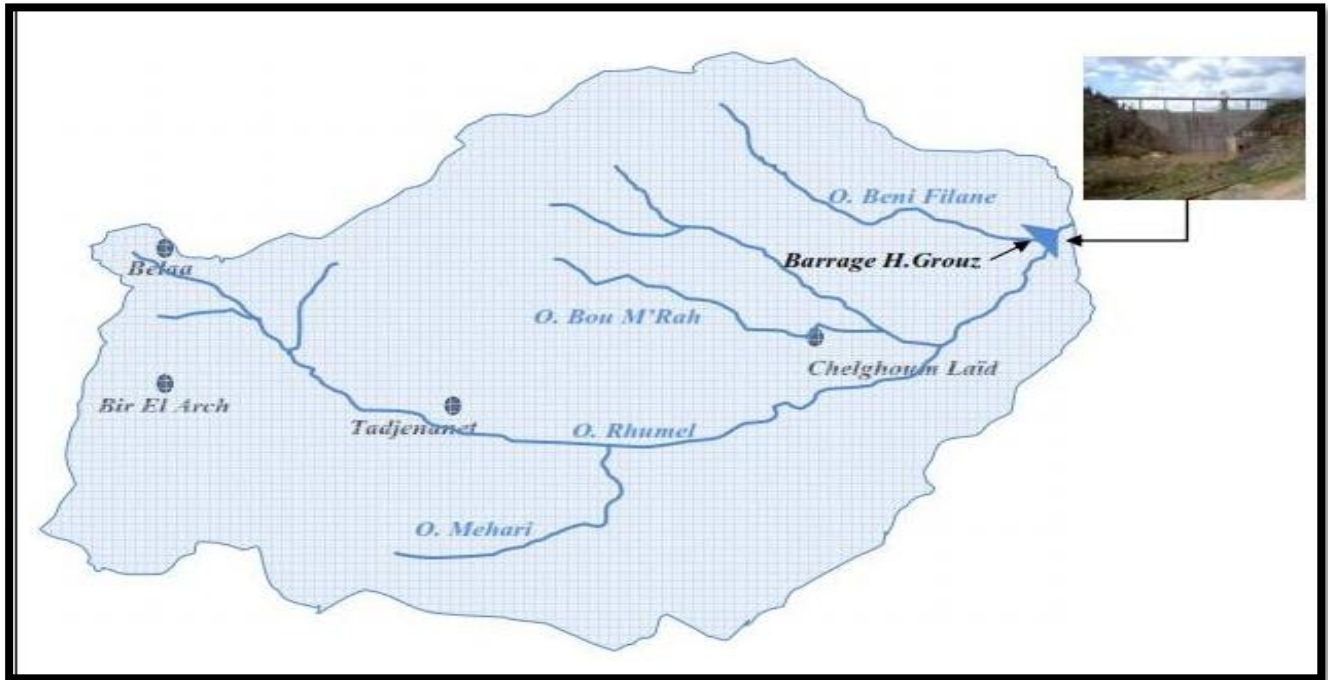


Figure I-14 : Bassin versant d'oued Rhumel au site du barrage Hammam Grouz

I.8.2 Caractéristiques hydrodynamiques des sols

Le sol est caractérisé par de nombreux paramètres physiques mesurables. Les valeurs de ces paramètres sont généralement fonction de la structure et de la texture du sol, mais ne leur sont pas strictement liées.

Le tableau suivant résume les paramètres hydrodynamiques impliqués dans le calcul du dosage d'irrigation :

Tableau I- 11 : les paramètres hydrodynamiques de sol

Texture	Argileux-limoneux
Capacité au champ (%)	28
Point de flétrissement (%)	17
Vitesse de perméabilité (mm/h)	7 mm/h
Densité apparente	1.4

I.8.3 Evaluation de la disponibilité des ressources en eau

Pour évaluer les volumes disponibles de l'eau il est nécessaire d'analyser la consommation

de l'eau par les cultures au cours de la période végétale et comparer les résultats avec les volumes d'eau disponibles au niveau de l'ouvrage de la prise d'eau d'irrigation de la retenue de Hammam Grouz. L'évaluation des ressources en eau disponibles sera faite par deux paramètres principaux :

1. Besoins en eau annuels des cultures.
2. Volumes d'eau maximale alloués pour les besoins d'irrigation.

Notre barrage régularise actuellement un débit fréquentiel de $5.30 \text{ hm}^3 / \text{an}$. mais notre périmètre de 3000ha a besoin au minimum de 12 hm^3 . alors que nous avons un déficit de 6.70 hm^3 .

N.B : ce résultat est provisoire issu d'un calcul préliminaire. une telle valeur définitive sera attribuée ultérieurement après le calcul des besoins en eau d'irrigation pour prendre une décision sur les variantes de l'aménagement soit par le type de cultures ou d'ajouter une autre source par un transfert d'eau à partir du barrage de BENI HAROUN .

I.8.4 Hydrographie du périmètre

Dans la zone couverte par l'étude. l'état hydrologique du fleuve est déterminé par les caractéristiques des précipitations atmosphériques. En un an et dans une série d'années. l'apport est très irrégulier. Entre novembre et avril. 70 à 95 % des apports annuels sont observés. Les vallées sèches sont principalement rechargées par les précipitations atmosphériques. et le rôle des eaux souterraines n'est pas très important. Par conséquent. l'afflux de la vallée de la rivière. en particulier pendant la saison sèche. ne se produit qu'après la pluie.

L'histoire des vallées fluviales qui traversent la frontière. en particulier les principales vallées fluviales (oueds ; DEKRI. SAREG. RUMEL) n'ont trouvé aucun danger pour les terres agricoles adjacentes. et l'effet d'érosion est faible..

La contribution des petites vallées fluviales avec un petit bassin versant est très irrégulière. L'ajout n'a lieu que lors de fortes pluies et ne dure que quelques heures. Pour le reste de l'année. les lits des petites vallées fluviales sont à sec. ou ils semblent être une série de petits lacs isolés avec de petits plans d'eau.

I.8.5 Délimitation des zones inondables

Après avoir étudié la rivière traversant le périmètre d'irrigation. l'accent a été mis sur les caractéristiques du lit de la rivière et du lit principal de la rivière ; il s'avère que seule la partie amont du barrage est menacée d'inondation.

Afin de délimiter les zones susceptibles d'être inondées à l'intérieur du périmètre d'irrigation. le plus haut niveau d'eau (PHE) ou barrage Hammam Grouz est utilisé. Une ligne pour limiter la zone d'inondation possible a été tracée selon la configuration de la courbe de niveau .

I.9 Estimation de la qualité de l'eau

La qualité de l'eau d'irrigation est un paramètre important pour le rendement des cultures. le maintien de la productivité des sols et la protection de l'environnement. Par conséquent. les propriétés physiques et chimiques du sol. telles que sa structure et sa perméabilité. sont très sensibles aux types d'ions potentiellement échangeables présents dans l'eau d'irrigation.

Les facteurs les plus importants pour déterminer la qualité requise de l'eau dans l'agriculture sont les suivants :

- ✓ PH
- ✓ Risque de Salinité
- ✓ Risque de Sodium (Degré d'Adsorption du Sodium_ou SAR).

Au titre de critères principaux de l'évaluation de la qualité de l'eau nous avons pris les coefficients proposés par le Département agricole des USA.

L'estimation de la qualité de l'eau d'après la teneur en sels est très importante. parce que l'irrigation avec de l'eau à forte teneur en sels fait accumuler les sels dans les sols et par conséquence. est la cause de la baisse des rendements des cultures. du ralentissement de la croissance des végétaux et à la fin des fins. de la perte des plantes. Tout de même l'excès du sodium peut provoquer l'alcalinisation et la dégradation de la structure du sol.

Le degré d'Adsorption du Sodium_ci-avant indiqué a été calculé par la formule suivante :

$$S.A.R = \frac{Na}{\sqrt{\frac{(Ca+Mg)}{2}}}$$

Na: Sodium. Ca: Calcium. Mg: Magnesium. [mg/l]

En fonction des valeurs des coefficients et de la conductivité électrique de l'eau mesurée à 25 °C. qui permet de rendre compte de la salinité globale des eaux il existe des limites admissibles et des critères d'appréciation des risques salin et alcalin des sols qui sont ci-dessous classés :

S.A.R.

S₁ risque alcalin faible 0 – 10 ;

S₂ risque alcalin moyen 10 – 18 ;

S₃ risque alcalin élevé 18 – 26 ;

S₄ risque alcalin très élevé > 26 12. Conductivité électrique de l'eau (CE). mmOhms/cm

C₁ risque faible de salinité CE ≤ 0.25;

C₂ risque moyen de salinité 0.25 < CE ≤ 0.75;

C₃ risque élevé de salinité 0.75 < CE ≤ 2.25;

C₄ risque très élevé de salinité CE > 2.25.

Les caractéristiques hydro chimiques moyennes mensuelles de la qualité de l'eau prises d'après les données des observations de l'ANRH pour la période de 1992 – 2018 sont indiquées dans le tableau suivant.

Tableau I- 12 : Caractéristiques chimique de l'eau d'irrigation.

Paramètres	valeurs
CE(µs/cm)	1129
Ca (mg/l)	72
Cl(mg/l)	181
Na (mg/l)	124
Mg (mg/l)	33
K(mg/l)	21.91
SO4 (mg/l)	166
Rs105 (mg/l)	673.7
T(°C)	17.83
PH	7.6
HCO3 (mg/l)	362.8
MES105 (mg/l)	27.83

(ANRH Constantine)

I.9.1 Sodicité et Alcanisation :

Le sodium contenu dans une eau peut se fixer sur le complexe du sol et exercer alors un risque défloculation. Pour diminuer ce risque il est nécessaire de comparer entre la concertation des cations Na^+ avec celle de Mg^{++} et Ca^{++} . donc on parle du l'indice du SAR qui est :

$$S.A.R = \frac{Na^+}{\sqrt{\frac{Ca^{++} + Mg^{++}}{2}}} \dots\dots\dots(I-3)$$

Na : Sodium en mg équiv/l ;

Ca : Calcium en mg équiv/l ;

Mg : Magnésium en mg équiv/l .

Et donc : SAR = 17.11 meq/l.

On distingue quatre classes de danger d'alcalinisation qui sont montrées dans le tableau

Tableau I- 13 : Classification des eaux en fonction de SAR

Classe	S.A.R.	Danger d'alcalinisation
S1	$SAR \leq 10$	Risque
S2	$10 < SAR \leq 18$	faible
S3	$18 < SAR \leq 26$	Risque
S4	$SAR > 26$	moyen Risque élevé Risque très élevé

Tableau I- 14 : Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique

(CE) en mmhos/cm	
$CE_{25^{\circ}C} < 0.25$	Classe C1 : Eau de faible salinité utilisable pour irriguer la plupart des cultures sur la plupart des sols sans grand risque de salinisation du sol.
$0.25 < CE_{25^{\circ}C} \leq 0.75$	Classe C2 : Eaux de salinité moyenne qualifiées de peu dangereux. convient pour les plantes modérément tolérantes aux sels
$0.75 < CE_{25^{\circ}C} \leq 2.25$	Classe C3 : Eaux dont la salinité est qualifiée de forte. inutilisables pour les sols à drainage restreint. Même avec un bon drainage. des pratiques spéciales de contrôles de salinité nécessaires et les plantes ayant une bonne tolérance aux sels peuvent pousser.
$CE_{25^{\circ}C} > 2.25$	Classe C4 : Eaux de salinité très forte. normalement inutilisables pour l'irrigation. Exceptionnellement. elles peuvent être utilisées sur des sols très perméables avec un lessivage intense. Les plantes très tolérantes aux sels pourront être cultivées.

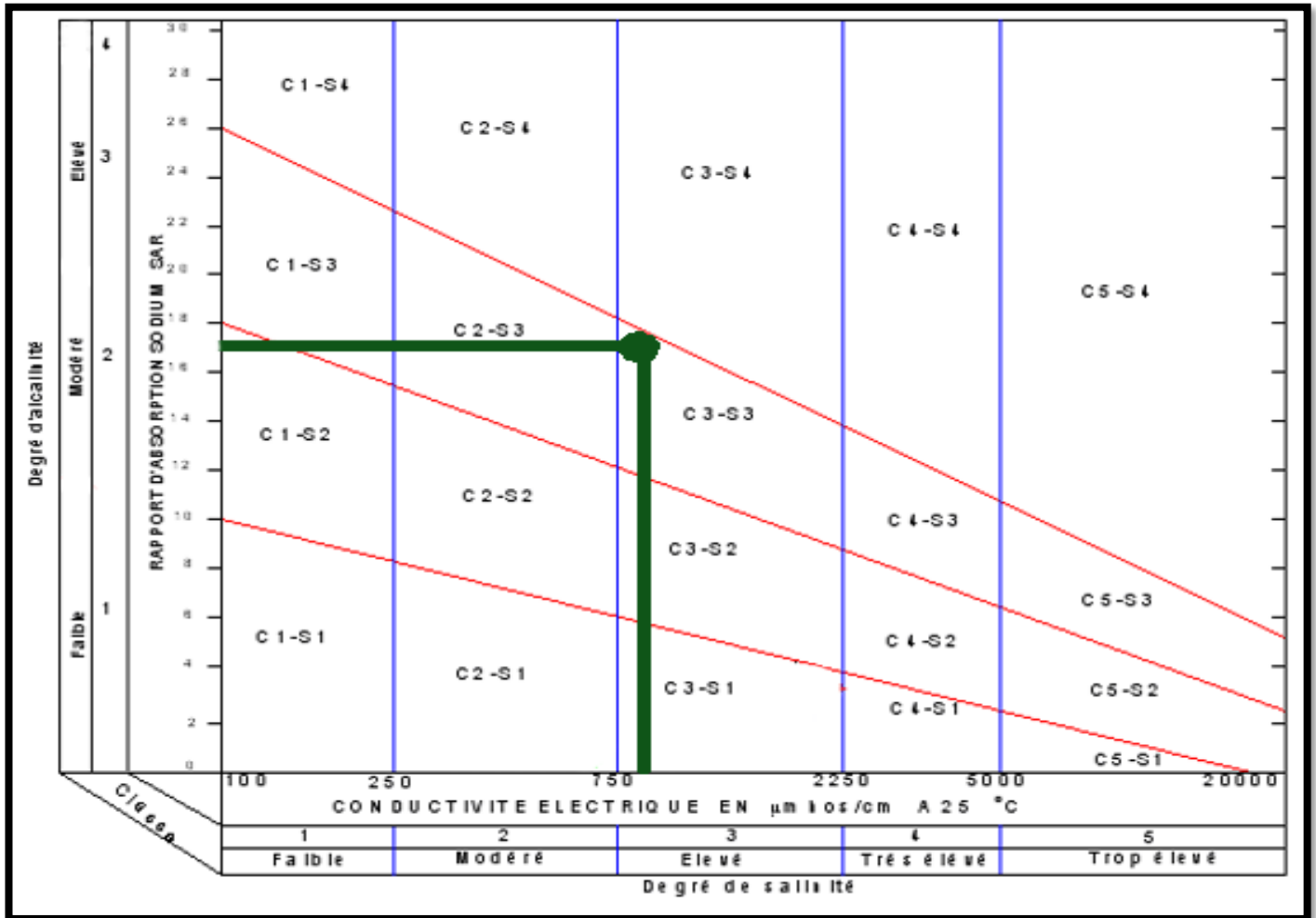


Figure I-15 : diagramme de classification des eaux d'irrigation

I.9.2 Interprétation :

Puisque l'eau du barrage a un SAR de 17.11 meq/l. et une CE=1129 $\mu\text{s/cm}$. et en se référant sur le diagramme de classification des eaux d'irrigation. on peut dire que notre eau est caractérisée par une salinité moyenne avec un degré d'alcalinité élevée (C3-S3). Donc il y'a un risque moyen de salinité. ce qui montre que la qualité de ces eaux est acceptable dans le domaine d'irrigation et il faut faire lessivage de sol avec un bon drainage du sol pour éviter le risque de salinisation .

Conclusion

Sur la base de la recherche des données pluviométriques et climatiques dans ce chapitre. la zone d'étude est caractérisée par un été chaud et un hiver frais. avec une pluviométrie moyenne de **358.80 mm**

L'agriculture est la principale activité de la région. et elle est importante pour son développement à travers la culture de cultures à haut rendement.

Des calculs préliminaires ont prouvé que l'apport normalisé du barrage de Hammam Grouz n'est pas suffisant pour irriguer la zone environnante. mais cette valeur finale sera attribuée après le calcul de l'eau d'irrigation. Il est nécessaire de déterminer le développement de variantes de cultures selon le type ou à travers le transfert d'eau du barrage de BENI HAROUN Augmenter les autres sources d'eau.

CHAPITRE II : Etude hydrologique

II.1 Introduction

La recherche hydrologique vise à déterminer les caractéristiques des précipitations annuelles à une fréquence donnée. ce qui fournit des conditions pour la recherche de nos projets de conservation de l'eau et de développement agricole. comme le calcul de la demande prévisionnelle des cultures dans les environs et la taille du réseau d'irrigation. les précipitations doivent être comprises.

II.1.1 Présentation de la station

La station de Bir Drimil est prise comme station de référence. les caractéristiques de cette dernier sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau II- 1 : caractéristique principales de la station pluviométrique (ANRH Alger).

Nom de La station	Code	Coordonnés en Lambert		Altitude	Période D'observatio n	Nombre D'années Observées
		X(km)	Y(km)	(m)		
Bir Drimil	11-15-09	840	312	856	1992-2018	26

Tableau II- 2 : Répartition mensuelle des précipitations(mm)

Mois Années	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	mars	avril	mai	juin	Juil	aout	annuel
1992	55.6	31.4	41.5	12.3	31.7	26.5	70.4	5.4	16.4	0.5	0.5	0	292.2
1993	61.3	29.8	35.6	66.4	20.3	80.6	35.8	19.5	40.3	4.7	9.3	0.5	404.1
1994	19	27.3	12.5	23.6	33.8	26.3	28.4	25	13.4	11.2	0	1.2	221.7
1995	26.4	12.4	17.2	98.6	34.6	27	21.4	52.3	14.6	14.6	1	2.5	322.6
1996	49.4	16.2	10.4	21.5	55.9	7.4	16.4	31.2	32.5	7.1	0.5	9.6	258.1
1997	18.4	12.3	63	72.5	13	34.6	101.6	53.6	30.2	14.9	19.2	21.6	454.9
1998	29	45.4	15.9	26.2	53.5	47.8	47.3	49.1	95.4	6.6	16.9	2.5	435.6
1999	26.3	15.5	79.6	70.6	35	23.1	28	1.7	42.3	13.8	19.4	9.1	364.4
2000	14.7	9.6	18	50.8	29.5	31.2	20.6	19.2	14.2	0	2.9	2.6	213.3
2001	21.2	65.8	26.4	29.3	104.1	11.2	56.4	13.5	21.4	22	0	1	372.3
2002	56.2	5.9	26	11.2	92.7	168.3	21.3	71.4	56.9	70.9	18.5	18.4	617.7
2003	31.5	14.2	12.6	25.3	56.9	29.9	16.4	44.5	22.5	13.7	22.6	12.4	302.5
2004	53.8	96.6	68	53.5	7	43.1	25	43.1	43.4	24.1	0	5.9	463.7
2005	12	13.4	19.4	19.4	20.2	12.9	5.2	4.6	1.6	1.6	0.3	0	110.6
2006	34.6	20.7	51.7	109.4	7.3	10.1	5.2	26.4	82	56.2	3.5	22.7	429.8
2007	16.2	31.6	26.4	33.9	57.8	23	17.8	31.5	17.4	6.5	5.4	17.8	285.3
2008	45.7	3.4	13.5	11.2	8.5	14	4.5	4.5	8.6	3.3	16.5	38.5	172.2
2009	14.2	13.5	47.4	42.6	77.3	17	14.3	46.3	28	15.5	7.5	5	328.6
2010	29.2	19	13	50.2	54.3	8.3	31.4	51.2	85.9	37.8	32	16.5	428.8
2011	49.3	27.2	59.1	120.1	58.3	30.5	33.6	38.1	5.5	9.3	3.5	17.3	451.8
2012	32.7	12.5	17.6	45.3	42.8	54.5	11	27.9	117.7	7.2	7.6	0	376.8
2013	41.6	12.4	16.5	63.7	26.4	30.1	71.3	62.5	14.8	8.2	8.5	0	356.0
2014	11	10	24	104	40	33	108	5	59	14	1	0	409
2015	22	48	41	0	114	120	83	5	19	8	0	125	585
2016	7	18	30	5	43	16	62	45	44	10	0	8	288
2017	11	10	72	35	85	34	0	25	6	12	6	0	296
2018	7	142	5.6	19	14	30	91	50	41	7	0	40	446.6
Moyenne	13	28.3	32	45.20	45.07	36.68	38.04	31.57	36.07	14.84	7.50	14	358.8

II.2 Etude de l’homogénéité de la série pluviométrique

Le test de Wilcoxon permet de vérifier l'uniformité de la série pluviométrique. La vérification de l'homogénéité de la séquence pluviométrique par cette méthode repose sur les étapes suivantes

Comme suit : La série complète des précipitations moyennes annuelles est divisée en Les deux sous-séries x et y font : N1 et N2 représentent respectivement la taille des deux sous- séries La série considère généralement N2>N1.

Ensuite, nous classons la série de pluie d'origine pour former une série x joint y tri décroissant. A ce stade, nous attribuons chaque valeur de la série pluviométrique classée à son Classez et précisez à quelle sous-série il appartient.

M. Wilcoxon (TOUAIBIA; 2004) a indiqué que la série est homogène et la probabilité est 95%. si la relation suivante est vraie :

$W_{min} < W_y < W_{max}$

Avec :

$W_y = Rang\ y$

W_y : Somme des rangs de sous-séries.

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

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

Tableau II- 3 : Test d'homogénéité de la série pluviométrique.

N°	Annuel	Série X	Série Y	Trier	Y U X	Rang
1	292.2	292.2	110.6	617.7	X	1
2	404.1	404.1	429.8	585	Y	0
3	221.7	221.7	285.3	463.7	X	3
4	322.6	322.6	172.2	454.9	X	4
5	258.1	258.1	328.6	451.8	Y	0
6	454.9	454.9	428.8	446.6	Y	0
7	435.6	435.6	451.8	435.6	X	7
8	364.4	364.4	376.8	429.8	Y	0
9	213.3	213.3	356.0	428.8	Y	0
10	372.3	372.3	409	409	Y	0
11	617.7	617.7	585	404.1	X	11
12	302.5	302.5	288	376.8	Y	0
13	463.7	463.7	296	372.3	X	13
14	110.6		446.6	364.4	X	14
15	429.8			356	Y	0
16	285.3			328.6	Y	0
17	172.2			322.6	X	17
18	328.6			302.5	X	18
19	428.8			296	Y	0
20	451.8			292.2	X	20
21	376.8			288	Y	0
22	356.0			285.3	Y	0
23	409			258.1	X	23
24	585			221.7	X	24
25	288			213.3	X	25
26	296			172.2	Y	0
27	446.6			110.6	Y	0

$$W_{\min}=141.11 \text{ \& } W_{\max}=222.89$$

$$W_{\min}=141.11 < W_x =180 < W_{\max}=222.89$$

La condition d’homogénéité du test de Wilcoxon est vérifiée. donc la série des précipitations moyennes annuelle de la Station BIR DRIMIL est homogène.

II.3 Etude de l’échantillon et choix du type de loi d’ajustement

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 . (Annexe 4)

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

II.3.1 Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss et Ajustement à la loi Galton
le procédé de calcul consiste à:

- Classer les valeurs de l’échantillon par ordre croissant.
- Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées.
- Calculer la fréquence expérimentale (par la formule de Hazen par exemple).

– Variable réduite de gauss
$$U = \frac{X - \bar{X}}{\delta} \dots\dots\dots(V-3)$$

Calcul des caractéristiques empirique de loi (X ; δ ; Cv; CS=0).

– Le coefficient de variation
$$C_v = \frac{\delta}{\bar{X}} \dots\dots\dots(V-4)$$

– L’équation de la droite de Henry sur papier de probabilité gaussien:

$$XP\% = X + \delta * Up\% \dots\dots\dots(V-5)$$

Avec : XP%: précipitation de probabilité P%.

Up%: variable réduit de Gauss.

\bar{X} : Moyenne arithmétique.

δ: Écart type

Pour les calculs on a utilisé le logiciel HYFRAN.

II.3.1.1 Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss

Tableau II- 4 : Ajustement à la loi de Gauss (loi Normale).

$T=1/q$	$q= F(X)$ (probabilité au non-dépassement).			
T	q	Xt	Ecat-type	Intervalle de confiance 95%
100.0	0.9900	627.40	43.370	542.37 - 712.42
50.0	0.9800	595.93	39.685	518.13 - 673.73
20.0	0.9500	548.72	34.455	481.17 - 616.26
10.0	0.9000	506.76	30.241	447.47 - 566.04
5.0	0.8000	455.93	25.981	405.00 - 506.87
2.0	0.5000	358.80	22.216	315.25 - 402.35
1.25	0.2000	261.67	25.981	210.73 - 312.60

Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station de Bir Drimil :

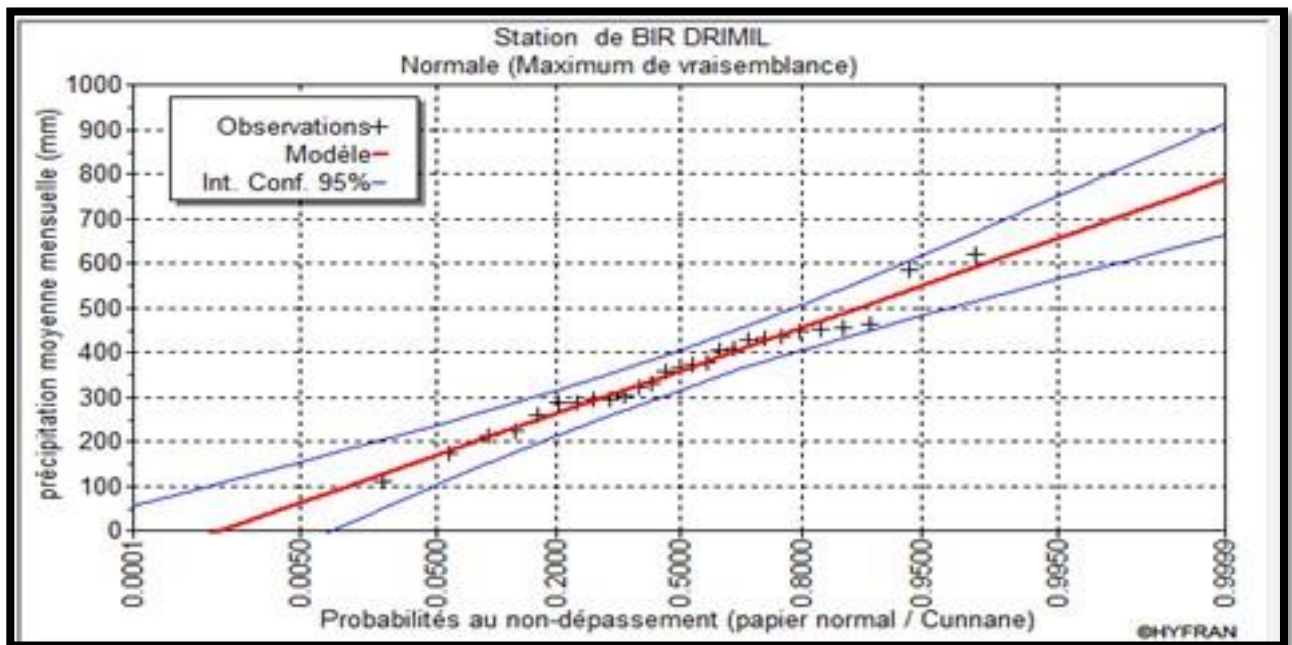


Figure II- 1 : Ajustement à la loi de Gauss (loi Normale)

II.3.1.2 Ajustement à la loi log-Normale

Tableau II- 5 : Ajustement à la loi Galton (loi log Normale).

T=1/q	q= F(X)(probabilité au non-dépassement).			
T	Q	Xt	Ecat-type	Intervalle de confiance 95 %
100.0	0.990	800.88	111.41	582.47 - 1019.3
50.0	0.980	723.99	92.159	543.32 - 904.66
20.0	0.950	622.25	68.770	487.43 - 757.07
10.0	0.900	543.89	52.759	440.47 - 647.32
5.0	0.800	462.08	38.507	386.59 - 537.57
2.0	0.500	338.38	24.113	291.11 - 385.65
1.250	0.200	247.79	20.650	207.31 - 288.27

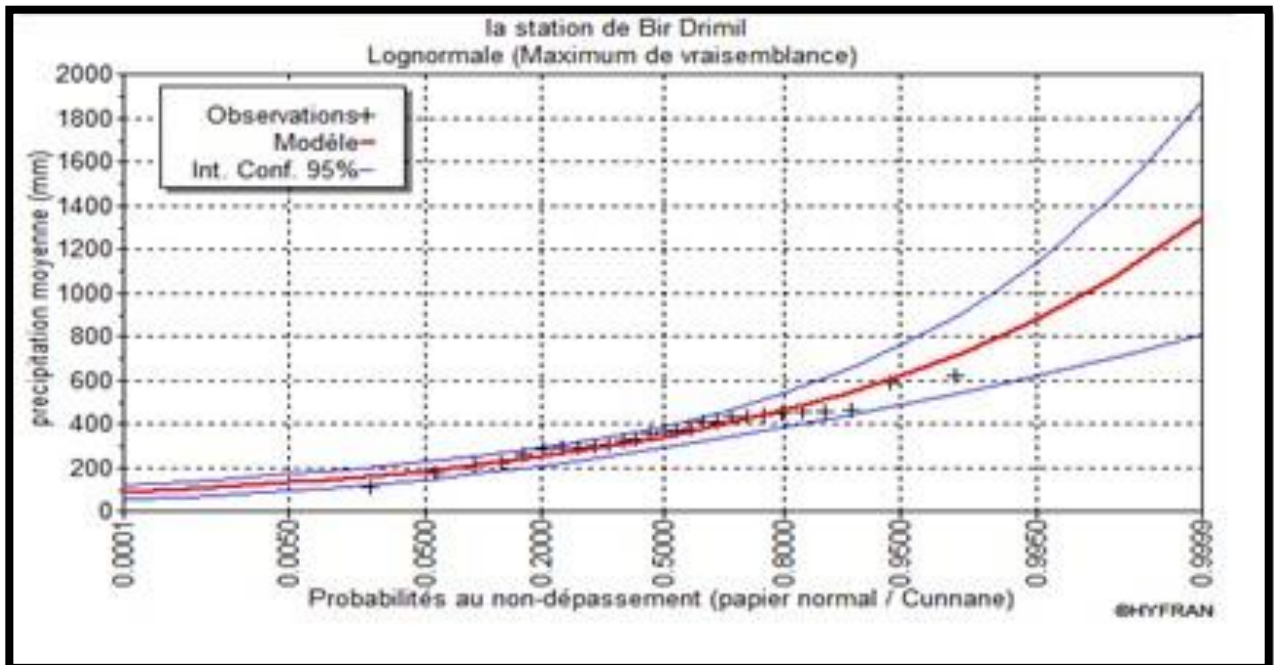


Figure II- 2 : Ajustement des pluies annuelles par la loi log-normale

II.3.2 Test de validité d'un ajustement

Test de Khi carrée : (Annexe 5)

- On calcule $\chi^2_{\text{calculé}}$.
- On calcule le nombre de degré de liberté γ :
- On détermine $\chi^2_{\text{théorique}}$ sur la table de Pearson III
- Avec $\chi^2_{\text{théorique}} = g(\gamma, \alpha)$

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

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

II.3.2.1 Test de validité de l'ajustement à la loi de Gauss

Résultats	
Résultat de la statistique :	$X^2 = 4.37$
p-value	$p = 0.3582$
Degrés de liberté :	4
Nombre de classes :	7

Figure II- 3 : Les résultats de Test de Khi carrée (loi de Gauss)

$$\chi^2_{\text{calculé}} = 4.37 \quad \gamma = 4$$

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

$$\chi^2_{\text{théorique}} = 9.48$$

$$\chi^2_{\text{calculé}} = 4.37 < \chi^2_{\text{théorique}} = 9.48$$

Donc l'ajustement est à considérer.

II.3.2.2 Test de validité de l'ajustement à la loi de Galton

Résultats	
Résultat de la statistique :	$\chi^2 = 6.44$
p-value	$p = 0.1683$
Degrés de liberté :	4
Nombre de classes :	7

Figure II- 4 : les résultats de Test de Khi carrée (loi de Galton)

$$\chi^2_{\text{calculé}} = 6.44 \quad \gamma = 4$$

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

$$\chi^2_{\text{théorique}} = 9.48$$

$$\chi^2_{\text{calculé}} = 6.44 < \chi^2_{\text{théorique}} = 9.48$$

Donc l'ajustement est à considérer.

$\chi^2_{\text{calculée}}$: donnée par le logiciel HYFRAN.

Pour la loi normale : $\chi^2_{\text{calculée}} = 4.37$

Pour la loi log-normale : $\chi^2_{\text{calculée}} = 6.44$

Et $\chi^2_{\text{théorique}} = 9.48$

Conclusion

Le test de Khi carré et les Figures ci-dessus montrent que loi Normale présente une adéquation meilleure que la de loi Log-Normale.

II.4 Détermination de l'année de calcul

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

Tableau II- 6 : Ajustement à la loi normal

T	q	Xt	Intervalle de confiance
2	0.5	358.80	315.25 - 402.35
1.25	0.2	261.67	210.73 - 312.60

Puisque la loi de Galton est la plus adéquate. alors nous la retenons pour l'estimation de la pluviométrie moyenne mensuelle représentative de la région

L'estimation sera pour l'année sèche de fréquence 80% .on utilise la formule suivante :

$$P_{i, 80\%} = P_{\text{moy de chaque mois}} \times \frac{\text{Pthéorique (80\%)Annuelle}}{\text{Pthéorique (50\%)Annuelle}} \dots\dots\dots(V-6)$$

On déduit les résultats suivants :

$$P_{\text{théo ann 80\%}} = 261.67 \text{ mm}$$

$$P_{\text{théo ann 50\%}} = 358.80 \text{ mm}$$

$$\frac{\text{Pthéorique (80\%)Annuelle}}{\text{Pthéorique (50\%)Annuelle}} = 0.73$$

Donc les valeurs de $P_{i, \text{sec } 80\%}$ devient comme suit :

Tableau II- 7 : Précipitation moyenne mensuelle de l'année de calcul

Mois	Sept	oct	nov	Déc	janv	fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
Pmoy (mm/mois)	29.49	28.3	32	45.20	45.07	36.68	38.04	31.57	36.07	14.84	7.50	14
Pmoy80% (mm/mois)	21.53	20.65	23.36	33	32.90	26.77	27.76	23.04	26.33	10.83	5.47	10.22

Conclusion

Le Test de Wilcoxon montre que la série des pluies moyennes annuelles est homogène
Concernant l'ajustement des séries. on constate aussi que la loi de Galton. la plus adéquate pour
l'estimation de la pluviométrie moyenne mensuelle représentative de la région dans notre
projet .

CHAPITRE III : LES BESOINS EN EAUX DES CULTURES

III.1 Introduction

Les cultures prospèrent et absorbent l'eau et les nutriments du sol. mais toute l'eau fournie aux cultures n'est pas absorbée par les cultures. Une partie s'infiltré et disparaît dans les profondeurs. L'eau qui pénètre dans la plante est libérée par transpiration à travers les organes ressemblant à des feuilles. et le reste est évaporé par le sol. La combinaison de ces deux effets est l'évapotranspiration. Ce phénomène détermine la demande en eau des cultures.

III.2 Occupation des sols

Tableau III-1 : Système de cultures proposées à la zone de Chaleghoum laid

Les Culture	Les surfaces (ha)
Blé	30.47
Orge	25.65
Olivier	24.05
Choux	19.24
Haricot	22.45
Pêcher	16.04
Pomme de terre	22.45
Somme	160.35

III.3 Calcul des besoins en eau d'irrigation des cultures

Vu le climat. la culture durant son cycle végétatif a besoin une certain quantité d'eau à fournir pour satisfaire ses exigences biologiques.elle est calculée par la formule suivante :

$$B = ETM - (P_{eff} + K.RFUi-1) \dots\dots\dots(II-3)$$

B : besoin en eau d'irrigation (mm). L'irrigation est faite lorsque **B** (bilan hydrique)> **0**.

K : coefficient qui dépend des conditions climatologiques

ETM : évapotranspiration (mm/mois).

Peff : pluie efficace

RFU_{i-1} : c'est la réserve facilement utilisable par les cultures. elle exprime l'humidité du sol du mois précédent accessible aux cultures. (*Annexe 2*) Le calcul de la RFU se fait comme suit :

$$\text{RFU} = Y (\text{Hcc} - \text{Hpf}) \cdot \text{Da} \cdot \text{Z} \dots\dots\dots (\text{II-3})$$

Y : degré de tarissement (2/3) .

Da : densité apparente (1.4).

Z : profondeur d'enracinement mm.

Hcc : humidité à la capacité au champ (28%)

Hpf : humidité au point de flétrissement (17%)

III.3.1. Calcul de l'évapotranspiration :

Dans ce travail. le calcul des besoins en eau des cultures a été réalisé à l'aide du logiciel CROPWAT. qui a été laissé passer. et a évalué l'évapotranspiration de référence selon la méthode empirique la plus appropriée modifiée par M. Penman et Monteith.

Au Royaume-Uni. c'est en 1948 que M. Penman et Motheit ont proposé une étude de l'évapotranspiration en liant indissociablement l'énergie solaire incidente. Cette formule est limitée ou incomplète. car cette dernière ne prend pas en compte l'influence de certains paramètres météorologiques. Les expériences montrent que cette formule n'est pas adaptée aux zones arides ou semi-arides à faible humidité.

À cette fin. nous avons ajusté et modifié les nouvelles formules de M. Penman et M. Motheit. qui prenaient en compte l'influence des paramètres du vent. ainsi que des corrections supplémentaires pour les conditions météorologiques diurnes et nocturnes.

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

$$\text{ET0} = C \times W \times \text{RN} + 1 - W \times F u \times (e_a - e_d) \dots\dots\dots (\text{II-4})$$

D'où :

ET0 : Représente l'évapotranspiration de référence. exprimées en mm /jour.

W : Facteur de pondération tenant compte de l'effet de rayonnement a différente température et altitude.

Rn : Rayonnement net en évaporation équivalente. exprime en

mm/jour. **F(u)** : Fonction liée au vent.

e_a: Tension de vapeur saturante a la température moyenne de l'air. en millibars.

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

La différence ($e_a - e_d$) consiste en facteur de correction. afin de compenser les conditions météorologiques diurnes et nocturnes. Le calcul de l'évapotranspiration de référence est réalisé à l'aide d'un logiciel appelé CROPWAT. fondé sur la méthode de Mr Penman et Motheit. modifiée et recommandée par la consultation des experts de la FAO tenue à Rome en mai 1990. Pour l'exploitation du logiciel. nous devons fournir les informations mensuelles de la station météorologique. la méthode adoptée emploie les informations homogènes et fiables suivantes :

- Température : Les températures moyennes mensuelles sont données en degré Celsius.
- Humidité de l'air : l'humidité relative de l'air exprime en pourcentage %.
- Insolation journalière : L'insolation journalière donnée en heures d'insolation.
- Vitesse de vent : La vitesse du vent peut être introduite en m/s.

Tableau III-2 : Evapotranspiration de référence ET_0 calculée à l'aide du logiciel CROPWAT 8.0

Mois	Temp Min	Temp Max	Humidité	Vent	Insolation	Ray.	ETo
	°C	°C	%	m/s	%	MJ/m ² /jour	mm/jour
Janvier	3.1	12.5	79	1.7	54	9.2	1.14
Février	3.0	13.4	77	1.7	60	12.3	1.55
Mars	5.2	17.1	72	1.7	67	17.1	2.49
Avril	6.8	19.5	70	1.6	71	21.6	3.35
Mai	11.5	26.2	64	1.3	80	26.0	4.69
Juin	16.2	31.6	54	1.2	83	27.8	5.75
Juillet	18.5	34.3	48	1.1	85	27.5	6.02
Août	19.8	34.8	50	1.1	82	24.4	5.60
Septembre	15.2	29.0	64	1.2	76	19.7	4.11
Octobre	11.5	23.9	70	1.5	70	14.5	2.78
Novembre	7.0	17.4	74	1.5	60	10.2	1.63
Décembre	4.2	13.6	79	1.7	54	8.4	1.12
Moyenne	10.2	22.8	67	1.4	70	18.2	3.35

Calcul de ETM :

Estimer l'évaporation maximale (ETM) à partir de l'évaporation de référence (ET0). généralement appelé ETP. on utilise le coefficient de culture (Kc) (*Annexe 1*). en fonction de Le type de culture et son stade de développement et les conditions climatiques à ce moment-là. L'évapotranspiration maximale (MTE) est mesurée expérimentalement et comparée à L'évapotranspiration de référence que nous en avons déduite (ET0) :

$$Kc = ETM / ET0.....(II-4)$$

III.3.2. La pluie efficace

c'est la partie de la pluie qui participent effectivement à la satisfaction des besoins en eau de la plante.Elle est calculés par la méthode de pourcentage comme suit :

Pluies efficaces = A × Pluies totales / A : coefficient estimé à 0.8

Tableau III-3 : Précipitation efficace dans la zone d'étude.

	Rain	Eff. rain
	mm	mm
January	32.9	26.3
February	26.8	21.4
March	27.8	22.2
April	23.0	18.4
May	26.3	21.0
June	10.8	8.6
July	5.5	4.4
August	10.2	8.2
September	21.5	17.2
October	20.6	16.5
November	23.4	18.7
December	33.0	26.4
Total	261.8	209.4

Tableau III-4 : Besoins en eau d'irrigation pour l'orge

Mois	Pluie Eff(mm)	ET0 (mm)	KC	ETM (mm)	RUF	RUF réelle	Besoin nette (mm)
Sep	17.2	123.3		0	0		
Oct	16.5	86.18		0	0		
Nov	18.7	48.9	0.3	14.6	29.7	9.9	
Déc	26.4	34.72	0.3	10.41	49.5	49.5	
Jan	26.3	35.34	0.5	17.6	49.5	49.5	
Fév	21.4	43.4	0.5	21.7	59.4	59.4	
Mar	22.2	77.19	1	77.19	59.4	29.7	25.29
Avril	18.4	100.5	1.15	115.5	59.4	19.8	77.375
Mai	21.1	145.39	1	145.3	69.3	23.1	101.19
Juin	8.7	178.56		0	0		
Juill	4.4	186.62		0	0		
Aout	8.2	173.6		0	0		

Tableau III-5 : Besoins en eau d'irrigation pour Blé

Mois	Pluie Eff(mm)	ET0 (mm)	KC	ETM (mm)	RUF	RUF réelle	Besoin nette (mm)
Sep	17.2	123.3					
Oct	16.5	86.18					
Nov	18.7	48.9	0.4	19.56	29.7	9.9	
Déc	26.4	34.72	0.7	24.30	49.5	49.5	
Jan	26.3	35.34	0.85	30.03	49.5	49.5	
Fév	21.4	43.4	0.95	41.23	59.4	59.4	
Mar	22.2	77.19	1.05	81.04	59.4	29.7	29.1495
Avril	18.4	100.5	1.05	105.52	59.4	19.8	67.325
Mai	21.1	145.39	0.8	116.31	59.4	19.8	75.412
Juin	8.7	178.56	0.75	133.92			123.92
Juill	4.4	186.62					
Aout	8.2	173.6					

Tableau III-6 : Besoins en eau d'irrigation pour haricots

Mois	Pluie Eff(mm)	ET0 (mm)	KC	ETM (mm)	RUF	RUF réelle	Besoin nette (mm)
Sep	17.2	123.3	0.9	110.97	69.3	0	93.77
Oct	16.5	86.18	0.85	73.25	69.3	23.1	33.653
Nov	18.7	48.9					
Déc	26.4	34.72					
Jan	26.3	35.34					
Fév	21.4	43.4					
Mar	22.2	77.19					
Avril	18.4	100.5					
Mai	21.1	145.39					
Juin	8.7	178.56	0.5	89.28	49.5	0	80.58
Juill	4.4	186.62	0.65	121.30	49.5	0	116.903
Aout	8.2	173.6	0.95	164.92	69.3	0	156.72

Tableau III-7 : Besoins en eau d'irrigation pour Choux

Mois	Pluie Eff(mm)	ET0 (mm)	KC	ETM (mm)	RUF	RUF réelle	Besoin nette (mm)
Sep	17.2	123.3	0.5	61.65	29.7	0	44.45
Oct	16.5	86.18	0.7	60.32	39.6	13.2	30.626
Nov	18.7	48.9	0.95	46.45	49.5	16.5	11.255
Déc	26.4	34.72	0.8	27.76	59.4	59.4	0
Jan	26.3	35.34					
Fév	21.4	43.4					
Mar	22.2	77.19					
Avril	18.4	100.5					
Mai	21.1	145.39					
Juin	8.7	178.56					
Juill	4.4	186.62					
Aout	8.2	173.6					

Tableau III-8 : Besoins en eau d'irrigation pour la pomme de terre (AS)

Mois	Pluie Eff(mm)	ET0 (mm)	KC	ETM (mm)	RUF	RUF réelle	Besoin nette (mm)
Sep	17.2	123.3		44			
Oct	16.5	86.18		0			13.39
Nov	18.7	48.9	0.5	24.45	39.6	13.2	
Déc	26.4	34.72	0.7	24.304	59.4	59.4	
Jan	26.3	35.34	1	35.34	59.4	59.4	
Fév	21.4	43.4	0.75	32.55	59.4	59.4	
Mar	22.2	77.19					
Avril	18.4	100.5					
Mai	21.1	145.39					
Juin	8.7	178.56					
Juill	4.4	186.62					
Aout	8.2	173.6					

Tableau III-9 : Besoins en eau d'irrigation pour Olivier

Mois	Pluie Eff(mm)	ET0 (mm)	KC	ETM (mm)	RUF	RUF réelle	Besoin nette (mm)
Sep	17.2	123.3	0.9	110.97	118.8	0	93.77
Oct	16.5	86.18	0.9	77.562	118.8	0	61.062
Nov	18.7	48.9	0.9	44.01	118.8	118.8	
Déc	26.4	34.72	0.7	24.304	118.8	118.8	
Jan	26.3	35.34	0.65	22.971	118.8	118.8	
Fév	21.4	43.4	0.65	28.21	118.8	118.8	
Mar	22.2	77.19	0.65	50.1735	118.8	39.6	
Avril	18.4	100.5	0.65	65.325	118.8	39.6	7.325
Mai	21.1	145.39	0.65	94.5035	118.8	39.6	33.8035
Juin	8.7	178.56	0.75	133.92	118.8	0	125.22
Juill	4.4	186.62	0.75	139.965	118.8	0	135.565
Aout	8.2	173.6	0.9	156.24	118.8	0	148.04

Tableau III-10 : Besoins en eau d'irrigation pour Pecher

Mois	Pluie Eff(mm)	ET0 (mm)	KC	ETM (mm)	RUF	RUF réelle	Besoin nette (mm)
Sep	17.2	123.3	0.55	67.8	118.8		50.615
Oct	16.5	86.18	0.55	47.3	118.8	0	30.899
Nov	18.7	48.9	0.55	26.8	118.8	118.8	
Déc	26.4	34.72	0.75	26.04	118.8	118.8	
Jan	26.3	35.34	0.75	26.50	118.8	118.8	
Fév	21.4	43.4	0.75	32.55	118.8	118.8	
Mar	22.2	77.19	0.75	57.89	118.8	39.6	
Avril	18.4	100.5	0.55	55.27	118.8	39.6	
Mai	21.1	145.39	0.55	79.96	118.8	39.6	19.2645
Juin	8.7	178.56	0.55	98.20	118.8		89.508
Juill	4.4	186.62	0.55	102.6	118.8		98.241
Aout	8.2	173.6	0.55	95.4	118.8		87.28

Tableau III-11 : Les résultats de calcul des besoins en eau nets

Besoin nette pour les cultures							
	Blé	l'Orge	Haricots	Choux	PDT (AS)	Olivier	Pecher
Sept			93.77	44.45		93.77	50.615
Oct			33.653	30.626	13.39	61.062	30.899
Nov				11.255			
Dec				0			
Janv							
Fév							
Mars	29.14	25.29					
Avrl	67.32	77.375				7.325	
Mai	75.41	101.19				33.8035	19.2645
Jui	123.92		80.58			125.22	89.508
Juill			116.90			135.565	98.241
Aout			156.72			148.04	87.28
Totals	297.10	203.85	481.62	86.331	13.39	604.7855	375.8075
besMax	123.92	101.19	156.72	44.45	13.39	148.04	98.241

III.3.3. Calcul du débit spécifique

Le débit spécifique est défini en fonction de la demande en eau de chaque culture préalablement évaluée à partir de la répartition des cultures. La consommation d'eau de pointe est donnée sous la forme d'un débit continu assuré 24h/24 pour répondre aux besoins de consommation mensuelle.

$$qs = \frac{B_{net} \cdot 10 \cdot 1000}{N_j \cdot N_i \cdot 3600 \cdot E_i} \text{ l/s/ha} \dots \dots \dots (II-5)$$

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

Ni : nombre des heures d'irrigation=24h.

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

Ei : Efficience d'irrigation. on prend 0.75.

Bnet =156.72mm/mois.

Lessivage :

La méthodologie d'approche développée ci dessous résulte des recommandations des directives de la FAO (bulletin n°29) en matière de qualité de l'eau d'irrigation pour évaluer l'incidence de cette dernière sur les sols et prendre les dispositions nécessaires pour éviter d'accentuer la salinisation des sols.

$$LR = \frac{C_{eiw}}{5C_{ees} - C_{eiw}} = 13\% \dots \dots \dots (II-6)$$

B_{TOTAL} =156 .72+0.13×156 .72=177 .09

qs=0.91 l/s/ha < 1.5 l/s/ha

III.3.4. Le débit caractéristique

C'est le débit qu'on doit fournir pour assurer l'irrigation de la totalité du périmètre.il est utilisé pour le dimensionnement de système d'irrigation ainsi que le choix de pompe.

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

q_s : débit spécifique en (l/s/ha)

S : la superficie nette à irriguer = **160 .35 ha**

$$Q_{car} = q_s \cdot S = 0.91 * 160 .35 = 145 .92 \text{ l/s.}$$

III.3.5. Besoins totaux nets en eau d’irrigation

Tableau III-12 : le cycle végétatif des cultures envisagées

Culture	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fevr	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	
BLE													
ORGE EN VERT													
P DE TERRE AR SAIS													
CHOUX													
HARICOT													
OLIVIER													
PECHER													

Tableau III-13 : les besoins totaux en m³

Les cultures	Besoins annuels (mm)	Superficies occupées (ha)	Besoins brute annuels (m ³)
Blé	297.09	30.47	120697.76
Orge	203.86	25.65	69720.12
Olivier	604.69	24.05	193903.9267
Choux	86.27	19.24	22131.13067
Haricot	481.62	22.45	144164.92
Pécher	360.68	16.04	77137.42933
Pomme de terre	13.39	22.45	4008.073333
Totale	2047.6	160 .35	631763.36

Le volume d'eau stocké dans le barrage réservoir est **12 Hm³**. et le besoin total de notre périmètre est de **631763.36 m³**. Donc on remarque que la retenue est capable de satisfaire les besoins de notre périmètre sans problème .

Conclusion :

L'objectif principal de cette recherche est de déterminer la demande et le rendement des cultures
 Besoin d'apporter en haute saison et de comprendre ses modalités d'application (dosage. durée d'arrosage...etc.).

***CHAPITRE IV :Etude du système d'adduction
et distrubition***

VI.1 Introduction

L'adduction consiste à étudier les voies et moyens nécessaires à l'alimentation en eau d'un périmètre tenant compte de l'aspect technique et économique des ouvrages du réseau tels que bassins de stockage, ouvrages de régularisations...etc.). Par conséquent, le but de ce chapitre est d'établir et de vérifier la disposition du pipeline pour s'assurer Meilleur fonctionnement du réseau d'adduction d'eau collectif.

L'adduction d'eau peut se diviser en divers éléments :

- la source (rivière. plan d'eau. nappe). à partir de laquelle on pompe l'eau .
- du réseau de transport (canal. canalisations) .
- du stockage (bassin. château d'eau) .
- enfin du réseau de distribution qui amène l'eau aux consommateurs .

VI.2 Type d'adduction

Il existe deux types d'adduction :

L'adduction gravitaire : où l'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation. et se déplace donc grâce à la force de gravitation d'où son nom. C'est le principe du château d'eau ;

L'adduction par refoulement : où la pression sur le réseau et l'acheminement de l'eau se fait à l'aide de pompes à l'intérieur de stations de pompage.

Dans notre cas on fait l'adduction par refoulement.

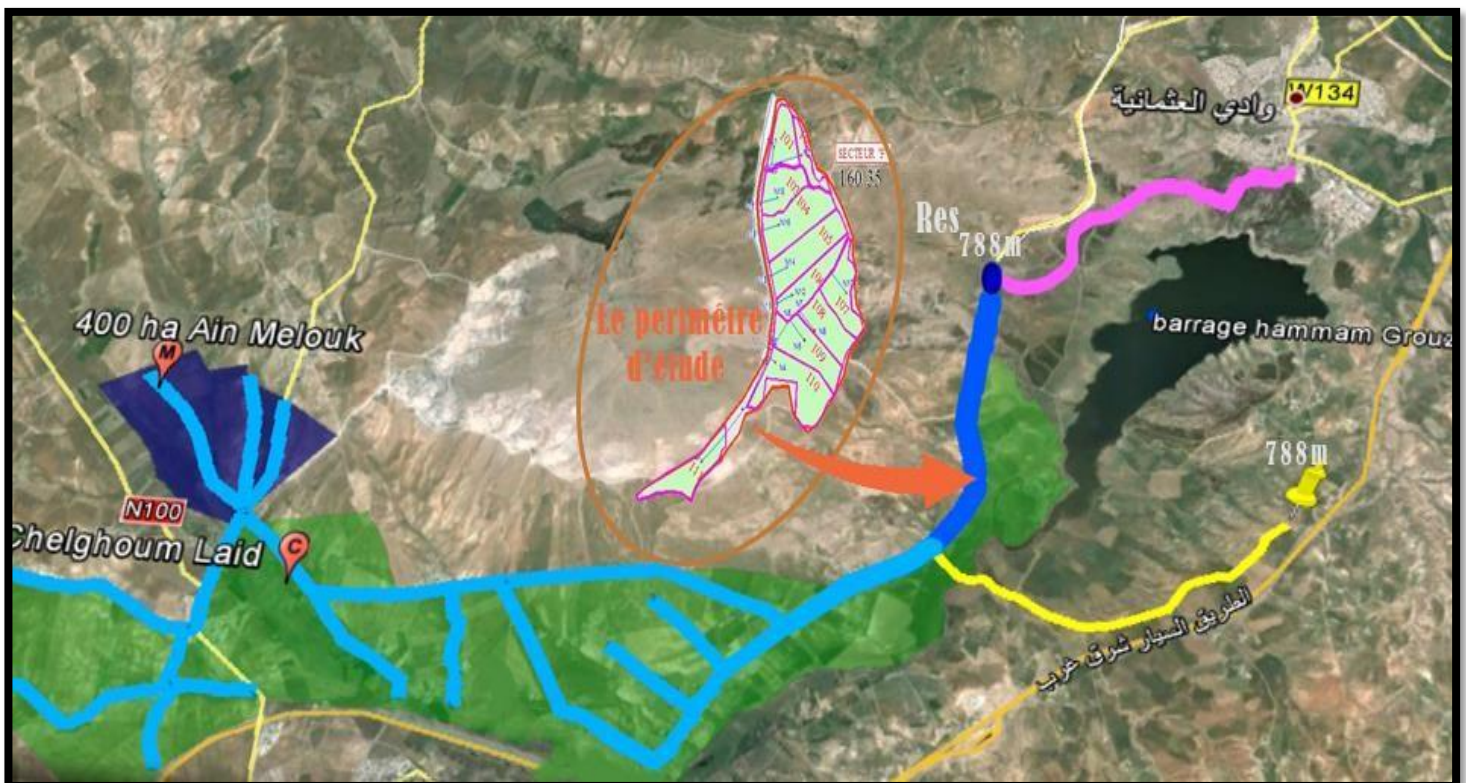


Figure IV-1 : Le schéma du réseau de tous les périmètres dans la zone d'étude (Google Earth)

VI.2.1 Choix du tracé

Pour le choix du tracé de la conduite d'adduction sera tenu compte de certain impératif que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter :

Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes . Dans le but d'économie du projet. le tracé doit être le plus court possible .

Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation au cours de la phase de surpression .

Éviter les forets. bois et zones marécageuses .

Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes. voies ferrées. canaux. oueds....)

Nous avons proposé deux chemins pour la prise d'eau la première à l'amont du barrage. la deuxième à l'aval du barrage (traversé le foret et évité la ville Oued Athmania).

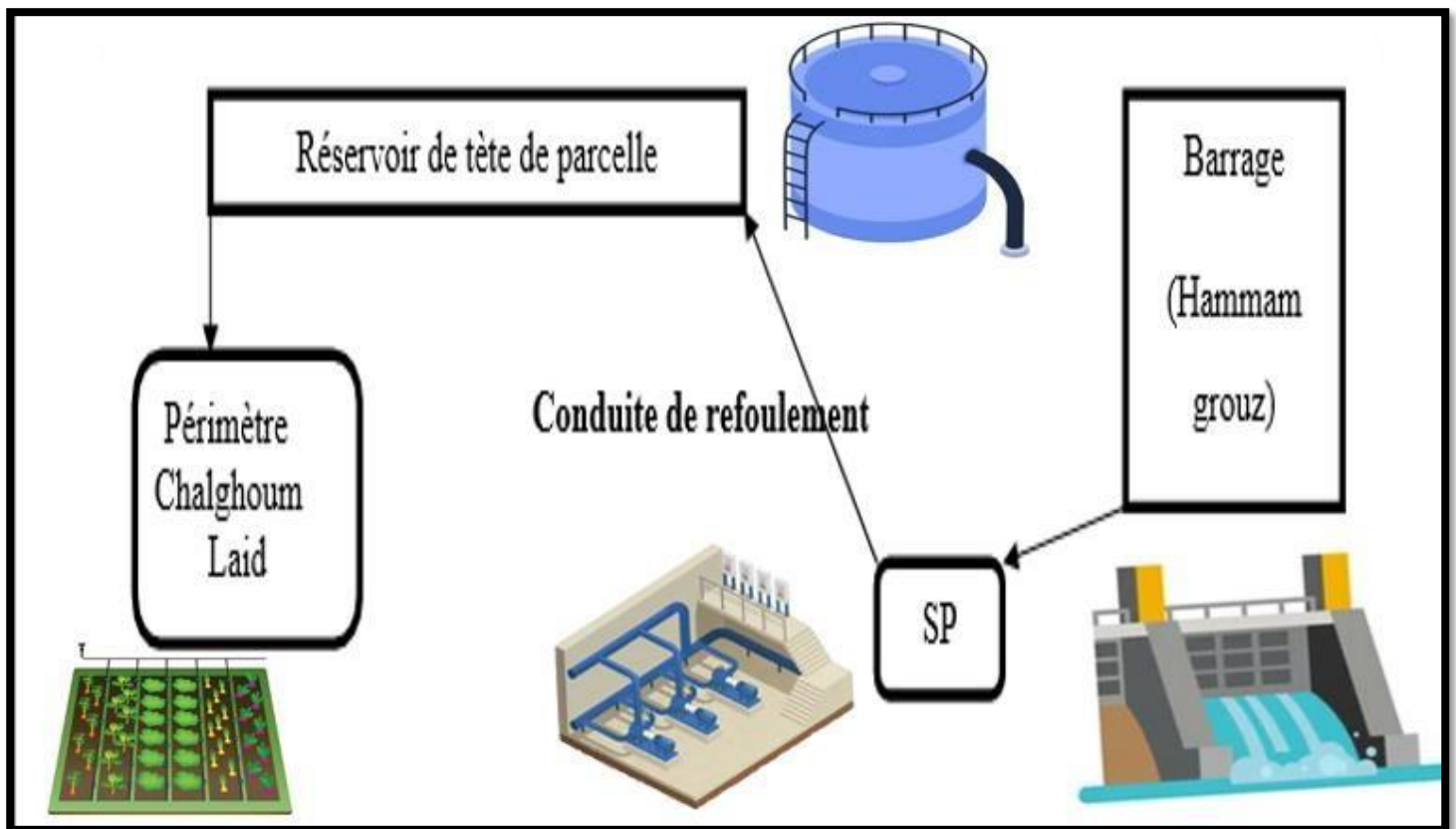


Figure IV-2 : schéma d'adduction et distribution

VI.3 La prise d'eau

Il y a une prise d'eau en aval du barrage. un tuyau en acier noir d'un diamètre de 1000 mm. une réduction de 1000/800 débitmètres et vannes DN 800 mm. puis la partie 800 mm réservée à l'AEP. avec un débit de 500 litres/s.

Les données :

Diamètre de la conduite 1000 mm

μ : Coefficient de débit =0.3

H : hauteur d'eau d'environ 10m pour le niveau bas

AN : $Q=0.30*(3.14*0.52)*(2*9.81*10)^{0.5}= 3.298 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q=3298.68 \text{ l/s}$

conduite prise d'eau vers la station de pompage

L'eau est évacué gravitairement vers station pompage

$$Q=v*s \quad s= Q/V$$

On prend $v=1.5$ $S=0.488/1.5=0.0973\text{m}^2$

$$D= (4 * S /3.14)^{1/5} = 0.352$$

On prend $D =1200 \text{ mm}$

Avec une longueur de 1400 m



Figure IV-3 :conduite prise d'eau vers la Pompage(aspersion) (Google Earth)

VI.4 La conduite d'adduction



Figure IV-4 : La conduite d'adduction (Google Earth)

VI.4.1 Dimensionnement De La Conduite De Refoulement

- ✓ $Q \approx 146 \text{ l/s}$
- ✓ Cote terrain de station de pompage = **699 m**
- ✓ Cote terrain de prise d'eau = **710 m**
- ✓ Cote terrain le réservoir = **788 m**
- ✓ longueur STP-RES = **4515 m**

Calcul du diamètre économique :

Formule de BONIN :

$$D = \sqrt{Q} \dots \dots \dots (IV-1)$$

$D = 0.382$ donc on prend $DN = (250-710)$ mm

VI.4.2 Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum H_p$$

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

$\sum H_p$: 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.

Δh_p^{lin} : Pertes de charge linéaires (m) ; elle est selon Darcy-Weisbakh :

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \dots \dots \dots (IV-2)$$

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

ε : Rugosité absolue = **0.1 mm** (Conduite en fonte)

Formule de Nikuradzé :

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \times \ln \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2} \dots \dots \dots (IV-3)$$

Tableau IV-1 : Hauteur manométrique totale

D (mm)	L (m)	Q (m ³ /s)	λ	ΔHL (m)	ΔHT (m)	Hg (m)	HMT (m)
250	4515	0,146	0,0084	68,471	75,318	89	164,318
315	4515	0,146	0,0081	20,790	22,869	89	111,869
400	4515	0,146	0,0078	6,063	6,670	89	95,670
500	4515	0,146	0,0076	1,936	2,130	89	91,130
630	4515	0,146	0,0073	0,586	0,644	89	89,644
710	4515	0,146	0,0072	0,318	0,349	89	89,349

Remarque :

Dans les calculs introduisant le coefficient λ , ce dernier est estimé par la formule de Nikuradzé avec :

ε : Rugosité absolue de la conduite ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

VI.4.3 Calcul des frais d'amortissement**➤ Amortissement annuel**

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$F_{am} = P_{rc} \times A \dots \dots \dots (IV-4)$$

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

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

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \dots \dots \dots (IV-5)$$

A : Frais d'amortissement (DA)

i : Taux d'annuité ; $i = 10\%$;

n : Durée de l'amortissement de la conduite. $n = 30$ ans

A.N : $A = 0.1061 = 10.61\%$

Tableau IV-2 : calcul des Frais d'amortissement (DA)

Diamètre (mm)	Prix unitaire (DA)	Longueur (m)	Amortissement annuel (%)	Frais d'amortissement (DA)
250	4463.55	4515	10.61	2138225,687
315	6844.5	4515	10.61	3278799,547
400	10904.4	4515	10.61	5223660,133
500	17335.76	4515	10.61	8304548,474
630	26341.1	4515	10.61	12618480,06
710	37000	4515	10.61	17724535,5

VI.4.4 Calcul des Frais d'exploitation

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

$$F_{\text{exp}} = E \times e \dots \dots \dots (IV-6)$$

Avec :

F_{exp} : Frais d'exploitation (DA) ;

E : Énergie totale dépensée par la pompe (Kw) ;

e : Prix unitaire d'un Kw imposé par la SONELGAZ. ($e = 4.2\text{DA}$)

Puissance des pompes

La puissance absorbée par la pompe est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} = \frac{\rho g Q H_m}{P_a} \dots \dots \dots (IV-7)$$

Avec :

P_a : Puissance absorbée par la pompe (kw)

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

Q: Débit à refoulé (m^3/s) ;

H_{MT} : Hauteur manométrique totale (m);

η : Rendement du pompage (85%).

Energie consommée par la pompe

L'énergie consommée par la station de pompage est donnée par la formule suivante :

$$E = P \times T \times 365 \dots \dots \dots (IV-8)$$

Avec :

E: Énergie totale consommée par la pompe pendant une année (kwh) ;

P: Puissance absorbée (Kw) ;

T: Temps de pompage en (heure) ; dans notre cas T =22h

Tableau IV-3 : Calcul des frais d'exploitation

Diamètre (mm)	HMT (m)	Q (m^3/s)	P (Kwatt)	E (KWH)	Frais d'exploitation (DA)
250	164,32	0,146	276,88	2223324,45	9337962,67
315	111,87	0,146	188,50	1513661,74	6357379,31
400	95,67	0,146	161,20	1294473,98	5436790,72
500	91,13	0,146	153,55	1233041,11	5178772,68
630	89,64	0,146	151,05	1212942,14	5094356,98
710	89,35	0,146	150,55	1208955,35	5077612,48

VI.4.5 Bilan total des frais

Le bilan des frais d'exploitation et d'amortissement permet de déterminer le diamètre économique de la conduite de refoulement.

Le calcul du bilan total des frais est représenté dans le tableau.VI.12 et illustré dans la figure

Tableau IV-4 : Calcul du bilan total des frais

Diamètre (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation(DA)	Bilan (DA)
250	2138225,69	9337962,669	11476188,36
315	3278799,55	6357379,307	9636178,854
400	5223660,13	5436790,723	10660450,86
500	8304548,47	5178772,682	13483321,16
630	12618480,06	5094356,979	17712837,03
710	17724535,50	5077612,485	22802147,98

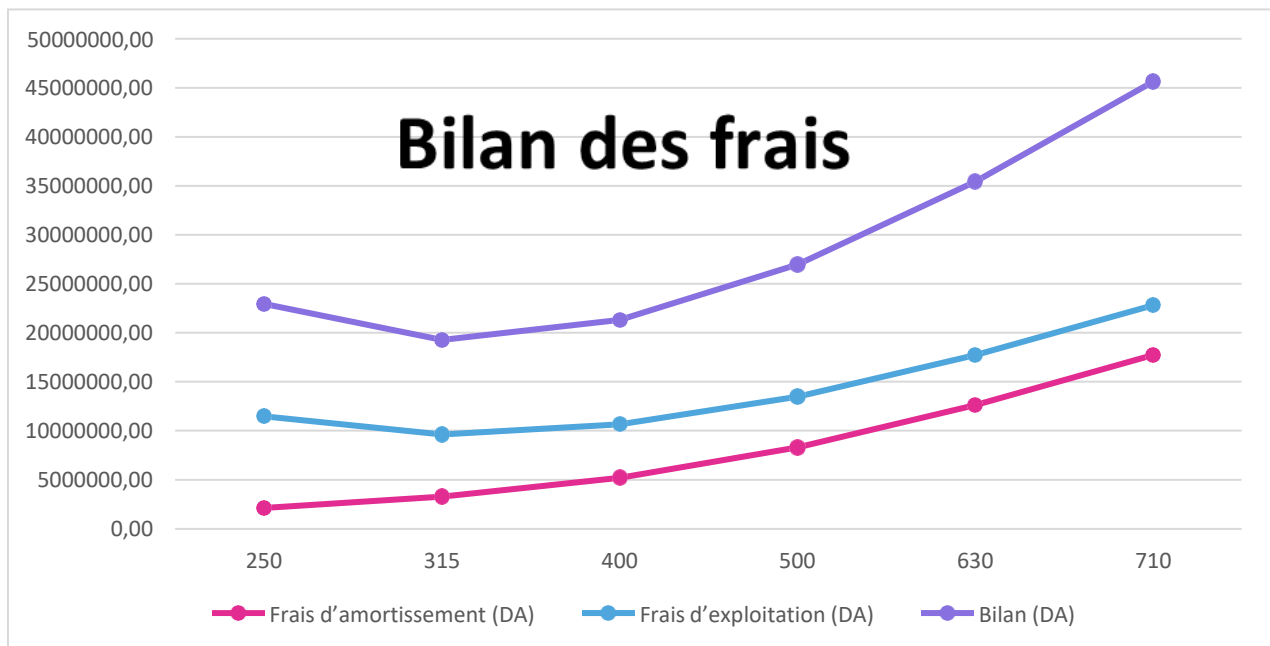


Figure IV-5 : Bilan total des frais

D'après les résultats de tableau TableauIV .4 et la Figure IV .5 au-dessus on prend comme le diamètre économique **Déc =315 mm** avec des caractéristique suivant :

Diamètre (mm)= 315 mm

Frais total (DA)= 9636178,854 Da

HMT= 111,87 mce

V (m/s) = 1.87

VI.5 Choix des pompes

Les stations de pompage sont des ouvrages hydrauliques servant à relever l'eau à une altitude supérieure. Dans le but de véhiculer l'eau gravitairement vers les parcelles avec une pression suffisante. Elle est conçue. Ainsi pour abriter les pompes et les moteurs qui les entraînent. Une station de pompage est projetée à proximité de barrage Hammam Grouz soit de 699 m.

Les critères de choix du type de pompe sont :

Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT ;

- ✓ Meilleur rendement .
- ✓ Vérifier la condition de non cavitation .
- ✓ Encombrement et poids les plus faibles .
- ✓ Vitesse de rotation la plus élevée .
- ✓ Puissance absorbée minimale .

Etre fabriquée en série

VII.5.1 Choix du nombre de pompe

Le choix du nombre de pompe repose sur les critères suivants :

Recherche de l'investissement minimal par limitation du nombre de pompe de groupe sans perdre de point de vue la sécurité de fonctionnement .

- ✓ Assure la hauteur et le débit calculer .
- ✓ Assurer le rendement maximal de pompe .
- ✓ Présenter le minimum d'encombrement .
- ✓ La disponibilité. surtout sur le marché national

VI.5.2 Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.

Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

VI.5.3 Le moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- ✓ Puissance absorbée minimale .
- ✓ Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale .
- ✓ Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

VI.5.4 Détermination de la variante de pompage :

le choix se fait en fonction des données suivant :

$$\text{HMT} = 111,87 \text{ mce}$$

$$Q = 146 \text{ l/s}$$

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes choisie par le logiciel CAPRARI PUMP TUTOR dans le tableau IV.5

Tableau IV-5 : la variante de pompage

Nombre de pompe	Q (l/s)	HMT (m)	Type de pompe	η %	N (tr/mn)	Pab (kw)	NPSHr (m)
2	73,4	142	PM 150/ 4 B	79,2K	1450	102	2,6
3	48,9	159	PM 100/ 2 A	73,4	2950	73,4	6,63
4	38,1	151	PM 125/ 6 C	76	1450	55,9	1,81

A partir de ce tableau, on remarque que la 4 -ème variante (04 pompes en parallèle+01 secoure) est le choix le plus convenable du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Pour assurer le fonctionnement permanant . il faut mettre des pompes de secours tel que son nombre choisie comme suit :

Tableau IV-6 : Choix de Nombre de pompes de secours (NP : nombre de pompe)

Nombre de pompes principales	Nombre de pompes de secours
$NP \leq 4$	1 pompe de secours
$4 < Np \leq 6$	2 pompes de secours
$Np \geq 6$	3 pompes de secours

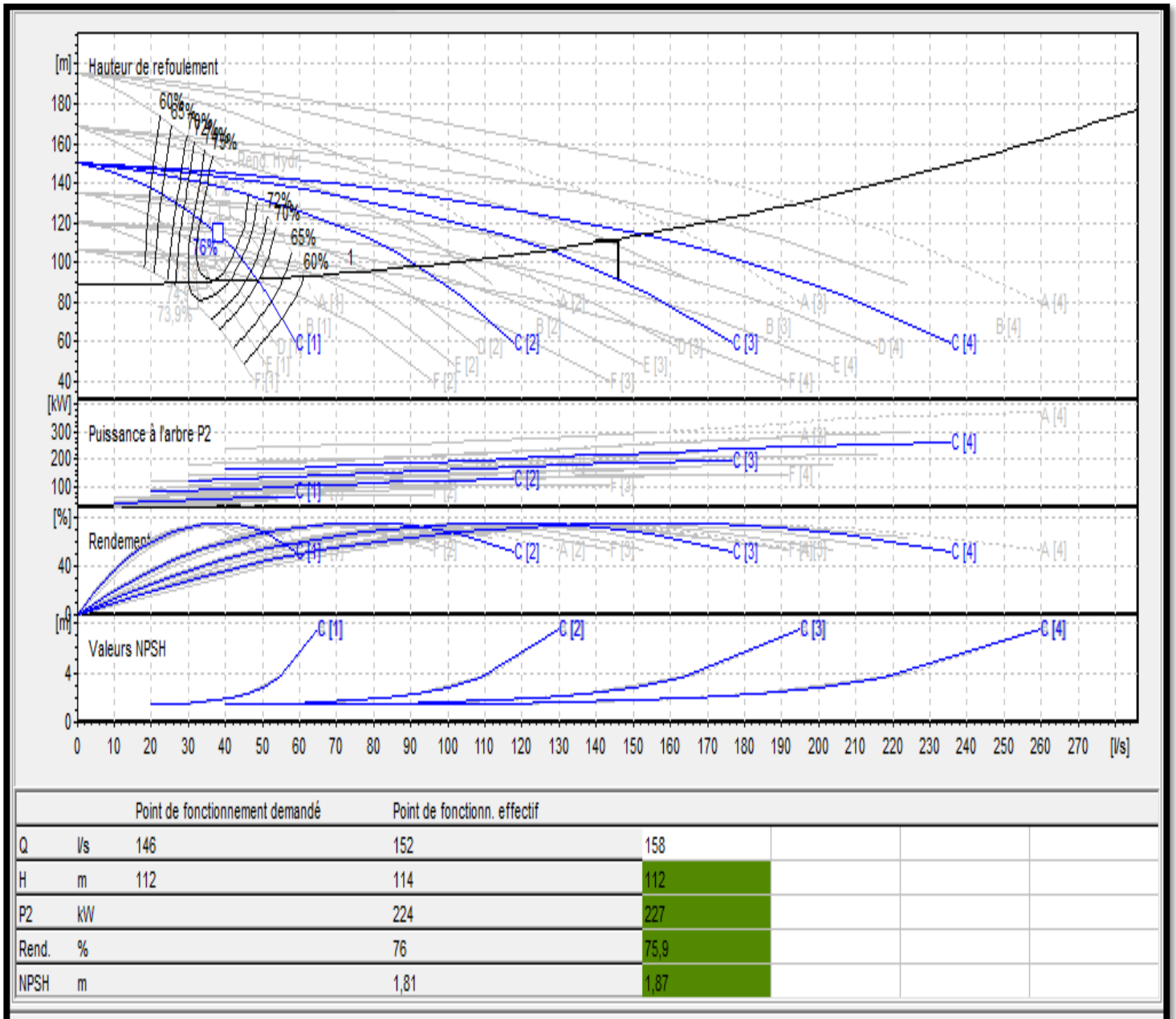


Figure IV-6 : Courbe caractéristique de la pompe $[H-Q]$, $[P_{abs} - Q]$, $[\eta - Q]$, $[(NPSH) r - Q]$ (CAPRARI)

VI.5.5 Point de fonctionnement

Portant les courbes caractéristiques de la pompe $H=f(Q)$; de la conduite $H_c=f(Q)$ sur le même graphe (H-Q).

Le point d'intersection de ces deux courbes est le point de fonctionnement du système. C'est-à-dire la pompe va pouvoir refouler un débit Q à une hauteur H lorsque ce point se trouve sur la plage du rendement maximal. La pompe fonctionne alors dans les conditions optimales. Cette condition dans la plupart des cas n'est pas généralement satisfaite, modifications vont être introduites des dans

le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe afin de l'adapter à des conditions de marche données.

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 125/ 6 C

Caractéristiques requises

Débit	146 l/s
Hauteur de refoulement	112 m
Fluide	Eau potable
Température	20 °C
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	4

Caractéristiques de la pompe

Débit	38,1 l/s
Hauteur de refoulement	114 m
Puissance absorbée	55,9 kW
Rendement	76%
Hauteur manométrique H(Q=0)	151 m
Orif. de refoulement	125 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	75 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

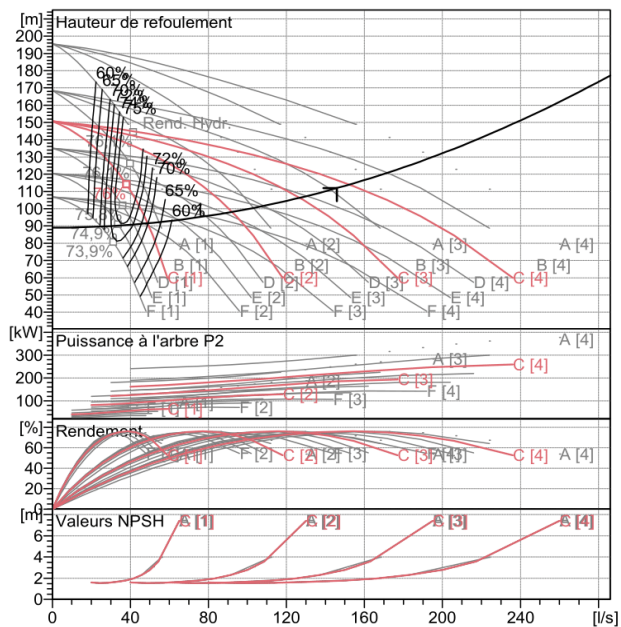
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	0,998 kg/dm ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	1180 kg
-------	---------

Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Baguette d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 2362
B = 1976
C = 645
D = 337
DNa = 150
DNm = 125
E = 244
F = 300
G = 1376
H = 544
I = 720
L = 670
M = 20
N = 140
O = 45
P = 420
Q = 740
R = 836
V = 320

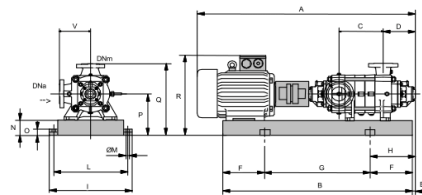


Figure IV-7 : Fiche Technique de pompe PM 125/ 6 C (Caprari)

VI.5.6 Etude du cavitation

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement. cela se produit lorsqu'à une température constante. la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

Afin d'éviter le phénomène de cavitation. la condition suivante doit être vérifiée : $(NPSH)_r < (NPSH)_d$

$(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise. elle est fournie par le constructeur . $(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible. elle est fournie par l'installateur. $(NPSH)_d = (NPSH)_r + r$. r : marge de sécurité.

$r = (0.3 - 0.5) m$. On prend : $r = 0.5 m$.

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée. il existe une hauteur limite d'aspiration en delà de laquelle il convient toujours de se tenir.

Dans notre cas. on a choisi des installations en aspiration au niveau de notre station de pompage. alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h^{ad} = -P_{at} + (NPSH)_r + r + T_v + \frac{V_a^2}{2 \times g} + h_{asp} \dots \dots \dots (IV-9)$$

V_a : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) .

P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) .

T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e)

P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e)

Tableau IV-7 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

$T^\circ (\text{C})$	5	10	20	30	40	50	80	100
T_v (m.c.e)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

VI.7.4.1 Détermination de la pression atmosphérique

Nous avons une charge nette d'aspiration $(NPSH)_r$ de **1,81 m**. La station de pompage sera implanté a la cote **699 mce** qui donne une pression atmosphérique de :

$$P_{atm} = 2 * NPSH_r - 0.00139 \times H \dots \dots \dots (IV-10)$$

$$AN: P_{atm} = 3.58 - 0.00139 \times H$$

Avec : H : altitude de la station de pompage

$$P_{atm} = 358 - 0.00139 * 699 = \mathbf{2.608 mce}$$

VI.7.4.2 Calcul des pertes de charge d'aspiration

lin

Δh_p : Pertes de charge linéaires (m) . elle est selon Darcy-Weisbakh :

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \dots \dots \dots (IV-11)$$

g : Accélération de la pesanteur (m/s²) .

Q : Débit à refouler (m³/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.

$$\Delta h_{lin\ asp} = 0.22 \text{ mce.}$$

$$\Delta h_{tot\ asp} = 1.1 * \Delta h_{lin\ asp} = 0.24 \text{ mce}$$

Remarque : on néglige $\frac{v_a^2}{2g}$

$$H_{asp\ adm} = -2.608 + 1,81 + 0.5 + 0.24 + 0.24 = 0.162 \text{ mce}$$

$$\text{Donc NPSH}_d = 2.608 - 0.24 - 0.24 + 0.162 = \mathbf{2.29 \text{ mce} > 1,81 \text{ mce}}$$

Donc : **(NPSH)_d > (NPSH)_r**

D'après les calculs, on peut dire que notre pompe est protégée contre le risque de cavitation.

VI.6 Dimensionnement du Réservoir

Dans notre choix. Les critères les plus importants à respecter lors de l'emplacement du bassin du stockage et de distribution sont :

Adaptation d'une hauteur manométrique assurant la distribution gravitaire touchant toutes les cultures du périmètre en assurant le point le plus défavorable.

Connaitre l'homogénéité du terrain où le réservoir sera implanté par le fait des études géotechniques. afin de connaître la portance des sols qui recevront ce bassin .

La capacité de stockage de réservoir sera définie par la formule suivante :

$$V = Q \times T \dots \dots \dots (IV-12)$$

$$\text{Débit de pompage} = 145.92 \text{ l/s} = 525.3 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$T : \text{Heures de pointe} = 2 \text{ heures}$$

Le volume total du réservoir est égal à 1051 m³

On a $V = S \times H$. sachant que H : La hauteur de réservoir : 5 m

$$\text{Donc } S = 211 \text{ m}^2$$

$S = \pi r^2$ (On suppose que le réservoir est circulaire) donc

$r = 8.17 \text{ m}$. On prend $r = 8.5 \text{ m}$ donc $D = 17 \text{ m}$

Tableau IV-8 : les caractéristiques de réservoir

Diamètre	17m
Surface	211m²
Hauteur	5 m
Volume	1051 m³

VI.7 Dimensionnement du réseau de distribution :

VI.7.1 schéma de distribution

Le principe de distribution comprend le dépassement du réservoir de stockage. son rôle est Stocker de l'eau pour alimenter le périmètre de chalhoun laid et combler le déficit d'eau dans les période de sécheresse .

Après avoir calculé les débits de chaque ilot, et déterminé les critères hydrauliques de la conduite on passera au calcul du réseau de distribution, c'est-à-dire de l'ouvrage vers les bornes. alors on va réaliser une distribution avec pompage 4 pompe en parallèle pour vérifier notre pression.

VI.7.2 Vitesses admissibles :

La fixation d'un seuil de vitesse admissible a pour but d'éviter les risques entraînés par des vitesses importantes (risque d'érosion) et les vitesses faibles (risque de dépôts solides). La vitesse admissible comprise entre 0.5 m/s, comme vitesse minimale, et 2.5 m/s comme vitesse maximale.

VI.7.3 Choix du matériau des conduites :

Pour choisir le matériau de canalisation il faut tenir compte de l'agressivité du sol ainsi

la satisfaction des conditions hydriques (débit, pression...) et la surtout la disponibilité sur le marché.

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

Conduites en fonte : Présentent plusieurs avantages :

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

Leur inconvénient est :

Coût relativement important.

Conduite en PEHD : Ils sont les plus utilisés car ils présentent des avantages importants :

- ✓ Sont les plus légers et faciles à couper .
- ✓ Présentent de bonnes propriétés hydrauliques .
- ✓ Disponible sur le marché .
- ✓ Une pose de canalisation facile .
- ✓ Leur coût est relativement faible.

Leur inconvénient est :

le risque de rupture dans le cas d'une mauvaise soudure.

Conduite en PRV : Les tuyaux en Polyester Renforcé de fibres de Verre (PRV) sont une combinaison de résine de polyester, de fibres de verre et de matériaux de renforcement Dans notre cas, les conduites seront en PEHD si le diamètre est inférieur ou égal à 315 mm, et en fonte dans le cas contraire (> 400mm).

VI.7.4 Calcul du débit aux bornes

Le débit de chaque borne pouvant desservir un ilot est formulé comme suit :

$$Q_b = q_s \cdot S \dots \dots \dots (IV-13)$$

Avec : Q_b : Débit de chaque ilot (l/s)

q_s : Débit spécifique (l/s/ha)

S : Superficie de l'ilot (ha)

VI.7.4.1 Choix du diamètre de la borne :

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

Tableau IV-9 : Diamètres des bornes en fonction de débit fourni

Type	Débit fourni	Entrée	Sortie (prise)
Type A2	$Q < 40 \text{ m}^3/\text{h}$ (11.11 l/s)	1 Entrée $\Phi 80, 100$	2 Sortie $\Phi 65$
Type A4	$Q < 40 \text{ m}^3/\text{h}$ (11.11 l/s)	2 Entrée $\Phi 80, 100$	4 Sortie $\Phi 65$
Type B	$40 \text{ m}^3/\text{h}$ (11.11 l/s) $< Q < 80 \text{ m}^3/\text{h}$ (22.22 l/s)	2 Entrée $\Phi 80, 100, 125$	2 Sortie $\Phi 100$
Type C	$Q > 80 \text{ m}^3/\text{h}$ (33.33 l/s)	2 Entrée $\Phi 80, 100, 125$	1 Sortie $\Phi 150$

VI.7.4.2 Choix de type de borne :

Le choix de type de borne dépend de la surface généralement on admet :

- ✓ Pour les ilots qu'ont un nombre de parcelle entre [4 -8], et dont la superficie inférieure à 15ha, on prend la borne à quatre prise (Borne de type A4).
- ✓ Pour les ilots qu'ont deux parcelle et dont la superficie inférieure à 15ha, on prend la borne à deux prises (borne de type A2).
- ✓ Pour les ilots qu'ont deux parcelle et dont la superficie dépasse 15ha, on prend la borne à deux prises (Borne de type B).
- ✓ Pour les grands ilots on prévoit des bornes de type C.

Tableau IV-10 : Calcul des débits des ilots et choix du diamètre et type de borne

ilot	N° de Parcelle	Surface des parcelles (ha)	Débit d'Ilot (l/s)	Matériel	Type de borne
I	P1	10,08	9,1728	FONTE	Borne d'irrigation type A2
II	P2	5,01	4,5591	FONTE	Borne d'irrigation type A2
III	P3	11,81	10,7471	FONTE	Borne d'irrigation type A2
IV	P1	6,67	18,2	FONTE	Borne d'irrigation type A4
	P2	6,67			
	P3	6,67			
V	P1	6,67	18,2	FONTE	Borne d'irrigation type A4
	P2	6,67			
	P3	6,67			
VI	P6	13,17	11,9847	FONTE	Borne d'irrigation type A4
VII	P7	13,52	12,3032	FONTE	
VIII	P8	13,53	12,3123	FONTE	
IX	P1	7,39	13,9412	FONTE	Borne d'irrigation type B
	P2	7,93			
X	P1	8,32	19,0918	FONTE	Borne d'irrigation type A4
	P2	6,74			
	P3	5,92			
XI	P1	4,05	13,832	FONTE	Borne d'irrigation type A4
	P2	7,9			
	P3	2,65			

VI.7.5 Calcul des diamètres :

Le calcul des diamètres se fait par l'application de la formule de " LABYE " qui nous donne une approche du diamètre économique qu'on normalise.

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q \times 0.001}{\pi \times V}} \times 1000 \dots \dots \dots (IV-14)$$

Avec .

Q : débit .

D: diamètre exprimé en mm .

V : vitesse qui donne le diamètre économique est de 1.5 m/s .

VI.7.6 Estimation des pertes de charge :

Les pertes de charge unitaires, ont été définies par la formule de LECHAPT et CALMON, qui est donnée par la formule suivante :

$$h_{Pu} = \frac{L \times Q^M}{D^N} \times C \dots \dots \dots (IV-15)$$

Avec :

h_{Pu} : Pertes de charge unitaire en mm/ml

Q : Débit en m³/s

D : Diamètre de la conduite considérée. **L, M et N** : Paramètres en fonction de la rugosité absolue (**Ks**) des canalisations

C : coefficient compris une majoration de 15 % pour les pertes de charge singulière :

$$J = L \times Q^M / D^N \dots \dots \dots (IV-16)$$

Tableau IV-11 : Paramètres de pertes de charge de la loi de Lechapt-Calmon

K(m)	L	M	N
0,1	1,15	1,89	5,01
0,5	1,4	1,96	5,19
1	1,6	1,975	5,25

La rugosité équivalente : **K=0.1 mm**, donc : **L=1.15 M=1.89 N=5.01**.

Dans notre cas, les conduites seront en fonte si leur diamètre est supérieur ou égal à 315mm et en PEHD dans le cas contraire. Pour une conduite en **fonte/PEHD** .Les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires. Les calculs hydrauliques sont détaillés dans le tableau qui suivra .L'estimation des pressions est basée sur le principe de

Bernoulli entre le point 1 et le point 2 :

$$Z_1 + h_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + h_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta H \dots \dots \dots (IV-17)$$

Où h_1 et h_2 sont les hauteurs de pressions, V_1 et V_2 sont les vitesses d'écoulement dans 1 et 2

et Z_1 et Z_2 sont les côtes du terrain naturel. ΔH : sont les pertes de charge entre 1 et 2.

Tableau IV-12 : Calculs hydrauliques du réseau de distribution

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Longueur du tronçon L(km)	débit Q(l/s)	débit Q(m3/S)	Diamètre Normalisé (mm)	Matière de conduite	Vitesse réelle (m/s)	Perte de charge Totale(m/km)
Res_N1	1556	1.556	635	0.635	800	FONTE	1.26	1.41
N1_N2	253.1	0.2531	63	0.063	315	FONTE	0.8	1.82
N2_N3	496.08	0.496	27	0.027	315	FONTE	0.35	0.39
N3_B1	249.4	0.249	9	0.009	160	PEHD	0.46	1.29
N3_B2	223.4	0.223	5	0.005	90	PEHD	0.72	5.84
N2_B3	270.5	0.270	11	0.011	200	PEHD	0.34	0.57
N1_N4	352.6	0.352	73	0.073	315	FONTE	0.94	2.45
N4_B4	301.8	0.301	17	0.017	160	PEHD	0.87	4.09
N4_B5	77.36	0.077	19	0.019	160	PEHD	0.95	4.81
N1_N5	466.4	0.466	353	0.353	630	FONTE	1.13	1.52
N5_B6	217.4	0.217	12	0.012	200	PEHD	0.38	0.71
N5_N6	299	0.299	258	0.258	500	FONTE	1.31	2.67
N6_N7	81.78	0.081	173	0.173	400	FONTE	1.37	3.82
N7_N9	254.35	0.254	49	0.049	250	PEHD	1	3.12
N9_B7	636.16	0.636	12	0.012	200	PEHD	0.39	0.75
N9_B8	203.58	0.203	12	0.012	200	PEHD	0.39	0.75
N7_N8	339.4	0.339	14	0.014	200	PEHD	0.44	0.93
N8_B9	32.02	0.032	19	0.019	160	PEHD	0.95	4.81
N8_B11	1199	1.199	14	0.014	200	PEHD	0.44	0.92
N6_B10	184	0.184	66	0.066	250	PEHD	1.34	5.33

VI.7.7 fonction de la borne d'irrigation :

Chaque borne et même chaque sortie doit assurer toutes les fonctions d'une prise c'est-à-dire. laisser passer ou arrêter le débit. régler le débit. et le limiter au module. régler la pression. assurer le comptage de l'eau livrée. et enfin encaisser les suppressions accidentelles.

Tableau IV-13 : Les caractéristiques des bornes et des noeuds

Bornes et Nœuds	Cote terrain aval Z (m)	débit Q (m ³ /S)	débit Q (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)	Pression (bar)
Réservoir R1	788	0.146	146	790	2	0,20
N1	768	0.146	146	780,53	12,53	1,25
N2	765	0.024	24	780,07	15,07	1,51
N3	749.4	0.014	14	779,88	30,48	3,05
B1	749	0.009	9	779,56	30,56	3,06
B2	739.2	0.005	5	778,57	39,37	3,94
B3	751.9	0.011	11	779,92	28,02	2,80
N4	760.72	0.036	36	779,67	18,95	1,90
B5	759	0.019	19	779,3	20,3	2,03
B4	754.5	0.017	17	778,44	23,94	2,39
N5	750.84	0.083	83	779,82	28,98	2,90
B6	746.27	0.012	12	779,67	33,4	3,34
N6	747	0.071	71	779,02	32,02	3,20
N7	746	0.058	58	778,71	32,71	3,27
N9	745.07	0.025	25	777,92	32,85	3,29
B7	734.31	0.012	12	777,44	43,13	4,31
B8	744.04	0.012	12	777,76	33,72	3,37
N8	733	0.033	33	777,73	44,73	4,47
B10	733.46	0.014	14	777,41	43,95	4,40
B9	732.85	0.019	19	777,57	44,72	4,47
B11	732.3	0.014	14	777,92	45,62	4,56

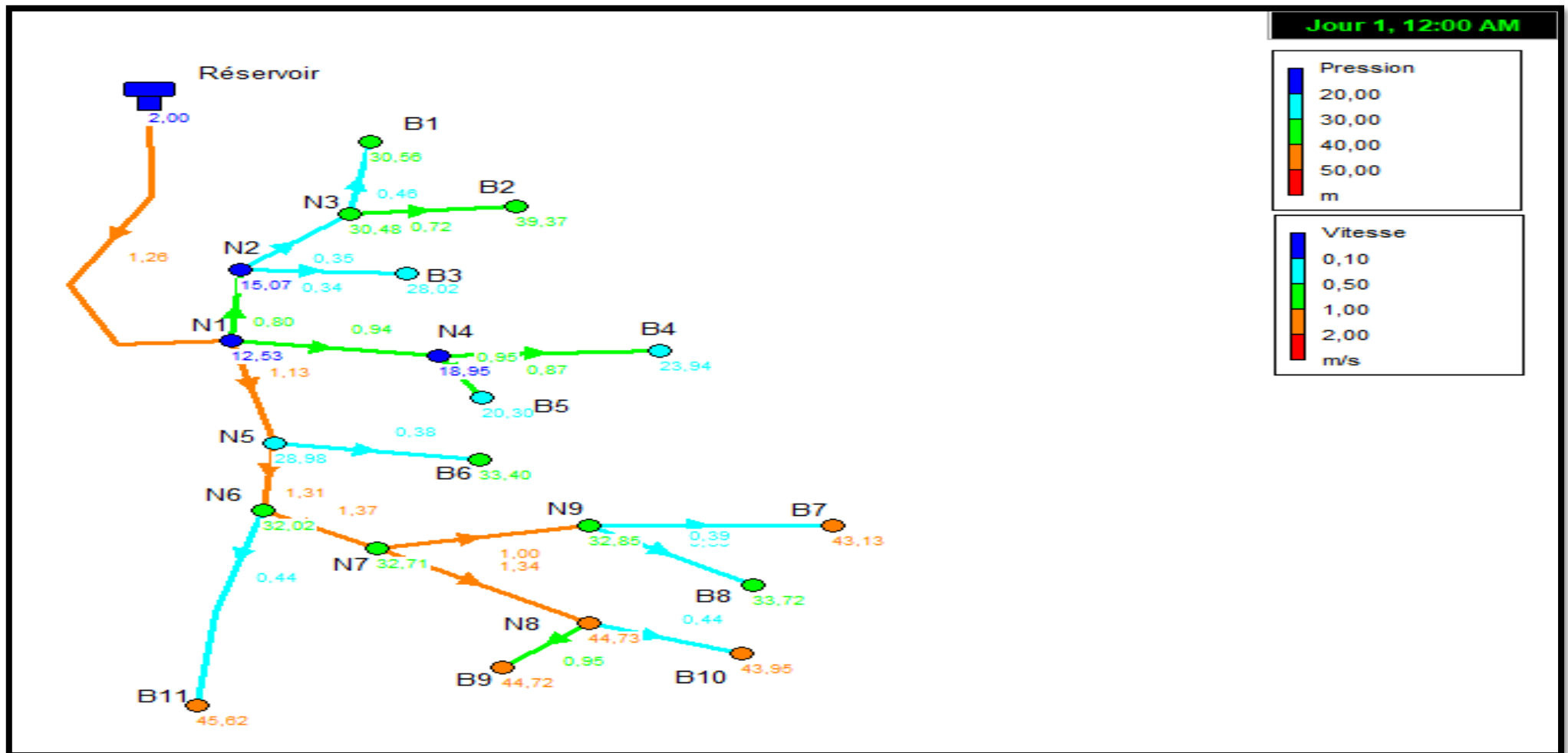


Figure IV-8 : les vitesse en chaque conduite et les pression des bornes avec EPANET

Conclusion :

Afin de mieux gérer les abords de Chalhoun Laid, celui-ci est divisé en 11 îlots d'une superficie totale de 160 hectares. Une conduite conduite en charge vers la station de pompage d'un diamètre de 1200 mm et une station de pompage composée de 4 pompes sont prévues, qui sont acheminées vers la conduite de refoulement (d'adduction) avec un diamètre de 315 mm et fait face à un réservoir de stockage d'une capacité de 1051 mètres cubes et ensuite vers le périmètre d'irrigation via une conduite principale (gravitaire) d'un diamètre de 800 mm.

Nous avons également vu que la pression dans le réseau de distribution est généralement suffisante pour sélectionner n'importe quel système d'irrigation .

Les réseaux d'irrigation doivent être équipés d'équipements spécifiques pour assurer un fonctionnement normal, tels que des ventouses placées en points hauts pour évacuer l'air résiduel dans la canalisation, et des vannes de fermeture et de vidange pour un contrôle efficace, notamment les fuites lors de la maintenance.

***CHAPITRE V : Dimensionnement à la
parcelle***

V.1 Introduction

Grâce à l'irrigation l'agriculteur dispose d'un levier puissant pour augmenter et ajuster le rendement des cultures à condition qu'il puisse maîtriser l'irrigation pour répondre aux objectifs techniques (rendement) et économiques (coût optimal) recherchés.

La performance des installations d'irrigation dépendra de la bonne sélection des technologies et des systèmes d'irrigation et de la bonne installation des équipements basée sur une parfaite connaissance des informations techniques et économiques liées aux conditions d'exploitation.

V.2 Les techniques d'irrigation

V.3 irrigation par aspersion

L'irrigation par aspersion est la technique d'arrosage par laquelle l'eau est fournie aux plantes sous forme de pluie artificielle, grâce à l'utilisation d'appareils d'aspersion alimentés en eau sous pression.

V.3.1 Avantages de l'irrigation par aspersion

- ✓ Elle ne nécessite aucun aménagement préalable de la surface d'irrigation.
- ✓ Elle provoque une forte oxygénation de l'eau projetée en pluie.
- ✓ Elle permet un dosage précis et une répartition régulière de la quantité d'eau distribuée.
- ✓ Elle met à la disposition des exploitants des conditions d'arrosage très souples.

V.3.2 Inconvénients de l'irrigation par aspersion

- ✓ Elle nécessite au départ, pour chaque irrigant une dépense importante de premier établissement et qu'elle exige souvent une nombreuse main d'œuvre d'explication.
- ✓ Elle favorise l'évaporation qui est d'autant plus intense que les gouttelettes sont plus fines et l'air plus sec.
- ✓ Elle favorise le développement des mauvaises herbes.
- ✓ L'eau distribuée peut provoquer une croûte superficielle dans le cas de sols lourds.

V.3.3 Irrigation localisée (Goutte à goutte)

L'irrigation localisée ou goutte à goutte est de plus en plus populaire en maraîchages et en fruiticultures, cette technique permet une utilisation rationnelle d'évaporation sont minimales (par rapport à l'aspersion) et que l'eau appliquée directement à la zone racinaire

V.3.4 Avantages de l'irrigation localisée

Efficiences de l'eau

Peu de pertes par évaporation, puisqu'il n'y a pas de trajectoire aérienne des gouttes d'eau, que le feuillage n'est pas humidifié inutilement, qu'une partie de la surface du sol reste sèche, que la croissance des mauvaises herbes est très limitée et n'entraîne donc pas une consommation parasite (Rieul, 1992), il n'y a pas de ruissellement, pas de débordement sur les parcelles voisines.

Avantages agronomiques

- L'humidité du sol au voisinage des racines reste constamment élevée sans empêcher une bonne aération du sol.
- La fertilisation par des engrais incorporés à l'eau d'arrosage est aisée.
- L'atmosphère au voisinage des plantes n'est pas saturée d'humidité comme dans l'aspersion.
- les mauvaises herbes se développent peu.
- Les activités culturales ne sont pas gênées par les arrosages

Avantages économiques

Le prix de revient est très influencé par l'espacement des lignes, le prix de revient est nettement moins élevé que celui d'autres réseaux fixes, comme l'aspersion. En ce qui concerne le coût d'exploitation, il est peu élevé, de plus la faible pression.

V.3.5 Inconvénient de l'irrigation localisée

A. L'obstruction des goutteurs

Des particules de sable, des dépôts lents d'argile ou de limons, des précipitations chimiques, le développement de micro-organismes sont les plus souvent rencontrés et favorisent l'obstruction des orifices des goutteurs. Il est à noter que l'entretien et l'élimination des goutteurs obstrués sont longs et onéreux. Le meilleur moyen de prévenir ces obstructions est un procédé par de filtration soignée de l'eau.

B. Accumulation de sels

Pendant la période d'irrigation les sels sont peu refoulés à la périphérie du bulbe humide, plus spécialement près de la surface du sol.

V.4 Choix de la technique d'arrosage

Pour pouvoir choisir la technique d'irrigation convenable, il est nécessaire de connaître toutes les contraintes de chaque type d'arrosage. Une analyse multicritères des techniques d'arrosage basée sur différentes contraintes est nécessaire pour aboutir au choix de la technique d'irrigation la plus adéquate pour la zone considérée, notre analyse est détaillée comme suit :

Tableau V-1 : Analyse multicritère du choix de la technique d'irrigation

Contraintes	Irrigation de surface Par Rigole	Irrigation par Aspersion	Irrigation localisée
▪ Evaporation	+	++	+++
▪ Vent (1.9 m/s)	+++	+	+++
▪ Texture (argileux-limoneuse)	++	++	+++
▪ Perméabilité (bonne)	++	+++	+++
▪ Pente	+	++	+++
▪ Qualité d'eau (moyenne)	++	++	+
▪ Cultures		+++	
▪ Maraîchage	+++		+++
▪ céréales	x	+++	x
▪ arbres	+++	+++	+++
• Contraintes économique		x	
▪ économie d'eau	x	++	+++

Remarque :

x: inadéquat ou déconseillé ; +: Adapté avec réserve; ++: Adapté ; +++: Très adapté

V.5 Dimensionnement du réseau d'irrigation goutte à goutte**V.6 Données générales**

Le réseau d'irrigation sera installé sur la parcelle P1 alimentée par la borne B11 et dont la pression disponible est de l'ordre de 4,56 bars. ce qui est largement suffisant. La surface de l'exploitation est de l'ordre de 4.05 ha. (*Annexe 3*)

Culture : olivier

Espacement entre arbres : 4 m

Espacements entre rangs : 4 m

Besoins de pointe mensuelle (olivier)= 148.04 mm

Caractéristiques du goutteur

Débit nominal : 4l/h

Pression nominal : 10 mce

Espacement des goutteurs : 2 m

Le nombre de goutteurs par arbre : 2

V.5.6 Influence du taux de couverture du sol

En micro-irrigation. les apports d'eau étant localisés sur une portion très faible de la surface du sol située au voisinage des plantes. donc à l'ombre du feuillage. la part d'évaporation directe à partir du sol est réduite (Ollier & Poirée. 1981).

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

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

KELLER et KARMELI (1974) :

$$K_r = \frac{C_s}{0.85} = 0.71 \quad \dots\dots\dots(V-1)$$

La formule de Freeman et Garzoli :

$$K_r = C_s + 0.5(1 - C_s) = 0.8 \dots\dots\dots(V-2)$$

On prend La formule de Freeman et Garzoli donc : $K_r = 0.8$

V.5.7 La dose d'irrigation nette pratique

Le besoin d'irrigation. B_{net} . est le volume (ou la hauteur) d'eau d'irrigation théoriquement nécessaire pour obtenir une production normale sur l'ensemble de la surface cultivée (à l'exclusion des pertes et de la contribution des autres ressources).

$$Dp = (Hcc - Hpf) \cdot Da \cdot Y \cdot Z \cdot P\% = RFU \times P\% \dots \dots \dots (V-3)$$

Tel que Hcc : humidité à la capacité au champ (Hcc=28%)

Hpf : humidité au point de flétrissement (Hpf=17%)

Y : degré d'extraction de l'eau du sol (Y=2/3)

Z : profondeur d'enracinement en (Z= 1500 mm)

Da : est la densité apparente du sol (Da=1.4)

P : Pourcentage du sol humidifié

$$P\% = \frac{n \cdot Spd \cdot Sh}{Sa \cdot Sr} = 25\% \dots \dots \dots (V-4)$$

P : Volume du sol humidifié

N : Nombre de point de distribution par arbre (2 par arbre)

Spd : Distance entre deux points de distribution voisins du même arbre (2m)

Sh : Largeur de la bande humidifiée (1m)

Sr : Ecartement entre rangs d'arbre (4m)

Sa : espacement des arbres sur les rangs (4m)

$$Dp = (28-17) / 100 \times 1500 \times 2/3 \times 1.35 \times 0.25 = \mathbf{Dp=37.13mm.}$$

V.5.8 Calcul des besoins journalier corrigé ETM

$$\text{Calcul de L'ETM journaliers} = ETM/Kr = 148.04 / 30 = 4.93 \text{ mm} \dots \dots \dots (V-5)$$

$$ETMc = 4.9 \times 0.8 = 3.94mm$$

V.5.9 Fréquence des arrosages (Fr jours)

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

$$\mathbf{Tr} = \frac{\text{Dose nette}}{ETMc} \dots \dots \dots (V-6)$$

Donc on prend **Tr = 10 jours.**

V.5.10 Calcul de la dose réelle

On recalcule la nouvelle dose réelle (dose brute) (Compaore. 2003):

$$\text{Dose réelle} = \frac{Dr}{Cu \cdot Eff} = \frac{3.94 \cdot 10}{0.9 \cdot 0.9} = 48.64mm \dots \dots \dots (V-7)$$

V.5.11 Durée de fonctionnement par d'arrosage (h)

$$\theta = \frac{Dbr * Sd * S}{n * Qg} = \frac{48.64 * 2 * 4}{2 * 4} = 48 \text{ Heurs} \dots\dots\dots(V-8)$$

V.5.12 Durée d'arrosage journalier

$$Dj = \frac{\text{durée d'arrosage}}{Fr} = \frac{48}{10} = 4.8Hr/jr \dots\dots\dots(V-9)$$

V.5.13 Nombre de poste

Le nombre de poste par jour est défini comme suit :

$$N = \frac{22h}{4.8h} = 4 \text{ postes} \dots\dots\dots(V-10)$$

V.5.14 Surface du poste

$$Nbr = \frac{\text{Sur hect}}{\text{Su espacement}} = \frac{10000}{4 \times 4} = 625 \times 2 = 1250 \text{ goutteurs/hectares} \dots\dots(V-11)$$

V.6 Le dimensionnement hydraulique

Les calculs hydrauliques consistent à déterminer les paramètres suivants :

Les débits au niveau de chaque tronçon et à la tête du réseau.

Les diamètres des conduites.

Les vitesses d'écoulement de l'eau dans les conduites.

Les pertes de charges totales.

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

la variation maximale de débits entre goutteurs

$$\frac{\Delta q}{q} = 10\% \qquad q = K \times H \text{ donc } \frac{\Delta q}{qg} = x \frac{\Delta H}{Hn} \dots\dots\dots(V-12)$$

Avec q_g : débit d'un goutteur ; H_n : pression nominal

$$\text{Donc } 0.1 = 0.5 \times \frac{\Delta H}{10} \quad \text{Donc } \Delta H = 2mce$$

On prend que les pertes de charges singulières sont de 10% alors =0.2mce

Et les pertes de charges linéaires :1.8m

La répartition de la perte de charge est :

1/3 sur les porte- rampes P.d.c (pr) = 0.6 m c e

2/3 sur les rampes P.d.c (r) = 1.2 m c e

$$D(mm) = \left(\frac{Pdc(r) \times 2.75}{0.478 \times Q(r)^{1.75} \cdot L(r)} \right)^{\frac{-1}{4.75}}$$

La longueur de la rampe = la longueur du terrain =182m

Nombre d'arbre =88/4=22

Nombre de goutteur =22X2= 44 goutteurs

$$Q_{rampe} = 44 \times 4 = 176 \text{ l/h}$$

$$D(mm) = \left(\frac{Pdc(r) \times 2.75}{0.478 \times Q(r)^{1.75} \cdot L(r)} \right)^{\frac{-1}{4.75}} \dots\dots\dots(V-13)$$

$$D_{rampe} = \left(\frac{Pdc(r) \times 2.75}{0.478 \times Q(r)^{1.75} \cdot L(r)} \right)^{\frac{-1}{4.75}} = 11.5 \text{ mm}$$

Avec :

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

On recalcule les pertes de charges pour un D=16 mm

Pertes de charge unitaire $I = 0.178 \cdot D^{(-4.75)} \cdot Q^{1.75}$

Avec : J (m/m) ; Q (l/h) et D (mm)

$$I = 0.0029 \text{ m/m}$$

$$J_{totale_rampe} = 0.0029 \times 88 = 0.255 \text{ m}$$

Même calcule pour porte rampe :

Longueur porte rampe = 182 m

Nbre de rampe/écartement $182/4 = 46$ rampes

$$Q_{\text{porte rampe}} = 46 \times Q_{\text{rampe}} = 46 \times 176 \text{ L} = 8096 \text{ l/h}$$

$$pdc_{pr} = 0.6 \text{ m}$$

$$D(\text{mm}) = \left(\frac{pdc_{pr} \times 2.75}{0.478 \times Q(\text{pr})^{1.75} \cdot L(\text{pr})} \right)^{\frac{-1}{4.75}} = 63.45 \text{ mm} \dots\dots\dots(V-14)$$

On arrondit à 75 mm

$$\text{Perte de charge unitaire } .I = 0.178 \times 75^{(-4.75)} \cdot 8096^{1.75} = 0.00152 \text{ m/m}$$

$$I = 0.00152 \text{ m. perte de charge totale de la porte rampe } J_{tpr} = 0.0015 \times 182 = 0.273$$

$$\text{Perte de charge totale réseau} = 0.655 + 0.25 = 0.905 < 1.8$$

V.3.1 Debit de la conduite secondaire

On a 03 parties

- Partie 02 : $Q_{csl} = Q_{pr} \times N_{pr} = 8096 \times 2 = 16192 \text{ l/h}$
- Partie 01 : $Q_{csl} = Q_{pr} \times N_{pr} = 8096 \times 4 = 32384 \text{ l/h}$

V.6.15 Debit de la conduite principale

$$Q_{cpl} = Q_{pr} \times N_{pr} = 8096 \times 6 = 48576 \text{ l/h}$$

V.6.16 Calcul du diamètre de la conduite tertiaire (conduite d’approche)

Pour calculer le diamètre on doit fixer la vitesse d’écoulement d’environs 1.05 m/s

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} \dots\dots\dots(V-15)$$

Avec :

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

V : Vitesse d’écoulement (m/s).

V.6.17 Calcul les caractéristique du conduites secondaires

Tableau V-2 : Caractéristique de la conduite secondaire

partie	L(m)	Q (l/h)	V supposée (m/s)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vcal (m/s)	hcal (m)
02	88	16192	1.05	73.87	75	1.01	0.451
01	88	32384	1.05	104.46	110	0.94	0.246
							0.697

V.6.18 Calcul les caractéristique du conduites principale

Tableau V-3 : Calcul de caractéristique de conduites principales

Q (l/h)	V supposée (m/s)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vcal (m/s)
48576	1.05	127.94	160	0.67

La pression d'eau à la borne de distribution

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

Tableau V-4 : Récapitulatif des caractéristique des conduites

caractéristiques	La rampe	Porte rampe	Conduite secondaire	
Longueur(m)	88	182	176	
Diamètre(mm)	16	75	110	75
Débit (l/h)	176	8096	32384	16192
Pertes de charge(m)	0.255	0.273	0.697	

A partir du tableau on peut déterminer la perte de charge totale entre la borne d'irrigation jusqu'à le gouteur le plus défavorable ; Donc la pression demandée à la borne égale a la pression nominale plus la somme des pertes de charges.

$$\Delta h = 0.255 + 0.273 + 0.697 = 1.225 \text{ m}$$

$$P = 10 + 1.225 = 11.225 \text{ mce}$$

Le réseau d'irrigation sera installé sur la parcelle P1 alimentée par la borne B11 et dont les pressions calculées sont de l'ordre de 4,56 bars (45,62 mce). ce qui est largement suffisant.

V.7 Schéma du réseau Goutte à Goutte

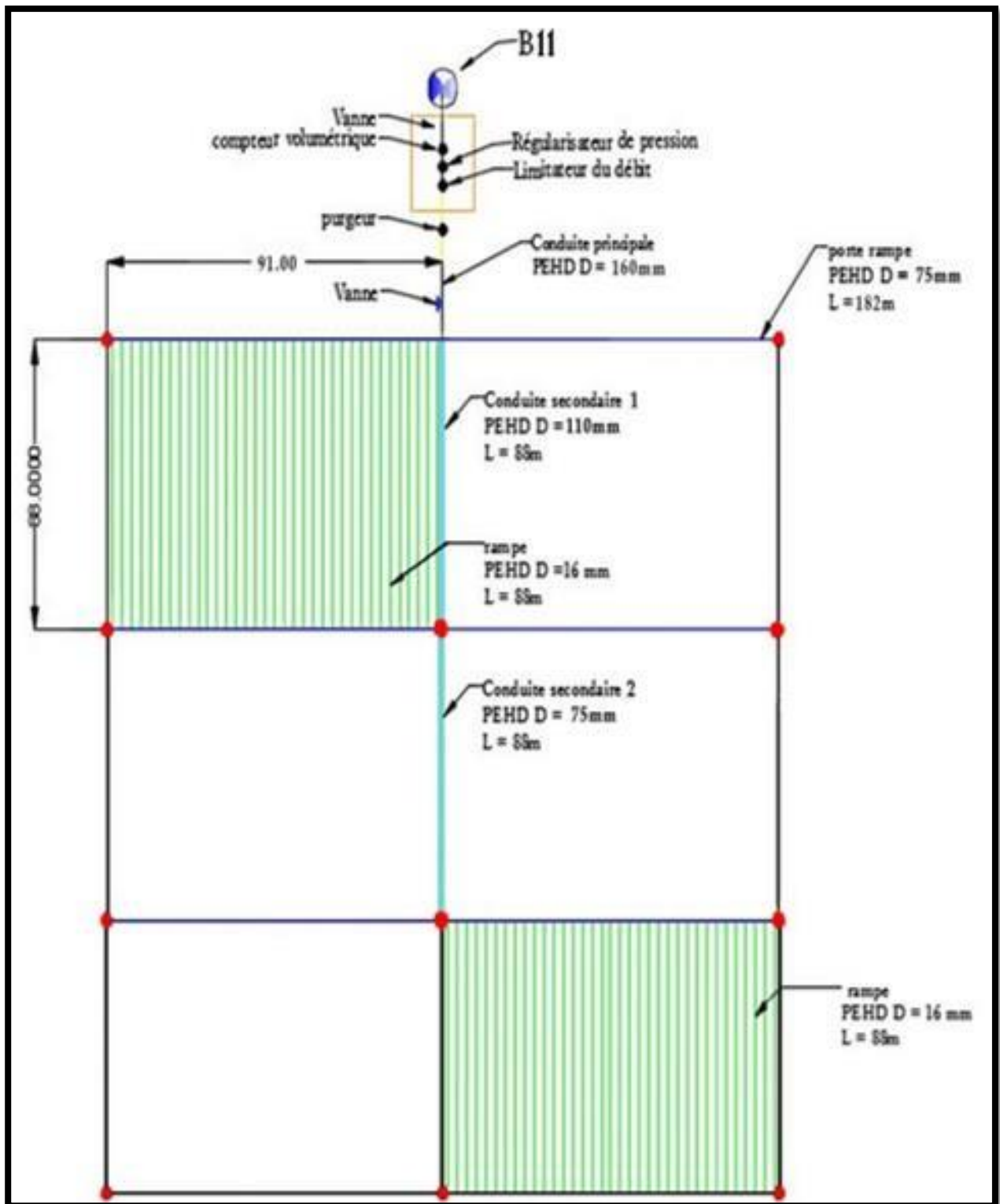


Figure V-1 : le schéma du réseau Goutte à Goutte

V.8 Dimensionnement du réseau d'irrigation par aspersion

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

V.8.1 Données générale

Choix de la culture : étant donné les cultures mises en places sont très appréciées dans la région, nous avons choisi l'irrigation du blé par aspersion.

Choix de la parcelle : la parcelle choisie pour l'arrosage par aspersion est située l'ilot N°11, la parcelle P03 est d'une superficie de 2.66 ha, qui dispose d'une pression aux bornes de 4,56 bars.

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

Temps de travail : 22 heures par jour, et 26 jours par mois

Besoins en eau de pointes : 123.92 mm pour le mois de juin.

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

$K = 7 \text{ mm/h}$.

Calcul de la Dose pratique : La RFU est calculée comme suit :

$$\text{RFU} = Y \times (\text{Hcc} - \text{Hpf}) \times \text{Da} \times Z \quad \dots\dots\dots(V-16)$$

Y : degré de tarissement : égal à 2/3

Da : densité apparente : égale à 1.4

Z : profondeur d'enracinement mm (60 cm pour Le blé)

Hcc : humidité à la capacité au champ (28%)

Hpf : humidité au point de flétrissement (17%).

$$\text{RFU} = \frac{(28-17)}{100} \times 1.4 \times 0.6 \times \frac{60}{3} \times 1000 = 56 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots(V-17)$$

V.8.2 Dimensionnement théorique

Calcul du diamètre de l'ajutage :

La perméabilité du sol $K = 7 \text{ mm/h}$

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

Le diamètre de la buse se calcul, par la relation suivante :

$$p = \frac{1.5 \times d}{1.04} \quad \dots\dots\dots(V-18)$$

D'où :

$$d = \frac{1.04 \times 7}{1.5} = 4.85 \text{ mm}$$

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

calcul de la portée du jet (L) :

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

$$L = 3 \cdot d^{0,5} \cdot h^{0,25} \dots\dots\dots(V-19)$$

Tel que :

d : diamètre de la buse en (mm)

h : pression de la buse en (m), dans notre cas h=3.0 bars = 30 m.

$$L = 3 \times 4,8^{0,5} \times 30^{0,25} = \mathbf{15,38 \text{ m}}$$

Théoriquement, cette formule est valable, mais demande encore plus de précision en fonction du diamètre choisi et recommandé par le fournisseur.

D'après le catalogue du fournisseur Perrot , pour le diamètre de la buse de 4,80mm à une pression de service minimale de **3.0 bars** la portée calculée est de **16,0m**.

Ecartement entre les rampes et les arroseurs :

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

- L'écartement E_l entre les lignes d'arrosage est égal à 1,25 L pour un vent faible et à 1,02 L pour un vent fort.
- L'écartement E_a entre les arroseurs sur la rampe est égal à 0,8 L pour un vent faible et à 0,5 L pour un vent fort.

Notre zone d'étude présente des vitesses de vents oscillant entre 2.0 et 3.1 m/s, qui correspondent à des conditions de vent peu violents, donc on prend les valeurs suivantes :

$$E_l = 1.25 \times 16 = \mathbf{20 \text{ m}}$$

$$E_a = 0.8 \times 16 = \mathbf{12.8 \text{ m}}$$

On prend les valeurs normalisées des écartements, d'où :

$$E_l = \mathbf{18 \text{ m}}$$

$$E_a = \mathbf{12 \text{ m}}$$

Calcul du débit de l'asperseur :

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

$$q = 0.95 \times \frac{\pi \cdot d^2}{4} \times \sqrt{2gh} \quad \dots\dots\dots(V-20)$$

$$q = 0.95 \times \frac{\pi \times (4.8)^2}{4} \times \sqrt{2 \times (9.81) \times 30} = 4.2 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} = \mathbf{1.50 \text{ m}^3/\text{h}} \quad \dots\dots\dots(V-21)$$

Verification de la pluviometrie de la buse :

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

$$p = \frac{q}{E_a \times E_l} \quad \dots\dots\dots(V-22)$$

$$p = \frac{1.50 \times 1000}{12 \times 18} = \mathbf{6.95 \text{ mm/h}}$$

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

Calcul du tour d'eau :

$$T_{eau} = \frac{\text{Dose}_{RFU} \times \text{NJ}}{B_{pointe}} \quad \dots\dots\dots(V-23)$$

Avec :

$$\text{Dose}_{RFU} = 56 \text{ mm}$$

$$\text{NJ} = 26 \text{ jours/mois}$$

$$B_{pointe} = 123.92 \text{ mm}$$

$$T_{eau} = \frac{56 \times 26}{123.92} = 11.7 \text{ jours}$$

Donc le nombre d'irrigation sera égal à 3 irrigations par mois, soit chaque 10 jours.

$$\text{Efficience d'irrigation} = \mathbf{0.75}$$

$$\text{Besoin journalier} = 123.92/30 = \mathbf{4.13 \text{ mm}}$$

$$\text{La nouvelle dose réelle} = 10 \times 4.13 = \mathbf{41.3 \text{ mm}}$$

$$\text{La nouvelle dose brute} = 41.3/0.75 = \mathbf{55.0 \text{ mm}}$$

Le temps d'arrosage par position sans dépasser la capacité d'infiltration :

$$T_a = \frac{\text{dose brute}}{P} \dots\dots\dots(V-24)$$

Pour $P = 7$ mm/h on aura :

$T_a = 55.0 / 7$ le temps d'arrosage est de **8 heures**.

Donc on pourra adopter deux positions par jour pour chaque asperseur .

Calcul de l'unité d'arrosage S_u :

La surface unitaire arrosée ou unité de surface se calcule comme suit :

$$S_u = \frac{S}{T \times n} \dots\dots\dots(V-25)$$

$$S_u = \frac{2.65}{10 \times 2} = 0.13 \text{ Ha}$$

Nombre d'asperseurs requis :

$$N_{asp} = \frac{\text{Surface a arrosé (m}^2\text{)}}{\text{Implantation}} \dots\dots\dots(V-26)$$

$$N_{asp} = \frac{0.13 \times 10000}{18 \times 12} = 7 \text{ asperseurs}$$

Calcul du volume fourni par un asperseur par mois :

$$V = \text{Nbre de position par jour} \times \text{Nbre d'irrigation par mois} \times \text{dose} \times E_l \times E_a$$

$$V = \frac{2 \times 3 \times 56 \times 18 \times 12}{1000} = 72.58 \text{ m}^3$$

V.8.3 Dimensionnement hydraulique des rampes

Cette étape de dimensionnement diffère d'une parcelle à une autre car elle basée sur les dimensions de la parcelle ainsi que la façon dont on projette le réseau d'aspersion, dans notre cas nous avons : la longueur du terrain est de 174m, la largeur du terrain est de 153 m.

La longueur de la rampe :

$$L_r = \frac{\text{Largeur du terrain}}{2} - \frac{E_a}{2}$$

$$L_r = \frac{153}{2} - \frac{12}{2} = 70.5 \text{ m}$$

On prend: $L_r = 70.0 \text{ m}$

Le nombre d'asperseurs par rampe :

$$N_{asp/rampe} = \frac{L_r}{E_a} \quad \dots\dots(V-27)$$

$$N_{asp/rampe} = \frac{70}{12} = 7 \text{ asperseurs}$$

Nombre de rampes :

$$N_{rampes} = \frac{N_{asp}}{N_{asp/rampe}} = 1 \text{ rampe}$$

Donc on travaille avec une seule rampe

Débit des rampes :

$$Q_{rampe} = Q_{asp} \times \text{nbre d'asperseur par rampe} \quad \dots\dots(V-28)$$

$$Q_{rampe} = 1.50 \times 7 = 10.5 \text{ m}^3/\text{h}$$

Débit de la porte rampe :

$$Q_{porterampe} = Q_{rampe} \times N_{rampes} \dots\dots(V-29)$$

$$Q_{porterampe} = 10.5 \times 1 = 10.5 \text{ m}^3/\text{h}$$

Dimensionnement de la rampe et du porte-rampe :

Pour l'estimation du diamètre des canalisations on prend une vitesse où : $V \leq V_{ADM}$,

$$V_{adm} \in [0.5 \div 2.5] \text{ m/s}$$

On suppose que $V = 1.5 \text{ m/s}$ et on calcule le diamètre des canalisations :

$$D_{pr} = D_r = \sqrt{\frac{4 \times Q_{pr}}{\pi \times V}} = \sqrt{\frac{4 \times 2.92 \times 10^{-3}}{\pi \times 1.5}} = 0.05 \text{ m}$$

Calcul des pertes de charge :

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

$$\Delta H = \left(\frac{3.592}{C_H} \right)^{1.852} \frac{Q^{1.852}}{D^{4.87}} \quad \dots\dots(V-30)$$

Avec :

ΔH : Perte de charge unitaires (m/m)

Q : Débit de la conduite en m³/s

C_H : coefficient équivalent à 130.

Pour la rampe on a : $L=70$ m, $D=0.050$ m, $Q=0.0029$ m³/s

Pour le porte rampe on a : $L=153$ m, $D=0.050$ m, $Q=0.0029$ m³/s

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

Pour une perte de charge totale de 0.12 m, la règle de Christiansen est donc respectée.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V-5 : Résultat du calcul pratique d'aspersion.

Paramètres	Porte Rampe	Rampe
Longueur (m)	153	70
Diamètre (mm)	50	50
Débit (m ³ /h)	10.5	10.5
Vitesse (m/s)	1.48	1.48
Perte de charge totale(m)	0.06	0.06

V.8.4 Calcul de la pression en tête du réseau

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

$$H = H_1 + H_2 + H_3$$

H : pression à la tête de la parcelle.

H_1 : Pression nécessaire pour le bon fonctionnement d'un asperseur (3bar).

H_2 : Perte de charge totale de la rampe

H_3 : La dénivelée. (0 m. terrain relativement plat)

$$H=30+0.12+0=30.12 \text{ m.}$$

H= 3.01 bars, ce qui est largement suffisant vu la pression aux bornes qui est de plus de 4,56 bars.

V.9 Schéma du réseau d'irrigation par aspersion

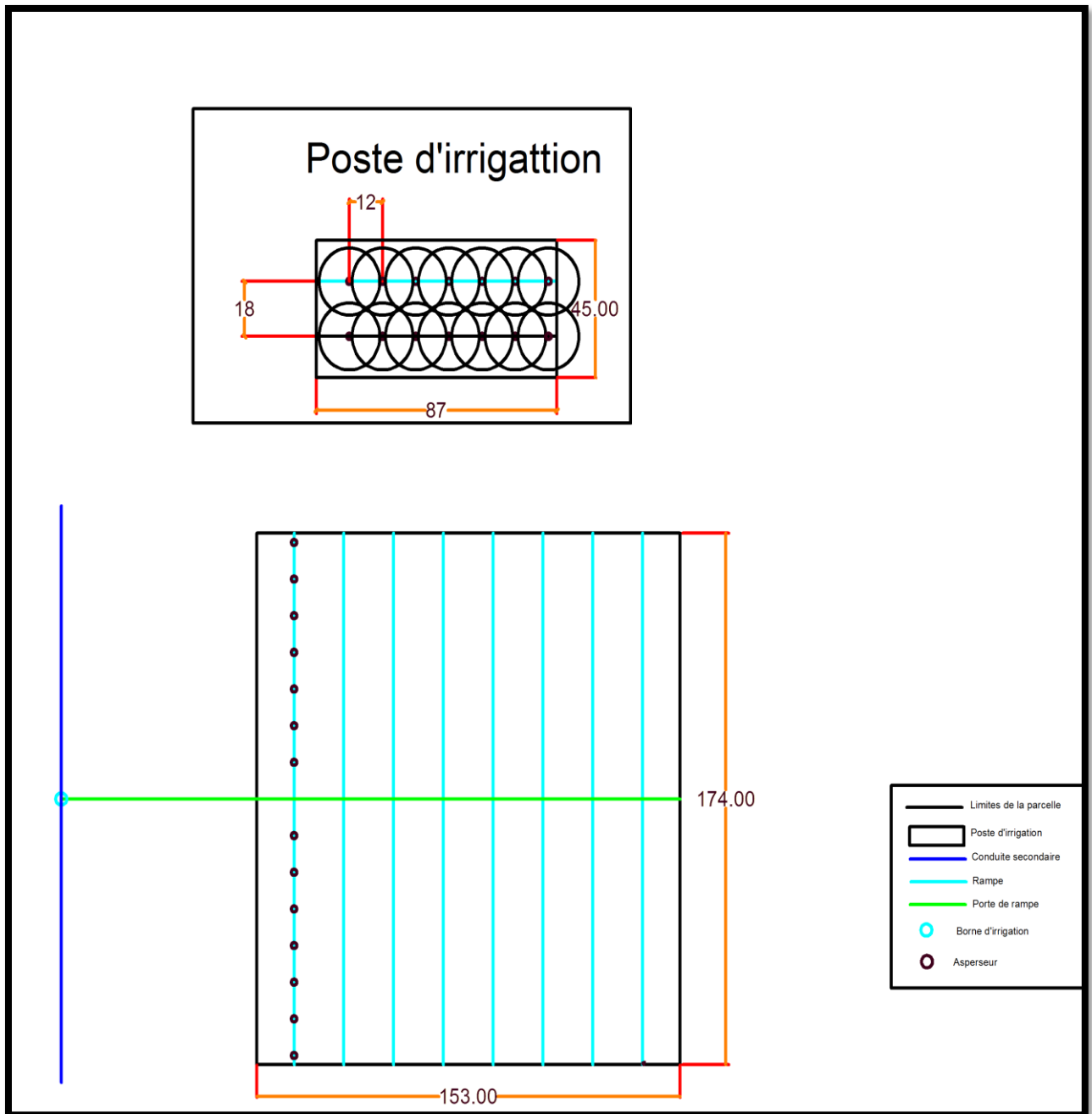


Figure V-2 : Schéma du réseau d'irrigation par aspersion

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé le dimensionnement de l'irrigation à la parcelle, deux systèmes ont été étudiés : l'aspersion et le goutte à goutte. En ce qui concerne le réseau d'irrigation par aspersion deux paramètres doivent être pris en compte : la perméabilité du sol et la vitesse du vent.

***CHAPITRE VI : L'ORGANISATION DE
CHANTIER ET LE CALCUL TECHNICO-
ECONOMIQUE***

VI.1 Introduction

Après avoir réalisé une étude technique des variantes utilisées, il est nécessaire de faire une estimation économique du projet. ce chapitre comprend la première partie, qui nous permettra de déterminer les aménagements pertinents à prévoir dans la zone du projet, tandis que la seconde partie interviendra dans l'estimation du coût d'installation. Il comprend généralement tous les prix des machines hydrauliques et hydrauliques à utiliser ou à installer.

VI.2 Différents travaux à entreprendre

VI.2.1 Travaux concernant l'adduction et le réseau distribution

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction et le réseau distribution sont :

a. Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

b. pose du lit de sable

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 12 cm dans notre cas.

c. La pose de canalisations

Avant que le pipeline ne soit descendu dans l'excavation, le pipeline est classé de manière à Retirer ceux qui ont été touchés ; utiliser le dispositif de levage pour les abaisser lentement.

Au fond de la fouille. Pendant le processus d'installation, vérifiez régulièrement l'alignement de la canalisation pour vous assurer Il n'y a aucune difficulté à raccorder les tuyaux.

d. Epreuve de joint et de la canalisation

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1.8 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement.

e. Remblayage des tranchées

Il s'agit d'une sorte de terrassement, comprenant l'enfouissement des tuyaux et l'utilisation de remblais produit par excavation.

f. Nivellement et compactage

Une fois le remblayage terminé, nous nivelerons, y compris l'étalement monticule, puis compacté pour augmenter la densité du sol et éviter le compactage Le suivant.

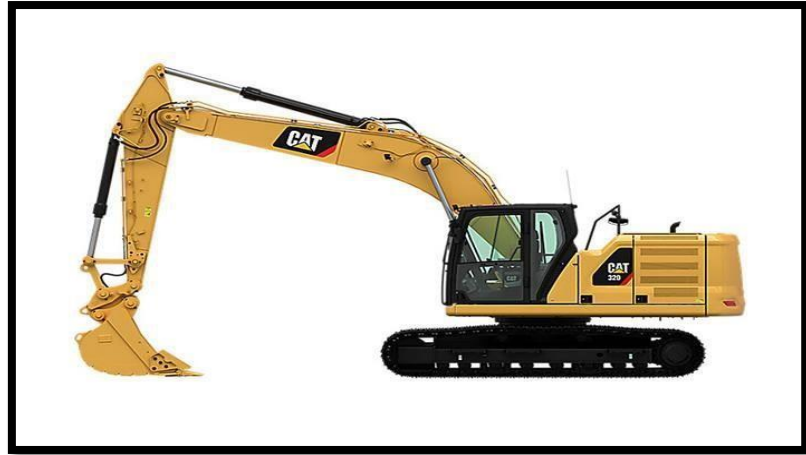


Figure VI-1 :pelle mécanique hydraulique

VI.3 Engins utilisés**VI.3.1 Terrassement et excavation****VI.3.1.1 La pelle mécanique hydraulique
hydraulique**

Un brise-roche hydraulique (BRH) est un outil se connectant à l'extrémité du bras articulé d'une balleuse, destiné à la destroy d'obstacles durs, rocheux ou en béton dans les travaux de terrassement. Il agit à la manière d'un marteau-piqueur de grande taille.



Figure VI-2 : Un brise-roche

VI.3.1.2 niveleuse

La niveleuse est un véhicule de génie civil, composé principalement de six roues, d'une lame très large, qui permet de régler la hauteur de la couche de matériau ; éventuellement, elle est également équipée d'une lame avant (liée à la lame d'un bulldozer ou bulldozer est appelé bulldozer).
Lame) et un ripper (une dent qui permet à la couche de matériau d'être brisée en place).



Figure VI-3 : niveleuse

VI.3.1.3 chargeur sur pneus

Une chargeuse sur pneus ou une chargeuse sur pneus est un Machines de construction sur pneus. Il a un corps automoteur articulé et un grand corps avant. C'est aussi ce qu'on appelle un godet, qui peut effectuer un mouvement vertical et tourner autour de son axe porteur. Les roues puissantes de la chargeuse sont entraînées par des moteurs puissants, permettant de pratiquer tous types de terrains suffisamment durs et de poussée vers l'avant.



Figure VI-4 : chargeur sur pneus

VI.3.2 Fabrication de béton

Une bétonnière

Le malaxeur à béton est une machine utilisée pour mélanger divers composants de mortier (ciment ou chaux, sable, eau) ou de béton. Parfois, le terme bétonnière est utilisé à la place de bétonnière, mais il est sauvage.



Figure VI-5 : Une bétonnière

VI.3.3 Transport

Le camion à benne

Le camion à benne basculante ou le camion à benne basculante est un camion couramment utilisé Le transport de matériaux en vrac, tels que le sable, Gravier, terre ou gravier. Les camions à benne basculante sont généralement équipés de vérins Le système hydraulique peut soulever l'avant du godet au besoin pour lui permettre de passer

La gravité, en tout ou en partie, que le camion soit à l'arrêt ou en mouvement.



Figure VI-6 : camion à benne

VI.4 Factures pro-forma de la station de pompage, des conduites et du réservoir

VI.4.1 Calcul du volume de terrassement

VII.4.1.1 Ia Largeur du fond de la tranchée

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

$$B = D + 2 \times 0.3$$

Avec : B : largeur de tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m)

VII.4.1.2 profondeur de la tranchée

La profondeur de la conduite doit permettre la réalisation correcte des branchements particuliers. empêcher toute intercommunication avec les autres conduites.

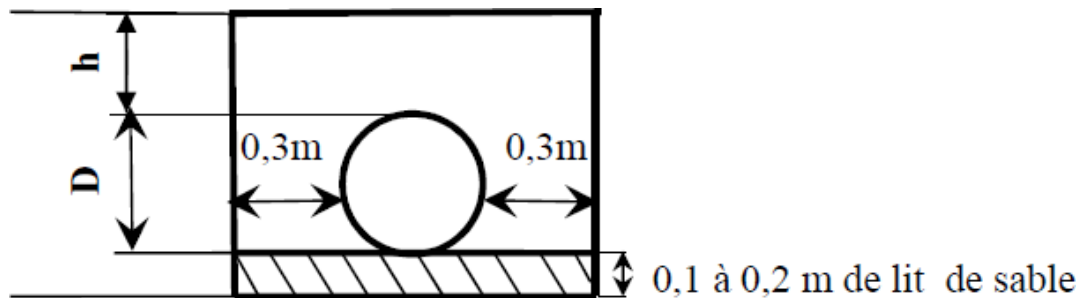


Figure VI-7 : schéma d'une tranchée

$H = e + d + h$ (m) Avec H : profondeur de la tranchée (m).

e : hauteur de lit de pose (m).

d : diamètre de la conduite (m).

h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite

La largeur de la tranchée varie selon la section des conduites est de :

$$l = D + 2 \times 0.3 \text{ (m)}$$

La hauteur est de :

$$H = D + h_{\text{sable}} + 0.8 \text{ (m)}$$

Avec :

h_{sable} : qui est la hauteur du lit de sable comprise entre 0.1 et 0.2 mètres

L : la longueur de tranchée en mètres.

D : diamètre de la conduite.

*Volume du déblaiement :

$$V_{deb} = L \times H \times l \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots(VI-1)$$

*Volume de remblais

$$V_{remb} = V_{deb} - (V_{cond} - V_{sable}) \dots\dots\dots(VI-2)$$

Avec : . $D^2 \cdot L$

*Volume de sable :

Le Volume du sable nécessaire pour le lit de sable est égale à :

$$V_{sable} = h_{sable} \times L \times l \dots\dots\dots(VI-3)$$

VI.4.2 Calcul des différents volumes

Tableau VI-1 : Quantité des travaux de terrassement

Conduites	l (m)	h (m)	L (m)	V _{deb} (m ³)	V _{cond} (m ³)	V _{sable} (m ³)	V _{remb compacté} (m ³)	V _{excédentair} (m ³)
Ø 90	0.7	1	223.4	156.38	1.4	15.638	139.342	17.038
Ø 110	0.7	1	264	184.8	2.5	18.48	163.82	20.98
Ø160	0.8	1.1	660.58	581.3104	13.3	52.8464	515.164	66.1464
Ø 200	0.8	1.1	2648.64	2330.8032	83.2	211.8912	2035.712	295.0912
Ø 250	0.9	1.2	438.35	473.418	21.5	39.4515	412.4665	60.9515
Ø 315	0.9	1.2	1101.78	1189.9224	85.8	99.1602	1004.9622	184.9602
Ø 400	1	1.3	81.78	106.314	10.3	8.178	87.836	18.478
Ø 500	1.1	1.4	299	460.46	58.7	32.89	368.87	91.59
Ø 630	1.2	1.5	466.4	839.52	145.3	55.968	638.252	201.268
Ø 800	1.3	1.6	1556	3236,48	781,7	202,28	2252,5	983,98
Total				9559,408	1203,7	736,7833	7618,9247	1940,4833

Tableau VI-2 : Facture des différents types de conduites et pièces spéciales du réseau de distribution

Pièces	Unité de mesure	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
TubeØ90 PEHD	m/l	223,4	608,62	135965,708
TubeØ110 PEHD	m/l	264	721,62	190507,68
TubeØ160 PEHD	m/l	660,58	1526,93	1008659,419
TubeØ200 PEHD	m/l	2648,64	2397,85	6351041,424
TubeØ250 PEHD	m/l	438,35	3709,88	1626225,898
TubeØ315 FONTE	m/l	1101,78	5881,51	6480130,088
TubeØ400 FONTE	m/l	81,78	9500,9	776983,602
TubeØ500 FONTE	m/l	299	14816,89	4430250,11
TubeØ630 FONTE	m/l	466,4	22513,76	10500417,66
TubeØ800 FONTE	m/l	1556	26902,28	41859947,68
Bornes d'irrigation 100 mm	U	11	50000	550000
Goutteur autorégulant 04 l/h	U	5063	7,37	37314,31
Vanne Ø110	U	1	10000	10000
Vanne Ø160	U	4	12000	48000
Vanne Ø315	U	6	14000	84000
filtres à sable	U	1	20000	20000
Injecteur d'engrais	U	1	17979	17979
		TVA (19%)	40469428,47	74127422,58
			Montant TTC	88211632,87

Tableau VI-3 : Coût des travaux de terrassement

Conduites	Unités de mesure	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	M3	9559,408	1000	9559408
Pose du lit de sable	M3	736,7833	1100	810461,63
Remblai de la tranchée	M3	7618,9247	600	4571354,82
Évacuation de terres excédentaires à la décharge	M3	1940,4833	500	970241,65
Réservoir	M3	1051	20000	21020000
TOTAL (DA)				36931466,1
Montant TTC (DA)				43948444,66

Le cout total du projet en prenant en compte toutes les opérations financières est de l'ordre de :

$$CT = 88211632,87 + 43948444,66 = 132160077,53 \text{ DA}$$

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini les étapes nécessaires de pose des canalisations d'un réseau d'irrigation. puis on a calculé les volumes de terrassement et déterminé les engins nécessaires pour faciliter l'opération de pose. Une pose bien faite influe positivement sur la canalisation qui va devenir un excellent outillage de transport. sûr, économique et durable.

En définitive, la mise en oeuvre de ce projet repose sur une étude minutieuse ayant pris en compte toutes les phases d'exécution du projet avec une recherche approfondie des prix du marché où les matériaux sont achetés. Le cout total du projet (TTC) est de l'ordre de **132160077,53 DA**.

CONCLUSION
GENERALE

Conclusion générale :

En conclusion générale, cette étude a permis d'abord de faire une étude d'aménagement hydro-agricole du périmètre d'irrigation (secteur Chelghoum laid) d'une superficie 160 ha. soit l'analyse des conditions naturelles de la zone d'étude. la production végétale et animale de la situation de référence. les besoins en eau des cultures. la répartition culturale et l'occupation du sol. ainsi que le dimensionnement des Ouvrages. Sont très liées à l'étude de schéma d'aménagement hydroagricole du périmètre contrôlée.

Tout d'abord, nous avons étudié les conditions naturelles de la région, y compris le climat (semi-Aride ; avec un sol de texture moyenne), la topographie et l'hydrologie, puis nous avons procédé à la détermination de la source d'eau, de la qualité de l'eau et du volume d'eau irrigable, et à choisir la série pluviométrique annuelle qu'on doit prendre pour le calcul. Comprendre les plus grands besoins de la culture. Ensuite, les caractéristiques du sol et sa commodité pour les plantes ont été déterminées. De plus, la sélection des cultures et le calcul de la demande mensuelle sont également une partie importante de ce travail.

Après avoir obtenu toutes ces données, nous avons divisé le périmètre en ilots et faire le dimensionnement du système d'adduction,, le réseau de distribution, la sélection des pompes appropriées, l'emplacement et la capacité des réservoirs de stockage, et le calcul de la pression de chaque borne. Enfin, nous avons étudié le dimensionnement d'un réseau d'irrigation par goutte à goutte, et cela vu les nombreux avantages que présente cette technique d'irrigation. Enfin, nous avons évalué le coût global du projet et sa rentabilité.

REFERENCES

BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques

- [1] **N.MIHOUBI , A.MEBARKI & B.LAIGNEL (2013)** . Hydrologie et bilans d'eau d'un barrage en zone karstique semi-aride Hammam Grouz (Oued Rhumel Algérie) université de Constantine .
- [2] **SÉGALEN, Pierre**. La classification des sols .
- [3] **BAHBOUH, L. (2011)** Cours agro-pédologie ENSH Blida.
- [4] **Touaibia, B. (2004)** Manuel pratique d'hydrologie ENSH Blida.
- [5] **BOULET, Gilles. (2003)** Calcul de l'évapotranspiration de référence ET0 selon la méthode FAO Allen et al.
- [6] **T.BENKACI, A.** Cours de réseau d'irrigation ENSH Blida.
- [7] **DIRECTION RÉGIONALE DU DÉVELOPPEMENT AGRICOLES ZINDER(2008)** Manuel d'irrigation goutte à goutte dans la région de zinder .
- [8] **APD et DCE (2016)**. Avant-Projet Détaillée du périmètre d'irrigation a partir du barrage hammam grouz et documents de consultation d'entreprises .

ANNEXES

ANNEXE 1 : COEFFICIENT CULTUREL KC DE CHAQUE CULTURE

CULTURE	Stades de développement de la culture					Durée totale de la période végétative
	Initial	Développement	Mi-saison	Arrière saison	Récolte	
Bananiier tropical	0.4-0.5	0.7-0.85	1.0-1.1	0.9-1.0	0.75-0.85	0.7-0.8
subtropical	0.5-0.65	0.8-0.9	1.0-1.2	1.0-1.15	1.0-1.15	0.85-0.95
Haricot vert	0.3-0.4	0.65-0.75	0.95-1.05	0.9-0.95	0.85-0.95	0.85-0.9
sec	0.3-0.4	0.7-0.8	1.05-1.2	0.65-0.75	0.25-0.3	0.7-0.8
Chou	0.4-0.5	0.7-0.8	0.95-1.1	0.9-1.0	0.8-0.95	0.7-0.8
Coton	0.4-0.5	0.7-0.8	1.05-1.25	0.8-0.9	0.65-0.7	0.8-0.9
Raisin	0.35-0.55	0.6-0.8	0.7-0.9	0.6-0.8	0.55-0.7	0.55-0.75
Arachide	0.4-0.5	0.7-0.8	0.95-1.1	0.75-0.85	0.55-0.6	0.75-0.8
Maïs doux	0.3-0.5	0.7-0.9	1.05-1.2	1.0-1.15	0.95-1.1	0.8-0.95
grain	0.3-0.5*	0.7-0.85*	1.05-1.2*	0.8-0.95	0.55-0.6*	0.75-0.9*
Oignon sec	0.4-0.6	0.7-0.8	0.95-1.1	0.85-0.9	0.75-0.85	0.8-0.9
vert	0.4-0.6	0.6-0.75	0.95-1.05	0.95-1.05	0.95-1.05	0.65-0.8
Pois, frais	0.4-0.5	0.7-0.85	1.05-1.2	1.0-1.15	0.95-1.1	0.8-0.95
Poivron, frais	0.3-0.4	0.6-0.75	0.95-1.1	0.85-1.0	0.8-0.9	0.7-0.8
Pomme de terre	0.4-0.5	0.7-0.8	1.05-1.2	0.85-0.95	0.7-0.75	0.75-0.9
Riz	1.1-1.15	1.1-1.5	1.1-1.3	0.95-1.05	0.95-1.05	1.05-1.2
Carthame	0.3-0.4	0.7-0.8	1.05-1.2	0.65-0.7	0.2-0.25	0.65-0.7
Sorgho	0.3-0.4	0.7-0.75	1.0-1.15	0.75-0.8	0.5-0.55	0.75-0.85
Soja	0.3-0.4	0.7-0.8	1.0-1.15	0.7-0.8	0.4-0.5	0.75-0.9
Betterave sucrière	0.4-0.5	0.75-0.85	1.05-1.2	0.9-1.0	0.6-0.7	0.8-0.9
Canne à sucre	0.4-0.5	0.7-1.0	1.0-1.3	0.75-0.8	0.5-0.6	0.85-1.05
Tournesol	0.3-0.4	0.7-0.8	1.05-1.2	0.7-0.8	0.35-0.45	0.75-0.85
Tabac	0.3-0.4	0.7-0.8	1.0-1.2	0.9-1.0	0.75-0.85	0.85-0.95
Tomate	0.4-0.5	0.7-0.8	1.05-1.25	0.8-0.95	0.6-0.65	0.75-0.9
Pastèque	0.4-0.5	0.7-0.8	0.95-1.05	0.8-0.9	0.65-0.75	0.75-0.85
Blé	0.3-0.4	0.7-0.8	1.05-1.2	0.65-0.75	0.2-0.25	0.8-0.9
Luzerne	0.3-0.4				1.05-1.2	0.85-1.05
Agrumes sarclés						0.65-0.75
sans sarclage						0.85-0.9
Olivier						0.4-0.6

ANNEXE 2 : CARACTERISTIQUES HYDRIQUES DE QUELQUES SOLS

Texture	Humidités pondérales en % du poids sec			Réserve utile volumétrique en mm/m
	à la rétention HCC	du flétrissement HPF	disponible HCC-HPF	
Sableuse	9 (6 à 12)*	4 (2 à 6)*	5 (4 à 6)*	85 (70 à 100)*
Sablo-limoneuse	14 (10 à 18)	6 (4 à 8)	8 (6 à 10)	120 (90 à 150)
Limoneuse	22 (18 à 26)	10 (8 à 12)	12 (10 à 14)	170 (140 à 190)
Limono-argileuse	27 (25 à 31)	13 (11 à 15)	14 (12 à 16)	190 (170 à 220)
Argilo-limoneuse	31 (27 à 35)	15 (13 à 17)	16 (14 à 18)	210 (180 à 230)
Argileuse	35 (31 à 39)	17 (15 à 19)	18 (16 à 20)	230 (220 à 250)

ANNEXE 3 : GUIDE D'ESTIMATION DU POURCENTAGE DU SOL HUMIDIFIEE (P)

GUIDE D'ESTIMATION DE P

(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 S _i en m	Débit des distributeurs														
	moins de 1,5 l/h			2 l/h			4 l/h			8 l/h			Plus de 12 l/h		
	Espacement recommandé des distributeurs sur la rampe, Sd en m														
	en sol de texture grossière (G), moyenne (M), fine (F)														
	G	M	F	G	M	F	G	M	F	G	M	F	G	M	F
	0,2	0,5	0,9	0,3	0,7	1,0	0,6	1,0	1,3	1,0	1,3	1,7	1,3	1,6	2,0
	Pourcentage en sol humidifié p %														
0,8	38	88	100	50	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1,0	33	70	100	40	80	100	80	100	100	100	100	100	100	100	100
1,2	25	58	92	33	67	100	67	100	100	100	100	100	100	100	100
1,5	20	47	73	26	53	80	53	80	100	80	100	100	100	100	100
2,0	15	35	55	20	40	60	40	60	80	60	80	100	80	100	100
2,5	12	28	44	16	32	48	32	48	64	48	64	80	64	80	100
3,0	10	23	37	13	26	40	26	40	53	40	53	67	53	67	80
3,5	9	20	31	11	23	34	23	34	46	34	46	57	46	57	68
4,0	8	18	28	10	20	30	20	30	40	30	40	50	40	50	60
4,5	7	16	24	9	18	26	18	26	36	26	36	44	36	44	53
5,0	6	14	22	8	16	24	16	24	32	24	32	40	32	40	48
6,0	5	12	18	7	14	20	14	20	27	20	27	34	27	34	40

ANNEXE 4 : FONCTION DE REPARTITION DE LA LOI NORMALE REDUITE .

<i>z</i>	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998
3.5	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998
3.6	0.9998	0.9998	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999

ANNEXE 5: LES VALEURS DE KHI CARRE .

$\frac{P}{\gamma}$	0.9	0.5	0.3	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01	0.001
1	0.016	0.455	1.074	1.642	2.705	3.841	5.412	6.635	10.827
2	0.211	1.386	2.408	3.219	4.605	5.991	7.824	9.210	13.815
3	0.584	2.366	3.665	4.642	6.251	7.815	9.837	11.345	16.266
4	1.064	3.357	4.878	5.989	7.779	9.488	11.668	13.277	18.467
5	1.610	4.351	6.064	7.289	9.236	11.070	13.388	15.086	20.515
6	2.204	5.348	7.231	8.558	10.645	12.592	15.033	16.812	22.457
7	2.833	6.346	8.383	9.803	12.017	14.067	16.622	18.475	24.322
8	3.490	7.344	9.524	11.030	13.362	15.507	18.168	20.090	26.125
9	4.168	8.343	10.656	12.242	14.684	16.919	19.679	21.666	27.877
10	4.865	9.342	11.781	13.442	15.987	18.307	21.161	23.209	29.588
11	5.578	10.341	12.899	14.631	17.275	19.675	22.618	24.725	31.264
12	6.304	11.340	14.011	15.812	18.549	21.026	24.054	26.217	32.909
13	7.042	12.340	15.119	16.985	19.812	22.362	25.472	27.688	34.528
14	7.790	13.339	16.222	18.151	21.064	23.685	26.873	29.141	36.123
15	8.547	14.339	17.322	19.311	22.307	24.996	28.259	30.578	37.697
16	9.312	15.338	18.418	20.465	23.542	26.296	29.633	32.000	39.252
17	10.085	16.338	19.511	21.615	24.769	27.587	30.995	33.409	40.790
18	10.865	17.338	20.601	22.760	25.989	28.869	32.346	34.805	42.312
19	11.651	18.338	21.689	23.900	27.204	30.144	33.687	36.191	43.820
20	12.443	19.337	22.775	25.038	28.412	31.410	35.020	37.566	45.315
21	13.240	20.337	23.858	26.171	29.615	32.671	36.343	38.932	46.797
22	14.041	21.337	24.939	27.301	30.813	33.924	37.659	40.289	48.268
23	14.848	22.337	26.018	28.429	32.007	35.172	38.968	41.638	49.728
24	15.659	23.337	27.096	29.553	33.196	36.415	40.270	42.980	51.179
25	16.473	24.337	28.172	30.675	34.382	37.652	41.566	44.314	52.620
26	17.292	25.336	29.246	31.795	35.563	38.885	42.856	45.642	54.052
27	18.114	26.336	30.319	32.912	36.741	40.113	44.140	46.963	55.476
28	18.939	27.336	31.391	34.027	37.916	41.337	54.419	48.278	56.893
29	19.768	28.336	32.461	35.139	39.087	42.557	46.693	49.588	58.302
30	20.599	29.336	33.530	36.250	40.256	43.773	47.962	50.892	59.703

ANNEXE 6: CARACTERISTIQUE DE PROFIL 12.

LABORATOIRE D'ANALYSES DE SOLS AIN-DEFLA				
Rue El-QODS AIN-DEFLA				
Demandeur: S.A.R.L. ELBAHDJA BORDJ-BOUARIREDJ				
Date: JUIN 2015				
Périmètre: GROUZ CHELGHOU M LAID				
<u>PROFIL: P12</u>				
Horizon	H1	H2	H3	
Profondeur (cm)	0-35	35-70	70-115	
CARACTERISTIQUES PHYSIQUES				
GRANULO METRIE	Sable (%)	29,18	17	12
	Limon (%)	37,82	38	38
	Argile (%)	33,00	45	50,00
		100	100	100
MATIERE ORGANIQUE				
Matière organique %	0,2	1,1	0,2	
C (mg/kgdesol)	1,2	6,5	1,2	
N (mg/kgdesol)	0,2	0,5	0,2	
C/N	7	14,0	7	
SOLUTION DU SOL				
Cations	Ca++ (mécq/100g)	18,25	16,8	11,5
	Mg++(mécq/100g)	1,82	2,1	3,3
	Na+(mécq/100g)	0,68	0,7	0,7
	K+(mécq/100g)	0,49	0,3	0,84
		21,24	16,88	16,34
Anions	SO4--(mécq/100g)	34,9	38,2	36,7
	Cl-(mécq/100g)	1,2	2,4	1,8
	HCO3-(mécq/100g)	0,8	1,3	0,5
		36,9	41,9	39
PH eau(1/5)	7,7	8,1	8,1	
CE (1/5 en ms)	0,2	1,6	0,34	
Salinité(g/l)	0,4	1,4	0,4	
SDT (mg/l)	315	300	200	
RESERVES MINERALES				
CaCO3 total (%)	18	35	45	
CaCO3 actif (%)	13,7	13,8	16	
P Total (mg P/kgdesol)	0,6	0,3	0,8	
P205 Assimilable (ppm)	109	20	17	
K20 (mg/Kg sol)	3,1	0,2	15	

Le LABORATOIRE

