

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA RECHERCHE**  
**SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE**

**-Arbaoui abdallâh-**

**DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU**

# **MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES**

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT EN**  
**HYDRAULIQUE**

**Option: Conception des Systèmes d'Irrigation et du Drainage**

**THEME :**

**CONTRIBUTION À L'EXPLOITATION DU PERIMETRE**  
**DE MAHDIA (W.SETIF) PAR UN SYSTEME D'IRRIGATION**

**Présenté par :**

**M<sup>f</sup> : KHOBEIZI MUSTAPHA**

**Promoteur :**

**M<sup>f</sup> : O.RAISSI**

**Devant le jury composé de :**

**Président : M<sup>f</sup> T. KHETTAL**

**Examineurs : M<sup>f</sup> M. DJELLAB**

**M<sup>me</sup> L. BAHBOUH**

**M<sup>me</sup> S. LEULMI**

**M<sup>lle</sup> D. HADJ BACHIR**

**Octobre 2010**

## *Dédicaces*

*À mes chers parents.*

*À tous ceux qui me sont chers.*

*À une hydraulique prospère.*

*Mustapha K.*



## *Remerciements*

*Au terme de ce travail. Il m'est agréable d'exprimer mes sincères remerciements et ma profonde gratitude à M<sup>r</sup>. Raissi Omar de m'avoir encadré. Je lui exprime ma reconnaissance pour ses précieux conseils qui m'ont guidé dans la réalisation de ce mémoire de fin d'étude.*

*Aussi je tiens à remercier beaucoup M<sup>eme</sup>. Bahbouh et M<sup>eme</sup>. Azzeiz pour avoir mis à ma disposition ses précieuses documentations.*

*J'adresse également mes sincères remerciements :*

*À M<sup>r</sup> T. Khettal qui m'a fait l'honneur de présider mon jury.*

*Aux membres de jury :*

- M<sup>r</sup> M. Djellab*
- M<sup>me</sup> L. Bahbouh*
- M<sup>eme</sup> S. Leulmi*
- M<sup>elle</sup> D. Hadj Bachir*

*Qui me font l'honneur d'apprécier et de juger ce travail.*

*Mustapha K.*

## ملخص:

أردنا في هذه المذكرة أن نقوم بدراسة مشروع استغلال مساحة زراعية تقع بمنطقة مهدية ولاية سطيف وذلك بتجهيزها بأنظمة سقي وتزويدها بالماء الصالح للسقي انطلاقا من سد عين زادة.

بين دراسة مياه المصدر ودراسة المنطقة الفلاحية توجب علينا أيضا التوقف لدراسة عدة محطات أخرى هي كالتالي: محطة الضخ التي تعمل على جذب الماء من المصدر و دفعه نحو حوض التخزين.

أنابيب نقل المياه من السد إلى محطة الضخ فحوض التخزين ثم أجهزة السقي.  
التخزين الذي يسمح بتخفيض قدرة عمل محطة الضخ وكذا التحكم في الضغط المستخدم لأنظمة السقي.  
نظام السقي بالرش.  
كل هذا  
من أجل إضفاء اقتصادي لاستغلال الثروة المائية ومردودية عالية على الإنتاج الفلاحي.

حوض

تحديد أبعاد شبكة

دراسة التربة من حيث

خصائصها الفيزيائية والكيميائية

## Résumé:

*Le mémoire de fin d'étude a pour objectif d'étude une exploitation d'un périmètre d'irrigation dans la région de Mahdia (w.setif) par des systèmes d'irrigation et des eaux du barrage Ain zada. Entre l'étude des eaux de la source et l'étude du périmètre d'irrigation, nous avons dû également arrêter pour une étude de plusieurs autres stations sont les suivantes:*

*La station de pompage pour garantir l'arrivée de l'eau au niveau des parcelles. Les conduites de transport de l'eau de point du prélèvement en un point où elle sera repartie en pluie sur le sol. Le bassin qui*

*permet de diminuer la puissance de la station de pompage, de régulariser le fonctionnement de pompage en cas de fonctionnement inter mi-temps.*

*Dimensionnement des systèmes d'irrigation par aspersion.*

*Étude du sol en fonction de ses caractéristiques physiques et chimiques.*

*Tout ceci, afin de donner une exploitation économique des ressources en eau et la rentabilité de la production agricole de haute.*

## Summary:

*We have studied in this memorandum the use of a water source is dame of Ain Zada and irrigation systems for an exploitation of agricultural area within the mandate of the Mahdia region (Staif).*

*Between the study of source water and study the area of farming we had to also stop for a study of several other stations are as follows:*

*The pumping station is attracting water from the source and pay about basin storage.*

*Water pipeline from the dam to agricultural area.*

*Basin storage, which allows for a reduction the work puissance of the pumping station as well as pressure control systems used to irrigation.*

*Determine the dimensions of a network irrigation system watering.*

*Study of soil (physical and chemical characteristics).*

*All of this, in order to give an economic exploitation of water resources and cost-effectiveness of high agricultural production.*

# Sommaire

## Table des matières

### Introduction Générale

## Chapitre I.

### Présentation du site

	Page
<b>1. Présentation du Site</b> .....	1
1.1. La situation géographique .....	1
1.2. La situation administrative .....	1
1.3. Infrastructure routière .....	1
<b>2. La Géologie</b> .....	2
2.1. La géologie du périmètre .....	2
2.2. La géologie du barrage .....	2
<b>3. La Pédologie</b> .....	3
3.1. Les Caractéristiques Physico-chimiques .....	4
3.1.1. Caractères Physiques .....	4
3.1.1.1. Classe des sols calcimagnésique .....	4
3.1.1.2. Caractéristiques Morphologies .....	4
3.1.1.3. Le PH (Potentiel Hydrogène) .....	5
3.1.1.4. La Porosité .....	5
3.1.1.5. Capacité d'échange cationique .....	6
3.1.1.6. Topographie .....	7
3.1.1.7. Aptitudes culturales.....	7
3.1.2. Caractères chimiques .....	7
3.1.2.1. Teneur en matière organique.....	7
3.1.2.2. La salinité du sol .....	7
3.1.2.3. L'alcalinité du sol .....	8
3.2. Détermination de type du sol .....	8
<b>4. Ressource en eau</b> .....	8
4.1. Qualité de l'eau d'irrigation .....	10
4.1.1. Qualité physique .....	10
4.1.1.1. La Température .....	10
4.1.1.2. Charge solide .....	10
4.1.1.3. PH (potentiel Hydrogène) .....	10
4.1.2. Qualité chimique .....	10
4.1.2.1. La Conductivité Electrique (Ce) .....	11
4.1.2.2. Alcalinité(SAR).....	11
4.1.2.3. Présence éventuelle des éléments toxiques.....	13
<b>5. Géomorphologie</b> .....	13
<b>6. Hydrogéologie</b> .....	14
<b>8. Conclusion</b> .....	14

# Chapitre II.

## Etude climatique

<b>1. Introduction</b> .....	15
<b>2. Température</b> .....	15
<b>3. Pluviométrie</b> .....	15
<b>4. humidité relative de l'air</b> .....	16
<b>5. Vent</b> .....	17
<b>6. Sirocco</b> .....	18
<b>7. Insolation</b> .....	18
<b>8. Gelée</b> .....	18
<b>9. Le Neige</b> .....	19
<b>10. Le Grêle</b> .....	19
<b>11. Les Orages</b> .....	19
<b>12. Evapotranspiration</b> .....	19
<b>13. classement du climat</b> .....	20
13.1. L'indice d'aridité de MARTONE .....	20
13.2. Quotient pluviométrique d'EMBERGER.....	21
13.3. Climogramme pluviométrique de BAGNOULS ET GAUSSEN .....	21
<b>14. Interprétation de résultats</b> .....	22
<b>15. Conclusion</b> .....	22

# Chapitre III.

## Etude hydrologique

<b>1. Introduction</b> .....	23
<b>2. choix de la station pluviométrique d'AIN ZADA</b> .....	23
<b>3. Homogénéité de la série pluviométrique</b> .....	25
<b>4. Etude de l'échantillon et choix du type de loi</b> .....	27
4.1. Etude de l'échantillon .....	27
4.1.1. Traitement des données .....	27
4.1.2. Ajustement de la série pluviométrique .....	27
4.1.2.1. Ajustement à la loi Normale (GAUSS) .....	27
4.1.2.2. Ajustement à la loi Log-Normale (GALTON).....	30
4.2. Choix de la loi .....	32
4.2.1. Graphiquement .....	32
4.2.2. Le test de dispersion (test de khi 2 ou test de Pizzetti-Pearson) .....	32

4.3. Détermination de l'année de calcul .....	33
<b>5. Conclusion .....</b>	<b>33</b>

## **Chapitre IV.**

### **Régime d'irrigation**

<b>1. Introduction .....</b>	<b>34</b>
<b>2. Les plantes cultivées .....</b>	<b>34</b>
2.1. Les céréales .....	34
2..2.Les cultures maraichères .....	34
<b>3. Les besoins en eau des végétaux .....</b>	<b>35</b>
3.1. Détermination de l'évapotranspiration .....	35
3.2. Calcul de la pluie efficace .....	37
<b>4. Besoin en eau pour lessivage .....</b>	<b>39</b>
4.1. Calcul de la dose de lessivage .....	40
<b>5. Drainage.....</b>	<b>41</b>
<b>6. Conclusion .....</b>	<b>41</b>

## **Chapitre V.**

### **Dimensionnement d'un système d'irrigation**

<b>1. Introduction .....</b>	<b>42</b>
<b>2. Pour les cultures céréalières.....</b>	<b>42</b>
2.1. Choix et dimensionnement des équipements .....	42
2.1.1. Détermination du mois de pointe.....	44
2.1.2. Le débit d'équipement .....	44
2.1.2.1. Besoins en eau des plantes au moins de pointe .....	44
2.1.2.2. Efficience de l'irrigation.....	45
2.1.2.3. Besoins en eau brutes des végétaux.....	45
2.1.2.4. Apport naturel par les pluies .....	45
2.1.2.5. Contribution du sol.....	45
2.1.2.6. Besoin en eau d'irrigation au mois de pointe (m <sup>3</sup> ) .....	48
2.2.3. Présélection de l'enrouleur.....	49
2.1.4. Principe d'utilisation.....	47
2.1.5. Positionnement de l'enrouleur sur la parcelle.....	48
2.1.6. Détermination des pressions au niveau de bornes .....	48

2.1.6.1. Point de fonctionnement le plus défavorisé (pression la plus faible, $P_b \text{ min}$ ) .....	48
2.1.6.2. Point de fonctionnement le moins défavorisé (pression la plus forte, $P_m \text{ max}$ ) .....	48
2.1.6.3. Longueur de tuyau PE de l'enrouleur .....	49
2.1.6.4. Dimensionnement de la conduite d'amenée de l'enrouleur et de la buse de canon.....	49
2.1.6.5. Pression nécessaire au canon .....	49
2.1.7. Intervalles de passage du canon .....	53
2.1.8. Nombre de bande par chaque parcelle $N_b$ .....	54
2.1.9. La fréquence d'arrosage.....	54
2.1.10. Espacement entre les arrosages.....	57
2.1.11. Vitesse d'avancement du canon .....	55
2.1.12. Balayage de canon .....	55
<b>3. Pour les cultures maraichages</b> .....	56
3.1. Consommation des plantes au moins de pointe .....	56
3.2. Besoins en eau brutes des végétaux.....	56
3.3. Apport naturel par les pluies .....	56
3.4. Contribution du sol .....	57
3.5. Besoin en eau d'irrigation au mois de pointe ( $m^3$ ) .....	57
3.6. Calculs de prévision d'une couverture totale.....	57
3.6.1. Choix de l'implantation des asperseurs.....	58
3.6.2. Dimensionnement totale.....	58
3.6.2.1. Le diamètre de l'ajutage .....	58
3.6.2.2. La portée du jet (L) .....	58
3.6.2.3. Calcul des écartements entre les rampes et arroseurs.....	58
3.6.2.4. Calcul du débit de l'asperseur .....	59
3.6.2.5. Vérification de la pluviométrie de la buse .....	59
3.6.2.6. Détermination du tour d'eau (fréquence d'arrosage).....	59
3.6.2.7. Le temps nécessaire pour donner d'une dose par 1 asperseur .....	59
3.6.2.8. Nombre de position par jour.....	60
3.6.2.9. Volume fourni par 1 asperseur pendant 1 mois .....	60
3.6.2.10. Le nombre d'asperseurs totale .....	60
3.6.2.11. Longueur de la rampe.....	60
3.6.2.12. Nombre d'asperseurs par une rampe.....	60
3.6.10.13. Longueur de la porte rampe.....	60
3.6.10.13. Nombre de rampe .....	60
3.6.2.14. Nombre de déplacement des rampes sur la parcelle.....	60
3.6.2.15. Débit de la rampe .....	60
3.6.2.16. Débit de la porte rampe.....	60
<b>4. Calcul hydraulique</b> .....	61
<b>5. Schéma hydraulique explicative</b> .....	62

6. Conclusion.....	63
--------------------	----

# Chapitre VI.

## Dimensionnement de la station de pompage

<b>1. Introduction.....</b>	<b>64</b>
<b>2. Choix de la variation d’adduction par pompage et l’emplacement de la station.....</b>	<b>64</b>
<b>3. calcul de la hauteur d’élévation.....</b>	<b>65</b>
<b>4. Calcul du débit du réseau .....</b>	<b>65</b>
4.1. Calcul du débit d’équipement.....	65
4.2. Calcul du débit forcé .....	66
<b>5. Choix de type et nombre des pompes.....</b>	<b>66</b>
5.1. Variante du nombre de la pompe .....	67
5.2. Nombre de pompes de secours.....	68
<b>6. Choix de nombre de collecteurs d’aspirations et ceux de refoulement et leur dimensionnement.....</b>	<b>69</b>
6.1.1. Le nombre de collecteur d’aspiration.....	69
6.1.2. Détermination de diamètre de la conduite d’aspiration secondaire (Das) .....	69
6.1.3. La longueur de convergent.....	69
6.1.4. Détermination du diamètre de la conduite d’aspiration principale (Da) .....	69
6.1.4. Détermination du diamètre de la conduite d’aspiration principale (Da) .....	69
6.1.5. Diamètre de tulipe d’aspiration (De) .....	69
6.1.6. Perte de charge dans la canalisation d’aspiration .....	69
6.2. Partie de refoulement.....	70
6.2.1. Détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement .....	70
6.2.2. Calcul le rendement de la station de pompage .....	71
<b>7. Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage.....</b>	<b>73</b>
7.1. Partie souterrain .....	73
7.2. Partie supérieur .....	73
<b>8. Dimensionnement du bassin de stockage .....</b>	<b>75</b>
8.1. Site d’emplacement .....	75
8.2. Capacité du bassin.....	75
<b>9. Les équipements auxiliaires de la station.....</b>	<b>76</b>
9.1. Le système de levage .....	76
9.2. Système anti-incendie .....	78
9.3. Système d’éclairage .....	79
9.4. Equipement sanitaire .....	79
9.5. Système de ventilation .....	79

9.6. Système de drainage .....	80
9.7. Alimentation en eau de la station de pompage .....	80
<b>10. Les risques éventuels sur l'installation.....</b>	<b>80</b>
10.1. Cavitation .....	80
10.2. La solution .....	81
10.3. Coups de bélier .....	82
10.4. La solution .....	82
10.4.1. Le volume du réservoir d'air anti-bélier .....	83
<b>11. Les équipements en amont et en aval d'une pompe surviennent les conduites.....</b>	<b>84</b>
11.1. Equipements en amont .....	84
11.2. Equipements en aval .....	85
<b>12. Pompage à la parcelle.....</b>	<b>85</b>
12.1. Surpresseur.....	85
<b>13. Conclusion.....</b>	<b>86</b>

## chapitre VII.

### Organisation du chantier

<b>1. Introduction.....</b>	<b>87</b>
<b>2. Succession des opérations du chantier.....</b>	<b>87</b>
2.1. Travaux préparatoires.....	87
2.2. Exécution de l'ouvrage .....	87
<b>3. Quelques définitions .....</b>	<b>88</b>
<b>4. Besoin mécanique des principaux travaux.....</b>	<b>89</b>
<b>5. Planification .....</b>	<b>89</b>
5.1. Délai de construction et programme des travaux.....	89
5.2. Les opérations nécessaires à la méthode CPM.....	90
5.2.1. Collection des informations .....	90
5.2.2. Décomposition du projet .....	90
5.2.3. Prévoir une relation entre les opérations .....	90
5.2.4. Attribution de durée (T) .....	90
5.2.5. Construction de réseau .....	90
5.2.5.1. Liste des tâches ses symboles.....	91
5.2.5.2. Détermination des opérations succédant/ précédant .....	92
5.2.5.3. Construction des réseaux .....	92
5.2.5.4. Le chemin critique (CC).....	92
5.3. Détermination de chemin critique par la méthode de tableau.....	95
<b>6. Construction du diagramme GANTT .....</b>	<b>95</b>
<b>7. Travaux des ouvrages .....</b>	<b>97</b>
7.1. Dimensions de la station de pompage et de la conduite .....	97
7.2. Détermination des volumes des travaux .....	97
7.2.1. Les travaux de la station de pompage .....	97
7.2.2. Les travaux de La conduite de refoulement.....	100
7.2.2.1. Déblais .....	101



7.2.2.2. Lit de sable.....	102
7.2.2.3. Remblai compacté .....	102
<b>8. Conclusion.....</b>	<b>103</b>

## **chapitre VIII.**

### **Estimation du projet**

<b>1. introduction .....</b>	<b>104</b>
<b>2 Dépenses de la construction du chantier .....</b>	<b>104</b>
<b>3. dépense des matériels d'irrigation.....</b>	<b>105</b>
<b>4. dépense des matériels des pompes et de la station de pompage .....</b>	<b>106</b>
<b>5. conclusion.....</b>	<b>106</b>

<b>Conclusion générale.....</b>	<b>107</b>
---------------------------------	------------

<b>Bibliographie .....</b>	<b>108</b>
----------------------------	------------

<b>Annexes.....</b>	<b>112</b>
---------------------	------------

# Liste des tableaux

## Chapitre I. Présentation du site

	<b>Page</b>
<b>Tableau 1</b> : La Composition des sels solubles du sol.....	6
<b>Tableau 2</b> : caractéristiques hydriques moyennes selon les textures.....	6
<b>Tableau 3</b> : Caractéristiques morphologiques du sol.....	6
<b>Tableau 4</b> : Tolérance des plantes aux sels.....	7
<b>Tableau 5</b> : Caractéristiques du barrage d'AIN ZADA et sa retenue .....	9
<b>Tableau 6</b> : Classement des eaux d'irrigation selon la salinité .....	11
<b>Tableau 7</b> : Les indexe d'appréciation du risque alcalin (La source : cours ENSH).....	11
<b>Tableau 8</b> : La Composition des sels solubles des eaux d'irrigation.....	12
<b>Tableau 9</b> : Les Sous Bassins du Bassin Versant de L'Oued Boussalem.....	13

## Chapitre II. Étude climatique

<b>Tableau 10</b> : Répartition mensuelle de la température de la région de SETIF.....	15
<b>Tableau 11</b> : Répartition mensuelle des pluies .....	16
<b>Tableau 12</b> : Répartition mensuelle de l'humidité relative de l'air en % (SETIF).....	17
<b>Tableau 13</b> : la fréquence et la direction du vent (SETIF).....	17
<b>Tableau 14</b> : Vitesse du vent mensuelle moyenne en (m/s).....	17
<b>Tableau 15</b> : Nombre de jours de sirocco par an.....	18
<b>Tableau 16</b> : Insolation mensuelles moyennes en heure .....	18
<b>Tableau 17</b> : Nombre de jours de Gelée .....	18
<b>Tableau 18</b> : Nombre de jours de Neige. ....	19
<b>Tableau 19</b> : Nombre moyen de jours de Grêles.....	19
<b>Tableau 20</b> : Nombre de jours d'orage. ....	19
<b>Tableau 21</b> : Evaporation mensuelle observée au barrage AIN ZADA.....	19
<b>Tableau 21</b> : Classification du climat selon MARTON.....	20
<b>Tableau 22</b> : les valeurs de précipitations et de températures mensuelles .....	21

## Chapitre III. Étude hydrologique

<b>Tableau 23</b> : répartition mensuelles des pluies des stations pluviométriques.....	23
<b>Tableau 24</b> : série pluviométrique station AIN ZADA (SETIF).....	24
<b>Tableau 25</b> : Test d'homogénéité.....	26
<b>Tableau 26</b> : caractéristiques empiriques de notre série pluviométrique .....	27

<b>Tableau 27</b> : Ajustement à une loi de Gauss.....	28
<b>Tableau 28</b> : Ajustement à une loi de Galton.....	30
<b>Tableau 29</b> : résultat de l'ajustement à la loi normal.....	32
<b>Tableau 30</b> : résultat de l'ajustement à la loi log normal.....	32
<b>Tableau 31</b> : Précipitation moyenne mensuelle de l'année de calcul.....	33

## **Chapitre IV. Régime d'irrigation**

<b>Tableau 32</b> : Evapotranspiration de référence selon la méthode Penman & Monteith.....	37
<b>Tableau 33</b> : Les précipitations efficaces .....	38
<b>Tableau 34</b> : besoins en eau d'irrigation de périmètre MAHDIA.....	39

## **Chapitre V. Dimensionnement du système d'irrigation**

<b>Tableau 35</b> : besoins en eau d'irrigation de plantes céréalières.....	44
<b>Tableau 36</b> : consommation de l'eau au mois de pointes .....	44
<b>Tableau 37</b> : valeur de la réserve facilement utilisable.....	46
<b>Tableau 38</b> : pertes de charge observées dans les moteurs hydrauliques.....	49
<b>Tableau 39</b> : la pression des eaux d'irrigation aux bornes .....	52
<b>Tableau 40</b> : facteur de correction de la portée en fonction de la force du vent dominant.....	53
<b>Tableau 41</b> : caractéristiques moyennes de performances de fonctionnement pour différentes buses .....	54
<b>Tableau 42</b> : besoins en eau d'irrigation de plantes céréalières.....	56
<b>Tableau 43</b> : consommation de l'eau au mois de pointes.....	56
<b>Tableau 44</b> : valeur de la réserve facilement utilisable.....	57
<b>Tableau 45</b> : résultats de dimensionnement du réseau d'irrigation par aspersion.....	61

## **Chapitre VI. Dimensionnement de la station de pompage**

<b>Tableau 45'</b> : caractéristiques de la pompe1 .....	67
<b>Tableau 46</b> : caractéristiques de la pompe2.....	67
<b>Tableau 47</b> : caractéristiques de la pompe 3.....	68
<b>Tableau 48</b> : les critères principaux des pompes.....	68
<b>Tableau 49</b> : les valeurs technico-économique de choix de diamètre économique.....	71
<b>Tableau 50</b> : dimensions du pont roulant.....	77
<b>Tableau 51</b> : caractéristiques de la pompe d'incendie.....	78
<b>Tableau 52</b> :les valeurs de coefficient m en fonction de débit .....	80

## **Chapitre VII. Organisation du chantier**

<b>Tableau 53</b> la liste des tâches.....	91
<b>Tableau 54:</b> succession des opérations.....	92
<b>Tableau 55:</b> détermination de chemin critique.....	95
<b>Tableau 56 :</b> Dimensions géométriques des ouvrages .....	97
<b>Tableau 57 :</b> choix du coefficient du talus .....	101

## **Chapitre VIII. Estimation du projet**

<b>Tableau.58 :</b> Dépenses des travaux du chantier.....	104
<b>Tableau.59 :</b> Dépenses des matériels à la parcelle.....	105
<b>Tableau.60 :</b> Dépenses des matériels de pompage et de la station de pompage .....	105

# liste des figures

## Chapitre I. Présentation du site

	page
Figure.1.I. la carte géologique de la région de SETIF.....	3
Figure.2.I. Disposition générale du barrage AIN ZADA .....	9
Figure.3.I. la disposition de la nappe phréatique du périmètre de MAHDIA .....	14

## Chapitre II. Étude climatique

Figure.1.II. Climogramme Ombothermique De Gausсен.....	22
--	----

## Chapitre III. Étude hydrologique

Figure.1.III : Graphe d'ajustement des données pluviométriques à une loi normal.....	29
Figure.1.III : Graphe d'ajustement des données pluviométriques à une loi normal.....	31

## Chapitre V. Dimensionnement du système d'irrigation

Figure.1.V. Nomination des différents organes de l'ENROULEUR.....	43
Figure.2.V. pertes de charge dans les flexibles en polyéthylène des enrouleurs.....	47
Figure.3.V. description générale d'un chantier d'arrosage en bandes parallèles avec un ..enrouleur.....	48
Figure.4.V. dose apportée par bande arrosée.....	55
Figure.5.V. angle du secteur arrosé assurant une bonne répartition de l'irrigation.....	55
Figure.6.V. dimensionnement hydraulique du réseau d'irrigation par asperseurs.....	62
Figure.7.V. dimensionnement générale du réseau d'irrigation à la parcelle.....	63

## Chapitre VI. Dimensionnement de la station de pompage

Figure 1.VI : Variable de dépense annuelle en fonction du diamètre de la conduite.....	72
Figure.2.IV : la station de pompage.....	75
Figure.3.IV : le bassin d'arrivée.....	76
Figure.4.VI: Un système de levage (pont roulant).....	77
Figure.5.VI : installation de la pompe.....	82

## Chapitre VII. Organisation du chantier

Figure.1.VII : réseau à nœud.....	93
Figure.2.VII : réseau à flèche.....	94
Figure.3.VII : diagramme de GANTT.....	96
Figure.4.VII: disposition de la conduite de refoulement en terre.....	102

# liste des photos

## **Chapitre I. Présentation du site**

	<b>page</b>
<b>Photo.1.I.</b> le village d'AIN ZADA.....	1
<b>Photo.2.I.</b> Site de l'exploitation.....	1
<b>Photo.3.I.</b> la ville de MAHDIA .....	1
<b>Photo.4.I.</b> Disposition générale de l'exploitation.....	2

## **Chapitre V. Dimensionnement du système d'irrigation**

<b>Photos .1.V.</b> ENROULEUR en exploitation.....	43
<b>Photos .2.V.</b> ENROULEUR inerte.....	43
<b>Photos .3.V.</b> bornes d'irrigation.....	53

## **Chapitre VI. Dimensionnement de la station de pompage**

<b>photos.1.VI :</b> effet de coupe de bélier sur la conduite.....	82
--	----

## ***Liste des planches***

- *Planche 1. profil en long de la conduite de refoulement (station de pompage –réservoir d'arrivé).*
- *Planche 2. installation du système d'irrigation par l'enrouleur du périmètre de Mahdia (w. Setif).*

## ***Liste des logiciels***

- *Archicad. 2010. version française.*
- *Auto CAD .2004. Version française.*
- *Caprari.emilia.modena.italy.*
- *Covadis2004.*
- *Cropwat.8.0.2000-2006.FAO. Rome.*
- *Epanat.2.0. version française.*
- *Hydrolabe.*
- *Microsoft excel.2007.*
- *Microsoft word.2007.*
- *Wintopo freeware. Version française.*

## *Abréviations et Sigles utilisés*

a : rayon intérieur de la conduite (m)

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydraulique.

Bn: besoins en eau nets.

Ce : conductivité électrique.

Ca<sup>++</sup> : calcium de groupe métaux alcalino-terreux.

c : la célérité d'onde (m/s).

C.S.I.D : conception du système d'irrigation et du drainage

D : Diamètre de la conduite en (m).

da : densité apparente

dr : densité réelle

ESP : pourcentage du sodium échangeable

ETM : évaporation maximale.

ETP : évapotranspiration potentielle.

ETR : évapotranspiration réelle.

E<sub>m</sub> : module de Young du matériau de la conduite

E<sub>s</sub> : module de Young du sol considéré

e<sub>m</sub> : épaisseur de la conduite (m)

E<sub>i</sub> : efficacité d'irrigation en %

E<sub>t</sub> : efficacité de transport en %

E<sub>d</sub> : efficacité de type de distribution en %

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

FAO : Organisation des Nations unies pour l'alimentation et l'agriculture [FAO]

(En anglais, Food and Agriculture Organization).

g : Accélération de la pesanteur, g=9,81 m/s<sup>2</sup>.

H : Charge de l'écoulement en (mce).

H<sub>0</sub> : Charge initiale de l'écoulement (mce).

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

H<sub>cc</sub> : humidité à la capacité de champ (rétention).

h : hauteur(m)

H<sub>g</sub>: hauteur géométrique

I<sub>A</sub> : indice d'aridité de Marton.

j : Gradient hydraulique.

J : perte de charge en m/m de canalisation.

K : Module d'élasticité de l'eau en (Pascal).

K<sup>+</sup> : potassium de groupe métaux alcalins.

K<sub>c</sub> : Coefficient cultural

K<sub>i</sub> : charge annuelle réduite

LR : leaching requirement ou fraction lessivant.

L : Longueur en (m).

l : largeur en (m)

Mg<sup>++</sup> : magnésium de groupe métaux alcalino-terreux.

M<sub>s</sub>: masse des grains solides.

Na<sup>+</sup> : sodium de groupe métaux alcalins.

NPHE : niveau plus haute eau

NPBE : niveau plus basse eau

NPSH: net positive suction head

NPSH<sub>r</sub>: NPSH requis.

NPSH<sub>d</sub>: NPSH disponible.

N1 : rang de la sous série Y de P (mm).

N2 : rang de la sous série X de P (mm).

ONM : office national de météorologie

P: precipitation (mm)

P: pression (bar)

P<sub>a</sub>: pression atmosphérique

P<sub>c</sub> : pression au canon (bar)



PVC: chlorure de polyvinyle.

$Q_p$  : coefficient pluviométrique d'EMBERGER.

$Q, q$  : Débit d'écoulement en ( $m^3/s$ ).

$r$ : rayon

RFU :réserve facilement utilisable de l'eau

$R_u$  : réserve utile de l'eau

$R$  : Résistance de la conduite.

RSC : résiduel sodium carbonate

$S$  : surface

SAR: sodium absorption ration

$T$  : température

$t$  : Le temps en (seconde).

U.T.M: Mercator transverse universel.

$U_{1-\alpha/2}$  : est la variable réduite de Gausse.  $\alpha = 5\%$

$V$  : Vitesse de l'écoulement en (m/s).

$V_0$  : Vitesse d'écoulement en régime permanent en (m/s).

$\nu_m$  : coefficient de poisson du matériau de la conduite

$\nu_s$ : coefficient de poisson du sol entourant la . conduite

$V_v$ : volume des vides.

$V_t$ : volume total

$V_s$  : volume du sol

$W_y$  : la Somme des rangs  $Y$

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

$w_0$  : Volume maximale journalière

$w_i$  : Volume réservé pour l'incendie.

$W$  : volume de l'eau

$\chi^2$  : Variable aléatoire ( $1 - \infty$ )

$\rho$  : Masse volumique de l'eau en ( $kg/m^3$ ).

$\eta_{st}$  : Le rendement de la station de pompage

**Unité utilisées n'appartenant pas au système internationale et leurs correspondances**

atm	atmosphère	$1 \text{ atm} = 1,013 \cdot 10^5 \text{ pa}$
bar	à la fois nom et symbole	$1 \text{ bar} = 10^5 \text{ pa}$
ch	cheval vapeur	$1 \text{ ch} = 736 \text{ W}$
in ou ''	inch (pouce)	$1'' = 25.4 \text{ mm}$
kgf/cm <sup>2</sup>	kilogramme force par centimètre carrée (travail : kilo de pression)	$1 \text{ kgf/cm}^2 = 9,81 \cdot 10^4 \text{ pa} = 0.981 \text{ bar}$
°	Degré (angle)	$1^\circ = \pi / 180 \text{ rad (radian)}$

# ***Introduction générale***

*Lorsqu'on analyse le rôle de l'irrigation dans la production agricole, on ne peut que constater que celle-ci est de plus en plus mise à contribution pour assurer la sécurité alimentaire nationale, notamment pour les cultures céréalières, alors l'importation c'est la remplaçante, mais à combien de temps.*

*Si cette sécurité ne peut être garantie qu'en irrigant plus, alors que la gestion de l'eau devient une des préoccupations majeurs à travers notre pays, il est évident qu'il faudra irriguer mieux et économiser l'eau dans tous les systèmes d'irrigation existant, car la question posée aujourd'hui est de savoir s'il y aura demain assez d'eau pour tout le monde ou pas.*

*Cet ouvrage, sans être exhaustif. Présente une étude modeste détaillé et raisonnée pour conduire au mieux l'irrigation par aspersion dans une exploitation agricole au niveau du périmètre de Mahdia (w. Setif).*

*Dans une trois première chapitres, nous avons rassemblé les données concernant le sol, l'eau, le climat, et les plants permettant d'approche la caractérisation du sol, les besoin en eau du végétale et son comportement en fonction des indications climatique ; de l'eau disponible et les sels présentes dans le sol, car bien souvent le projet d'irrigation tient peu compte de ces paramètres fondamentaux, en particulier le son joue un rôle essentiel dans les processus cultural qu'est l'irrigation.*

*Dans uns quatrième et cinquième chapitres, nous nous penchons sur les problématique de l'irrigation au niveau de la parcelle, il doit déterminer au préalable le débit d'équipement durant la période où les besoin seront critique ou maximum. il convient également de faire l'inventaire des outils de pilotage de l'irrigation pour gérer celle-ci au quotidien dans un objectif d'optimisation de l'utilisation de l'eau d'irrigation.*

*Dans les dernières chapitres, nous traitons des équipements nécessaires pour le pompage, la mise en pression, la distribution de l'eau jusqu'à son point d'utilisation et l'organisation du chantier de la réalisation pratique de ce projet.*



# Chapitre III.

Etude hydrologique

# 1. Présentation du Site

## 1.1. La situation géographique

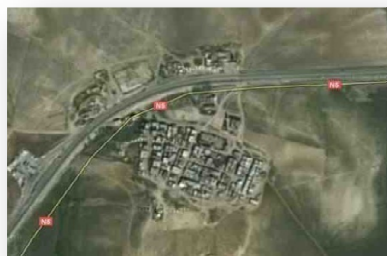
La zone d'étude comme les autres périmètres agricoles occupés par divers cultures systématisé par les agriculteurs de la région notamment le système d'irrigation de manière traditionnelle ,La zone d'étude est située au périmètre de MAHDIA au nord de la zone agricole du réseau ouest, et aux environs de 17 Km à l'ouest de chef lieu de la wilaya de SETIF, d'où sa vocation agricole dominante, étendu sur une superficie locale de 137.55 ha rattache le village d'AIN ZADA par la ville de MAHDIA avec une distance de 2.35Km, le périmètre de MAHDIA a les coordonnées géographiques (projection UTM) suivantes :

- X= 5° 13' 25'' E.
- Y= 36° 10' 28'' N.
- Z= 980 m.

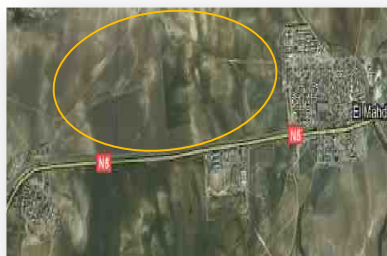
## 1.2. La situation administrative

Notre périmètre de MAHDIA est limité :

- Au nord : par plateau de CHOUF El FRASS.
- Au sud : par la route nationale RN5.
- A l'est : par le village de AIN ZADA.
- A l'ouest : par la ville de MAHDIA.



**Photo.1.I.** le village d'AIN ZADA



**Photo.2.I.** Site de l'exploitation



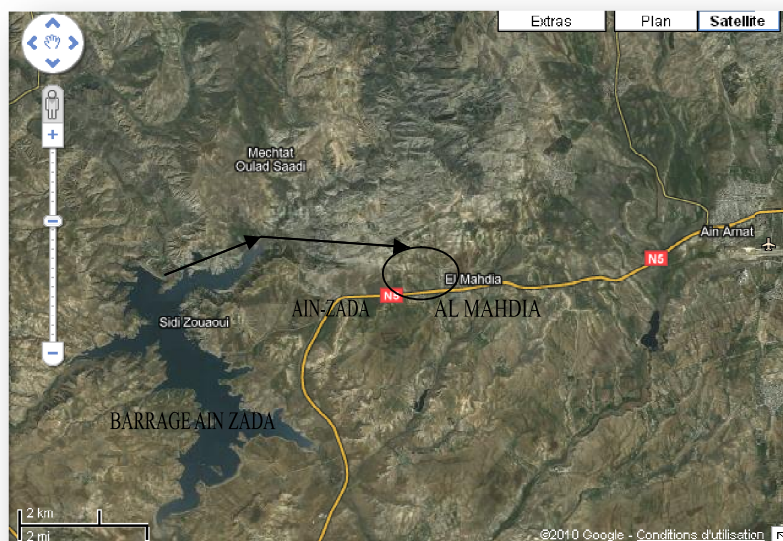
**Photo.3.I.** la ville de MAHDIA

« La source : Google maps »

## 1.3. Infrastructure routière

La zone d'étude est desservi par l'infrastructure routière, tant dans le réseau primaire par la Routes Nationales (RN5 : Alger-Constantine)

Elle est également traversée par les lignes de réseau de pistes relient les zones agricoles avoisinantes.



**Photo.4.I.** Disposition générale de l'exploitation. « La source : Google maps »

## 2. La Géologie

### 2.1. La géologie du périmètre

Le plateau Sétifien est un plateau élevé, limité au nord par la chaîne de Bibane et au sud par les monts de Hodna.

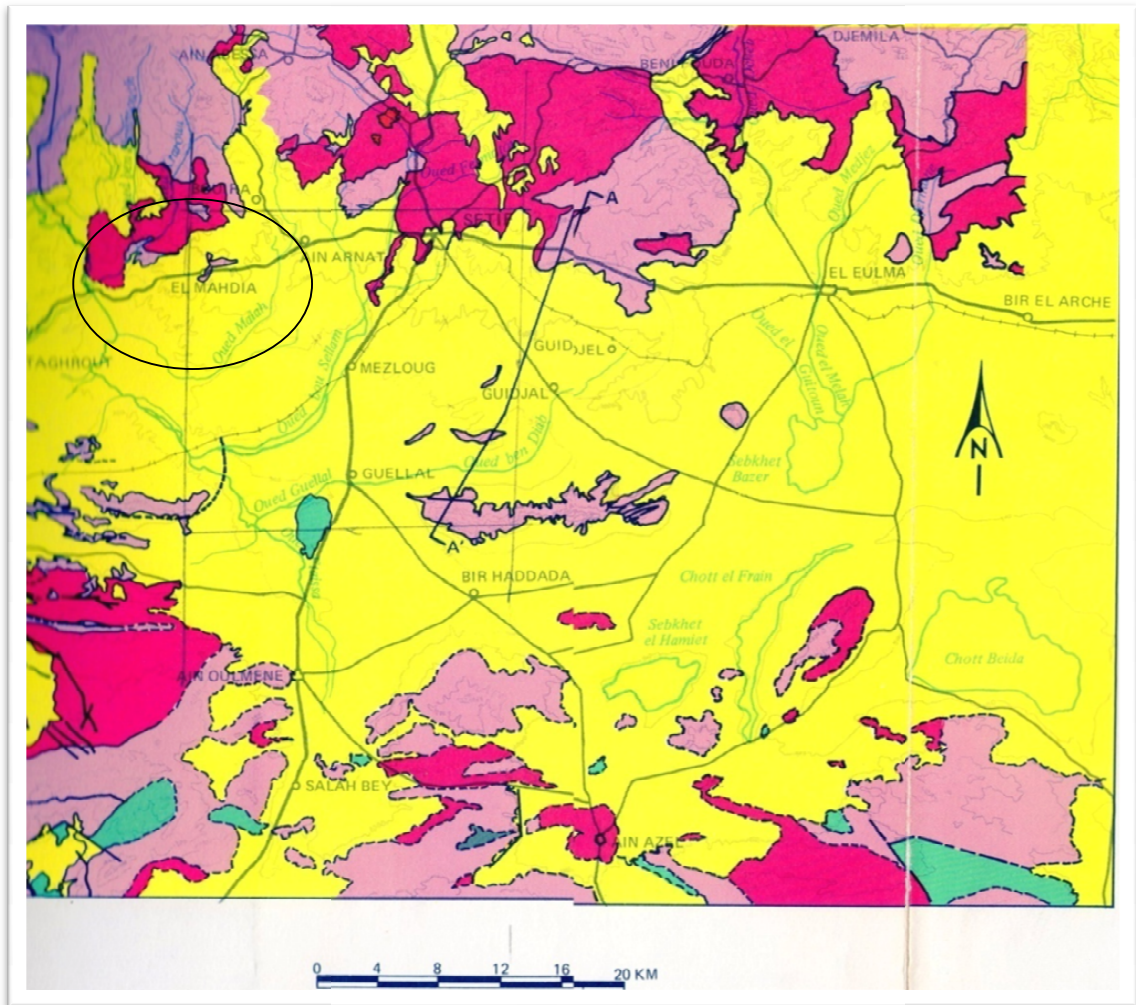
Il est constitué de sédiments du secondaire à néritique (grès-dolomies-calcaires marnes sur lesquels sont venus se déposer des sédiments marins-lagunaires-lacustres du tertiaire).

Le retrait de la mer a donné lieu à la formation des terrasses descendant en marches vers l'Est, le passage de la phase marine à la phase continentale a été fait d'une façon progressive et se reflète dans la formation des dépôts lagunaires superficiels puis lacustres qui recouvrent aujourd'hui des grands espaces immédiatement au-dessus de la nappe quaternaire, cette région est caractérisée par la formation phosphatée (présien-thamendien). Au cours du Miocène, la mer se retire définitivement du plateau Sétifien il reste dans des cavités des lacs peu profonds dont quelques-uns existent actuellement (Sebkhat Mezloug).

Des témoins de massifs anciens apparaissent un peu partout au-dessus du plateau ; ils émergent isolés des dépôts lacustres se sont Djebel ZDIM, Djebel YOUCEF EL HASSAN, Djebel SEKINE

### 2.2. La géologie du barrage

Des roches similaires à celle affleurant sur le site du barrage, calcaires à silex et sédiments plus récents du Pliocène, affleurent aussi dans la zone du réservoir, outre ces matériaux des fondations, le cours d'eau et les contre-terrasses fluviales portant des dépôts d'éboulis et de gravier. Les matériaux de ce dépôt proviennent de l'érosion de la roche mère et sont composés par conséquent d'un mélange de calcaires grés et conglomérats. Les silex, matériaux les plus durs de ces dépôts semblent être les plus anguleux, bien qu'ils se présentent parfois en galets bien arrondis provenant de l'érosion des conglomérats.



**Figure.1.I.** la carte géologique de la région de SETIF. « La source : étude hydraulique de SETIF .TOME 2 »

**legende :**

- |  |  |
|--|--|
| <ul style="list-style-type: none"> <li><span style="display: inline-block; width: 20px; height: 10px; background-color: #ff69b4; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></span> - Sédiments consolidé de l'éocène.</li> <li><span style="display: inline-block; width: 20px; height: 10px; background-color: #ff0000; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></span> - Sédiments consolidé du crétacé supérieurs.</li> <li><span style="display: inline-block; width: 20px; height: 10px; background-color: #6aa84f; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></span> - Sédiments du jurassique.</li> <li><span style="display: inline-block; width: 20px; height: 10px; background-color: #ffff00; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></span> - Sédiments non consolidé (dépôts quaternaires).</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li><span style="display: inline-block; width: 20px; border-bottom: 1px dashed blue; margin-right: 5px;"></span> - contact discordant</li> <li><span style="display: inline-block; width: 20px; border-bottom: 1px dashed black; margin-right: 5px;"></span> - contacte approximatif</li> <li><span style="display: inline-block; width: 20px; border-bottom: 1px solid blue; margin-right: 5px;"></span> - coupe géologique</li> <li><span style="display: inline-block; width: 20px; border-bottom: 1px solid blue; margin-right: 5px;"></span> - faille indiquée par coupe approximée</li> </ul> |
|--|--|

### 3. La Pédologie

L'étude pédologie permet de caractériser, de classer les sols et définir leurs aptitudes culturales.

La délimitation des différents types de sols pour l'appréciation des possibilités de leur mise en valeur en cultures irriguées, cette délimitation permet d'éliminer les terres dont leurs potentialités naturelles seraient insuffisantes pour valoriser en réseau.

La détermination des données fondamentales caractérisant la relation entre le sol et l'eau qui sont la dose d'arrosage et la vitesse d'infiltration qui conditionnent le choix de la technique et l'organisation des arrosages.



### 3.1. Les Caractéristiques Physico-chimiques

#### 3.1.1. Caractères Physiques

Après la prospection sur le terrain et l'analyse au niveau de l'ANRH (mai 2009), l'examen des résultats a été dégagé sur le périmètre.

- sols de type calcimagnésique.

##### 3.1.1.1. Classe des sols calcimagnésique

Les sols calcimagnésique, sous classe carbonaté, groupe brun, calcaire c'est la principale classe rencontrée dans le périmètre d'étude.

- Modal.
- A encroutement calcaire avec cailloux.

Ces sols sont occupés la totalité de la surface du périmètre d'étude.

##### 3.1.1.2. Caractéristiques Morphologies (Ressource : ANRH. Setif)

Les caractéristiques morphologies des sols (calcimagnésique) sont bien illustrées dans la description morphologique du profil N°9- N°11 représentant dans la carte pédologique. (Voir annexe 6)

**Le Profil N°9** (sous groupe modal)

###### Distribution granulométrique

- argile =25%
  - limon=65%
  - sable =10%
- } selon le triangle texturale on trouve le type de sol est limon argileux.

0-40 : brun foncé, argileux, grumeleux, faiblement tassé, sec, poreux, des petites racines, concrétions blanches, teinte pâle, forte effervescence au Hcl, passage visible.

40-100 : jaune à pâle, limoneux, compact, grumeleux, très tassé, sec, poreux, concrétion blanche teinté de noire des cailloux, forte effervescence au Hcl passage graduel.

100-160 : beige, limono-argileux, compacte, grumeleux, très tassé, sec, poreux, teinte de rouge, beaucoup de concrétions blanches, forte effervescence au Hel.

**Profil N°11** (sous groupe, à encroutement calcaire avec cailloux)

###### Distribution granulométrique

- argile =25%
  - limon=40%
  - sable =30%
- } selon le triangle texturale on trouve le type de sol est limon argilo-sableux

0-40 : brun foncé, texture équilibrée, grumeleux, moyennement tassée, sec poreux, de petite racines, concrétions blanches des cailloux teinté de noir, forte effervescence au Hcl, passage visible.

40-55 : des cailloux, encroutement calcaire, sec.



55-100 : beige, limoneux, grumeleux à sans structure moyennement tassé, compact, sec à humide, poreux, concrétions blanches, cailloux, forte effervescence au Hcl, passage graduel.

100-145 : beige, limono-argileux, grumeleux à sans structure compact, très tassé, sec à humide, poreux, cailloux, concrétion blanche, forte effervescence au Hcl.

### 3.1.1.3. Le PH (Potentiel Hydrogène)

La réaction du sol est toujours alcaline car le PH varie de 7.2 à 8.1, avec une moyenne de 7.65.

La solution du sol est neutre ce qui favorise le développement de toutes les cultures. (R.ANRH. Setif).

### 3.1.1.4. La Porosité

A) La Densité Réelle ( $d_r$ ): 
$$d_r = \frac{M_s}{V_s}$$

Avec :

- $M_s$ : masse des grains solides.

- $V_s$  : volume des grains solides.

Par la mesure avec l'éprouvette La densité réelle pour notre cas où le sol moyennement consiste la densité réelle est :  $d_r = 1.9$  (R.ANRH. Setif).

#### b) La densité apparente ( $d_a$ ) :

$$d_a = \frac{M_s}{V_{tot}}$$

$V_{tot}$  : volume total de l'échantillon.

Au niveau de laboratoire de ANRH et par la méthode du cylindre pour mesurer la densité apparente.

Le résultat nous a donné :  $d_a = 1.08$ .

#### c) La porosité du sol (P) :

$$P = \frac{V_v}{V_T} = \frac{V_T - V_s}{V_T} = 1 - \frac{V_s}{V_T} = \left(1 - \frac{d_a}{d_r}\right) * 100$$

AN : 
$$P = \left(1 - \frac{1.08}{1.9}\right) * 100 = 43\%$$

Avec :  $V_v$  = volume des vides.

$V_t$  = volume total.

$V_s$  = volume des sols

### 3.1.1.5. Capacité d'échange cationique (complexe absorbant)

La capacité d'échange est présentée en quantité visible en surface et en profondeur et représentée par ses valeurs moyennes dans le tableau suivant :

**Tableau 1 :** La Composition des sels solubles du sol

Ca <sup>++</sup>	18-67	meq/100g de sol
Mg <sup>++</sup>	10-21	meq/100g de sol
K <sup>+</sup>	0.04-0.18	meq/100g de sol
Na <sup>+</sup>	11-16.3	meq/100g de sol
SAR	2.53	

« La source : ANRH.SETIF »

Les valeurs caractéristiques de l'humidité ainsi que la valeur de la conductivité hydraulique (vitesse d'infiltration) sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau 2 :** caractéristiques hydriques moyennes selon les textures

Profil	Classe du Sol	horizon	caractéristiques de l'humidité %		vitesse d'infiltration K (mm/h)
			H <sub>pf</sub>	H <sub>cc</sub>	
11	SGEC	0-55	11.6	21.4	7.1
		55-100	16.1	25.8	5,9
		100-145	17.5	26.5	4,6
9	SGM	0-40	12.3	23.8	7.3
		40-100	17.4	29.8	6,7
		100-160	19.2	31.8	5.5

« La source : ANRH.SETIF »

Les sols prédominant sur le périmètre de MAHDIA sont les sols calcimagnésique avec une épaisseur utile du sol de 40 cm (peu profond).

Ces sols ont les caractéristiques morphologiques suivantes :

**Tableau 3 :** Caractéristiques morphologiques du sol

couleur	brun, brun foncé, beige, jaune a pale,	
texteur	Limon argileux, limon argilo-sableux	
structure	grumeleuse	
la consistance	faiblement tassée en surface. moyennement tassé. tassé en profondeur.	
Horizon (cm)	porosité %	densité apparente
0 - 40	43	1,08

« La source : ANRH.SETIF »

### 3.1.1.6. Topographie

La zone d'étude a une hauteur maximum de 995 m et une hauteur minimum de 947 m ce qu'implique un terrain de faible pente  $i=3.2\%$ . ce périmètre avec cette pente nous permet de choisir facilement le type de système d'irrigation adéquate.

### 3.1.1.7. Aptitudes culturales

Plusieurs facteurs (climatiques, pédologiques, édaphiques) ont été pris en considération pour déterminer les aptitudes de sols du périmètre aux différentes cultures, car il existe un grand lien entre le climat, le sol et la plante pour cette raison, on doit faire un choix adéquat de la plante en fonction du milieu pour assurer un rendement des cultures haut est stable.

Ainsi les cultures retenues sont les suivantes :

- Les cultures maraichères (pomme de terre, tomates, artichaut,... etc.).
- Les céréales (le blé d'hiver, l'orge).

### 3.1.2. Caractères chimiques

#### 3.1.2.1. Teneur en matière organique

Il varie autour de 0.17 % à 2.26 % dans tout le profil. Représentées par les débris végétaux de toute nature (feuilles, brindilles, résidus de récoltes).

La réserve en carbone(C) et en azote (N) est importante, elle varie respectivement :

- Pour le carbone (10-13.3) ‰.
- pour l'azote : (0.16-1.45) ‰.

#### 3.1.2.2. La salinité du sol

Elle est exprimée par la valeur de la conductivité sur extrait de pâte.

Les limites adaptées d'après l'étude de FAO-2005 pour la tolérance des plantes aux sels :

**Tableau 4 :** Tolérance des plantes aux sels

Ce (ds/m)	sels (g/l)	effet
<2	-	négligeable
2,2 - 4	< 1,5	quelques dégâts sur les cultures sensibles
4 - 8	1,5-3,5	dégâts sérieux sur la plupart des cultures
8 - 15	3,5-6,5	seules les cultures tolérantes qui résistent
>15	> 6,5	peu de cultures survivent

« La source : les cours. C.S.I.D. »

La salinité du sol du périmètre de MAHDIA est très faible en surface et en profondeur, elle varie entre (3.93-4.08) ds/m. (R.ANRH. Setif).

La salinité de sol de notre périmètre est  $> 4$  ds/cm.

#### 3.1.2.3. L'alcalinité du sol

Il n'existe pas une mesure d'alcalinité directe, car celle-ci ne dépend pas simplement de quantité de  $\text{Na}^+$  présente dans le sol, donc on utilise le paramètre ESP.

Il existe une relation empirique entre le SAR et ESP :

$$\text{ESP} = 100 \cdot \frac{0.01475\text{SAR} - 0.0125}{1 + (0.01475\text{SAR} - 0.0126)}$$

$$\text{AN : ESP} = 100 \times \frac{0.0147 \cdot \text{SAR} - 0.0125}{1 + (0.0147 \times 2.53 - 0.0126)} = 2.34\%$$

Alors ;  $\text{ESP} = 1.53\% < 15\%$ , ce qu'implique notre sol non alcalin.

### 3.2. Détermination de type du sol

Nous avons : -  $\text{ESP} = 1.53\% < 15\%$ .

-  $\text{Ces} = 4 \text{ ds/m} > 4 \text{ ds/m}$ .

Le sol est de type sol salin non alcalin.

Ce sol est salin mais la teneur en sodium  $\text{Na}^+$  représente moins de 50% des cations en solution et par conséquent n'est pas absorbé en quantité significative.

Ce type du sol a bonne structure et peut avoir parfois des propriétés physiques meilleures que sol non salin.

On peut le récupérer par simple lessivage.

### 4. Ressource en eau

Avant d'entamer une étude d'adduction, il faut d'abord localiser et quantifier l'eau nécessaire à l'irrigation. Pour cela et à travers cette étude nous allons présenter la ressource en eau qui peut alimenter notre zone d'étude.

En ce qui concerne notre zone d'étude, elle sera alimentée à partir des eaux du barrage d'AIN ZADA. c-à-d ; eaux conventionnelles.

Les eaux adoptées pour irriguer notre périmètre d'irrigation viennent de barrage d'AIN ZADA, ce dernier est situé sur l'oued Bou sallem à 5 Km environ de site de notre projet et à 23 Km à l'ouest de chef-lieu de la wilaya de Setif.

Les coordonnées géographiques sont :

2° 48' 44'' Est.

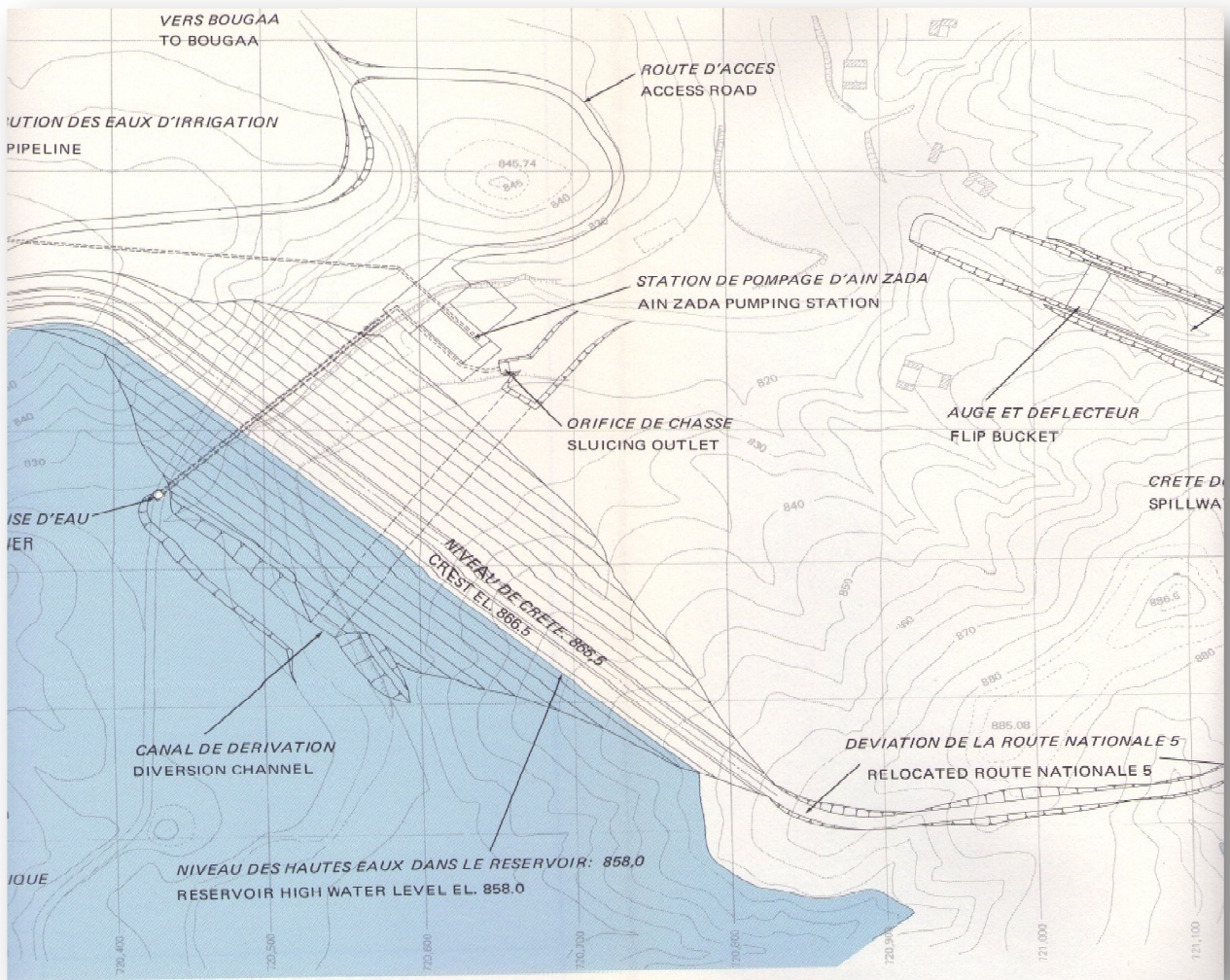
36° 16' 00'' Nord.

La vallée se caractérise par un' altitude de 850 m et a une largeur de 410 m environ, le lit de la rivière est à une altitude légèrement supérieure à 816m.

**Tableau 5** : Caractéristiques du barrage d'AIN ZADA et sa retenue

BARRAGE D'AIN ZADA		RETENUE D'AIN ZADA	
type	enrochement avec noyau central imperméable	niveau maximum normal (NPHE)	858 m
hauteur maximum	50 m	niveau minimum normal (NPBE)	838 m
niveau de crête	866,5 m	capacité de stockage totale (858)	160 Mm <sup>3</sup>
longueur de crête	710 m	volume mort (838)	18 Mm <sup>3</sup>
volume de la digue	1535000 m <sup>3</sup>	capacité de stockage utile	143 Mm <sup>3</sup>
type de déversoir	doucine et coursier		
crue nominale du déversoir	1920 m <sup>3</sup> /s		
niveau de crête	858 m		
longueur de crête de déversoir	60 m		

La source : « étude hydraulique de SETIF.TOME 2 »



**Figure.2.I.** Disposition générale du barrage AIN ZADA

« La source : étude hydraulique de SETIF. Tome 2 »

## 4.1. Qualité de l'eau d'irrigation

L'eau d'irrigation contient des sels, et son utilisation dépend de plusieurs facteurs tel que :

- Type de sol et type de culture.
- Condition climatiques (Importance des pluies et aridité du climat).
- Conditions relative au drainage.
- Type d'irrigation

### 4.1.1. Qualité physique

- Température.
- Charge solide.
- PH de l'eau d'irrigation.

#### 4.1.1.1. La Température

La température optimale de l'eau peut se situer au environ de 25°C pour la majorité des plantes, durant la saison active de la végétation.

Puisque notre l'eau de surface se matant en équilibré avec la température de l'air, elles subissent des variations de température entre le jour et la nuit.

Alors ; la température de notre eau est varier entre (11.2 - 25.6)°c ,avec la moyenne de 20.48°C dans la période de l'irrigation .

#### 4.1.1.2. Charge solide

Car les eaux de l'irrigation sont des eaux superficielles (du barrage) et l'aspiration effectuée de faible profondeur de la surface. Donc, ces eaux entraînent avec elles de faibles quantités des matières en suspension telle que matières organiques, algues...etc.

#### 4.1.1.3. PH (Potentiel Hydrogène) :

La mesure de PH de l'eau du barrage AIN ZADA a donnée :

PH = (7.3-8.1), avec de PH moyenne =7.7 (R.ANRH. Setif).

### 4.1.2. Qualité chimique

- Concentration en substances dissoutes (Ce, SAR)
- Ions toxiques à forte concentration (B, Cl, NA, HCO<sub>3</sub>, etc.)
- Substance susceptible de précipiter (carbonates, oxydes de Fe et Mg sulfate, etc.)

Les deux premières critères (CE, SAR) sont d'importance majeure, car un excès de sel augmente la pression osmotique de l'eau du sol et provoque des conditions qui empêchent les racines d'absorber l'eau, provoquant une sécheresse physiologique et un flétrissement des plantes puisque les racines n'absorbent pas suffisamment d'eau pour remplacer celle perdue par évapotranspiration.

Pour l'étude des risques de la salinité on doit avoir deux paramètres qui permettant de les apprécier.

#### 4.1.2.1. La Conductivité Electrique (Ce)

Elle est exprimée en mmhos/cm, elle tient compte de la salinité totale des eaux d'irrigation.

La mesure de la conductivité électrique à 25°C nous donne la conductivité électrique

En moyenne de 0.63 ds/m.(R.ANRH.Setif).

On a quatre qualités d'eau ont été définis comme suite :

**Tableau 6 :** Classement des eaux d'irrigation selon la salinité

qualité de l'eau	valeur de conductivité électrique ds/m	classification
excellente	< 0,25	C1
faible salinité	0,25-0,75	C2
forte salinité	0,75-2,25	C3
très forte salinité	2,25-4	C4
trop forte salinité	04-juin	C5

« La source : le cours. ENSH »

D'après la valeur de CE =0.63 ds/m et les normes de tableau on peut dire que notre eau a faible salinité et sa classe C2.

#### 4.1.2.2. Alcalinité(SAR) : (taux d'absorption de sodium).

Pour apprécier le risque de l'alcalinité, nous comparons la concentration en ion Na<sup>+</sup> et celle en ions Ca<sup>++</sup> et Mg<sup>++</sup>.

Si l'eau est riche en sodium celui-ci peut avoir un effet principalement sur la perméabilité du sol et l'infiltration de l'eau, puisque le sodium remplace le calcium et magnésium adsorbés sur les particules d'argile et provoque la dispersion des particules du sol.

Le sol deviendra, donc, compact et imperméable à l'état sec.

Le sodium contribue, également de façon directe à la salinité totale de l'eau et peut être toxique pour les cultures sensibles telles que : les carottes, les haricots, etc.

**Tableau 7 :** Les indexe d'appréciation du risque alcalin.

les valeurs de SAR	Classe de risque	classification
< 10	faible	S1
10-18	moyen	S2
18-26	élevé	S3
> 26	très élevé	S4

Notre eau a la composition des sels solubles en (meq/l) suivants :

- $Ca^{++} = 2.25$  meq/l.
- $Mg^{++} = 3.68$  meq/l.
- $Na^{+} = 2.74$  meq/l.

Le SAR calcul comme suit :

$$S.A.R = \frac{Na^{+}}{\sqrt{\frac{Ca^{++} + Mg^{++}}{2}}} \quad \text{AN :} \quad S.A.R = \frac{2.74}{\sqrt{\frac{3.68 + 2.25}{2}}} = 1.59$$

D'après la valeur de SAR = 1.59 et les normes de tableau on peut dire que le danger d'alcalinisation est faible sur le sol, donc, l'eau est bonne pour l'irrigation et sa classe de S1.

Il existe des risques liés aux carbonates, donc l'estimation du SAR sans tenir compte de la présence de HCO<sub>3</sub> et CO<sub>3</sub>, ces derniers vont mobiliser le Ca<sup>++</sup> sous forme de CaCO<sub>3</sub> et Ca(HCO<sub>3</sub>), et par conséquent favoriser l'action du Na<sup>+</sup>.

Dans ce cas là, l'utilisation du SAR ajusté devient indispensable. Ce paramètre exprime le danger d'alcalinisation lié aux carbonates.

SAR<sub>ajusté</sub> se calcule par la formule suivante : SAR<sub>ajusté</sub> = SAR (1 + (8.4 - PHc))

Où, PHc c'est le PH théorique d'une eau d'irrigation en équilibre avec de la calcite. Et le calculer par la formule suivante :

$$PHc = (PK'_2 - PK'_c) + P(Ca^{++} + Mg^{++}) + P(A/K)$$

À l'aide d'un tableau d'Ayers, on a trouvé les résultants suivants :

$$\begin{aligned} \text{On a: } Ca + Mg + Na &= 2.25 + 3.68 + 2.74 = 8.67 \text{ meq/l} &\longrightarrow & PK'_2 - PK'_c = 2.3 \\ Ca + Mg &= 2.25 + 3.68 = 5.93 \text{ meq/l} &\longrightarrow & P(Ca^{++} + Mg^{++}) = 2.507 \\ Co_3 + HCo_3 &= 2.74 + 0 = 2.74 \text{ meq/l} &\longrightarrow & P(A/K) = 2.552 \end{aligned}$$

Donc,  $PHc = 2.3 + 2.507 + 2.552 = 7.36$

$$SAR_{ajusté} = SAR (1 + (8.4 - PHc)) = 1.59 (1 + (8.4 - 7.36)) = 3.24$$

Par conséquent, la composition des sels solubles en (meq/l) dans le tableau suivant :

**Tableau 8 :** La Composition des sels solubles des eaux d'irrigation.

cations	Na <sup>+</sup>	Ca <sup>++</sup>	Mg <sup>++</sup>		Ce (ds/m)
	2,74	2,25	3,68		0,63
anions	Cl <sup>-</sup>	So <sub>4</sub> <sup>-</sup>	Co <sub>3</sub> <sup>-</sup>	Hco <sub>3</sub> <sup>-</sup>	PH
	14,3	10,15	0	2,74	7,36

#### 4.1.2.3. Présence éventuelle des éléments toxiques

L'indice qui permet de déterminer l'alcalinité liée aux carbonates est le RSC (résiduel sodium carbonate), à l'aide de la formule suivante :



$$\text{RSC} = [\text{CO}_3^-] + [\text{HCO}_3^-] - [\text{Ca}^{++}] - [\text{Mg}^{++}] \dots \text{Meq/l}$$

$$\text{RSC} = 0 + 2.74 - 2.25 - 3.68 = - 3.19 \text{ meq/l}$$

### Les résultats d'évaluation de l'eau d'irrigation sont :

- CE = 0.63 ds/m : eau faible salinité et de sous classe C<sub>2</sub>.
- SAR = 1.59 : risque d'alcalinité faible et de sous classe S<sub>1</sub>.  
Donc, la classe saline-alcalin de cette eau est C<sub>2</sub>S<sub>1</sub>. (Eau moyenne à bonne qualité)
- PHc = 7.36 < 8.4 (l'eau a tendance à dissoudre la chaux (CaCO<sub>3</sub>) du sol)
- RSC < 1.25 meq/l : n'y a pas de risque lié au carbonate.

## 5. Géomorphologie

Le relief de la région étudié se caractérise surtout par les plaines, le bassin de l'oued Boussalem représente, généralement comme une entité agricole au relief légèrement ondulé et aux pentes douces,.

Le premier bassin débouche sur les monts de Sétif s'étalant sur une superficie de 1800 km<sup>2</sup> pour alimenter le barrage d'Ain Zada situé sur la route nationale N°5 reliant Sétif et Bordj Bou Arreridj par Oued Boussalem de longueur 65 km.

Selon l'étude géomorphologique nous avons abouti à la subdivision le bassin de l'oued Boussalem en sous bassins suivants :

**Tableau 9** : Les Sous Bassins du Bassin Versant de L'Oued Boussalem

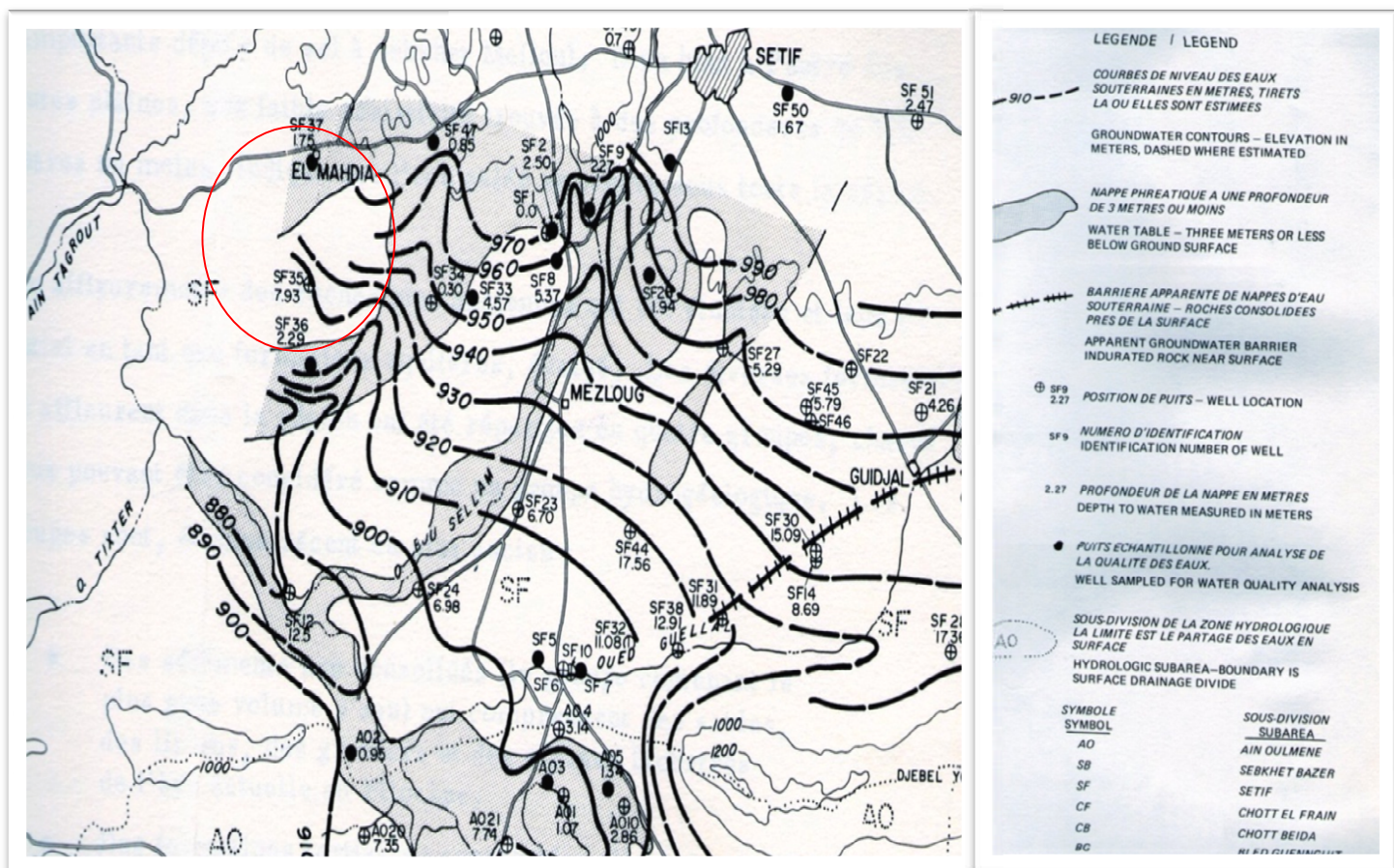
Bassin versant de Oued Boussalem (code : 15-06)					
Symbole l'exutoire	Symbole de la superficie	Valeurs	Coordonnées		
		(km <sup>2</sup> )	X (km)	Y (km)	Z (m)
B1	SB1	103,8	742	330.2	1042
B2	SB2	174,8	742.5	324.5	986
B3	SB3	258,6	739	317	973
B4	SB4	372,6	737.8	316	937
B5	SB5	883	727.2	309.9	890
B6	SB6	1376,2	725	310.5	878
B7	SB7	1436,2	723	308	862
B8	SB8	1800	725.5	321.5	829

« La source : rapport annuelle du projet de recherche (Université de BATNA) »

## 6. Hydrogéologie

La zone se caractérise par une nappe phréatique de 3 m de profondeur (considéré comme une limite maximale du remonté de la nappe phréatique dans région, son niveau change selon la sécheresse, et le pompage irrationnel des eaux souterraines qui crée un rabattement de la nappe. Par conséquent notre nappe descend jusqu'au 12 m de profondeur au maximum.

(Selon les déclarations d'ingénieur en ANRH. W.setif).



**Figure.3.I.** la disposition de la nappe phréatique du périmètre de MAHDIA  
« La source : étude hydraulique de SETIF.TOME 2 »

## 8. Conclusion

Ce chapitre nous donne bonne résultats à travers l'étude géologique et hydrogéologique notamment l'étude pédologique et ressource en eau c-à d, elles nous donnent des conditions adéquates pour former une bonne base à la continuité des prochains travaux nécessaires dans notre projet.



# Chapitre III.

Etude hydrologique

## 1. Introduction

L'étude climatologique a pour but de fournir les éléments nécessaires aux aménagistes pour dimensionner les ouvrages hydrauliques qui constituent un des facteurs principaux pour l'aménagement du territoire et le développement économique et social du pays.

Cette étude s'appuiera sur les observations effectuées sur les principaux réseaux climatologiques existants.

Les différents éléments caractérisant le climat sont principalement : les précipitations, la température, le vent, l'humidité relative de l'air, l'insolation,... Tous ces facteurs climatiques conditionnent d'une manière particulière le développement des végétaux. Il est important donc de connaître chacune de ces composantes, afin d'adapter les cultures au type de climat et sous lequel certaines pratiques doivent être prévues pour assurer une bonne production.

Les données climatiques de la zone d'étude sont celles des observations effectuées sur les principales stations hydro-pluviométriques de l'Agence Nationale Des Ressources Hydrauliques (ANRH) et l'Office National de la Météorologie (ONM).

## 2. Température

Relevé de la température de l'air d'après les données de l'ONM s'étalant sur une période de 15 ans d'observation (1993-2008) station de SETIF, les résultats sont cités dans le tableau suivant :

**Tableau 10** : Répartition mensuelle de la température de la région de SETIF

mois		S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	T°C (moy annuelle)
températures	T°C minimale	15,4	11	6	2,6	<b>1,9</b>	2,4	4,7	6.1	11,5	<b>15,9</b>	19,2	19,5	9,68
	T°C maximale	27,1	21,2	15,2	10,6	9,8	11,9	14,6	16.5	22.7	29,4	32,9	<b>32,7</b>	20,48
	T°C moyenne	20,7	15,6	9,8	6,3	<b>5,4</b>	6,7	9.7	11.3	17.1	22,5	25,8	25,6	14,2

« La Source : ONM-Alger »

A Sétif l'hiver est froid notamment le mois de janvier avec une température minimale moyenne annuelle de 5.4°C et le minimum observée est de 1.9°C, par contre l'été se caractérise par une température moyenne annuelle minimale de 15.9 °C et maximale est de 32.7°C.

L'analyse de ces moyennes montre qu'au niveau mensuel, il ressort une forte amplitude thermique, les températures diminuent pendant les trois mois d'hiver, (Décembre, Janvier, Février) d'un minima de (1.9 °C) et elles progressent pendant les trois mois d'été (Juin, Juillet, Août) d'un maxima de (32.7 °C), l'écart entre ces deux extrêmes donne une amplitude thermique de ( 25.8 °C ).

## 3. Pluviométrie

Le régime pluviométrie est irrégulier en quantité et en intensité, les vents froids d'hiver et de printemps provenant du nord et nord-ouest influent sur les périodes de pluviométrie et exercent une action sur la réserve hydrique du sol et caractérisant chaque saison par sa pluie.

La répartition mensuelle des pluies est donnée dans le tableau suivant :

**Tableau 11 : Répartition mensuelle des pluies**

mois		S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A				
station d'AIN ZADA Code: 150724 X = 720,5 Y = 322,5 Z = 860 durée d'observation : 1985-2008	précipitation (mm/mois)	24,7	41	34,5	44,5	35,2	25,3	27,3	24.1	21.3	18,5	11,9	11,7				
		33.4			35			33.33			13.86						
		station d'OULED MOSLY Code: 150627 X = 722,8 Y = 313,5 Z = 882 durée d'observation : 1985-2007	précipitation (mm/mois)	53	53	42	43	38	29	29	33	45	18	7,4	13		
				42.1			36.53			35.4			12.63				
				station de TIXTER Code: 150614 X = 715 Y = 308,2 Z = 960 durée d'observation : 1969-2005	précipitation (mm/mois)	35	27	42	66	50	24	22	47	34	13	8,8	12
						34.63			46.53			34.33			11.3		

« La Source : ANRH-Alger »

Les résultats de pluviométrie examinés nous expliquent que l'état générale de notre région avec la station pluviométrique d'AIN ZADA car elle est située plus proche de notre Périmètre d'irrigation, c'est pour cela que celle-ci est utilisée dans nos calculs. D'après ce tableau on distingue :

Une période relativement semi humide qui dure (6) mois (Octobre - Mars) où la pluviométrie atteint 63.12% de précipitations moyenne annuelle, avec de maximum de 44.5 mm en décembre et minimum de 25.3 mm en février. Une période sèche de (6) mois (Avril-Septembre) où il y a une pénurie d'eau atteint le 36.88 % de précipitation moyenne annuelle, avec le maximum de 24.7 mm en septembre et minimums en Août de 11.7 mm

#### 4. humidité relative de l'air

L'humidité est le rapport de la tension de vapeur à la tension maximale.

L'humidité se manifeste durant sept mois dans l'année de mois d'octobre au mois d'avril où les valeurs sont toutes supérieures à la moyenne annuelle. Le reste de l'année, notamment la période qui coïncide avec les fortes températures, l'humidité ne s'abaisse pas au dessous de 35%.

L'humidité ou l'état hydrométrique se présente dans le tableau suivant:

**Tableau 12 : Répartition mensuelle de l'humidité relative de l'air en % (SETIF)**

Mois	humidité relative en %
S	53
O	61
N	72
D	77
J	75
F	68
M	63
A	58
M	53
J	41
J	35
A	38
moyenne annuelle	57,83

« La Source : ONM-Alger »

## 5. Vent

Le vent est un des éléments les plus caractéristiques du climat. Au cours de l'année, les vents dominants sont de direction Nord-ouest à Nord-est. Les vents de direction Nord-ouest sont frais et chaud, et peuvent favoriser des maladies cryptogamiques,

La fréquence de la direction du vent est présentée dans le tableau suivant :

**Tableau 13 :** la fréquence et la direction du vent (SETIF)

mois		S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
direction de vent	N	11	11	10	11	13	11	11	13	13	12	13	11
	NE	29	22	12	9	17	13	14	16	34	36	33	29
	E	7	5	3	1	2	2	4	5	9	8	8	7
	SE	4	3	3	1	2	2	2	2	4	4	3	4
	S	6	5	5	3	3	5	7	7	4	5	4	6
	SO	11	12	12	9	9	11	14	14	10	9	10	11
	O	11	15	20	25	19	20	18	18	8	9	9	11
	NO	21	27	35	41	35	36	30	30	18	17	20	21
		nombre de fréquence											

« La Source : ONM-Alger »

**Tableau 14:** Vitesse du vent mensuelle moyenne en (m/s) « Source : ONM-Alger »

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Vent (m/s)	3.8	3.2	3.7	4.2	3.9	3.8	3.9	4.2	4.6	3.6	3.8	4.0

La moyenne annuelle de la vitesse du vent est de 3.89m/s.

## 6. Sirocco

Le sirocco C'est un vent chaud et sec qui souffle du Sahara vers le littoral. Il est très néfaste pour les végétaux car il peut provoquer le flétrissement de la plante ainsi que les chutes de rendement, donc sa connaissance est primordiale pour le choix des espèces à préconiser dans le périmètre :

Les diverses valeurs observées sur les postes intéressants la zone d'étude sont présentées sur le tableau ci dessous :

Le nombre de jours de sirocco dans la zone d'étude d'après le tableau 5 varie de 1 à 3 jours. Le mois de Juillet et Août comptabilise le maximum de jours.

**Tableau 15:** Nombre de jours de sirocco par an.

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	sirocco annuelle
sirocco	2	2	1	0	0	0	1	2	1	2	3	2	16

« La Source : ONM-Alger »

## 7. Insolation

L'insolation est la période durant la quelle le soleil brille sur le sol

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

**Tableau 16 :** Insolation mensuelles moyennes en heure

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moyenne annuelle
Heures/jour	8,9	7,6	6,3	5,8	5,9	7,4	7,7	8,7	9,7	10,7	11,5	10,4	8,38

« La Source ONM-Alger »

Le phénomène d'insolation qui est défini par le nombre d'heures pendant les quelles le soleil a brillé, est enregistré durant toute l'année avec des valeurs variables, les plus importantes ont lieu en période chaude allant d'Avril au mois de Septembre, la valeur la plus élevée est celle du mois de Juillet avec (11.5 heures).

Les moyennes inférieures à 8,38 heures (moyenne annuelle) sont enregistrées dans les six mois de la période froide, elles atteignent leurs minima au mois de Décembre avec 5,8 heures.

## 8. Gelée

La gelée blanche est nuisible pour les cultures et peut causer des dégâts mécaniques et biochimiques vis-à-vis du rendement agricole.

**Tableau 17:** Nombre de jours de Gelée

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	cumule annuelle
jour	0	0.2	5.7	13.8	15.3	13.5	9.04	4.8	0.8	0	0	0	63.2

« La Source : ONM-Alger »

D'après le tableau, on relève un total annuel de 63,2 jours/an. Nous enregistrons durant le printemps 14.64 jours de gelées, qui se manifestent au moment de la floraison des espèces arboricoles.

## 9. Le Neige

**Tableau 18:** Nombre de jours de Neige.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	cumule annuelle
jour	0	0	0.3	2.2	2.7	3.7	0.8	0.7	0	0	0	0	10.4

« La Source : ONM-Alger »

10,4 jours de chute de neige sont enregistrés au niveau de la station de Setif, elles débutent en hiver et se prolongent jusqu'au printemps.

## 10. Le Grêle

Grêles ce sont des pluies congelées en grain.

**Tableau 19:** Nombre moyen de jours de Grêles

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	cumule annuelle
jour	0.8	0.2	0.1	0.1	0	0.1	0.3	0.1	1.6	0.2	0.3	0.3	4.1

« La Source : ONM-Alger »

La durée moyenne de chutes de grêles est de 4,1 jours/an. Elles surviennent au printemps et à un degré moindre en automne.

## 11. Les Orages

Ce sont des pluies torrentielles à caractère local qui se déversent durant toute l'année avec des fréquences importantes en période de printemps et été.

**Tableau 20:** Nombre de jours d'orage.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	cumule annuelle
jour	0.5	0.8	1.4	2.6	4.2	5.8	3.9	6.1	7.9	2.7	1.4	0.7	38.4

« La Source : ONM-Alger »

Le mois de septembre est le plus orageux avec 7,9 jours. Au total on compte 38.4 jours d'orage par an. Ce sont les eaux excédentaires de ces averses qui causent des dégâts aux cultures et nécessitent un traitement spécial à travers la zone d'étude.

## 12. Evaporation

Les valeurs de l'évaporation du plan d'eau libre sont adoptées d'après les données observées au barrage AIN ZADA. Elles sont données par le tableau ci-dessous.

**Tableau 21:** Evaporation mensuelle observée au barrage AIN ZADA

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
------	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	-------



évaporation (mm)	144.3	91.4	47.5	30.8	32.5	45.7	83.1	116.4	165.5	202.4	232.5	208.1	1400.2
------------------	-------	------	------	------	------	------	------	-------	-------	-------	-------	-------	--------

« La Source : ONM-Alger »

### 13. classement du climat

Par indices, nous entendons une codification du climat par des formules dans le but de voir l'interférence des différentes variables de ce climat et leur action sur les plantes. Ces formules se basent principalement sur deux facteurs essentiels :

La Pluviométrie et la température, Les indices les plus fréquemment utilisées sont ceux de MARTONE (1926) et EMBERGER (1939).

#### 13.1. L'indice d'aridité de MARTONE

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

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

Tel que : P : précipitation moyenne annuelles en (mm).

T : température moyenne annuelle en (°C).

$I_A$  : indice d'aridité.

10 : valeur constant.

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

**Tableau 21:** Classification du climat selon MARTON

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

« La source : cours .A-P»

Pour notre cas, Nous avons : P = 347.23 mm

T = 14,17 °C

Donc, on trouve que :

$$I_A = \frac{347.23}{14.17 + 10} = 14.37$$

Selon l'indice d'aridité calculé, on constate d'après la classification ci-dessus, que la région est soumise à un régime du climat sec et l'irrigation est souvent indispensable.

### 13.2. Quotient pluviométrique d'EMBERGER

$$Q_p = 2000. P/M^2 - m^2$$

Cet indice à pour but la détermination de l'étage bioclimatique :

Où  $Q_p$  : coefficient pluviométrique d'EMBERGER.

$P$  : précipitation moyenne annuelle en (mm).

$M$  : moyenne des maximas du mois le plus chaud (en K).

$m$  : moyenne des minimas du mois le plus froid (en K).

Pour notre cas, nous avons :

$$\left\{ \begin{array}{l} P = 347.23,5 \text{ mm.} \\ M = 32,9 \text{ }^\circ\text{C} = 305.9 \text{ k.} \\ m = 1,9 \text{ }^\circ\text{C} = 274.9 \text{ k.} \end{array} \right.$$

Le résultat final est :  $Q = 2000.347,23 / 305,9^2 - 274,9^2 = 38.57$

En portant la valeur de ( $Q$ ) dans le diagramme bioclimatique d'EMBERGER, et en fonction de la température moyenne minimale du mois le plus froid, on peut confirmer que notre région se situe

- L'étage bioclimatique : Semi aride
- Sous étage : Hiver frais

(voire annexe 4)

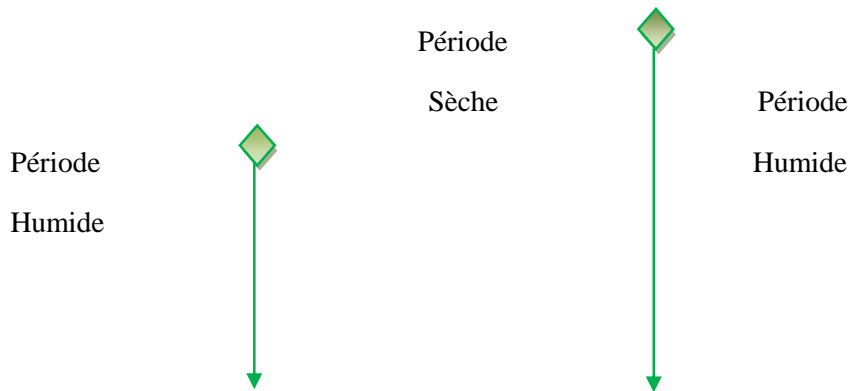
### 13.3. Climogramme pluviométrique de BAGNOULS ET GAUSSEN

Il est établi selon la méthode mise au point par F .BAGNOULS et H.GAUSSEN Ce diagramme nous permettra donc d'évaluer l'intervalle de saison sèche et humide, et sa position dans le temps, en faisant intervenir la pluviométrie et la température sur un même graphique.

(Voir figure1.II)

**Tableau 22:** les valeurs de précipitations et de températures mensuelles

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
$P_{\text{moy}}$ (mm)	24,7	41	35	45	35,2	25,3	27	24	21	19	12	12
$T^\circ\text{c}$ moyenne	20,7	16	9,8	6,3	5,4	6,7	9,7	11	17	23	26	26



**Figure.1.II.** Climograme Ombothermique De Gausson.

#### **14. Interprétation de résultats :**

Les deux courbes se croisent et la surface délimitée mesure l'intensité de la saison sèche et la saison humide, la différence des abscisses nous donne la durée de la saison

La saison humide est près de 6 mois allant du mois d'Octobre jusqu'au mois de Mars.

La saison sèche s'étale sur 6 mois aussi, allant du mois d'Avril à Septembre

Donc le période que l'irrigation artificielle doit être appliquée va commencer à partir de mois d'Avril jusqu'au mois de septembre.

#### **15. Conclusion**

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

De l'examen des données, il ressort que la région d'étude d'un climat semi aride avec un régime pluviométrique variable en volume et répartition dans le temps.

L'année est caractérisée par un hiver pluvieux, et un été sec. Aussi le phénomène de geler est fréquent, les chutes de neige sont importants surtout en hiver. L'examen des températures moyennes permet de conclure que le climat de la région à un caractère de continentalité avec un écart de température de 14 et 23.1°C entre l'été (Août) et l'hiver (Janvier) dans les deux cas maximum et minimum.

L'humidité relative de l'air est modérée pendant toute l'année avec des valeurs d'environ 70%.

La vitesse moyenne annuelle du vent oscille autour de 3.89m/s.



# Chapitre III.

Etude hydrologique

## 1. Introduction

Le but principal de l'étude hydrologique c'est de déterminer les caractéristiques des pluies de fréquence donnée qui nous a conduits à calculer les besoins en eau des cultures implantées.

## 2. choix de la station pluviométrique d'AIN ZADA

Compte tenu de la position géographique de notre périmètre, ces paramètres nous vont pousser à choisir cette station :

- Localisation géographique, presque au centre du périmètre
- Les relevés de la station sont récents et s'étalent sur une période d'observation acceptable.
- L'altitude de la station pluviométrique a une valeur proche de l'altitude moyenne du bassin versant d'Oued Boussalem.

Le périmètre est situé dans une zone assez bien pourvue en stations pluviométriques qui fonctionnaient pendant de longues périodes ; l'étude hydrologique dans ce cas la concerne la station d'AIN ZADA parmi les stations ci-dessous dans le tableau suivant :

**Tableau 23:** répartition mensuelles des pluies des stations pluviométriques

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
station d'AIN ZADA	24,7	41	35	44,5	35	25	27	39	34	18	12	12
station d'OULED MOSLY	31	53	42	43	38	29	29	33	45	18	7,4	13
station de TIXTER	27.4	35	42	66	50	24	22	47	34	13	8,8	12

« La source : ANRH, Alger. »

La série des précipitations moyennes mensuelles de la station pluviométrique AIN ZADA est présentée dans le tableau ci-après

**Tableau 24** : série pluviométrique station AIN ZADA (SETIF)

n°	années	S	O	N	D	J	V	M	A	M	J	J	A	la somme annuelle
1	1985	11	6,3	19	19	4,7	4,8	20	30	29	24	0	0	168
2	1986	42,7	102	39	42,7	27,7	44	20	16	17	8	45	48	452,3
3	1987	16,5	1,4	39	18,3	12,8	8,3	31	31	28	31	4	0	222,2
4	1988	1,4	25,5	37	99,2	20,4	24	12	15	14	46	22	21	337,1
5	1989	8	36	8,6	9	41,9	0	15	36	22	15	7,6	41	239,4
6	1990	3	23,6	48	51,4	9,2	38	47	30	25	30	18	0	323,7
7	1991	14,3	26,8	33	49,6	14,2	28	40	25	53	42	46	0	370
8	1992	15,3	24	26	68,9	11,4	34	21	22	44	7,5	0	0,6	274
9	1993	1	17,5	63	29,6	12,7	21	31	22	0,9	0	5	0	202,9
10	1994	60,9	69,8	6	17,6	64,8	25	64	35	3,5	43	4	1,2	394,9
11	1995	22,5	32,9	15	21,1	43,7	56	47	40	54	20	8	14	373,3
12	1996	7,1	15,3	12	22,8	27,6	2,2	3,1	30	14	17	17	21	189,7
13	1997	22,9	37,4	58	27,7	3,6	31	3,7	14	13	10	0	15	234,5
14	1998	6,9	120	42	20,9	61,8	9,3	20	1	4,6	7,5	2,5	3,6	299,9
15	1999	25,9	40,3	9	67	5,2	5,2	20	14	18	5	0	12	221,1
16	2000	31,7	29,8	8,7	40	68,8	20	7,5	10	14	0	0	1,2	230,8
17	2001	11	64,3	27	7,9	25,8	31	26	9	14	0,4	32	20	267,5
18	2002	26,6	27,8	57	86,7	30,4	44	11	15	0,8	24	12	3,5	339,2
19	2003	23,9	44,8	75	55	39,2	25	9,7	29	17	2,3	0,9	7,8	330,1
20	2004	6,7	2,9	99	101	124	26	37	31	32	27	17	24	526,5
21	2005	66	34,3	16	102	58,5	14	43	36	30	31	0,5	16	446,3
22	2006	57,2	65,2	35	20,3	43,6	31	52	35	16	19	19	13	405,1
23	2007	49,8	63,3	44	25,6	40,3	37	47	29	17	22	14	9,7	398
24	2008	60,7	72,8	15	65,4	51,6	48	29	25	33	13	11	8,2	432,3
la somme mensuelle		593	984	831,3	1069	843,9	606,8	657	580	513,8	444,7	285,5	280,8	7689,5
P moy mensuelle		24,7	41	34,6	44,5	35,2	25,3	27,4	24,2	21,4	18,5	11,9	11,7	320,4

« La source : ANRH, Alger »

D'après les résultats du tableau pendant la période 1985 –2008, On a remarqué une irrégularité dans la répartition des précipitations et aussi une variabilité mensuelle et annuelle. Ces pluies sont nettement insuffisantes pour les mois de juin, juillet et août, elles sont moyennes au printemps et maximales en hiver.

### 3. Homogénéité de la série pluviométrique

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

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

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

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

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

M<sup>f</sup> Wilcoxon a montré que la série est homogène avec une probabilité de 95%, si la relation ci-dessous est vérifiée.

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

Avec : c des sous séries (Y).

$$W_{\min} = \left[ \left( \frac{(N_1 + N_2 + 1) \times N_1 - 1}{2} \right) - U_{1-\alpha/2} \cdot \left( \frac{N_1 \times N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right)^{0.5} \right]$$

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

$N_1$  : rang de la sous série Y de P (mm).

$N_2$  : rang de la sous série X de P (mm).

$U_{1-\alpha/2}$  : est la variable réduite de Gausse.  $\alpha$  : erreur de 5%.

$W_{\min}$ ,  $W_{\max}$ ,  $W_y$  : quantités

Le tableau suivant détaille le procédé de Test d'homogénéité pour la station d'AIN ZADA.

Code (150724).

**Tableau 25** : Test d'homogénéité.

rang	la série origine de P	la S.série Y	la S.série X de	TRI (mm)	X U Y
------	-----------------------	--------------	-----------------	----------	-------

	(mm)	de P (mm)	P (mm)		
1	168	168	373,3	526,5	X
2	452,3	452,3	189,7	452,3	Y
3	222,2	222,2	234,5	446,3	X
4	337,1	337,1	299,9	432,3	X
5	239,4	239,4	221,1	405,1	X
6	323,7	323,7	230,8	398	X
7	370	370	267,5	394,9	Y
8	274	274	339,2	373,3	X
9	202,9	202,9	330,1	370	Y
10	394,9	394,9	526,5	339,2	X
11	373,3		446,3	337,1	Y
12	189,7		405,1	330,1	X
13	234,5		398	323,7	Y
14	299,9		432,3	299,9	X
15	221,1			274	Y
16	230,8			267,5	X
17	267,5			239,4	Y
18	339,2			234,5	X
19	330,1			230,8	X
20	526,5			222,2	Y
21	446,3			221,1	X
22	405,1			202,9	Y
23	398			189,7	X
24	432,3			168	Y

$$\left. \begin{array}{l} W_y = 140 \\ W_{\min} = 48.58 \\ W_{\max} = 201.42 \\ U_{1-\alpha/2} = 1.96 \end{array} \right\} W_{\min} = 48.58 < W_y = 140 < W_{\max} = 201.42.$$

La condition de M<sup>f</sup> Wilcoxon est vérifiée

Donc, la série des précipitations moyennes annuelle de la station d'AIN ZADA est homogène



## 4. Etude de l'échantillon et choix du type de loi

### 4.1. Etude de l'échantillon

La pluviométrie est souvent ajustable à des lois statistiques très nombreuses, on utilise pour notre projet celle qui garantit le meilleur ajustement possible. Les lois d'ajustement les plus communément employées à l'hydrologie sont les suivantes :

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

#### 4.1.1. Traitement des données

Nombre d'observations : 24

P. minimum : 168 mm

P. maximum : 526.5 mm

**Tableau 26** : caractéristiques empiriques de notre série pluviométrique

Les paramètres de position	
Moyenne arithmétique	347.233
La médiane	356.65
les paramètres de dispersion	
Ecart-type	108.894
Coef.de variabilité	0.314

#### 4.1.2. Ajustement de la série pluviométrique

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

##### 4.1.2.1. Ajustement à la loi Normale (GAUSS)

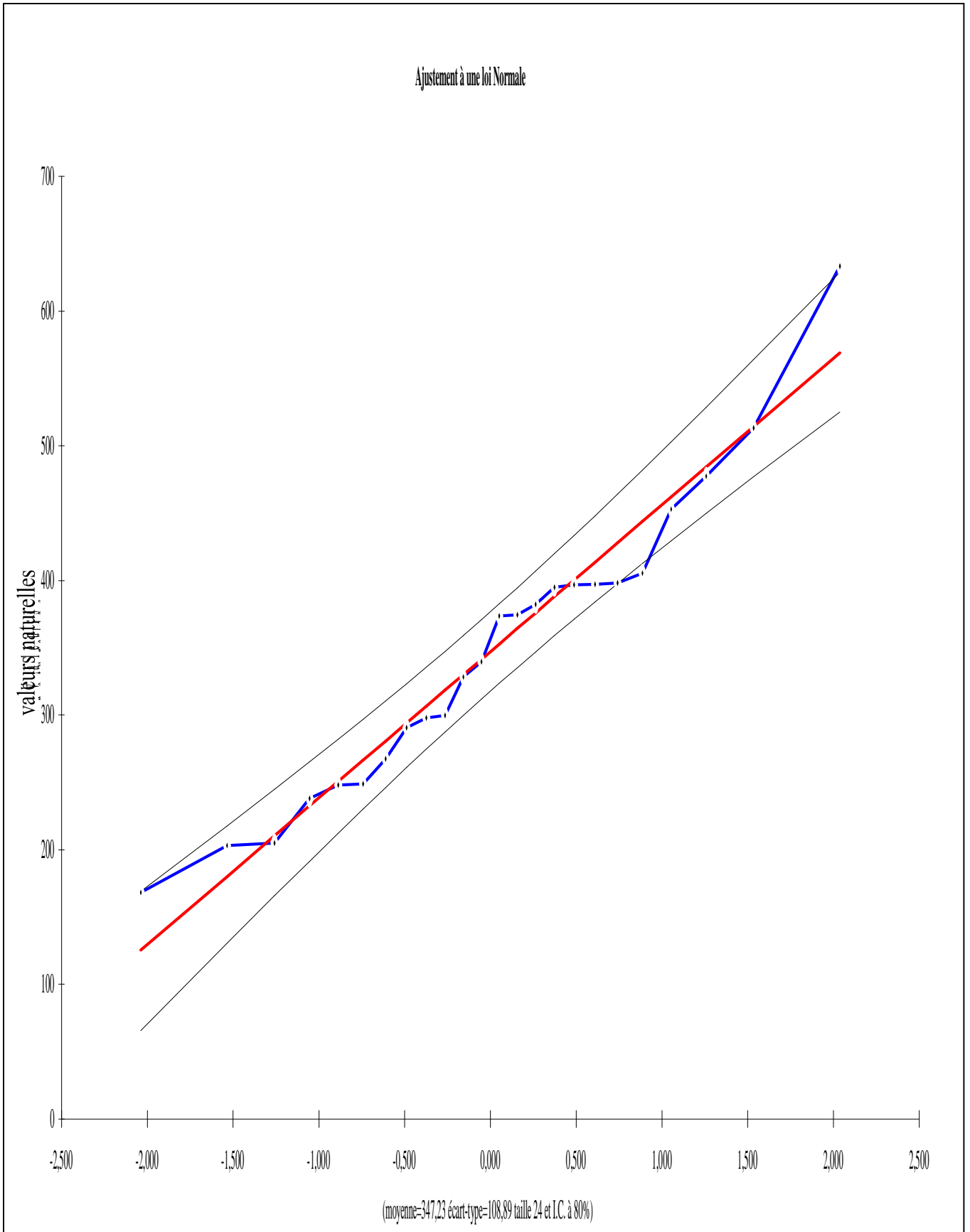
L'ajustement des séries par la loi normale appelée souvent loi de Gauss s'adapte bien avec les pluies moyennes annuelles. En effet sa fonction de répartition est de la forme

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

Pour notre projet, il sera utile de connaître les variations annuelles des précipitations pour une période de retour de 5ans.

Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station d'AIN ZADA sont regroupés dans le tableau et la figure suivantes :





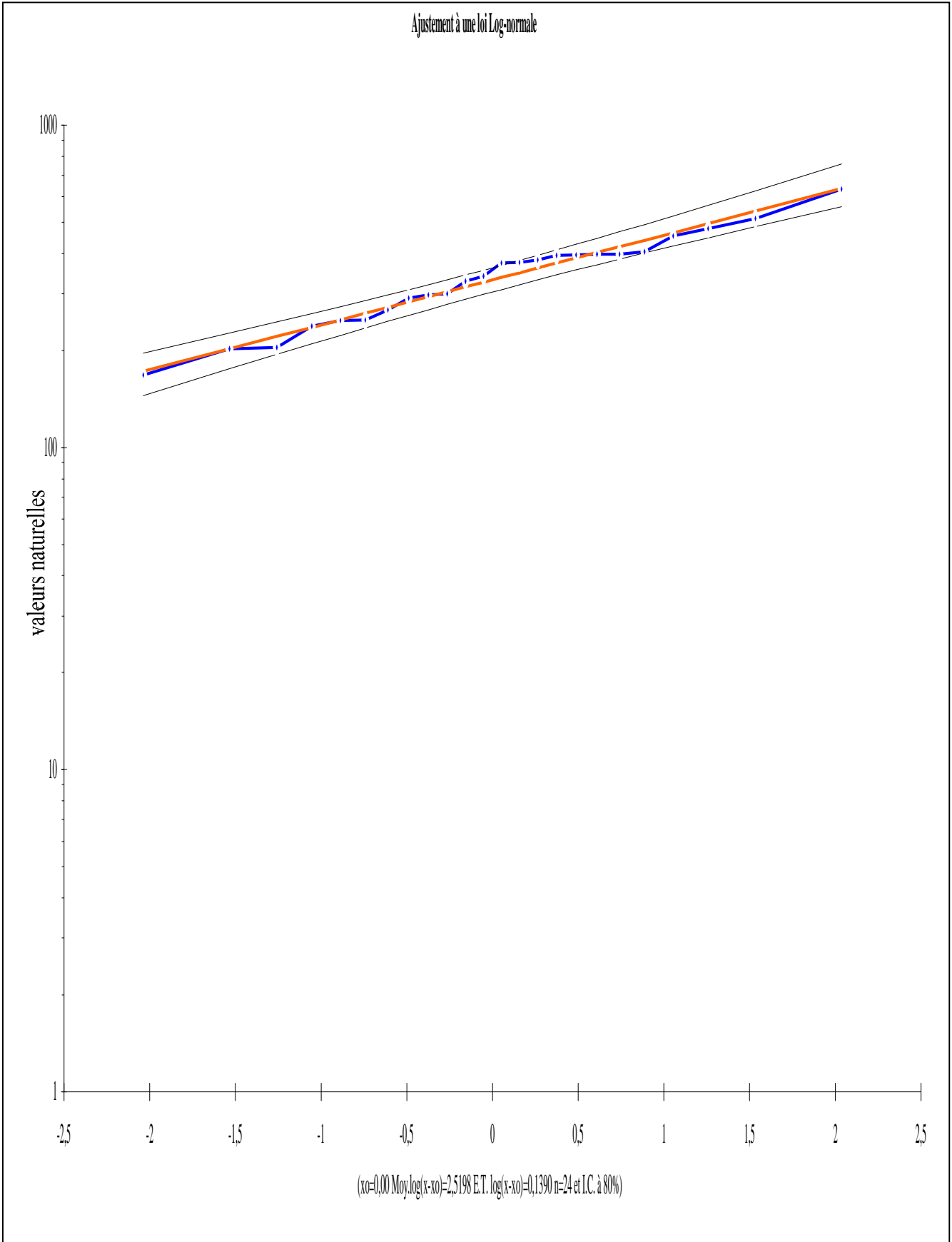
**Figure.1.III** : Graphe d’ajustement des données pluviométriques à une loi normal

### 4.1.2.2. Ajustement à la loi Log-Normale (GALTON)

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

**Tableau 28 : Ajustement à une loi de Galton**

Taille n= 24		Moy.log(x- xo)= 2,485415714		E.T. log(x- xo)= 0,135309424		I.C. à (en%)= 80		U Gauss= 1,282	
Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure	
526,5	168	1	0,021	-2,037	168	162,089	136,68	183,76612	
452,3	189,7	2	0,063	-1,534	189,7	189,58	164,569	211,11633	
446,3	202,9	3	0,104	-1,258	202,9	206,611	181,993	228,13089	
432,3	221,1	4	0,146	-1,054	221,1	220,158	195,864	241,76946	
405,1	222,2	5	0,188	-0,887	222,2	231,95	207,908	253,75201	
398	230,8	6	0,229	-0,741	230,8	242,719	218,858	264,81139	
394,9	234,5	7	0,271	-0,610	234,5	252,862	229,108	275,34618	
373,3	239,4	8	0,313	-0,488	239,4	262,625	238,899	285,61036	
370	267,5	9	0,354	-0,374	267,5	272,181	248,4	295,78702	
339,2	274	10	0,396	-0,264	274	281,664	257,738	306,023	
337,1	299,9	11	0,438	-0,157	299,9	291,188	267,018	316,44799	
330,1	323,7	12	0,479	-0,052	323,7	300,86	276,334	327,18695	
323,7	330,1	13	0,521	0,052	330,1	310,789	285,782	338,37388	
299,9	337,1	14	0,563	0,157	337,1	321,113	295,481	350,17974	
274	339,2	15	0,604	0,264	339,2	331,971	305,547	362,78794	
267,5	370	16	0,646	0,374	370	343,538	316,12	376,42602	
239,4	373,3	17	0,688	0,488	373,3	356,037	327,384	391,3967	
234,5	394,9	18	0,729	0,610	394,9	369,783	339,588	408,12388	
230,8	398	19	0,771	0,741	398	385,236	353,098	427,23682	
222,2	405,1	20	0,813	0,887	405,1	403,123	368,487	449,73926	
221,1	432,3	21	0,854	1,054	432,3	424,715	386,75	477,39494	
202,9	446,3	22	0,896	1,258	446,3	452,563	409,871	513,7808	
189,7	452,3	23	0,938	1,534	452,3	493,218	442,904	568,17812	
168	526,5	24	0,979	2,037	526,5	576,87	508,822	684,11311	
Fréquence	U de Gauss	Valeur théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. théo.	Pér. Ret.		
0,2	-0,841	235,2657411	211,2857	257,1446032	235,266	0,200	1,3		
0,5	0,000	305,7846832	281,0347	332,714357	305,785	0,500	2,0		



**Figure.1.III :** Graphe d'ajustement des données pluviométriques à une loi normal

## 4.2. Choix de la loi

Le choix d'une loi liée à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de dispersion

### 4.2.1. Graphiquement

Selon les deux graphes de deux ajustement, nous trouvons que l'allure des points a donné plus sinuosité et plus cassure de pente pour l'ajustement à la loi normale que l'ajustement à la loi log normale.

Donc, graphiquement l'ajustement à la loi log normale considéré mieux que l'autre ajustement.

### 4.2.2. Le test de dispersion (test de khi 2 ou test de Pizzetti-Pearson)

À l'aide de logiciel **HYFRAN**, nous pouvons obtenir de résultats suivants :

#### -pour l'ajustement à la loi normal

**Tableau 29:** résultat de l'ajustement à la loi normal

Résultats	
Résultat de la statistique :	$\chi^2 = 1.67$
p-value	$p = 0.7968$
Degrés de liberté :	4
Nombre de classes :	7

Conclusion	
Nous pouvons accepter $H_0$ au niveau de signification de 5 %	

Sur la table de Pearson (annexe 2),  $\chi^2_{thé} = 9.488$  pour ( $\alpha = 5\%$  et  $\mathcal{V} = 4$ )

Alors,  $\chi^2_{théorique} = 9.488 > \chi^2_{calculé} = 1.67$  : l'ajustement est bon pour une probabilité  $1 - \alpha$  soit 95%.

#### -pour l'ajustement à la loi log normal

**Tableau 30:** résultat de l'ajustement à la loi log normal

Résultats	
Résultat de la statistique :	$\chi^2 = 2.83$
p-value	$p = 0.5861$
Degrés de liberté :	4
Nombre de classes :	7

Conclusion	
Nous pouvons accepter $H_0$ au niveau de signification de 5 %	

Sur la table de Pearson (annexe 2),  $x^2_{théorique}=9.488$  pour ( $\alpha=5\%$  et  $\gamma =4$ )

Alors,  $x^2_{théorique}=9.488 > x^2_{calculé}=2.83$  :l'ajustement est bon pour une probabilité  $1-\alpha$  soit 95%.

Les résultats de l'ajustement par le test de Pearson sont voisines, et car l'ajustement graphique nous a donné que l'ajustement à la loi normale est mieux. Donc, nous pouvons travailler avec l'ajustement à la loi log normal.

### 4.3. Détermination de l'année de calcul

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

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

$$P_{moy80\% \text{ de chaque mois}} = P_{moy \text{ de chaque mois}} \cdot \frac{P_{théorique (80\%) annuelle}}{P_{théorique (50\%) annuelle}}$$

$$\left. \begin{array}{l} P_{thé 80\%} = 235.27 \text{ mm} \\ P_{thé 50\%} = 305.78 \text{ mm.} \end{array} \right\} \begin{array}{l} P_{moy 80\%, \text{ chq mois}} = P_{moy, \text{ chq mois}} \cdot (235.27/ 305.78) \\ = P_{moy, \text{ chq mois}} \cdot 0.77 \end{array}$$

Les valeurs de précipitation de l'année de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau 31:** Précipitation moyenne mensuelle de l'année de calcul

mois	S	O	N	D	J	V	M	A	M	J	J	A	total
$P_{moy (mm)}$	24,7	41	34,5	44,5	35,2	25	27	38,8	34	18,5	11,9	12	347,3
$P_{moy 80\% (mm)}$	19	32	26,6	34,3	27,1	20	21	29,9	26	14,3	9,2	9	267,4

## 5. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons traité les principaux données hydrologiques qui nous aiderons à connaître l'année de calcul pour la zone d'étude et on a déterminé les paramètres de calculs des besoins en eaux du périmètre.

D'après l'analyse statistique des données hydrologiques le périmètre est caractérisé par une pluie moyenne annuelle est de 267.4mm, la pluie de 80% est de l'ordre de 235.27mm, la pluie de 50% est de l'ordre de 305.78 mm.



# Chapitre III.

Etude hydrologique



## 1. Introduction

En raison d'une répartition défavorable des pluies et du caractère d'averses, le degré de satisfaction des plantes en saison sèche est très faible, il est évident que ce déficit en eau provoque des chutes considérables de rendement, d'où la nécessité de bien quantifier les besoins en eau des cultures envisagées dans le périmètre avant de passer au dimensionnement du réseau de système d'irrigation.

## 2. Les plantes cultivées

### 2.1. Les céréales

La culture du blé vient en première position. La superficie emblavée est de 71.5 ha soit 46.6 % de la surface céréalière et 37.6 % de la superficie totale. L'orge vient en deuxième position, son superficie est de 33.8ha c'est-à-dire 30.5 % de la surface céréalière et de 24.6 % de la surface totale.

Ces dernières constituent une denrée essentielle dans l'alimentation de la population locale, et participent par le résidu de sa culture au confort du cheptel (litière), dans l'obtention du fumier qui à son rôle améliore la qualité physico-chimique des sols agricoles, et enfin dans l'alimentation des troupeaux par la paille et les chaumes qui en résultent de sa récolte.

Cette culture présente un grand intérêt parce qu'elle est utilisée soit pour la production du fourrage vert, soit pour la production de graines.

### 2.2. Les cultures maraîchères

Les cultures maraîchères représentent 47.95 % de la superficie totale enquêtée.

La pomme de terre d'arrière saison est une des cultures implantées, elle occupe 5.12ha de la superficie totale environ 19.1% de la superficie enquêtée cultivée par le maraîchage.

En ce qui concerne les autres cultures maraîchères pratiquées, nous citons:

- Haricot avec un surface de 4,21ha Par un pourcentage 15,7%
- Chou avec un surface de 5,21 ha Par un pourcentage 19,5%
- Tomate avec un surface de 3,32 ha Par un pourcentage 12,4%
- Oignon Avec un surface de 3,46 ha Par un pourcentage 12,9%
- Artichaut avec un surface de 5,42 ha Par un pourcentage 20,3%

### 3. Les besoins en eau des végétaux

La détermination des besoins en eau des végétaux à pour but de :

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

La quantité d'eau donnée à la culture n'est pas entièrement absorbée par la culture, une partie percole et se perd en profondeur.

L'eau qui constitue la plante est libérée par transpiration à travers l'appareil foliacé, le reste est évaporé par le sol. L'ensemble de ces deux actions est l'évapotranspiration.

Ce phénomène conditionne et détermine les besoins en eau des cultures

#### 3.1. Détermination de l'évapotranspiration

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

- Evapotranspiration potentielle ETP
- Evapotranspiration réelle ETR

-L'évapotranspiration potentielle représente la quantité d'eau évaporée, et transpirée par les plantes.

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

L'évapotranspiration réelle dépend aussi :

- de la culture considérée
- du stade phénologique de cette culture (Étude scientifique des variations (durée, époque, etc.) que les divers climats font subir à la floraison et à la feuillaison des végétaux dans ce stade.
- des conditions météorologiques observées.

En ce qui concerne notre projet, le calcul des besoins en eau des cultures est effectué à l'aide du logiciel appelé, CROPWAT version 8, qui permet au passage à l'évaluation de l'évapotranspiration de référence, selon la méthode empirique la plus appropriée de M<sup>r</sup> Penman&Monteith modifiée.

En Angleterre, précisément en 1948, M<sup>r</sup> Penman&Motheit a proposé une étude théorique de l'évapotranspiration en reliant inséparablement l'énergie solaire incidente.

Cette formule est limitée ou bien incomplète, du fait que cette dernière ne prend pas en considération l'effet de quelques paramètres météorologiques.

Les expériences ont montrés que la formule telle qu'elle est s'applique mieux dans les régions humides, non loin de l'océan et essentiellement recouverte de végétation, que dans les zones arides ou semi-arides de faible humidité.

Pour cela, nous adaptons la nouvelle formule de M<sup>f</sup> Penman&Montheit modifiée, qui prend en compte l'effet du paramètre vent, ainsi que les corrections supplémentaires qui tiennent comptent des conditions météorologiques diurnes et nocturnes.

L'expérience a montrée 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 chaude et semi-aride. La formule de M<sup>f</sup> Penman & Montheit, modifiée, se présentant comme suite :

Où :

$$ET_0 = C * [W * Rn + (1 - W) * F(u) * (ea - ed)]$$

$ET_0$  : Représente la quantité maximale d'eau consommé par une culture de référence de référence, exprimées en mm/jour.

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

$Rn$  : Rayonnement net en évaporation équivalente, exprimé en mm/jour.

$F(u)$  : Fonction liée au vent.

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

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

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

Le calcul de l'évapotranspiration de référence est réalisé à l'aide d'un logiciel appelé CROPWAT 8, fondé sur la méthode de M<sup>f</sup> Penman&Montheit, modifiée et recommandée par la consultation des experts de la FAO tenue à Rome en Mai 1990.

Pour l'exploitation du logiciel, nous devons introduire les informations mensuelles de la station météorologique et la méthode adoptée. À savoir que :

- Température : les températures moyennes sont données en degré Celsius.
- L'humidité de l'air : l'humidité de l'air exprimé en pourcentage.
- L'insolation : l'insolation journalière donnée en heures.
- Vitesse de vent : la vitesse du vent peut être introduire en m/s.

Dans le tableau 31, nous représentons l'évapotranspiration de référence  $ET_0$ , calculée à l'aide du logiciel Cropwat 8, selon la formule de Penman&Monteith, modifiée.

**Tableau 32:** Evapotranspiration de référence selon la méthode Penman & Monteith

Pays		Algerie		Station		Ain Zada	
Altitude	860	m.		Latitude	36.10	°N	
Longitude	5.13	°E					
Mois	Temp Moy	Humidité	Vent	Insolation	Ray.	ETo	
	°C	%	km/jour	heures	MJ/m <sup>2</sup> /jour	mm/jour	
Janvier	5.4	75	336	8.9	12.4	1.30	
Février	6.4	68	328	7.6	13.6	1.81	
Mars	9.7	63	337	6.3	15.1	2.62	
Avril	11.3	58	363	5.8	16.9	3.32	
Mai	17.1	53	397	5.9	18.4	4.69	
Juin	22.5	41	311	7.4	21.1	6.20	
Juillet	25.8	35	328	7.7	21.2	7.31	
Août	25.6	38	345	8.7	21.4	7.23	
Septembre	20.7	53	328	9.7	20.2	5.14	
Octobre	15.6	61	276	10.7	17.9	3.34	
Novembre	9.8	72	319	11.5	15.3	1.90	
Décembre	6.3	77	363	10.4	12.8	1.26	
<b>Moyenne</b>	<b>14.7</b>	<b>58</b>	<b>336</b>	<b>8.4</b>	<b>17.2</b>	<b>3.84</b>	

### 3.2. Calcul de la pluie efficace

Pour tenir compte des pertes, le programme **Cropwat.8**, nous permettra de calculer la précipitation efficace, définie comme étant la fraction des précipitations contribuant effectivement à la satisfaction des besoins de l'évapotranspiration de la culture après déduction des pertes par ruissellement de surface, par percolation en profondeur, etc.

Il est difficile d'évaluer les pluies efficaces sans avoir recours à des mesures effectuées pendant de longues périodes, en différents endroits.

Par conséquent, en l'absence de telles données, nous utiliseront couramment des méthodes expérimentales, cas de la méthode proposée et recommandée par le département de l'agriculture et du sol en les états unis, basée sur les formules suivant, adaptée pour notre projet

$$P_{\text{eff}} = P_{\text{Tot}} \left( 1 - \left( 0.2 \times P_{P\%} / 125 \right) \right) \quad \text{Pour } P_{P\%} < 250\text{mm.}$$

$$P_{\text{eff}} = 125 + \left( 0.1 \times P_{P\%} \right) \quad \text{Pour } P_{P\%} > 250\text{mm.}$$

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

$P_{P\%}$  : Pluie annuelle de probabilité de dépassement de 80%, en (mm).

Les valeurs de précipitations de probabilité de dépassement 80% ( $P_{80\%}$ ) et la pluie efficace ( $P_{eff}$ ) sont regroupées dans le tableau ci-après :

**Tableau 33:** Les précipitations efficaces

	<b>Pluie</b>	<b>Pluie eff.</b>
	mm	mm
<b>Janvier</b>	27.1	25.9
<b>Février</b>	19.5	18.9
<b>Mars</b>	21.0	20.3
<b>Avril</b>	29.9	28.5
<b>Mai</b>	26.1	25.0
<b>Juin</b>	14.3	13.9
<b>Juillet</b>	9.2	9.0
<b>Août</b>	9.0	8.9
<b>Septembre</b>	19.0	18.4
<b>Octobre</b>	31.6	30.0
<b>Novembre</b>	26.6	25.5
<b>Décembre</b>	34.3	32.4
<b>Total</b>	<b>267.5</b>	<b>256.7</b>

Les besoins nets et bruts en eau suivant le calendrier cultural :

L'appréciation des besoins nets en eau des cultures, par le logiciel **Cropwat 8**, nécessite l'introduction des renseignements ci-après :

- Durée des phases de croissance en (jour) : initiale, mi-saison, développement et récolte.
- Coefficient cultural ( $K_C$ ), pour les phases initiale et mi-saison et de récolte doivent être donnés et ceux de la phase de développement, sont déduits par interpolation linéaire.
- Profondeur d'enracinement (P) en (mètre) : la réserve facilement utilisable par la plante ( $RFU$ ), dépend directement de la profondeur d'enracinement, d'où deux valeurs sont requises ; celle de la phase initiale et celle de la phase plein développement, quant aux autres elles sont interpolées par le programme.
- Tarsissement admissible (p) du sol, exprimé en fractions d'humidité totales disponibles: C'est le niveau critique de l'humidité du sol à partir duquel le stress dû au manque d'eau se fait sentir, affectant l'évapotranspiration et la production de la plante.

L'expression qui permet apprécier les besoins en eau nets est :  $B_n = ETM - P_e - R$

Où :

- $B_n$ : besoins en eau nets.
- $P_e$  : pluie efficace.
- $ETM$  : évapotranspiration maximale, ( $ETM = K_C \cdot ET_0$ ).

- R : réserve disponible au début de la période de calcul.

Après le traitement des calculs des besoins en eau d'irrigation par le logiciel de Cropwat, nous avons suffi de prendre les valeurs nécessaires à satisfaction les restes de calculs et les résultats finals résumés dans le tableau suivant.

L'étude des besoins en eau repose uniquement sur la zone intéressée. Dont sa surface totale est estimée de 137.75 ha.

**Tableau 34:** besoins en eau d'irrigation de périmètre MAHDIA. (Unité de mesure est mm)

Mois		J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
cultures													
céréales	orge	8,1	33,5	79	110	122	10,1				1,3	0	0
	blé	11,5	40,9	85	91	23					0,3	0	0
	orge				27	73	221	301	207	3,1			
maraichères	pomme de terre							87,3	180	172	90	19,5	
	haricot			20	72	157	38,2						
	chou	21,6	41	7								4,2	2,2
	tomate					61	140	271	272	146	3,3		
	oignon				41	86	171	183	157	97			
	artichaut	23,6	34,5	61	50						30	26,2	22
<b>B. totale (mm/mois)</b>		64,8	150	252	390	522	581	<b>843</b>	816	418	125	49,9	25

#### 4. Besoin en eau pour lessivage

Dans les sols salés, il faut non seulement couvrir les besoins d'évapotranspiration de la culture et les besoins d'humectation et d'évaporation du sol avec quantité d'eau, mais il faut ajouter une quantité supplémentaire pour dissoudre les sols solubles et qui seront évacués en dehors de la zone racinaire par un réseau de drainage.

On appelle la quantité supplémentaire « la dose de lessivage ».

Cette méthode de lutte contre la salinité a pour but de limiter l'extension des terres salées, de récupérer les sols ainsi, d'améliorer les rendements des cultures.

Les besoins en eau pour le lessivage seront évalués à 20% des besoins bruts d'irrigation.

Le lessivage est envisagé lorsque :

- l'eau d'irrigation est saline (quantité du sel dans l'eau >1 g/l).
- le sol est salin (Ces > 4 ds/m).

On distingue deux types de lessivage :

-Lessivage capitale (ou initial) :

Il consiste à ramener une grande quantité d'eau pour lessiver du sol.

-Lessivage contenue (ou lessivage d'entretien) :

Contrairement à celui capital, ce type consiste à ramener de l'eau sous forme des doses supplémentaires avec l'eau d'irrigation et ce type de lessivage la qu'on va utiliser dans notre projet.

#### 4.1. Calcul de la dose de lessivage

En utilisant la formule de RHOADS (leaching requirent)

$$LR = \frac{W_L}{W_i} = \frac{W_L}{W_L + ETM} \Rightarrow W_L = \frac{LR \cdot ETM}{1 - LR}$$

Avec : 
$$LR = \frac{C_{wi}}{5C_{es} - C_{wi}}$$

- $W_L$  : volume t de l'eau de lessivage
- LR : leaching requirent ou fraction lessivant.
- $W_i$  : volume de l'eau d'irrigation.
- ETM : évapotranspiration maximale
- $C_{xi}$  : conductivité électrique de l'eau d'irrigation.
- $C_{es}$  : conductivité électrique de l'extrait de pate saturée du sol.

on a : 
$$\left\{ \begin{array}{l} ETM = 842.8 \text{ mm (du mois de pointe).} \\ C_{ei} = 0.63 \text{ ds/m.} \\ C_{es} = 4 \text{ ds/m.} \end{array} \right.$$

AN : 
$$LR = \frac{0.63}{5 \times 4 - 0.63} = 0.032 \quad \Rightarrow \quad W_L = \frac{0.032 \times 842.8}{1 - 0.032} = 27.86 \text{ mm}$$

$$W_L = 27.86 \text{ mm} = 278.6 \text{ m}^3/\text{ha}$$

Pour le mois de pointe la superficie qui doit irriguer est 37.14 ha.

Alors. Le volume total de l'eau de lessivage sur la totalité de la surface irriguée est  $10347.2 \text{ m}^3$ .

## 5. Drainage

C'est une opération destinée à assainir de terre des eaux et les sels excédentaires

**Puisque :  $LR < 1 \implies$  il faut prévoir un système de drainage pour évacuer les eaux et les sels en excès de la zone racinaire des plantes cultivées.**

## 6. Conclusion

Ce chapitre a pour but principal de déterminer les besoins des cultures ainsi le volume nécessaire pour le mois de pointe et pour l'ensemble de l'année est calculé. Ces derniers sont importants à connaître, car ils peuvent nous indiquer si la quantité d'eau est suffisante ou pas. donc les calculs permettent de confirmer que le volume d'eau au niveau de la retenue est suffisant pour l'irrigation de notre périmètre





# Chapitre III.

Etude hydrologique

# 1. Introduction

L'irrigation consiste en l'humidification artificielle du sol.

Généralement l'humidité du sol à l'état naturel est insuffisamment pour le développement des cultures agricoles et pour assurer un rendement optimum des cultures agricoles on a recourus à l'irrigation car elle assure aux plantes l'humidité et les éléments nécessaires pour leurs développements

L'utilisation rationnelle de l'eau en agriculture implique la connaissance des besoins en eau des cultures à travers la bonne évaluation des paramètres régissant les conditions du milieu, notamment le continuum sol-plante-atmosphère, mais surtout à travers une utilisation efficace de cette eau par le choix des systèmes d'irrigation les plus adéquats en fonction des paramètres climatiques édaphiques, culturales et autres, intimement liés à la parcelle à équiper..

Les conditions climatiques très défavorables ayant sévis cette dernière décennie ont inhibés chez les agriculteurs le besoin de recherche une alternative pour palier à la problématique liée à la rareté de la ressource en eau, très compromettante pour la réussite de la campagne agricole.

## 2. Pour les cultures céréalières

### 2.1. Choix et dimensionnement des équipements

Nous avons choisi l'enrouleur comme un appareil d'arrosage car :

L'enrouleur est un appareil extrêmement mobile et souple d'utilisation .Il permet un arrosage en bandes parallèles et juxtaposées qui a été adopté par n'est importe qu'elle type de terrain (plat, accidenté, avec pente, etc....) .Il est facilement et rapidement déplaçable d'une parcelle à une autre, d'une culture à une autre : *«l'enrouleur est immédiatement opérationnel, c'est l'outil idéal d'intervention rapide en irrigation, notamment dans les régions où le printemps plus ou moins sec comme notre région, les irrigants l'utilisant pour arroser et sauver des semis»*.

L'enrouleur se compose essentiellement :

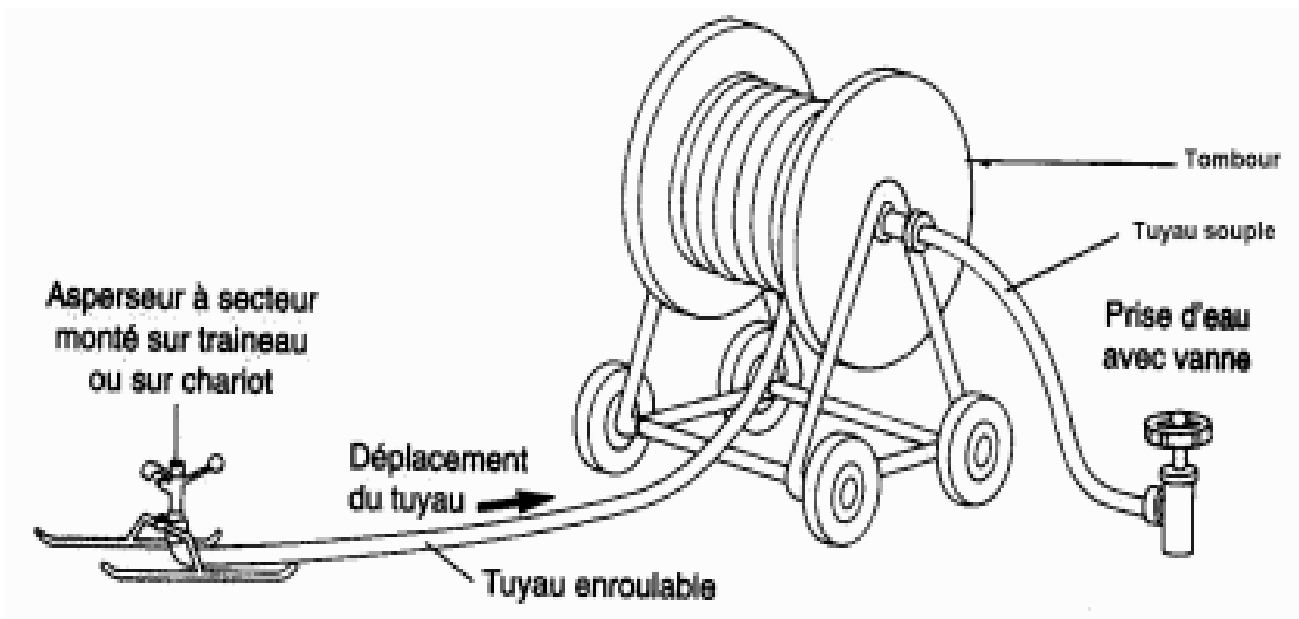
- D'un asperseur, canon d'arrosage le plus souvent monté sur un support à roues, parfois un traineau.
- D'un flexible d'alimentation de l'asperseur, en polyéthylène de diamètre et longueur variables.
- D'une bobine d'enrouleur du flexible, fixe ou montée sur tourelle.



Photos .1.V. ENROULEUR en exploitation



Photos .2.V. ENROULEUR inerte



- Figure.1.V. Nomination des différents organes de l'ENROULEUR

Les éléments essentiels à considérer pour le choix et le dimensionnement des équipements d'une installation d'arrosage par enrouleur sont :

- Le débit d'équipement.
- La longueur du tuyau flexible de l'enrouleur.
- La pression minimale à l'entrée de la parcelle.

L'enrouleur est souvent destiné à irriguer une exploitation de polyculture .un même enrouleur est alors utilisé pour l'ensemble des cultures de l'exploitation.il convient, dans ce cas, de considérer l'étalement des périodes de pointe et les besoins en eau correspondants.

**Tableau 35:** besoins en eau d'irrigation de plantes céréalières

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	La somme annuel (mm)	La surface (ha)
cultures														
blé	11,5	40,9	84,8	90,5	23,3					1,3	0	0	252,3	51,71
orge	8,1	33,5	78,6	109,6	121,8	10,1				1,3	0	0	363	33,86
maïs				7,4	72,5	221,2	301,3	206,8	3,1				602,4	25,24
besoin totaux	19,6	74,4	163,4	207,5	217,6	231,3	<b>301,3</b>	206,8	3,1	2,6	0	0	1427,6	110,81

### 2.1.1. Détermination du mois de pointe

Dans le tableau ci-dessus, la représentation de l'étalement des périodes d'arrosage dans la région considérée :

D'après les résultats de besoin en eau d'irrigation, nous trouvons que le mois de pointe c'est le mois de juillet (le mois ou la consommation est maximale).

### 2.1.2. Le débit d'équipement

Comme pour toute installation d'irrigation ,le débit d'équipement doit permettre d'apporter les quantités d'eau nécessaire pour satisfaire les besoins en eau des cultures irriguées pendant la période au cours de laquelle la différence entre les besoins des cultures et les apports naturels est la plus élevée .En Algérie cette période , dite «période de pointe» ,se situe en générale au mois de juillet pour les cultures d'été. le débit horaire d'équipement nécessaire est donné par la relation :

$$\text{Débit horaire d'équipement} = \frac{\text{besoin de pointe sur l ensemble de la surface irriguée}}{\text{temps effectif d irrigation durant la période considerée}}$$

**Et pour calculer ce débit, il faut passer par la détermination de :**

#### 2.1.2.1. Besoins en eau des plantes au moins de pointe

Le maïs représente la seule plante qu'est concerne par ce moins.

**Tableau 36:** consommation de l'eau au mois de pointes

Culture	B (mm)	B (m <sup>3</sup> /ha)	Surface (ha)	Besoin totale (m <sup>3</sup> )
Le maïs	301.3	3013	25.24	76048.12

(1 mm=10 m<sup>3</sup>/ha)

### 2.1.2.2. Efficience d'irrigation

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

La différence entre les deux volumes indique les pertes

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

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

$E_i$  : efficience d'irrigation en %

$E_t$  : efficience de transport en %

$E_d$  : efficience de type de distribution en %

$E_u$  : efficacité de l'uniformité de la distribution.

L'évaluation exacte des pertes est très difficile et même presque impossible dans la réalité. et suite des divers variable qui interviennent.

Alors, on peut considérer une efficience globale, produit entre les trois efficience décrites ci-dessus égale à (0.8 - 0.9)

### 2.1.2.3. Besoins en eau brutes des végétaux

$$B_{br} = b_{net} / E_i$$

$$\underline{AN} : B_{br} = 76048.12 / 0.85 = 89468.37 \text{ m}^3$$

### 2.1.2.4. Apport naturel par les pluies

Les données pluviométriques locales font apparaître pour le mois de juillet.

La valeur de pluie à prendre en considération :  $P = 9.1 \text{ mm}$ .

Donc l'apport d'eau correspondant sur 25.24 ha est de :  $9.1 \times 10 \times 25.24 = 2296.8 \text{ m}^3$

### 2.1.2.5. Contribution du sol

La contribution du sol est exprimée par les valeurs de réserve facilement utilisables à partir de la réserve utile, l'expression qui peut être expliquée cette intervention est :

$$RFU = y ( H_{cc} - H_{pf} ) \cdot z \cdot da$$

RFU : réserve facilement utilisable.

y : degré de tarissement ( $y=2/3$ ).

z : profondeur d'enracinement (mm).

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

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

d<sub>a</sub> : la densité apparente.

Pour le type du sol, nous avons trouvé que le type du sol modale est recouvert la plupart de la surface cultivée.

donc, nous options pour ses valeurs de (H<sub>cc</sub> et H<sub>pf</sub>).

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-après.

**Tableau 37** : valeur de la réserve facilement utilisable

cultures	Z (mm)	RFU	RFU
blé	1000	$1,08 \times 1000 \times (2/3) \times (29,8-17,4)$	89,81
orge	1000	$1,08 \times 1000 \times (2/3) \times (29,8-17,4)$	89,81
maïs	900	$1,08 \times 900 \times (2/3) \times (23,8-12,3)$	79,75
la somme (mm)			260,38
RFU moy (mm)			86,79

Donc, RFU = 86.79 mm = 867.9 m<sup>3</sup>/ha

Donc RFU correspondant à 25.24 ha est de : 867.9 x 25.24 = 21905.79m<sup>3</sup>

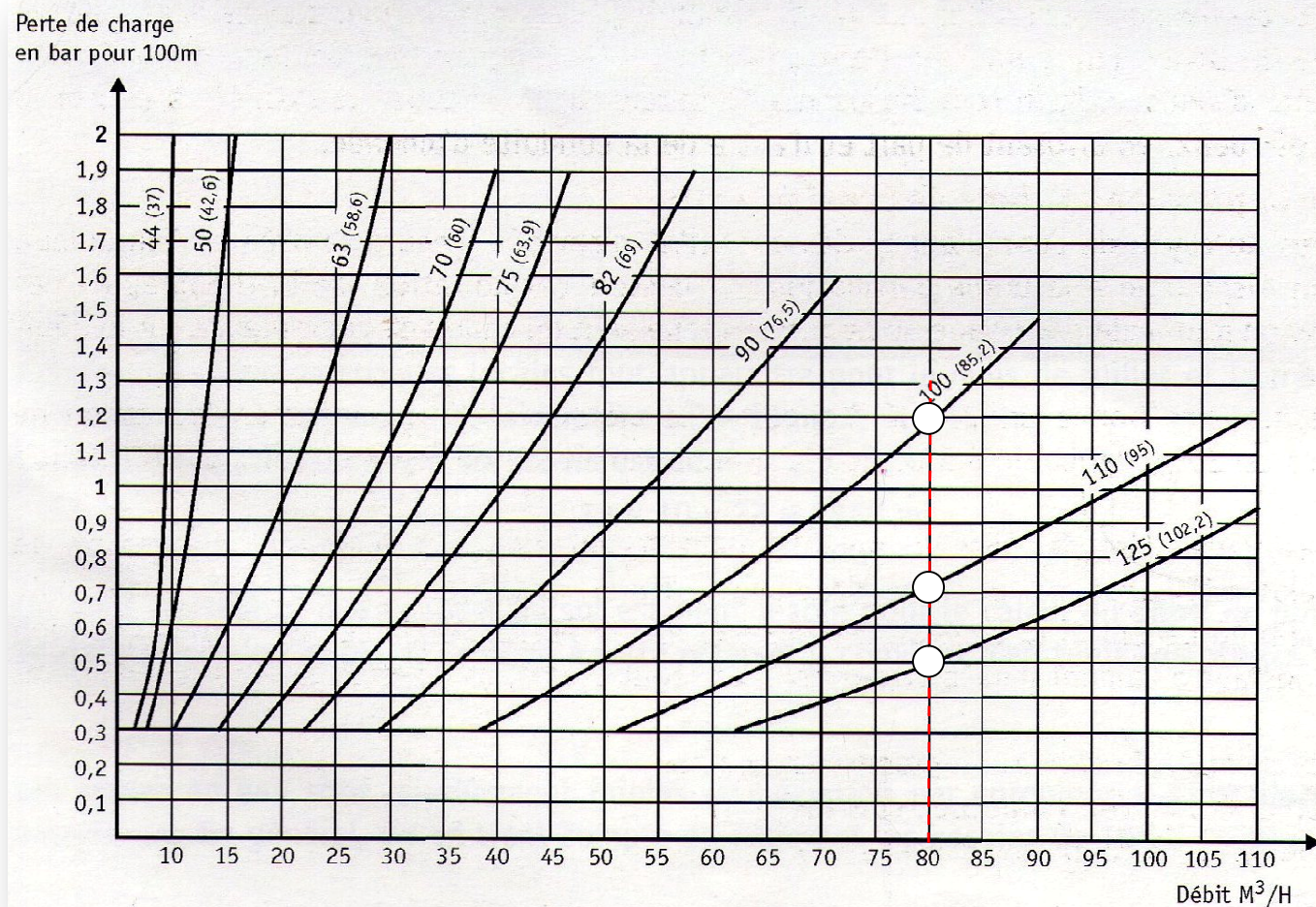
### 2.1.2.6. Besoin en eau d'irrigation au mois de pointe (m<sup>3</sup>)

• consommation des plantes	89468.4
• apports par les pluies	-2296.8
• contribution du sol	-21905.79
<hr/>	
• apports nécessaires	65265.8
• pertes (10%)	+6526.58
<hr/>	
• besoins totaux	71792.38

Alors que ; le débit horaire d'équipement sera :  $Q_{eq} = \frac{71792.38}{24 \times 60} = 160 \text{ m}^3/\text{h}$ . (valeur arrondi)



### 2.2.3. Présélection de l'enrouleur



**Figure.2.V.** pertes de charge dans les flexibles en polyéthylène des enrouleurs.

D'après la Figure.2.V. Aucun enrouleur qui peut être desservir notre débit d'équipement (160 m<sup>3</sup>/h), c'est pour cela, on peut prendre deux enrouleurs d'une capacité chacun de 80 m<sup>3</sup>/h.

Le trait en pointillé sur la Figure.2.V. ayant pour support de fond correspond au débit d'équipement. On peut voir de cette façon que trois enrouleurs peuvent convenir : les modèles 100 - 110 - 125.

### 2.1.4. Principe d'utilisation

Les parcelles à arroser sont en général rectangulaire. Suivant les dimensions de celles-ci, on peut, soit arroser en bandes parallèles depuis un coté de la parcelle, soit carrée un schéma central et arroser de chaque coté de cet accès quand les dimensions de la parcelle le justifient.

dans ce cas, l'irrigant positionne l'enrouleur près d'une vanne ou (hydrant), puis, avec son tracteur, il déroule complètement le tuyau en tirant le chariot portant le canon. de retour près de l'appareil, l'exploitant effectue le raccordement à l'hydrant et les réglage (vitesse d'avancement, temporisation départ et arrivée, etc.) et lance l'arrosage. Lorsque le tuyau s'est complètement réenroulé sur le tambour, l'irrigation 'arrête. l'irrigant va déplacer l'appareil en l'accrochant au tracteur vers la deuxième parcelle qui se situe à coté de la précédente. il n'a plus qu'à dérouler le tuyau et l'appareil est prêt à fonctionner. lorsque ces deux parcelles ont été arrosées l'irrigant répète les opérations précédentes pour les autres parcelles.

### 2.1.5. Positionnement de l'enrouleur sur la parcelle

En règle générale l'irrigation doit être pratiquée dans le sens des rangs de la culture et pour notre exploitation nous choisissons des quelques règles alignées.

- Préférer de grandes longueurs de tuyau soit la conduite d'amenée ou tuyau de flexible.
- Le sens de vent doit être parallèle au sens de l'irrigation. Dans notre cas le sens de vent dominant est Nord –ouest, alors le sens de l'irrigation doit être faire au moins Nord –sud (la solution envisagée).

Le schéma de la planche (1) va expliquer la disposition générale de l'équipement et ligne de trace de l'irrigation et le sens de vent.

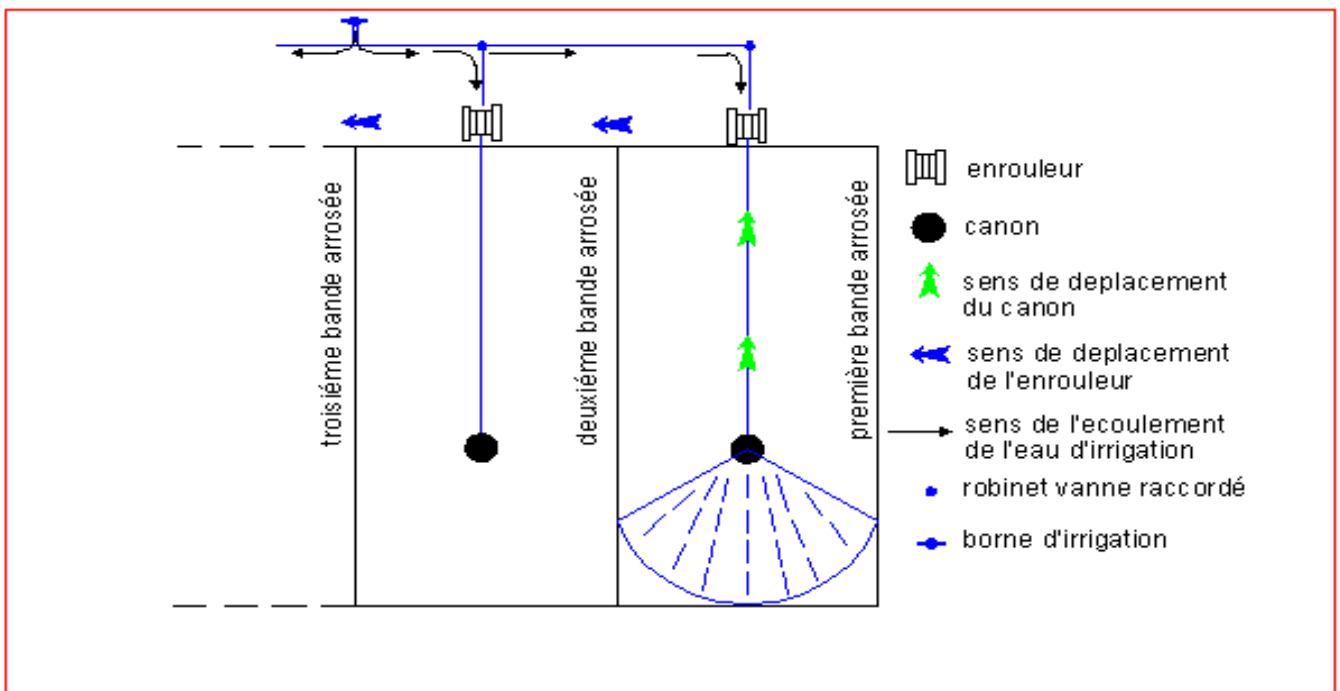


Figure.3.V. description générale d'un chantier d'arrosage en bandes parallèles avec un enrouleur

### 2.1.6. Détermination des pressions au niveau de bornes

En partant du débit d'équipement, on cherche les pressions de bornes qui desservent la totalité de la surface irriguée les plus accessibles pour l'enrouleurs concernés.

**Pour la totalité de dimensionnement, nous adopterons sur les annexes 1et 2.**

#### 2.1.6.1. Point de fonctionnement le plus défavorisé (pression la plus faible, $P_b$ min)

Compte tenu de la cote et de la situation de la borne (1) par rapport aux parcelles à irriguée, la bande la plus défavorisée, au plan de la pression, est la bande(7) à la fois la plus éloignée de la borne.

Pour la borne(02), la bonde la plus défavorisée, est la bande(25).

#### 2.1.6.2. Point de fonctionnement le moins défavorisé (pression la plus forte, $P_m$ max)



La bande la moins défavorisée n'est pas facile à localiser. En effet, c'est soit la bande la plus broche à la borne ou qui se située dans la zone la plus basse. Pour la borne (01) la bande la moins défavorisée est la bande la plus broche, soit la bande (7).pour la borne (2), la bande la moins défavorisée aussi c'est la bande la plus broche à la borne, soit la bande (14).

### 2.1.6.3. Longueur de tuyau PE de l'enrouleur

Les bandes irriguées doivent être disposées parallèlement au sens de cultures soit, pour les trois parcelles selon le coté de 485 m de largeur la longueur maximale de tube PE d'un enrouleur ne dépasse pas 450m. Les conduites d'amenées sera installée à la cote plus haute des parcelles soit les frontières supérieures de manière à arroser des bandes de 2320 m de longueur disposées parallèlement et alimentées par deux bornes ayants les cotes suivantes (990 m, 970 m) ; leurs pressions et leurs débits auront calculé dans la suite.

### 2.1.6.4. Dimensionnement de la conduite d'amenée de l'enrouleur et de la buse de canon

Le débit d'équipement de 80 m<sup>3</sup>/h apparaît sur la plage de débit des abaques (1.2.3) de trois enrouleurs : 100-110-125. On va donc baser et chercher sur ces abaques. Pour ce débit d'équipement, les pressions aux bornes qui correspondent les points de fonctionnements précédents. (Voire annexes (1-2-3)).

### 2.1.6.5. Pression nécessaire au canon

Le tableau des caractéristiques moyennes des performances de fonctionnement pour différentes buses nous donne selon le débit envisagé d'équipement la valeur de la pression du canon soit :  $P_c=7$  bars

La pression disponible au canon aux points de fonctionnements défavorisée et pour le débit d'équipement est égale à :

$P_c =$  La pression à la borne( $P_b$ ) – les pertes de charges dans la conduite d'amenée( $J_1$ ), dans le tuyau souple et enrouleur à vérin ou à turbine( $J_2$ ), dans le tuyau PE (polyéthylène)( $J_3$ ), + ou - la dénivelée entre la borne et le point concerné(d).....(\*)

La  $P_dC$  dans le tuyau souple de raccordement et l'enrouleur est représentée dans le tableau suivant :

**Tableau 38:** pertes de charge observées dans les moteurs hydrauliques

type de moteur hydraulique		Perte de charge en bar
piston	classique ou à double effet	0,5
	vérin souple	0,5
turbine		1

Source : « base technique d'irrigation par aspersion »

### **\*Avec l'enrouleur 110**

#### **Pour la 1<sup>ère</sup> borne**

Nous aurons donc à 80 m<sup>3</sup>/h, en reportant à l'abaque (1) de l'enrouleur **110**.

#### **a/- Pour le point 13 le plus défavorisé (où la pression est minimale) on a :**

• pertes de charge (PdC) de conduite d'amenée (L=585 m, Ø=6'') (J <sub>1</sub> )	-1.17 bars
• PdC souple et enrouleur à vérin (J <sub>2</sub> )	-0.5 bar
• PdC tube PE (450 m) (J <sub>3</sub> )	- 3.2 bars
• Dénivelée borne1-point 7(990-970) (d)	2 bars
• Pression au canon (P <sub>c</sub> min)	7 bars
• Pression à la borne (P <sub>b</sub> min)	?

A partir la relation (\*) on a :  $P_b = P_c + J_1 + J_2 + J_3 (+ \text{ ou } -) d$

**AN :**  $P_b \text{ min} = 7 + 1.17 + 0.5 + 3.2 - 2 = 9.87 \text{ bars.}$

Donc ; la pression la plus faible da la borne 1 est :  $P_b \text{ min} = 9.87 \text{ bars.}$

#### **b/- Pour le point 7 le moins défavorisé (où la pression est maximale) on a :**

• pertes de charge (PdC) de conduite d'amenée (L=45 m, Ø=6'') (J <sub>1</sub> )	-0.09 bars
• PdC souple et enrouleur à vérin (J <sub>2</sub> )	-0.5 bar
• PdC tube PE (450 m) (J <sub>3</sub> )	- 3.2 bars
• Dénivelée borne1-point 7(990-990) (d)	0 bars
• Pression au canon (P <sub>c</sub> max)	7 bars
• Pression à la borne (P <sub>b</sub> max)	?

A par ir la relation (\*) on a :  $P_b = P_c + J_1 + J_2 + J_3 (+ \text{ ou } -) d$

**AN :**  $P_b \text{ min} = 7 + 0.02 + 0.5 + 3.2 = 10.72 \text{ bars.}$

Donc ; la pression la plus faible da la borne 1 est :  $P_b \text{ min} = 10.72 \text{ bars.}$

#### **Pour la 2<sup>ème</sup> borne :**

Nous aurons donc à 80 m<sup>3</sup>/h, en reportant à l'abaque de l'enrouleur **110**.

#### **b/- Pour le point 26 le plus défavorisé on a :**

• pertes de charge (PdC) de conduite d'amenée (L=1081 m, Ø=6'') (J <sub>1</sub> )	-1.62 bars
• PdC souple et enrouleur à vérin (J <sub>2</sub> )	-0.5 bar
• PdC tube PE (450 m) (J <sub>3</sub> )	- 3.2 bars
• Dénivelée borne1-point 7(970-950) (d)	2 bars
• Pression au canon (P <sub>c</sub> max)	7 bars
• Pression à la borne (P <sub>b</sub> max)	?

A partir la relation (\*) on a :  $P_b = P_c + J_1 + J_2 + J_3 (+ \text{ ou } -) d$

**AN :**  $P_b \text{ min} = 7 + 1.62 + 0.5 + 3.2 - 2 = 10.32 \text{ bars.}$

Donc ; la pression la plus faible da la borne 1 est : $P_b \text{ min} = 10.32 \text{ bars}$

**a/- Pour le point 14 le moins défavorisé on a :**

• pertes de charge (PdC) de conduite d'amenée (L=1 m, Ø=6'') (J <sub>1</sub> )	-0.002 bars
• PdC souple et enrouleur à vérin (J <sub>2</sub> )	-0.5 bar
• PdC tube PE (450 m) (J <sub>3</sub> )	- 3.2 bars
• Dénivelée borne1-point 7(970-970) (d)	0 bars
• Pression au canon (P <sub>c</sub> min)	7 bars
• Pression à la borne (P <sub>b</sub> min)	?

A partir la relation (\*) on a :  $P_b = P_c + J_1 + J_2 + J_3 (+ \text{ ou } -) d$

**AN :**  $P_b \text{ min} = 7 + 0.002 + 0.5 + 3.2 - 0 = 10.7 \text{ bars}$ .

Donc ; la pression la plus faible da la borne 1 est : $P_b \text{ min} = 10.7 \text{ bars}$ .

**\*Avec l'enrouleur 125**

**Pour la 1<sup>ère</sup> borne :**

Nous aurons donc à 80 m<sup>3</sup>/h, en reportant à l'abaque (2) de l'enrouleur **125**.

**a/- Pour le point 13 le plus défavorisé on a :**

• pertes de charge (PdC) de conduite d'amenée (L=585 m, Ø=6'') (J <sub>1</sub> )	-0.88 bars
• PdC souple et enrouleur à vérin (J <sub>2</sub> )	-0.5 bar
• PdC tube PE (450 m) (J <sub>3</sub> )	- 2.2 bars
• Dénivelée borne1-point 7(990-970) (d)	2 bars
• Pression au canon (P <sub>c</sub> min)	7 bars
• Pression à la borne (P <sub>b</sub> min)	?

A partir la relation (\*) on a :  $P_b = P_c + J_1 + J_2 + J_3 (+ \text{ ou } -) d$

**AN :**  $P_b \text{ min} = 7 + 0.88 + 0.5 + 2.2 - 2 = 8.58 \text{ bars}$ .

Donc ; la pression la plus faible da la borne 1 est : $P_b \text{ min} = 8.58 \text{ bars}$ .

**b/- Pour le point 7 le moins défavorisé on a :**

• pertes de charge (PdC) de conduite d'amenée (L=45 m, Ø=6'') (J <sub>1</sub> )	-0.07 bars
• PdC souple et enrouleur à vérin (J <sub>2</sub> )	-0.5 bar
• PdC tube PE (450 m) (J <sub>3</sub> )	- 2. bars
• Dénivelée borne1-point 7(990-990) (d)	0 bars
• Pression au canon (P <sub>c</sub> max)	7 bars
• Pression à la borne (P <sub>b</sub> max)	?

A partir la relation (\*) on a :  $P_b = P_c + J_1 + J_2 + J_3 (+ \text{ ou } -) d$

**AN :**  $P_b \text{ min} = 7 + 0.07 + 0.5 + 2.2 = 9.77 \text{ bars}$ .

Donc ; la pression la plus faible da la borne 1 est : $P_b \text{ min} = 9.77 \text{ bars}$ .

Pour la 2<sup>ème</sup> borne :

b/- Pour le point 26 le plus défavorisé on a :

• pertes de charge (PdC) de conduite d'amenée (L=1081 m, Ø=6'') (J <sub>1</sub> )	-1.62 bars
• PdC souple et enrouleur à vérin (J <sub>2</sub> )	-0.5 bar
• PdC tube PE (450 m) (J <sub>3</sub> )	- 2.2 bars
• Dénivelée borne1-point 7(970-950) (d)	2 bars
• Pression au canon (P <sub>c</sub> max)	7 bars
• Pression à la borne (P <sub>b</sub> max)	?

A partir la relation (\*) on a :  $P_b = P_c + J_1 + J_2 + J_3 (+ \text{ ou } -) d$

**AN :**  $P_b \text{ min} = 7 + 1.62 + 0.5 + 2.2 - 2 = 9.32 \text{ bars.}$

Donc ; la pression la plus faible da la borne 1 est :  $P_b \text{ min} = 9.32 \text{ bars}$

a/- Pour le point le moins défavorisé 14 on a :

• pertes de charge (PdC) de conduite d'amenée (L=12 m, Ø=6'') (J <sub>1</sub> )	-0.012 bars
• PdC souple et enrouleur à vérin (J <sub>2</sub> )	-0.5 bar
• PdC tube PE (450 m) (J <sub>3</sub> )	- 2.2 bars
• Dénivelée borne1-point 7(970-970) (d)	0 bars
• Pression au canon (P <sub>c</sub> min)	7 bars
• Pression à la borne (P <sub>b</sub> min)	?

A partir la relation (\*) on a :  $P_b = P_c + J_1 + J_2 + J_3 (+ \text{ ou } -) d$

**AN :**  $P_b \text{ min} = 7 + 0.012 + 0.5 + 2.2 - 0 = 9.7 \text{ bars.}$

Donc ; la pression la plus faible da la borne 1 est :  $P_b \text{ min} = 9.7 \text{ bars.}$

Finalement, les résultats des pressions sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 39:** la pression des eaux d'irrigation aux bornes

la borne	l'enrouleur	Le point	la pression (bar)	
1	110	13	min	9.87
		7	max	10.72
	125	13	min	<b>8.58</b>
		7	max	<b>9.77</b>
2	110	26	min	10.32
		14	max	10.7
	125	26	min	<b>9.32</b>
		14	max	<b>9.7</b>

Alors, de point de vue technico-économique pour le choix d'un enrouleur, nous avons trouvé que parmi ces deux enrouleurs, l'enrouleur 125 est mérite de prendre en exploitation à cause de :

-Utilisation de moindre pression au niveau des bornes.

-Utilisation de diamètre peu grand celle l'autre (E110) permet de facilité de passage de L'eau dans la conduite d'amenée et aussi facilité de placement des prises dans long de la conduite d'amenée pour les raccorder avec l'enrouleur dans chaque position d'arrosage.



**Photos .3.V.** bornes d'irrigation.

### 2.1.7. Intervalles de passage du canon

Les intervalles E entre les axes de passage du canon (largeur de bande) doivent être définis en fonction de la portée du canon et de l'importance du vent de la région, de façon à obtenir une répartition suffisamment homogène de l'eau sur la bande arrosée.

Ce tableau présente les largeurs de bande conseillées pour différentes vitesses de vent :

**Tableau 40:** facteur de correction de la portée en fonction de la force du vent dominant

importance de vent (km/h)	largeur de bande
> 10	1,6 P
10-20	1,5 P
20-30	1,4 P
au-delà de 30	arrêt de l'arrosage

P : portée du jet du canon en mètre

Source : « base technique d'irrigation par aspersion »

**Tableau 41:** caractéristiques moyennes de performances de fonctionnement pour différentes buses

buses (pouce)	caractéristiques														
	pression du canon (bars)					débit (m/h)					Portée (m)				
0,7	4,5	5	5,5	6	-	26	27,4	28,8	30		41,2	42,2	43,3	44,3	-
0,75	4,5	5	5,5	6	6,5	29,6	31,2	32,7	34,2	35,5	42	43,4	44,6	45,8	46,9
0,8	-	5	5,5	6	6,5	-	34,8	36,5	38,2	39,7	-	45,2	46,3	47,3	48,4
0,85	-	5	5,5	6	6,5	-	40,6	42,6	44,5	46,3	-	46,3	47,6	48,9	50
0,89	5	5,5	6	6,5	7	46,2	48,5	50,6	52,6	54,6	50	51,3	52,6	53,6	54,6
0,99	5	5,5	6	6,5	7	56,8	59,6	62,2	64,8	67,2	53	54,4	55,6	56,8	57,8
1,09	5	5,5	6	6,5	7	68,9	72,2	75,5	78,5	81,5	55,9	57,4	58,9	60	61,2

Source : « base technique d'irrigation par aspersion »

- Le tableau des caractéristiques moyennes des performances de fonctionnement pour différentes buses nous donne le porté est 60.5 m avec le diametre de buse de canon de 1.09 pouce.

-l'importance de vent dans notre région est :

$V_v \text{ moy} = 14.01 \text{ km/h} \in [10-20] \Rightarrow$  la largeur de bande est :  $l_b = 91 \text{ m}$  (valeur arrondie).

### 2.1.8. Nombre de bande par chaque parcelle Nb

- **Maïs** : largeur de parcelle est :  $l=520 \text{ m} \Rightarrow Nb = l / l_b = 520/91 = 6$  bandes.
  - **Blé** : longueur de parcelle est :  $L=1054 \text{ m} \Rightarrow Nb = L / l_b = 1054/91 = 12$  bandes.
  - **Orge** : largeur de parcelle est :  $l=700 \text{ m} \Rightarrow Nb = l / l_b = 700/91 = 8$  bandes.
  - **La somme** : 26 bandes.
- } valeurs arrondis

### 2.1.9. La fréquence d'arrosage

La fréquence ou espacement entre deux arrosages.

Cette valeur dépend de la valeur de la besoin journalière moyenne calculée dans la période de point de la culture et de la dose appliquée.

Chaque culture doit être irriguée par son volume journalier nécessaire quelque soit le temps de fonctionnement de l'équipement et quelque soit le débit.

### Mois de Juillet (moins de pointe)

Les besoins totaux du mois de pointe est :  $271792.38 \text{ m}^3$ , cette quantité de l'eau doit fournir par mois. et parce que nous avons utilisé l'enrouleur avec sa durée de fonctionnement est 450 h sur 25 jours, et 18 h sur la journée.

- Les besoins journalières seront :  $B_j = 271792.38 / 25 = 2871.69 \text{ m}^3$ .
- Le débit horaire de l'enrouleur est :  $Q_{eq} = 80 \text{ m}^3/\text{h}$ .

La fréquence sera :  $f = \frac{\text{besoin}}{\text{dose}}$

Nous avons : - le besoin = 354.5 mm

- la dose = 86.79 mm

$$\underline{AN} : f = \frac{354.5}{86.79} = 4$$

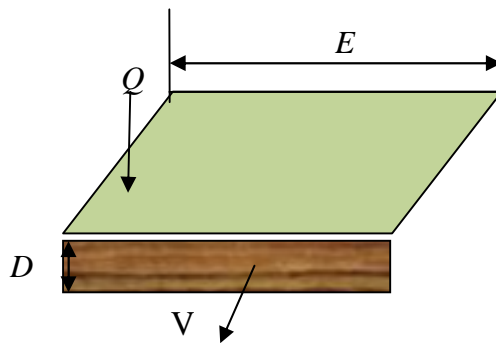
### 2.1.10.. Espacement entre les arrosages

L'espacement entre les arrosages par mois est :  $E_s = \frac{Nj}{f} = \frac{31}{4} = 7.75 \cong 8 j$

### 2.1.11. Vitesse d'avancement du canon

La vitesse d'enrouleur du flexible sur le tambour est un paramètre important de l'arrosage des enrouleur. Cette vitesse est en fonction de la dose à apporter dépendant de la nature du sol et des caractéristiques de l'enrouleur, notamment la largeur de la bande arrosée.

La vitesse d'avancement (V) du canon doit être déterminée en fonction de la dose d'irrigation à apporter(D) à chaque passage de l'enrouleur, du débit horaire(Q) de celui-ci et de la largeur des bandes arrosées(E).



**Figure.4.V.** la dose apportée par bande arrosé

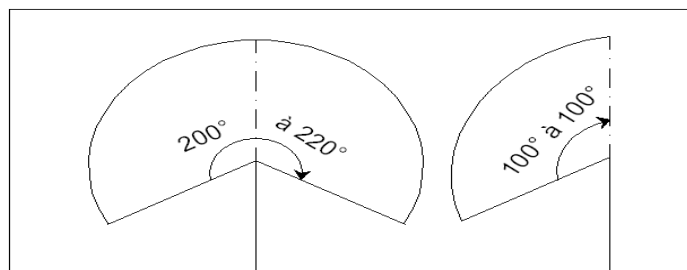
En une heure le volume total, Q exprimé en m<sup>3</sup>/h, se trouve dans le parallélépipède de volume : E x V x D, d'ou la relation :

$$V \text{ (m/h)} = \frac{(1000 * Q(\text{m}^3/\text{h}))}{(D(\text{mm}) * E(\text{m}))} = \frac{1000 * 80}{91.5 * 33} = 26.5 \text{ m / h}$$

### 2.1.12. Balayage de canon :

L'angle du secteur balayé par le canon doit être compris entre 200° et 220°, quelle que soit la largeur de la bande arrosée.

Les deux demi-secteurs balayés doivent être symétriques par rapport à l'axe de déplacement du canon. Toute fois, le canon peut fonctionner sur un demi-secteur pour arroser une bande de demi-largeur si la forme du parcellaire l'exige. la vitesse du canon doit alors être deux fois plus grande que pour l'arrosage d'une bande normale.



**Figure.5.V.** angle du secteur arrosé assurant un bonne repartions de l'irrigation

Le temps de balayage d'un secteur doit être voisin d'une minute (réglage de la cuiller et de son frein). Le nombre de battements de la cuillère motrice du canon pour le balayage d'un secteur doit être d'une vingtaine environ (équilibre du bras portant la cuillère motrice).

### 3. Pour les cultures maraichages

**Tableau 42:** besoins en eau d'irrigation de plantes céréalières

Mois													la somme (mm)	La Surface (ha)
cultures	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D		
pomme de terre							87,3	180	172	90,3	19,5		550	5,12
haricot			20,4	71,8	157	38,2							288	4,21
chou	21,6	41	7								4,2	2,2	76	5,21
tomate					61,4	140	271,1	272	146	3,3			894	3,32
oignon				40,9	86,1	171,1	183,1	157	97,2				735	3,46
artichaut	23,6	34,5	60,7	50						29,9	26,2	22,3	247	5,42
Besoins totaux	45,2	75,5	88,1	163	305	349,3	541,5	<b>609</b>	415	124	49,9	24,5	2789	26,74

Le mois de pointes pour les cultures maraichères est le mois d'Aout avec une consommation de 609.2 mm d'eau.

**3.1. Consommation des plantes au moins de pointe :** (pomme de terre, tomate, oignon.les cultures qui concernant par ce mois).

**Tableau 43:** consommation de l'eau au mois de pointes

Culture	ETR (mm)	ETR (m <sup>3</sup> /ha)	Surface (ha)	Consommation (m <sup>3</sup> )
pomme de terre	180,4	1804	5,12	9236,48
tomate	272,1	2721	3,32	9033,72
oignon	156,7	1567	3,46	5421,82
consommation moyenne totale des plantes				23692,02

(1 mm=10 m<sup>3</sup>/ha)

### 3.2. Besoins en eau brutes des végétaux

$$B_{br} = b_{net} / E_i$$

$$AN : B_{br} = 23692.02 / 0.85 = 27872.96 \text{ m}^3$$

### 3.3. Apport naturel par les pluies

Les données pluviométriques locales font apparaître pour le mois d'Aout et la valeur de pluie à prendre en considération : P =8.9 mm.



Donc l'apport d'eau correspondant sur 11.9 ha est de :  $8.9 \times 10 \times 11.9 = 1059.1 \text{ m}^3$

## 2.4. Contribution du sol

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-après.

**Tableau 44** : valeur de la réserve facilement utilisable

cultures	Z (mm)	RFU
Pomme de terre	600	53,89
tomate	1400	125,74
oignon	600	53,89
la somme (mm)		233,51
RFU moy (mm)		77,84

Donc,  $\text{RFU} = 77.84 \text{ mm} = 778.4 \text{ m}^3/\text{ha}$

Donc RFU correspondant à 11.9 ha est de :  $778.4 \times 11.9 = 9262.96 \text{ m}^3$

## 3.5. Besoin en eau d'irrigation au mois de pointe ( $\text{m}^3$ ) :

• contribution des plantes	27872.96
• apports par les pluies	-1059.1
• contribution du sol	-9262.96
<hr/>	
• apports nécessaires	17586.6
• pertes (10%)	+1758.66
<hr/>	
• besoins totaux	19305.99

Le système de l'irrigation qui doit utiliser soit aspersion. <sup>2</sup>

Alors que ; le débit horaire d'équipement sera :

Dans cette partie de dimensionnement de réseau d'irrigation, nous suffisons de faire l'implantation des bornes d'irrigation, et pour système qui doit projeter pour l'irrigation, nous proposons d'utiliser un système d'irrigation par aspersion.

*« ce choix d'utiliser le système d'irrigation par asperseurs pour irriguer les cultures maraichage est venu de quelques déclarations des cultivateurs de la régions que le rendement finale des récoltes irriguées par l'aspersion est mieux que les récoltes irriguées par irrigation localisé »*

## 3.6. Calculs de prévision d'une couverture totale

Il s'agit pour notre parcelle qui colonisée par les cultures maraichage de déterminer :

- La fréquence d'arrosage.
- Le temps d'arrosage par position.
- Le nombre de position par jour, la surface unitaire arrosée
- le débit d'équipement.
- Le choix de l'implantation et des asperseur.

Les données :

Critères non modifiables :

- Besoins du mois de pointe (B) =162.56 mm
- Dose pratique d'arrosage (RFU) =77.84 mm
- Pluviométrie du sol (P) =6.5 mm/h

Critères modifiables

- Surface de la parcelle à irriguée (S) =11.9 ha (mois de pointe).
- Pour ce projet, l'exploitation ne travaille pas le vendredi et se réserve une journée dans le mois pour une panne éventuelle ou un arrêt impromptu, comme le mois de juillet compte 31 jours d'arrosage effectif, N=26 jours.

### 3.6.1. Choix de l'implantation des asperseurs

L'implantation des asperseurs, si elle est relativement libre, est un choix délicate qui dépend des dimensions de la parcelle, elle doit être confronté à la bonne repartions de l'eau, elle va aussi dépendra dans un moindre mesure du régime des vents dans la région.

### 3.6.2. Dimensionnement totale

#### 3.6.2.1. Le diamètre de l'ajutage

La perméabilité du sol  $K= 6.5$  mm/h.

On pose  $p \leq k$

Tel que  $p$  : pluviométrie de la buse.

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

$$p = \frac{1.5xd}{1.04} \Rightarrow d = \frac{1.04xp}{1.5} = \frac{1.04 \times 6.5}{1.5} = 4.51 \text{ mm}$$

Le diamètre de la buse normalisé le plus proche est de  $d=4.5$  mm.

#### 3.6.2.2. La portée du jet (L)

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

$$L = 3.d^{0.5} . h^{0.25} = 3.4.5^{0.5} . 35^{0.25} = 15.5 \text{ m}$$

Tel que  $d$  : diamètre de la buse (mm)  $h$  : pression à la buse (m)

#### 3.6.2.3. Calcul des écartements entre les rampes et arroseurs

Les normes américaines recommandent l'écartement maximum suivant :

- $E_l$  entre les lignes d'arrosage : 1.3 à 1.02 L.
- $E_a$  entre les arroseurs sur la rampe : 0.8 à 0.5 L.

Les valeurs maximales correspondent à des conditions de vent peu violent (<10Km/h).

Les valeurs minimales à des conditions correspondent à des conditions de vitesse de vent assez dures (>15Km/h). Notre zone

d'étude présente des vitesses maximales de vents de l'ordre de 2.9 m/s = 10.44 Km/h, donc on prend les valeurs maximales :

$$E_l = 1.3 \cdot 15.5 = 20.15 m$$

$$E_a = 0.8 \cdot 15.5 = 12.4 m$$

On prend les valeurs normalisées des écartements qui sont des multiples de 6.

Donc ;  $E_l = 18m$ ,

$$E_a = 12m.$$

#### 3.6.2.4. Calcul du débit de l'asperseur :

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

$$Q_{asp} = 0.95 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \sqrt{2 \cdot g \cdot h} = 0.95 \cdot \frac{3.14 \cdot (0.0045^2)}{4} \cdot \sqrt{2 \cdot 19.62 \cdot 35.3600} = 1.42 m^3 / h$$

#### 2.6.2.5. Vérification de la pluviométrie 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 :

$$p = \frac{Q}{E_l \cdot E_a} = \frac{1.42}{18 \cdot 12} = 6.5 mm / h$$

Donc le diamètre d de la buse assurera une pluviométrie  $P \leq K = 6.5 mm/h$ .

#### 3.6.2.6. Détermination du tour d'eau (fréquence d'arrosage)

$$T = \frac{RFU \cdot N}{B} = \frac{77.84 \cdot 26}{162.56} = 12.4 \text{ jours}$$

#### 3.6.2.7. Le temps nécessaire pour donner d'une dose par 1 asperseur :

Le temps T pour donner une dose sans dépasser la capacité d'infiltration se calcul d'après la relation suivante :

$$t = \frac{\text{dose}(RFU)}{p} = \frac{77.84}{6.5} = 12h$$

Dans la pratique, on prendra 12 jours, mais pour les calculs on conserve la valeur brute.

#### 3.6.2.8. Nombre de position par jour

Le nombre de positions calculé à partir du temps d'arrosage en y ajoute le temps suffisant pour faire les différentes opérations pour le changement de poste (arrêt de la pompe, déplacement des cannes, remise en route de la pompe, etc.)

Si on prend deux positions par jour au maximum, nous remarquerons que l'arrosage prendra les heures de toute la journée, il lui faudra une heure encore pour préparer l'arrosage du lendemain, on voit que ce programme n'est pas tenable et sera très pénible et brute pour les utilisateurs pendant une saison d'irrigation. Le choix se portera sur une seule position par jour  $n=1$

### 3.6.2.9. Volume fourni par 1 asperseur pendant 1 mois

$$V_{asp} = Q_{asp} \cdot T \cdot N = 1.42 \cdot 12 \cdot 26 = 443.04 \text{m}^3$$

### 3.6.2.10. Le nombre d'asperseurs totale

Le nombre d'asperseurs se calcul par le rapport entre toute la quantité d'eau à épandre durant le mois de pointe sur la quantité que peut apporter un seul asperseur.

$$N_{asp} = \frac{B}{V_{asp}} = \frac{19345.26}{443.04} = 44 \text{asperseurs}$$

### 3.6.2.11. Longueur de la rampe

$$L_{ramp} = l_{parc} - L = 110.2 - 15.5 = 95 \text{m} \quad (l : \text{largeur de la parcelle})$$

### 3.6.2.12. Nombre d'asperseurs par une rampe

$$N_{as-ramp} = \frac{L_{ramp}}{Ea} = \frac{95}{12} = 8 \text{asperseurs}$$

### 3.6.2.12. Longueur de la porte rampe

$$L_{porte-r} = L_{parc} = 1290 \text{m}$$

### 3.6.10.13. Nombre de rampe

$$N_r = \frac{N_{asp-totale}}{N_{asp-r}} = \frac{44}{8} \cong 6 \text{rampes}$$

### 3.6.2.14. Nombre de déplacement des rampes sur la parcelle

$$N_d = \frac{L_{porte-r}}{N_r \cdot E_1} = \frac{1290}{6 \cdot 18} \approx 12 \text{fois}$$

### 3.6.2.15. Débit de la rampe

$$Q_r = Q_{asp} \cdot N_{asp} = 1.42 \cdot 8 = 11.4 \text{m}^3 / \text{h}$$

### 3.6.2.16. Débit de la porte rampe

$$Q_{porte-r} = Q_r \cdot N_r = 2.84 \cdot 6 = 68.16 \text{m}^3 / \text{h}$$

**Tableau 45: résultats de dimensionnement du réseau d'irrigation par aspersion**

N°=	critères	valeurs	N°=	critères	valeurs
1	besoins (mm)	162,56	12	temps pour 1dose/1asp (h)	12
2	RFU (mm)	77,84	13	nombre de position,n	1
3	P (mm)	6,5	14	V, 1asp/1mois (m <sup>3</sup> /mois)	443,4
4	S (ha)	11,9	15	Nasp totale	44
5	N (jour)	26	16	L, rampe (m)	95
6	d, buse (mm)	4,5	17	Nasp/1 rampe	8
7	porté L(m)	15,5	18	Lporte-rampe(m)	1290
8	El (m)	18	19	Nrampe	6
9	Ea (m)	12	20	N, déplacement	12
10	Qasp (m <sup>3</sup> /h)	1,42	21	Q.rampe (m <sup>3</sup> /h)	11,4
11	freq, d'arrosage (jour)	12,4	22	Q.porte rampe (m <sup>3</sup> /h)	68,16

#### 4. calculs hydraulique

Les calculs hydrauliques de la canalisation se font à l'aide d'un abaque de dimensionnement des canalisations en PVC.

La pression des bornes ( $P_{borne}$ ):

Pour le système de l'enrouleur la pression des bornes a été déterminée.

Pour le système d'irrigation par les asperseurs:

Chaque asperseur doit travailler avec une pression de 35 mce, en considération que le point le plus loin de la borne c'est le point le plus défavorisé (pression la plus forte), nous avons :

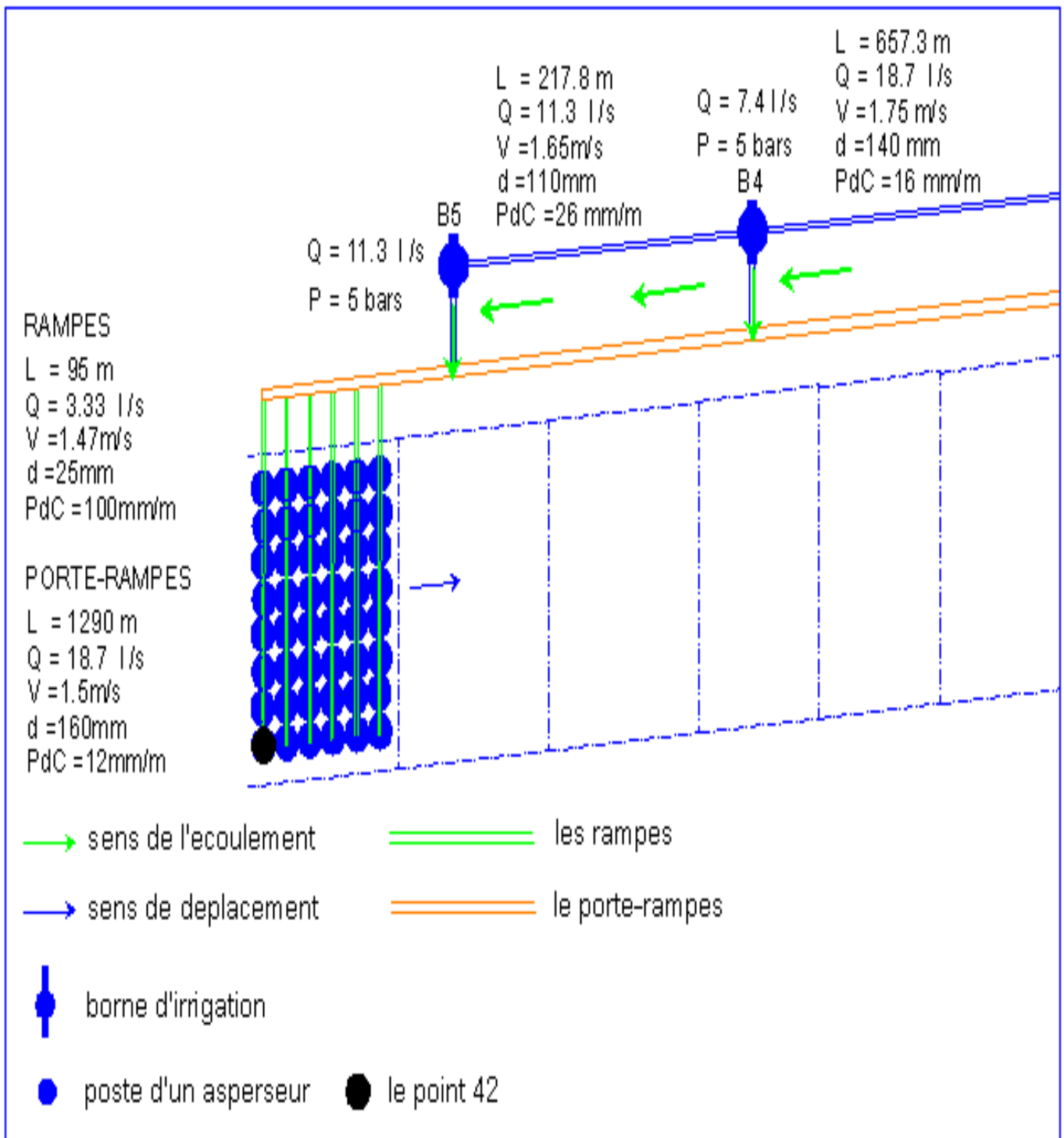
Le point 42 le plus loin de la borne 5 donc :  $P_{borne5} (mce) = P_{asp} + PdC_{rampe} (95m) + PdC_{porte-rampe} (L = 252m)$

$$\underline{AN} : P_{borne5} = 35 + 9.8 + 3 = 47mce \quad \text{soit} : P_{borne5} = 5bars$$

Car la position des bornes par rapport aux parcelles irriguées donc, les bornes 3et4 ont la même pression.

$$C.-à-d. : P_{borne5} = P_{borne4} = 5bars$$

Les résultats représentés dans le schéma hydraulique suivant :



**Figure.7.V.** dimensionnement hydraulique du réseau d'irrigation par asperseurs.

## 5. Schéma hydraulique explicative

Le dimensionnement du réseau principal qui transporte l'eau sur la totalité de la surface irriguée est fait pour les données des mois de pointes (juillet et août) de deux types de cultures (les céréales et les maraichages)

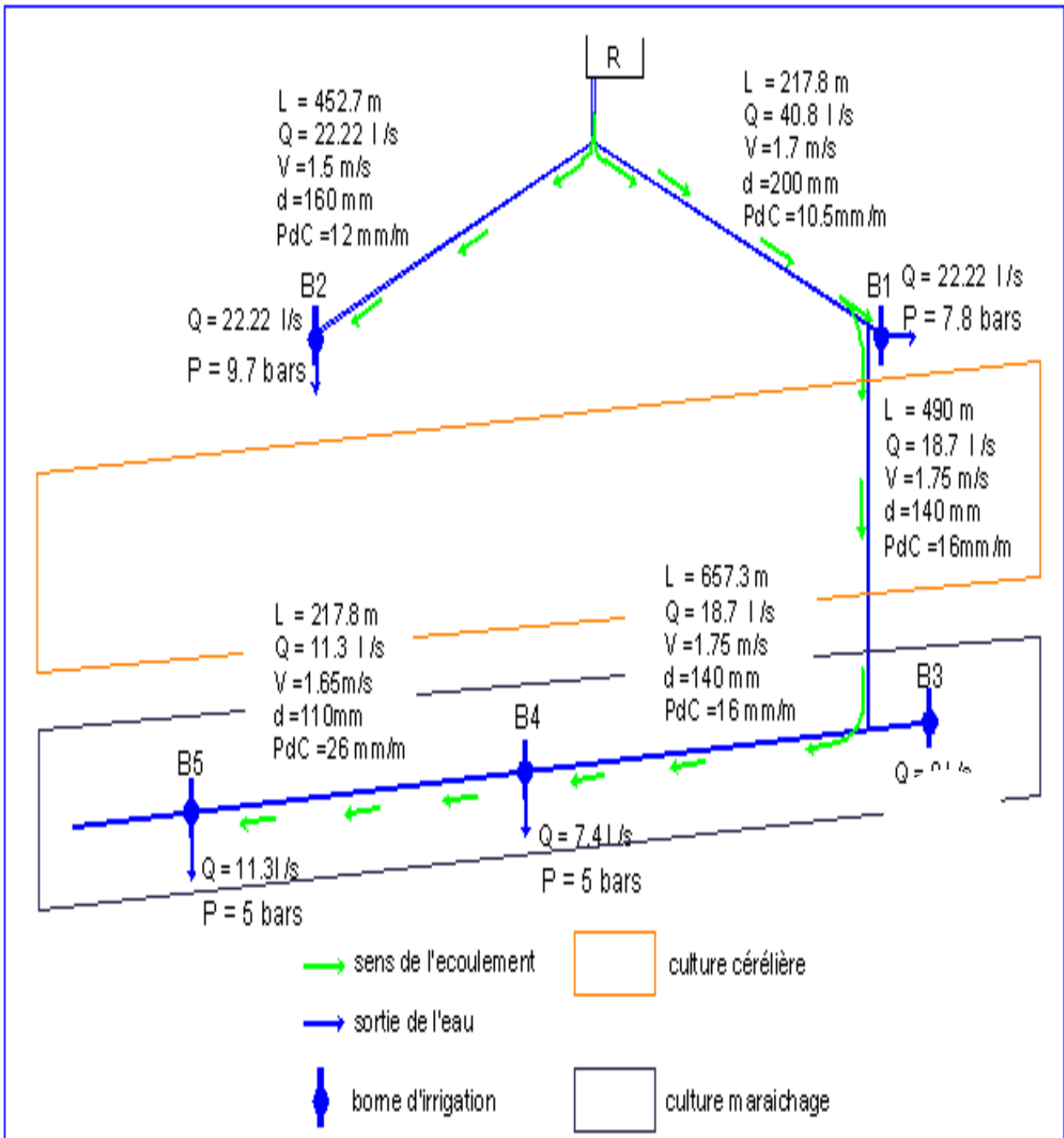


Figure.7.V. dimensionnement générale du réseau d'irrigation à la parcelle.

## 5. Conclusion

Après le dimensionnement ces deux systèmes d'irrigation par aspersion, nous croyons et nous souhaitons que ces systèmes suffisent pour que le périmètre est parfaitement irriguée avec bonne répartition et économie des eaux.



# Chapitre III.

Etude hydrologique



## 1. INTRODUCTION

L'irrigation par aspersion impose que l'eau soit mise sous pression au moyen d'une pompe avant d'être distribuée par un réseau de canalisation.

La station de pompage pour l'irrigation se compose de différent matériel :

- Un ou plusieurs corps de pompe.
- Un ou plusieurs moteurs d'entraînement des pompes.
- Des accessoires hydrauliques (tuyau, coude, vanne, etc.).
- Des accessoires électriques (appareils de mise en route, rhéostats, etc.).
- Des matérielles de contrôle.
- Des matériels de régulation.

la station de pompage ,quelle que soit son importance ,aura un local réservé de préférence ouvert ou bien aéré pour permettre un accès facile et surtout le refroidissement du ou des moteurs d'entraînement. Elle se situera, en règle générale, le plus près possible du point de prélèvement ou de la ressource.

## 2. Choix de la variation d'adduction par pompage et l'emplacement de la station

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

Ces constructions se font suivants les schémas types, de dispositions plus adéquates pour un tel type de conditions d'exploitation, la construction dépend aussi du relief, de l'environnement.

Et pour ces raisons on prend en considération certains paramètres essentiels :

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

### 3. calcul de la hauteur d'élévation

La hauteur d'élévation ou la hauteur énergétique ou la hauteur manométrique totale c'est l'énergie totale que la pompe doit communiquer à l'eau pour la déplacer dans l'installation et la livrer au point de l'utilisation (dans notre cas le point c'est le réservoir de stockage Comme nous allons voir dans ce chapitre), sous la pression voulue.

Pour évaluer cette hauteur on a les données de bases suivantes :

- Installation en charge.
- $\nabla_{\max} = 1006 \text{ m.}$
- $\nabla_{\text{PBE}} = 838 \text{ m.}$
- $\nabla_{\text{PHE}} = 858 \text{ m.}$
- $L_{\text{c.ref}} = 6232 \text{ m.}$
- $L_{\text{c.asp}} = 292 \text{ m.}$

La hauteur d'élévation se calcule par la formule suivante :

$$H_{\text{cal}} = H_{\text{g moy}} + \sum h_p (\text{ref}) + P_{\text{exh}}$$

Avec:

$H_{\text{g moy}} = (H_{\text{g max}} + H_{\text{g min}})/2$ . Telle que :

$H_{\text{g max}} = \nabla_{\max} - \nabla_{\text{PBE}}$  AN:  $H_{\text{g max}} = 1006 - 838 = 168 \text{ m.}$

$H_{\text{g min}} = \nabla_{\max} - \nabla_{\text{PHE}}$  AN:  $H_{\text{g min}} = 1006 - 858 = 148 \text{ m.}$

**$H_{\text{g moy}} = (H_{\text{g max}} + H_{\text{g min}})/2 = 158 \text{ m.}$**

On a aussi :  $\sum h_p (\text{ref}) = 4 \text{ m / km}$ , dans notre cas ou il y a la longueur de la conduite de refoulement est 6232 m donc les pertes de charges estimées sont :  $\sum h_p (\text{ref}) = 4 * 6.22 = 25 \text{ m.}$

La pression à l'exhaure est :  $P_{\text{exh}} = (1,0 \div 1,5) \text{ m}$ , on prend :  $P_{\text{exh}} = 1 \text{ m.}$

$$H_{\text{cal}} = 158 + 25 + 1 = 184 \text{ m}$$

### 4. Calcul du débit du réseau

#### 4.1. Calcul du débit d'équipement

Le débit d'équipement est calculé par la formule suivante :

Avec : 
$$Q_{\text{eq}} = \alpha \cdot Q_{\text{moyj}}$$

$\alpha$  : Coefficient de correction. et sa valeur est (1.04-1.06), on prend  $\alpha = 1.05$ .

$Q_{\text{moyj}}$  : a été obtenu à travers les besoins totaux de l'irrigation au mois de pointe.

Nous avons le besoin total de l'eau d'irrigation est  $91137.5 \text{ m}^3$ .

Donc,  $3645.5 \text{ m}^3/\text{j}$

Le temps de fonctionnement de la station de pompage est 2.5h pour refouler 1/3 de besoin journalière, c.-à-d. : 2.5h pour refouler  $1215.17 \text{ m}^3$

Le débit journalière sera:  $Q_{\text{moy}} = 0.135 \text{ m}^3/\text{s}$ .

$$\text{AN : } Q_{eq} = 1.05 * 0.135 = 0.14 \text{ m}^3/\text{s}.$$

#### 4.2. Calcul du débit forcé

Le débit forcé c'est le débit de fonctionnement de groupe électropompe et par lequel on peut dimensionner ce dernière et les conduites d'aspiration et de refoulement et le bassin d'arrivé.

Ce débit calculé par la formule suivante :

$$Q_f = Q_{eq} + \frac{w_i + w_0}{T}$$

Telle que :

$w_0$  : Volume maximale journalière.

$w_i$  : Volume réservé pour l'incendie.

$T$  : Temps totale de la journée.

$w_0 = Q_{eq} * t$ ,  $t$  : le temps du fonctionnement de la station da pompage,  $t=2.5\text{h}$ .

$$- w_0 = 0.14 \times 2.5 \times 3600 = 1260 \text{ m}^3.$$

$$- w_i = (80 - 120) \text{ m}^3 . \text{on prend } w_i = 120 \text{ m}^3.$$

$$\text{AN : } Q_f = 0.14 + \frac{1260 + 120}{24 * 3600} = 0.16 \text{ m}^3 / \text{s}$$

#### Vérification :

On a le coefficient de vérification X doit être entre les deux valeurs (1-1.2) pour le rapport  $\frac{Q_f}{Q_{eq}}$

$$\text{Dans notre ca, on a trouvé : } X = \frac{Q_f}{Q_{eq}} = \frac{0.16}{0.14} = 1.14$$

Donc la valeur de  $Q_f$  est valable.

#### 5. Choix de type et nombre des pompes

Notre station de pompage est dimensionnée à partir d'un débit max (débit forcé), pour cela il faudra choisir un nombre de pompes qu'assure un débit total égal à ce débit forcé.

Le choix de nombre des pompes repose sur plusieurs facteurs qui doivent prend en considération dont :

- Nombre minimale des pompes.
- Meilleure rendement.
- La puissance absorbée minimale.
- La vitesse de rotation élevée.
- NPSHr minimale

### 5.1. Variante du nombre de la pompe

D'après les valeurs précédentes de débit forcé et la hauteur d'élévation, on a remarqué que les deux valeurs sont grandes, pour cela on opte pour les pompes centrifuges à axes horizontales.

Le choix des pompes se fait à l'aide de logiciel CAPRARI.

$N=2p+1$  (nombre de la pompe)

❖  $p=0 \Rightarrow n=1 \Rightarrow Q_f / 1 = 160/1 = 160$  l/s, aucune pompe appropriée disponible.

❖  $p=1 \Rightarrow Q_f / 3 = 160/3 = 53.33$  l/s, la pompe adéquate à ce débit est de type PM 125/3 E, et ses caractéristiques représentent dans le tableau suivant :

(3pompes chaque pompe refoule 53.33 l/s).

**Tableau 45'**: caractéristiques de la pompe 1

		Point de fonctionnement demandé	Point de fonctionn. effectif
Q	l/s	160	160
H	m	184	184
P2	kW		403
Rend.	%		74,1
NPSH	m		4,14

La vitesse est :  $V=2790$ tr/mn.

❖  $p=2 \Rightarrow n=5 \Rightarrow Q_f / 5 = 160/5 = 32$  l/s.

la pompe adéquate à ce débit est de type PM 100/3 B, et ses caractéristiques représentent dans le tableau suivant : (5pompes chaque pompe refoule 32 l/s)

**Tableau 46**: caractéristiques de la pompe 2

		Point de fonctionnement demandé	Point de fonctionn. effectif
Q	l/s	160	160
H	m	184	184
P2	kW		401
Rend.	%		71,9
NPSH	m		6,17

La vitesse est :  $V=2890$ tr/mn.

$$\diamond p=3 \Rightarrow n=7 \Rightarrow Q_f / 7 = 160/7 = 22.085 \text{ l/s.}$$

La pompe adéquate à ce débit est de type PM 80 / 4 A, et ses caractéristiques sont représentées dans le tableau suivant :

(7 pompes chaque pompe refoule 22.85 l/s).

**Tableau 47:** caractéristiques de la pompe 3

		Point de fonctionnement demandé	Point de fonctionn. effectif
Q	l/s	22,9	22,9
H	m	184	184
P2	kW		66,7
Rend.	%		62,5
NPSH	m		1,46

La vitesse est :  $V=1390 \text{ tr/mn.}$

L'analyse des caractéristiques des pompes envisagées nous donne les résultats suivants :

**4/5** critères vérifiaient les conditions de choix, pour la pompe de type PM125/3E, avec  $n= 3$  pompes. C.-à-d. (la puissance absorbée minimale + meilleur rendement + la vitesse de rotation élevée + nombre minimal des pompes).

**2/5** critères vérifiaient les conditions de choix pour la pompe de type PM 100/3B, avec  $n= 5$  pompes. C.-à-d. (rendement élevé + la vitesse de rotation élevée).

**1/5** critère vérifiait les conditions de choix pour la pompe de type PM 80/4A, avec  $n= 7$  pompes. C.-à-d. (NPSH minimale)

**Tableau 48 :** les critères principaux des pompes

Critères	N de pompe	R(%)	P (kW)	NPSHr(m)	V(t/min)
PM125/3E	<b>3</b>	<b>74,1</b>	<b>403</b>	4,14	<b>2790</b>
PM 100/3B	5	71,9	401	6,17	2890
PM 80/4A	7	62,5	466,9	1,46	1390

D'après ces résultats, on peut dire que la pompe la plus adéquate à notre cas de pompage c'est la pompe de type PM 125/3E, avec  $n= 3$  pompes.

## 5.2. Nombre de pompes de secours

Le nombre de pompes est 3, donc il doit prévoir une pompe de secours.

Finalement, l'ensemble de nombre des pompes dans la station de pompage est quatre pompes identiques.

Les caractéristiques de moteur électrique, les courbes caractéristiques de la pompe envisagée et l'encombrement de la pompe sont représentés dans l'annexe (7).

## 6. Choix de nombre de collecteurs d'aspirations et ceux de refoulement et leur dimensionnement

### Partie aspiration

#### 6.1.1. Le nombre de collecteur d'aspiration

Dans cette étude où il y a le tour d'eau, nous nécessitons une seule conduite d'aspiration principale traversée la digue avec une longueur de **292m** de longueur de point de prise jusqu'à la station de pompage.

Mais, à l'intérieur de la station de pompage le nombre de conduites d'aspiration secondaires (relient les groupes des pompes avec la conduites principale d'aspiration) est égal au nombre de pompes installées (4 collecteurs d'aspiration secondaires).

#### 6.1.2. Détermination de diamètre de la conduite d'aspiration secondaire ( $D_{as}$ )

On a :  $D_{as} = (1.2-1.5) d_a$ .

$d_a$  : diamètre de la tubulaire d'aspiration de la pompe = 125mm.

Donc ;  $D_{as} = 1.2 * 125 = 150$  mm.

#### 6.1.3. La longueur de convergent:

$$L_c = (3.5 - 4) (D_{as} - d_a)$$

On prend :  $L_c = 4 * (150 - 125) = 100$  mm.

#### 6.1.4. Détermination du diamètre de la conduite d'aspiration principale ( $D_a$ )

$$D_a = \sqrt{\frac{4 Q_f}{V_a \Pi}}$$

On prend:  $V_a = 1.5$  m/s  $\Rightarrow D_a = \sqrt{\frac{4 * 0.16}{1.5 * \Pi}} = 0.4m$  (valeur arrondie)

$d_c$ : diamètre du coude :

- $d_c = d_a = 125$ mm

#### 6.1.5. Diamètre de tulipe d'aspiration ( $D_e$ ) :

$D_e = (1.2-1.5) * D_a$  on prend :

- $D_e = 1.5 * D_a = 1.5 * 300 = 450$  mm.

#### 6.1.6. Perte de charge dans la canalisation d'aspiration

Les surfaces internes des tubes pression en PVC sont proches de l'état idéalement lisse.

De ce fait, les pertes de charge restent considérablement réduites par rapport aux tubes en matériaux traditionnels.

Pour le calcul de pertes de charge ou le débit dans les tubes, se reporter à l'abaque des pertes de charge (annexe 4).

Cet abaque a été établi à partir de la formule suivante adaptée de celle de Colebrook :

$$J = 8.21 \times 10^{-4} \times D^{-4.76} \times Q^{1.76}$$

J : perte de charge en m/m de canalisation.

D : diamètre intérieure en m.

Q : débit en m<sup>3</sup>/s.

à travers l'abaque les pertes de charge dans la canalisation d'aspiration sont : 3.7 mm/m, soit 1.08m pour toute la longueur de la conduite.

Alors, le diamètre de la canalisation d'aspiration est **0.4 m** et sa vitesse d'aspiration est **1.5m/s**.

## 6.1. Partie de refoulement

### 6.2.1. Détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement

Le calcul est basé sur les paramètres suivants :

- Le débit pompé en m<sup>3</sup>/s.
- Dépense annuelle réduite en DA.
- Prix du mètre linéaire de pose de conduite.
- Prix de KWH
- Rendement de la station de pompages

On envisage plusieurs variantes de diamètre et on détermine le  $D_{ec} = D_r$ . En comparant les valeurs des dépenses annuelles réduites ( $K_{ri}$ )

$$K_{ri} = K_i + (T_{int} \cdot C_i) \text{ en(DA)}$$

$K_i$  : charge annuelle réduite en (DA).

$T_{int}$  : taux d'intérêt hydraulique = (10-12.5)%.

$C_i$  : charge annuelle d'exploitation et d'amortissement en (DA).

$$C_i = P \cdot E_i + a \cdot K_i$$

Avec :

- P : prix de KWh en(DA).
- a : taux d'amortissement du capitale (3%), et les dépenses d'entretien (1.7%).  
donc  $a = 4.7\%$

$E_i$  : perte annuelle d'énergie en [KWh].

$$\text{Telle que : } E_i = \frac{\rho \cdot Q \cdot \sum h_p \cdot t \cdot T}{10 \cdot \eta_{st}}$$

- $\rho$  : La masse volumique de l'eau = 1000 kg/m<sup>3</sup>
- Q : Le débit pompé = 0.16 m<sup>3</sup>/s
- $\sum h_p$  : Les pertes de charge totale.

- t : le nombre d'heurs de fonctionnement de la station de pompage par jour, t=7.5h/j
- T : nombre de jours de pompage en une année : 156 jours/an
- $\eta_{st}$  : Le rendement de la station de pompage

### 6.2.2. Calcul le rendement de la station de pompage

Le rendement de la station de pompage es t calculer par la formule suivante :

$$\eta_{sp} = \eta_p \cdot \eta_m \cdot \eta_{tr} \cdot \eta_{re}$$

Avec :

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

$\eta_m$  : Rendement de moteur = 0.93.

$\eta_{tr}$  : Rendement de transmission (accouplement) =1.

$\eta_{re}$  : Rendement de réseau électrique = 0.99.

$\eta_p$  : Rendement de la pompe = 0.78.

AN:  $\eta_{sp} = 0.78 \cdot 0.93 \cdot 1 \cdot 0.99 = 0.718 = 71.8 \%$ .

Les pertes de charge

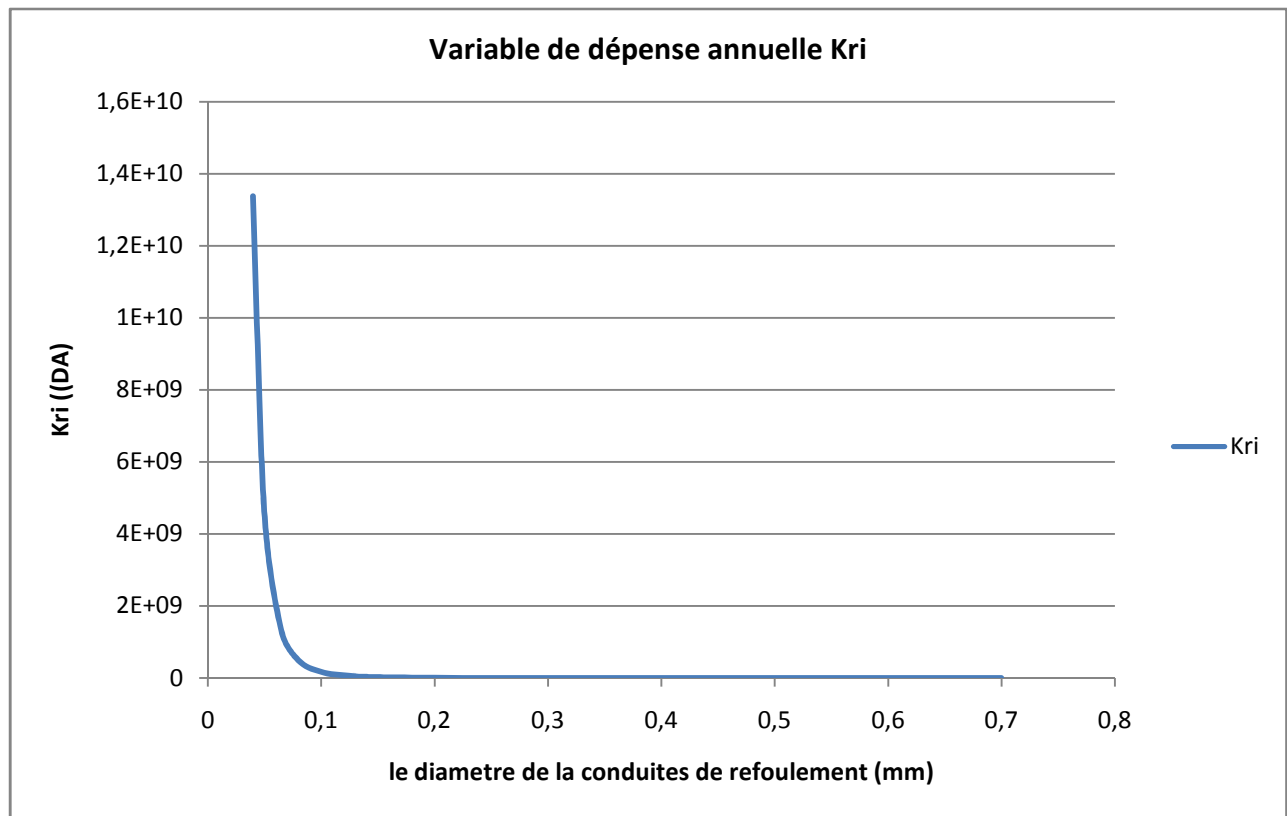
$$J = 8.21 \times 10^{-4} \times D^{-4.76} \times Q^{1.76}$$

Les résultats des calculs sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau 49:** les valeurs technico-économique de choix de diamètre économique

D	V	J*L	E	E*P	K	a*k	C	Kri
0,04	127,4	916363,19	38226894362,73	133794130269,54	180	8,46	133794130278,00	13379413207,80
0,05	81,5	316793,29	13215309981,14	46253584933,99	180	8,46	46253584942,45	4625358674,24
0,065	48,2	90866,88	3790591614,33	13267070650,16	190	8,93	13267070659,09	1326707255,91
0,08	31,8	33819,32	1410802553,49	4937808937,21	200	9,40	4937808946,61	493781094,66
0,1	20,4	11691,58	487724503,32	1707035761,62	210	9,87	1707035771,49	170703787,15
0,125	13,0	4041,86	168609838,81	590134435,84	225	10,58	590134446,42	59013669,64
0,15	9,1	1696,99	70791347,97	247769717,91	250	11,75	247769729,66	24777222,97
0,2	5,1	431,49	17999970,60	62999897,10	300	14,10	62999911,20	6300291,12
0,25	3,3	149,17	6222718,20	21779513,69	387	18,19	21779531,88	2178340,19
0,3	2,3	62,63	2612626,95	9144194,33	440	20,68	9144215,01	914861,50
0,35	1,7	30,07	1254326,75	4390143,62	510	23,97	4390167,59	439526,76
0,4	1,3	15,92	664307,29	2325075,50	570	26,79	2325102,29	233080,23
0,5	0,8	5,51	229655,77	803795,18	720	33,84	803829,02	81102,90
0,6	0,6	2,31	96421,66	337475,82	860	40,42	337516,24	34611,62
0,7	0,4	1,11	46292,21	162022,73	1050	49,35	162072,08	17257,21





**Figure 1.VI :** Variable de dépense annuelle en fonction du diamètre de la conduite

D'après ces résultats de tableau on peut raisonnablement prendre le diamètre qui doit être plus économique et vérifie les conditions techniques.

Pour ce dessein, on prend le diamètre de refoulement **Dec=Dr=400mm**.

Avec un prix de : Deux cent trente-trois mille quatre-vingt Dinars, et 23 cts.

### Vérification

Pour que la vitesse est admissible au refoulement il faut que :

- Si  $Dr < 250$  mm  $\Rightarrow V_r = (1-1.5)$  m/s
- Si  $Dr \in ]300-800]$  mm  $\Rightarrow V_r = (1.2-2)$  m/s
- Si  $Dr > 800$ mm  $\Rightarrow V_r = (1.8-3)$  m/s

Pour notre cas : La courbe de dépense annuelle en fonction des diamètres conseillés de la conduite de refoulement

Nous donne -Dr=400 mm  $\in [300-800]$  mm.

$$-V_r = 1.35 \text{ m/s} \in (1.2-2) \text{ m/s.}$$

Alors les conditions sont vérifiées.

## 7. Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage

**7.1. Partie souterrain** : elle est prévue pour le renforcement de la fondation (cette partie de dimensionnement sera détaillée dans le chapitre de l'ODC).

## **7.2. Partie supérieur**

Dans la partie supérieure de la station de pompage il faut prévoir une :

-Salle des machines.

-Salles annexes (bureau de chef d'exploitation, bureau de chef du personnel (magasin, vestiaire), salle de commande.)

Les dimensionnements :

- **Bureau de chef d'exploitation :**

On a :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{- hauteur de salle : } h=3 \text{ m.} \\ \text{- la surface : } S = (4*3) \text{ m}^2 \end{array} \right.$

- **magasin :**

On a :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{- hauteur de salle: } h=3 \text{ m.} \\ \text{- la surface : } S = (5*3) \text{ m}^3. \end{array} \right.$

- **La salle de l'armoire électrique :**

On a :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{- hauteur de salle: } h=3 \text{ m.} \\ \text{- la surface : } S = (3*3) \text{ m}^3. \end{array} \right.$

La distance entre les piliers est :  $d=4\text{m}$ .

- **La salle des machines :**

-Plate forme de montage : le rôle de celui-ci est l'entretien des groupes électropompes.

Dans notre cas de la disposition des pompes pour les deux conduites (aspiration-refoulement), nous sommes obligatoirement prendre une plate forme pour chaque pompe isolée.

Selon les dimensions des pompes semblables envisagées :

Longueur maximale de la pompe est : 2.48 m.

Largeur maximale de la pompe est : 0.76 m.

Donc,  $\left\{ \begin{array}{l} \text{- Longueur de la plate forme de montage est : } 2.6\text{m} \\ \text{- Largeur de la plate forme de montage est : } 1\text{m} \end{array} \right.$

**-Longueur de la salle :**

-  $L = 2 \times \text{largeurs de la pompe} + (n-1) \times \sum \text{distance entre les pompe (0.8-1.2) m} + \text{espacement de (montage -démontage-entretien...etc.)}$

-  $L = 2 \times 0.76 + 1.2 \times 3 + 3.2 = 8.4 \text{ m}$  (n=4 : nombre des pompes installées).

### -Largeur de la salle :

-  $l = \text{longueur de la pompe} + \text{distance raccordement (la pompe- la conduite de refoulement)} + \text{espacement de (montage -démontage-entretien...etc.)}$

-  $l = 2.48 + 1 + 2 = 6 \text{ m}$ , on peut raisonnablement proposer une largeur de 6m.

### -Hauteur de la salle :

-  $h = \text{hauteur de matériel le plus haut} + h_{\text{res}}$  (hauteur de réserve =0.8m)

Dans notre cas le pont roulant est le plus haut avec  $h_{\text{pr}} = 3.5 \text{ m}$

Donc ;  $H = 3.5 + 0.8 = 4.3 \text{ m}$

Au fin ; les dimensions de la salle de machine sont :

- Longueur :  $L = 8.4 \text{ m}$
- Largeur :  $l = 6 \text{ m}$
- hauteur :  $h = 4.3 \text{ m}$

### • Dimension des marches d'escaliers :

- Hauteur :  $h = 15 \text{ cm}$

- Largeur :  $l = 30 \text{ cm}$

- La pente :  $1/1.75$ .

- Longueur :  $L = 90 \text{ cm}$ .

### • L'aération :

I faut prévoir (10-15)% d'aération par fenêtres de la salle des machines.  $N_f = \frac{\sum S_f}{S_f}$

$N_f$  : nombre de fenêtres.

$S_f$  : la surface d'une fenêtre =  $(1.4 \times 2.2) \text{ m}^2$  (normalisé).

$\sum S_f = 12\%$  surface des murs de la salle de machines.

$\sum S_f = 0.12 \times 4.3 \times (9+6) = 7.74 \text{ m}^2$ .

AN :  $N_f = \frac{7.74}{3.08} = 2.5 \text{ fen\^etres}$

2 fen\^etres de  $(1.4 \times 2.2) \text{ m}^2$  et une fen\^etre de  $(1.4 \times 1.1) \text{ m}^2$ .

## 8. Dimensionnement du bassin de stockage

Le bassin permet de diminuer la puissance de la station de pompage de régulariser le fonctionnement de pompage en cas de fonctionnement inter mi-temps, et assurer la pression dans le réseau de distribution. On peut aussi avoir une certaine réserve d'eau dans le bassin pour le cas de panne (distinction de la conduite, manque d'eau) de composer les besoins jusqu'à la réparation.

### 8.1. Site d'emplacement

Le choix du site d'emplacement du bassin est directement liée aux pression afin de pouvoir alimenter le point le plus défavorable

### 8.2. Capacité du bassin

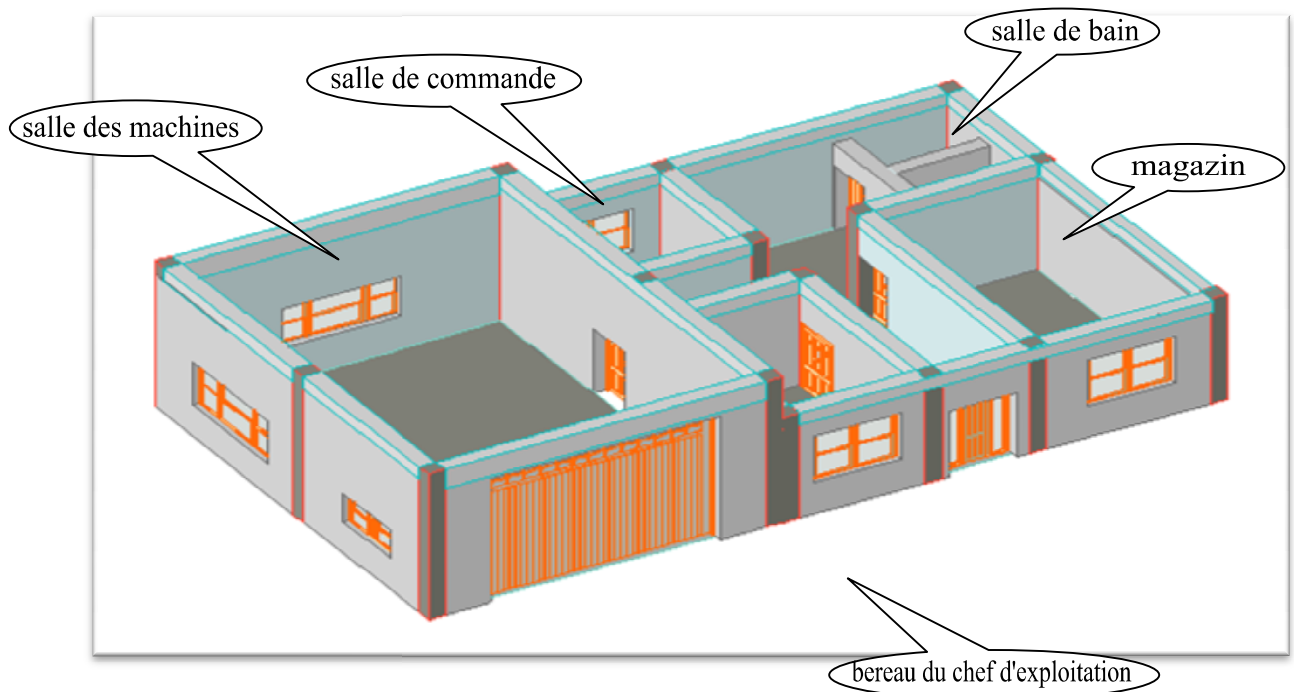
Le volume du bassin doit être enfermé le besoin totale de l'eau d'irrigation.

et puisque nous avons partagé le fonctionnement de la station de pompage aux trois moments, chacun de 2.5h de travail, alors le volume d'eau transporté durant ces heures est  $1215.7\text{m}^3$  (1/3 besoin journalier).

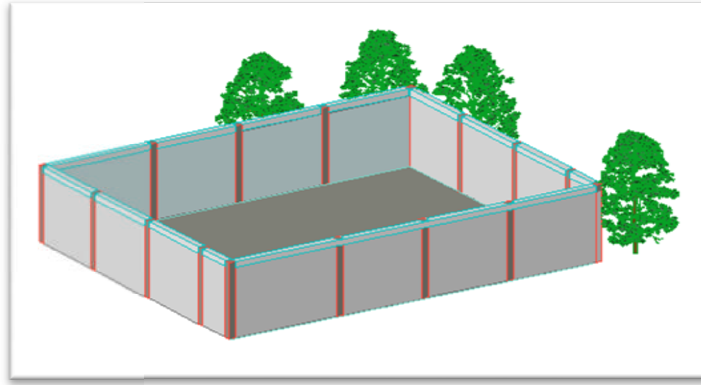
Alors, la capacité du bassin est égale à  $1216\text{ m}^3$ .

Les dimensions géométriques sont :

- $V=1216\text{ m}^3$
- La hauteur :  $H =5\text{m}$
- La longueur :  $L =17.4\text{m}$
- La largeur :  $l=14\text{m}$



**Figure.2.IV** : la station de pompage



**Figure.3.IV : le bassin d'arrivé**

## **9. Les équipements auxiliaires de la station**

Quand on dit station de pompage c'est que les éléments principaux dans cette station sont les pompes et les moteurs, viennent par la suite les équipements en amont et en aval de la pompe. Mais une station de pompage sans équipements auxiliaires ne peut jamais fonctionner dans de bonne condition.

C'est pour cela qu'on a projeté dans notre station des équipements auxiliaires nécessaires à la bonne gestion de cette dernière, et qui sont les suivants :

- Un système de levage
- Un système anti-incendie.
- Un système d'éclairage.
- Un système de ventilation.
- Un système de drainage.
- Les équipements sanitaires
- appareillage de contrôle et de mesure
- appareils de lecteur de la pression
- réservoir d'air anti-bélier

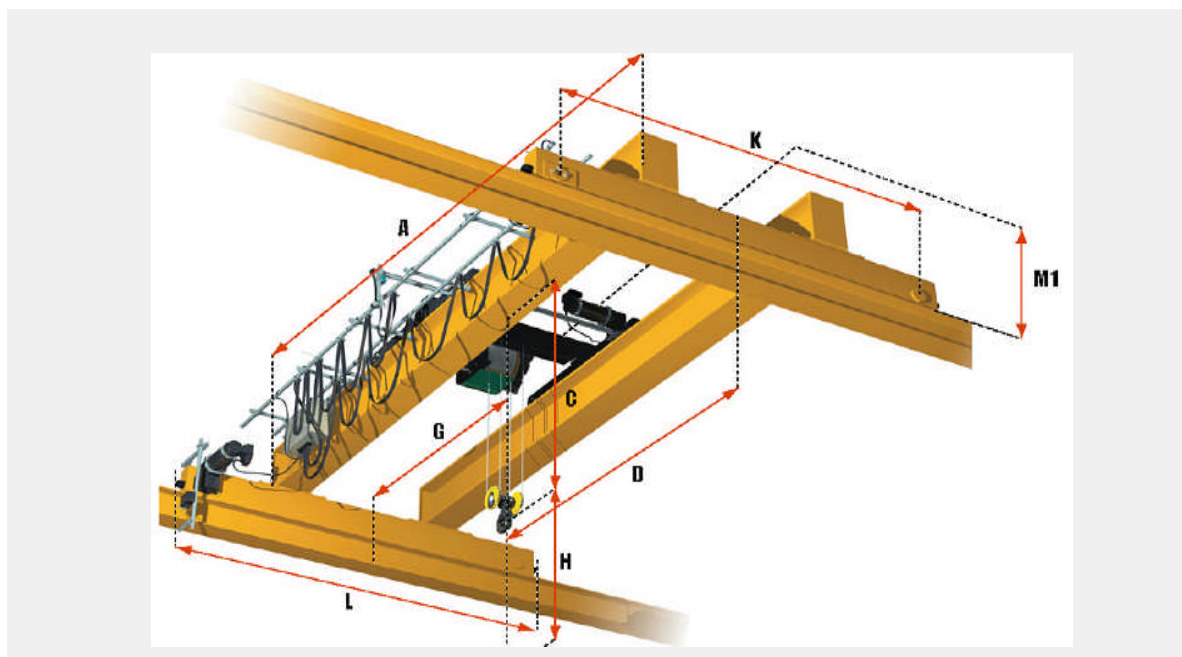
### **9.1. Le système de levage**

Afin d'assurer le bon fonctionnement de la station de pompage, des entretiens périodique doit être faites, ces entretiens généralement nécessitent des appareils tel que le système de levage, ce système est installé dans le bâtiment de la station afin de permettre de surélever et de transporter à l'intérieure de la station les groupes de pompage tels que : les pompes, les vannes, les moteurs, ... etc. sur la plate forme de démontage, le choix du dispositif se fait en fonction des pièces lourdes à déplacer et des dimensions du bâtiment.

Et comme tout autre appareil le système de levage nécessite des entretiens périodiques pour assurer le bon fonctionnement

Pour le montage et le démontage. Les équipements hydromécaniques de notre station, on propose un pont roulant qui sera choisi suivant les deux critères :

- ✓ Dimensions du bâtiment.
- ✓ Le poids de l'élément le plus lourd dans la salle des machines.



**Figure.4.VI:** Un système de levage (pont roulant)

La capacité de charge du pont roulant se détermine par :

$$C = P + 20 \% P \text{ (kg)}$$

P : poids de l'élément le plus lourd, dans notre cas c'est le groupe électro- pompe P = 862kg

$$\underline{\text{AN}} : C = 1,2 * 862 = 1034. \text{kg}$$

Dans cette stations de pompage en le poids de la pièce à soulever non dépasse pas de une tonne on fera appel au portique (palan à commande électrique).

**Tableau 50:** dimensions du pont roulant

DIMENSIONS DU PONT ROULANT en (m)							
portée du pont roulant	hauteur perdue	approche droite	approche gauche	hauteur de levée	distance entre les galets de sommier	longueur totale de sommier	hauteur du pont roulant
A	C	D	G	H	K	L	M1
9	0,8	5	4	2,3	2	3	0,5

## 9.2. Système anti-incendie

Si un malheur de l'incendie se propage dans la station de pompage, un dispositif de lutte contre les feus est indispensable pour l'arrêter.

Pour l'arrêter il faut disposer des équipements suivants :

- Des sacs à sable mis aux prés des moteurs d'entraînements.
- Des extincteurs installés dans des endroits accessibles par le personnel de gestion.
- Une bouche d'incendie alimenté par le réseau d'AEP local ou d'une filière de la conduite d'aspiration.
- Pompes d'incendie.

Pour un volume du bâtiment inférieur à  $5000\text{m}^3$  :

Le débit nécessaire à maîtriser de l'incendie survenu à l'extérieur du bâtiment sera pris égal à 10 l/s. et pour pouvoir atteindre le feu à l'intérieur, on ajoute encore 5 l/s environ.

D'où le débit totale de la pompe est :

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{ext}} + Q_{\text{int}} = 10 + 5 = 15 \text{ l/s.}$$

La charge de la pompe d'incendie est déterminée en fonction de la hauteur du bâtiment.

$$H_{\text{Pinc}} = H + H_{\text{bat}} + h_p$$

Ou : H : la hauteur du bâtiment.

$H_{\text{bat}}$  : pression au niveau de la bouche d'incendie.

$h_p$  : pertes de charge (1-2) m.

Dans notre cas :  $H = 4.3\text{m}$ ,  $H_b = 20 \text{ mce}$ ,  $h_p = 2 \text{ m}$ .

Un débit  $Q = 54\text{m}^3/\text{h}$ , et la charge calculée  $H = 26.3\text{m}$ , d'après le logiciel de CAPRARI des pompes centrifuges, notre choix de la pompe d'incendie s'est fait sur une pompe en porte à faux avec les caractéristiques suivantes :

**Tableau 51:** caractéristiques de la pompe d'incendie

		Point de fonctionnement demandé	Point de fonctionn. effectif
Q	l/s	15	15
H	m	26,3	26,3
P2	kW		5,29
Rend.	%		74,9
NPSH	m		1,78

### 9.3. Système d'éclairage

Il faut prévoir un éclairage de 12,5% de la surface de la station de pompage en plus éclairage électrique, pour que l'équipe de gestion de la station travail dans de bonne condition, il faut lui assuré un éclairage, de façon à ce qu'elle puisse voir tous les coins et les angles du bâtiment.

L'éclairage du bâtiment est assuré par des lampes à incandescence, des néons et des tubes fluorescents.

On doit aussi disposer de groupe électrique de puissance très élève pour le fonctionnement des groupes électropompes en cas de coupure du courant.

#### 9.4. Les équipements sanitaires

On sait qu'une station de pompage ne fonctionne pas sans gestion des personnels,

- Un chef d'exploitation.
- Un technicien en électricité industrielle.
- Un électromécanicien qualifié.
- Trois agents de surveillance qui travaillent (8/24) pour chaqu'un.

le débit des eaux usées doit être rejeté par un équipement sanitaire. Donc on peut calculer le débit d'égout

de la station par :  $Q \text{ ég} = K_j \cdot W \frac{n}{t \cdot 3600}$

Ou ;  $K_j$  : coefficient d'irrégularité horaire  $K_j = 2$  à  $3$ . On prend  $K_j = 2.5$

$W$  : norme des eaux usées à évacuer ( $W = 45$  l/ personne)

$n$  : nombre de personnes au cours d'une relève ( $n = 4$ ).

$t$  : temps d'une relève ( $t = 12$ h)

Donc:  $Q \text{ ég} = 2,5 * 45 \frac{4}{12 \cdot 3600} = 0,01$  l/s  $Q \text{ ég} = 0,01$  l/s

Ces eaux usées seront évacuées par des conduites en PVC vers la bache de la station.

#### 9.5. Système de ventilation

Le débit d'air nécessaire à la ventilation est calculé de trois méthodes qui sont :

- La méthode d'alimentation minimum.
- La méthode du taux de ventilation.
- La méthode de l'accroissement de chaleur.

Pour calcul le débit d'air en choisies la méthode de l'alimentation minimum.



Cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de  $30\text{m}^3$  d'air par personne et par heure, ceci permet le renouvellement de l'air  $Q = N \cdot 30$

$N$  : nombre de personnel = 4

$$Q = 4 \cdot 30 = 120 \text{ m}^3/\text{h}.$$

## 9.6. Système de drainage

Le système de drainage est conçu pour l'évacuation des eaux en cas de fuite, de réparation, de nettoyage ou de n'importe quel apport d'eau dans la salle des machines.

Et comme notre station on prévoit un drainage par puisard

## 9.7. Alimentation en eau de la station de pompage

Le débit nécessaire pour l'alimentation en eau de la station de pompage est  $q$  tel que :  $q = m \cdot Q_j$  ; d'où  $Q_j$  : débit journalier en fonction de la dotation et le personnel ;  
 $m$  : Coefficient dépendant de  $Q_j$  ;

Dans le tableau suivant on a les valeurs de  $Q_j$  et  $m$

**Tableau 52:** les valeurs de coefficient  $m$  en fonction de débit

$Q_j$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	< 5	5-10	10-25	>25
$m$	0,0232	0,0116	0,007	0,0047

On prend  $Q_j = 20 \text{ m}^3/\text{j} \Rightarrow q = 0,007 \cdot 20 = 0,14 \text{ m}^3/\text{j}$

## 9.8. By-basse

Il est utile pour :-le réglage du débit.

-amorçage de la pompe.

-protection contre la dépression et surpression.

## 10. Les risques éventuels sur l'installation

### 10.1. Cavitation :

Pour s'assurer que l'énergie requise par une pompe est disponible, il faut tenir compte du phénomène de dépression ou cavitation qui peut se produire dans la pompe, amenant à une érosion des pales de la pompe qui en modifie progressivement les caractéristiques. Ce risque a été étudié et décrit sous le nom de NPSH qui est le sigle Anglo-saxo de «net positive suction head», ou charge positive nette de suction.

Dans le fonctionnement d'une pompe centrifuge, la rotation des pales engendre, comme en aérodynamique, des surpressions ou des sous pression locales.

Ainsi, on peut avoir après la bride d'entrée de la pompe en un point d'une pale d'une pompe centrifuge, une pression qui devient égale ou inférieure à la pression de vapeur de l'eau pompée, cette eau change d'état

en se vaporisant. C'est ce phénomène qui est appelé cavitation. Le point où ce phénomène se produit définit le NPSHr, passé dans le langage technique sous la forme NPSHrequis.

## 10.2. La solution :

Pour éviter le problème de la cavitation il faut prévoir une hauteur d'aspiration admissible qui nous permet d'installer les pompes au dessous le niveau minimale de l'eau d'aspiration..

Pour cela, on calcul, dans les conditions réelles de fonctionnement, le NPSH correspondant, appelé NPSH disponible(NPSH)d.

Pour éviter le phénomène de cavitation il faut que :  $NPSHd > NPSHr$  ; avec  $NPSHr = 3.63$  m

Parce que l'installation est en charge,  $NPSHd = \frac{P_{atm}}{w} - (h_v - h_a + \frac{V_a^2}{2g} + \sum h_{pasp})$ . telle que :

$\frac{P_{atm}}{w}$  : La pression atmosphérique locale. la règle qui prévaut consiste à poser.

$\frac{P_{atm}}{w} (mce) = 10.33 - \Delta h$ , en notant que la hauteur perdue  $\Delta h$  est lié à l'altitude. il notamment commode de prendre une hauteur perdue de 0.125 m par tranche de la hauteur de 100m.

À notre cas,  $\Delta h = 838 \cdot 0.125 / 100 = 1.04m$

$h_a = \frac{P_v}{\rho g}$  : La tension de vapeur, la pression en dessous de laquelle le liquide passe en phase gazeuse.

Pour la plupart des installations, avec une température de l'eau comprise généralement entre 20°C et 25°C, il est commode de prendre  $P_v = 20$  hPa, soit  $\frac{P_v}{\rho g} = 0.2$  m.

$h_a$  : La hauteur d'aspiration admissible.

$V_a$  : la vitesse de l'écoulement dans la conduite d'aspiration.

$\sum h_{pasp}$  : Les pertes de charges en aspiration = 3.7mm/m.

La cavitation est absente pour  $NPSHd = NPSHr + 0.5 = 4.14 + .5 = 4.65m$

$NPSHd = 9.29 - (0.2 - h_a + 0.12 + 1.08) = 4.65m$

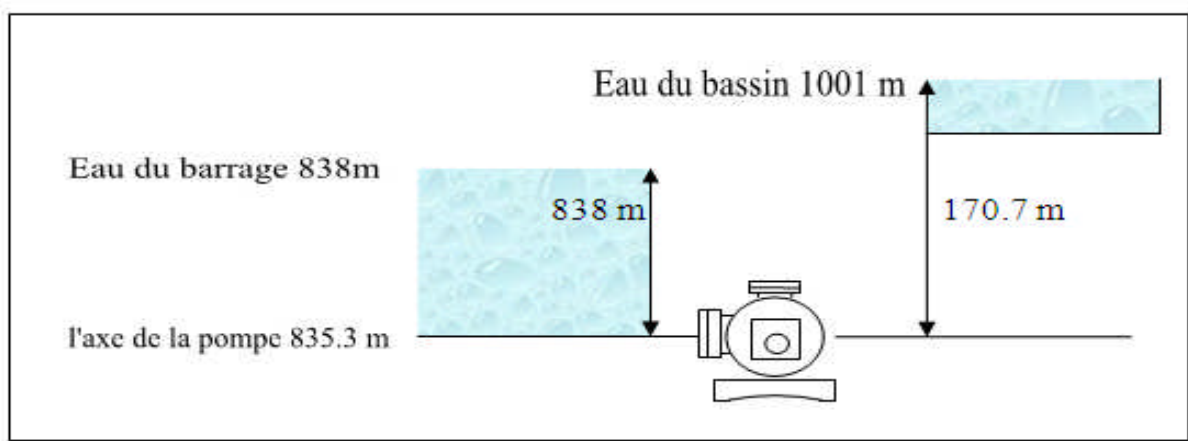
$h_a = 8.29 - 4.65 = 3.64m$

Alors, l'installation en charge se fait comme suivant :

$\nabla_{axepop} = \nabla_{eau} \min - h_a + r [r = (0.1 - 0.5)]$

$\nabla_{axepompe} = 838 - 3.65 + 0.5 = 834.86m$

Donc, il faut respecter cette hauteur de l'installation des pompes.



**Figure.5.VI : installation de la pompe**

### 10.3. Coups de bélier :

Les coups de bélier sont un phénomène transitoire dû à des changements rapides de la vitesse de circulation de l'eau. Ils provoquent des surpressions ou des dépressions qui peuvent entraîner la rupture et l'écrasement des canalisations.

Les coups de bélier peuvent être provoqués par :

- L'arrêt ou le démarrage brutal du groupe de pompage.
- Ouverture ou la fermeture rapide d'une vanne ou d'une borne d'irrigation.
- La mauvaise utilisation ou le dysfonctionnement des dispositifs de protection.
- La présence de poches d'air dans les canalisations.



**Photos.1.VI : effet de coupe de bélier sur la conduite**

### 10.4. La solution :

Pour limiter l'importance des coups de bélier et leurs conséquences, il faut :

Ralentir les variations de vitesse de l'eau grâce à des mises en route et à des arrêts progressifs de l'installation, à des ouvertures et fermetures lentes des vannes. Si le réseau risque d'être sujet à ce phénomène, il faut y installer des dispositifs qui limitent les surpressions dans l'installation comme :

Souppes tarées ou des réservoirs hydropneumatiques à proximité de la pompe (réservoir anti-bélier).

#### 10.4.1. Le volume du réservoir d'air anti-bélier (étude du coup de bélier)

Pour tenir compte de l'effet du sol sur la conduite, Mr ; BOUALAME SALEH(ENSH) trouve et publie la formule suivante, donnant la célérité d'onde le coupe de bélier quand la conduite est enterrée :

$$c = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{2aK(1-\nu_m^2)(1-\nu_s)}{aE_s(1-\nu_m^2) + e_m E_m(1-\nu_s)}}} \quad (m/s) \quad \dots\dots (1)$$

c : la célérité d'onde (m/s).

a : rayon intérieur de la conduite (m)

$\nu_m$  : coefficient de poisson du matériau de la conduite [0.46(PVC)]

$\nu_s$ : coefficient de poisson du sol entourant la conduite (=0.33)

$E_m$  : module de Young du matériau de la conduite [ $E_m=3.10^3$  Mpa(PVC)]

$E_s$  : module de Young du sol considéré( $E_s=200$ Mpa)

$e_m$  : épaisseur de la conduite (m)

K : coefficient d'élasticité de l'eau ( $K=2.07.10^9$ pa)

$\rho$  : La masse volumique de l'eau ( $1000 \text{ kg/m}^3$ )

L'application de la relation (1) donne une valeur de la célérité d'onde, en cas enterrée, de  $c=489.37 \text{ m/s}$ .

-la charge tenant compte d u coupe de bélier :

$$Hg + \frac{cv_0}{g} = 158 + \frac{489,37.1.35}{9.81} = 225.34m$$

Avec : Hg : étant la hauteur géométrique (m)

$v_0$  : étant la vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement (m/s)

g : accélération de la pesanteur ( $9.81 \text{ m/s}^2$ ).

-la charge statique absolue :

$$Z_0 + 10 = 158 + 10 = 168m$$

-la charge maximale absolue :  $Z_{\max}=225.34+10=235.34 \text{ m}$ .

$$\left. \begin{aligned} \frac{Z_{\max}}{Z_0} &= 1.4 \\ \frac{h_0}{Z_0} &= \frac{v_0^2}{2gZ_0} = \frac{1.35^2}{19,62.168} = 5.5.10^{-4} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{U_0}{LS} = 0,0024. \text{et} \frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,73.$$

$U_0=L.S.0,0024= (6227.0,1256).0,0024=1,88\text{m}^3$  d'air =1880 litres d'air.

$U_{\max} = U_0 / 0,73 = 2575,3$  litres d'air.

avec :

$$f\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = \frac{Z_0}{Z \min} - 1 - \text{Log} \frac{Z_0}{Z \min}$$

$$\frac{U_0}{LS} = \frac{h_0}{Z_0 f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} = \frac{v_0^2}{2gZ_0 f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)}$$

## 11. Les équipements en amont et en aval d'une pompe surviennent les conduites

Le long d'une canalisation, différents organes accessoires sont installés pour :

- -assurer un bon écoulement.
- -régulariser les pressions et mesurer les débits.
- -protéger la canalisation.
- -soutirer les débits.

### 11.1. Equipements en amont

On a le mode d'aspiration est aspiration sur conduite, c.-à-d. ; l'eau arrive directement par une conduite d'aspiration à partir de quel partout la conduite d'aspiration.

- **le Joint soudé** : pour le raccordement de la conduite d'aspiration et le collecteur avec le coude, vanne..., et pour éviter et empêcher l'air et la pollution d'eau.

- **les joints de démontage auto-buté** : ils permettent de faciliter l'installation et le démontage des organes de robinetterie (robinet –vanne, vanne de régulation, vanne papillon...)

- **le Coude** : pour le raccordement de la conduite d'aspiration secondaire avec la bride d'aspiration de la pompe et pour chaque changement de la direction des conduites.

- **la Vanne de régulation (régulateur l'aspiration)** : placer sur la conduite d'aspiration principale selon le sens d'écoulement pour augmenter ou diminuer la pression amont.

Dans notre cas la VR utilise pour diminuer les grandes charges qui viennent gravitaire du tour de prise d'eau.

-**débitmètre, manomètre.**

-**les robinets-vannes** : utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour le gros débit placé sur les conduites secondaires et principales d'aspiration. (Permet de faciliter l'entretien de groupe électropompe et des conduites d'aspiration).

-**convergente** : utilisé pour la diminution de la vitesse de l'écoulement, placé juste à l'entrée de la pompe.

### 11.2. Equipements en aval

**-joint de raccordement** : la conduite de refoulement est raccorder à la pompe de manière transmettre aucun effort parasite à la pompe.

**-joint à buté** : est utilisé pour accorder la pompe à la tubulure de refoulement.

**-le divergent** : utiliser à la sortie de la pompe pour ralentir la vitesse jusqu'à (1.2-1.5)m/s.

**-clapet anti-retour** : (type butant) placer à la sortie de la pompe après le divergent, pour éviter le danger de retour de l'eau en cas d'arrêt de la pompe.

**- vanne au refoulement** : est placé après la pompe et le clapet anti-retour pour isoler la pompe lors de l'entretien, lors de la mise en marche du groupe, il faut démarrer en barbotage puis ouvrir lentement la vanne de refoulement.

**-vanne de régulation** : a un commande normalisées telle que, manuelle, pneumatique, hydraulique et électrique.

**-soupape de décharge** : se place dans un regard pourvu d'un exutoire.

La soupape de décharge s'installe en position verticale au plus près de la source génératrice du coupe de bélier (protection de la canalisation en cas de surpression).

L'utilisation d'une vanne d'isolement est recommandée pour permettre l'entretien hors service sans vidange.

**-débitmètre, vacuomet ré**

**-venteuse automatique** : se place au point le plus haut de la canalisation.

Ce type de venteuse permet de :

Sortie de l'air à grand débit lors de la mise en eau de la canalisation.

Dégazage automatique de l'air en service sous pression.

Entrée de l'air à grand débit pour la vidange de la canalisation

## **12. Pompage à la parcelle**

### **12.1. Surpresseur (petite pompes) :**

Pour que le réseau d'irrigation a une pression suffisante, les organes d'irrigations puissent assurer une bonne repartions de l'eau sur la parcelle, le Surpresseur est un pompe reprend l'eau à la pression de réseau et qui relevé cette pression pour permettre d'utiliser des matérielles de façon plus performante.

À la parcelle des nombreux supresseurs normaux placés à la sortie d'une borne peut convenir à condition que ses caractéristiques lui permettent de supporter la pression amont.

### **13. Conclusion**

A partir que nous avons vu dans ce chapitre, on peut dire que nous avons pu déterminer le type de pompe favorable aux conditions de refoulement ainsi que les dimensions des différents équipements en amont et en aval de la pompe et les dimensions du bâtiment, on a pu équiper notre station par des équipements auxiliaires afin d'améliorer le mode de fonctionnement de la station et d'assurer une durée de vie de la station à travers la bonne gestion en milieu convenable, en se basant sur les données des deux premiers chapitres.



# Chapitre III.

Etude hydrologique



## **1. Introduction**

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions d'un projet ou d'un travail quelconque.

Donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération.

Cette organisation consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter.

Organiser un chantier revient donc à prendre toutes mesures pour que la réalisation du projet se face:

- En conformité avec les plans établis.
- De bonne qualité.
- Aux moindres délais.
- Aux moindres coûts.

## **2. Succession des opérations du chantier**

Pour les travaux du chantier nous avons :

### **2.1. Travaux préparatoires :**

- Installation du chantier et exécution les voix d'accès.
- Décapage des végétations et les débris.
- traçage et piquetage.

### **2.2. Exécution de l'ouvrage :**

Tous ceux qui concernant la construction du bâtiment, le tranché, le bassin d'arrivé dans notre projet, Telle que :

- Débroussaillage et abattement des arbres.
- Installation de la base de vie et piquetage.
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coffrage des demi-poteaux.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Décoffrage des demi-poteaux.
- Exécution de la maçonnerie sous longrines inférieures.
- Coffrage longrines inférieures.
- Coulage béton longrines inférieures.
- Décoffrage longrines inférieures.
- Remblayage des casiers
- Coulage de la chape inférieure.
- Coffrages poteaux.
- Coulage béton poteaux.
- Décoffrage poteaux.
- Coffrage longrines supérieures.

- Coulage du béton pour longrines supérieures.
- Coulage dalle supérieure.
- Décoffrage des longrines supérieures.
- Maçonnerie générale.
- excavation du tranché.
- pose de lit du sable.
- pose de la conduite.
- remblayage de tranché.
- Evacuation des déchets, débris, nettoyage.

### 3. Quelques définitions

- **Débroussaillage et abattement des arbres :**

Si le terrain prévu pour la construction du bâtiment présente une végétation dense et de quelques arbres, on doit procéder à un débroussaillage du terrain et l'abattement de ces arbres.

- **Installation de la base de vie :**

Le terrain dont on fait la construction doit être facile d'accès et ne nécessite pas le dégagement d'une voie d'accès, l'installation de la base de vie du chantier consiste à mettre en place deux roulottes, l'une pour la cuisine et les sanitaires et l'autre servant de dortoir. Cette opération effectuée on procède au piquetage (implantation) c'est à dire la matérialisation du bâtiment du plan sur le terrain (chantier).

- **Exécution des fouilles :**

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment jusqu'à arriver au niveau où le sol est plus dure. Les fouilles exécutées ont les dimensions suivantes :  $L \cdot l \cdot h$

Avec :  $l$  : largeur de la fouille.

$L$  : longueur de la fouille.

$h$  : profondeur de la fouille relative au niveau de sol le plus dure.

- **Coulage du béton de propreté :**

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10cm de gros béton au fond des fouilles.

- **Ferraillage :**

L'ensemble des différentes opérations de ferraillage consiste à agencer correctement les aciers du béton.

- **Coffrage :**

L'ensemble des différentes opérations de coffrage consiste à façonner un coffre qui donnera la forme de la pièce.

- **Coulage**

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à  $350\text{kg/m}^3$ . Le béton est confectionné par une petite centrale à béton.

Pour le coulage des poteaux, longrines supérieures et chape supérieure le béton sera mis en place via une benne surélevée par une grue (une petite grue vu que le bâtiment de la station de pompage ne comporte qu'un seul étage)

- **Maçonnerie :**

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

- **Remblayage :**

Le remblayage des fouilles et des casiers (vides créé par l'entrecroisement des longrines inférieures) consiste à combler les vides par un remblai compacté, et cela par des pilettes pneumatique (sortes de dames à main poussée par air comprimé).

- **Décoffrage :**

On inclue dans cette opération le temps de prise et de séchage du béton.

- **Installation du chantier:**

Notre chantier est destiné à des petits travaux vis-à-vis la durée et la nature de la construction concernées relativement à les grands projets (projets des barrages, des ponts, etc...) Malgré tout ça nous allons prévue les installations nécessaires pour les chantiers.

-Installations Destinées Au Personnel : Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

-Installations Destinées Au Stockage Des Matériaux : Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits lions de la forte humidité (Baraquements, Hangars...).

-Installations Destinées A La Réparation Des Engins : Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

-Installation Pour La Préfabrication : Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes ...etc.

#### **4. Besoin mécanique des principaux travaux**

Nous prévoyons une route d'accès à tous les ouvrages pendant la construction, les engins utilisés sont :

-Pour l'exécution des déblais nous utilisons des pelles hydrauliques.

-Pour l'exécution des remblais nous utilisons des chargeurs.

-Pour le transport des sables nous utilisons des camions à benne.

-Pour les travaux de décapage compactage nous utilisons des niveleuses et des compacteurs à main et à pneu.

-Pour l'exécution des bétons armés nous utilisons des bétonnières.

## 5. PLANIFICATION

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre.

### 5.1. Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

Le déroulement du travail dans un ordre correcte c'est-à-dire une bonne succession des opérations ,le respect des délais de réalisation pour chaque opération faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservi par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

Pour obtenir de bonne planification et de bon résultat nous allons opter pour la méthode de CPM, cette méthode permet nous de :

- Réduire le temps de la réalisation de projet.
- Réduire le coût de projet.
- Augmenter le rendement de travail.

*« Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet. »*

### 5.2. Les opérations nécessaires à la méthode CPM

#### 5.2.1. Collection des informations :

Les informations concernant les plans d'architecteur de la structure, les normes de travail, les normes de matériels, le prix de matériaux.ces information vont détailler dans les parties prochaines.

#### 5.2.2. Décomposition du projet :

On décompose le projet à des opérations, il y a deux possibilités :

- Soit en éléments de structure.
- Soit suivant la ressource à utiliser.

#### 5.2.3. Prévoir une relation entre les opérations :

Il y a deux types de relations : - relation logique.  
- relation préférentielle.

#### 5.2.4. Attribution de durée (T)

$$T = \frac{Q}{P}$$

Suivant la relation :

avec :  $\left\{ \begin{array}{l} Q : \text{quantité de travail.} \\ n : \text{norme de travail.} \\ R : \text{ressource à utiliser.} \end{array} \right.$

### 5.2.5. Construction de réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

Réseau à Flèches :

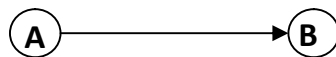
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches :

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

- Détermination des tâches précédent /succèdent :

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels
- Regroupement des graphes partiels
- Construction du réseau.

#### 5.2.5.1. Liste des tâches ses symboles

Liste des tâches et ses symboles et les délais de réalisation sont consignés dans le tableau suivant :

**Tableau 53:** la liste des tâches

symboles	La liste des tâches	délai (jour)
A	Décapage et piquetage	2
B	Exécution des fouilles.	3
C	Coulage du béton de propreté.	3
D	Coulage du béton pour les semelles.	3
E	Coulage du béton pour les demi-poteaux.	3
F	Remblayage et compactage des fouilles.	2
G	construction des murs (coffrage perdu de 40cm)	4
H	Coulage du béton des longrines inférieures.	3
I	Remblayage et compactage des casiers.	2
J	Coulage de la chape inférieure.	3
K	Coulage du béton des poteaux.	2
L	Coulage du mur du réservoir d'arrivée	10
M	Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.	32
N	Maçonnerie et finition générale.	8
O	Evacuation des déchets, débris, nettoyage.	2
P	excavation du tranché de la conduite	130
Q	pose de lit de sable	2
R	pose de la conduite	6
S	Maçonnerie des chambres des accessoires (vannes, venteuse...)	3
T	remplissage de tranché de la conduite	5

### 5.2.5.2. Détermination des opérations succédant/ précédant :

**Tableau 54:** succession des opérations.

opérations	succèdent	précédent	opérations	succèdent	précédent
A	-	B-P	K	J	L-M
B	A	C	L	K	N
C	B	D	M	K	N
D	C	E	N	L-M	O
E	D	F	O	N-T	-
F	E	G	P	A	Q
G	F	H	Q	P	R
H	G	I	R	Q	S
I	H	J	S	R	T
J	I	K	T	S	O

### 5.2.5.3. Construction des réseaux


**Les réseaux à nœud et à flèche sont représentés dans les deux pages suivantes.**

#### **5.2.5.4. Le chemin critique (CC)**

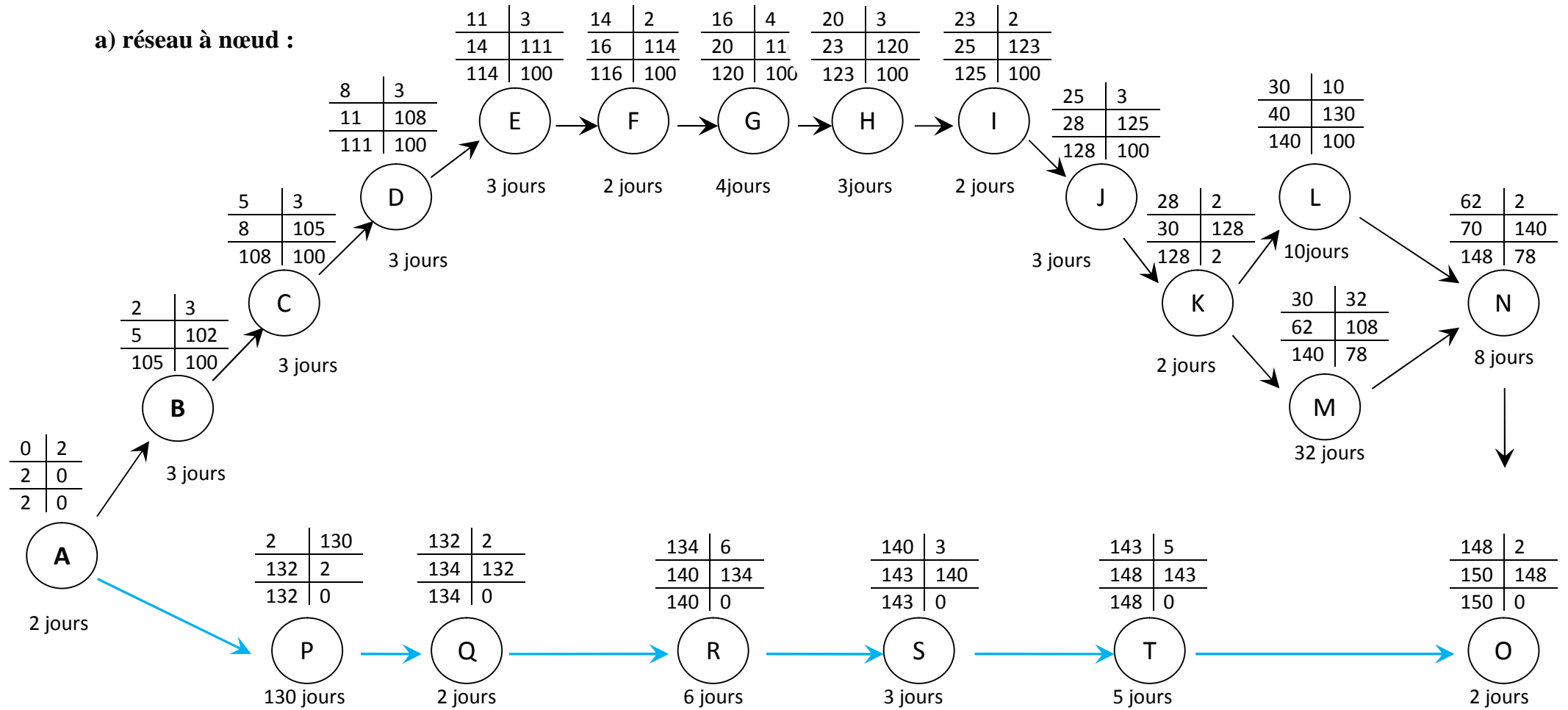
C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{\text{C.C}} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

 : représentera le chemin critique dans les deux types de réseaux.

a) réseau à nœud :



→ : représente le chemin critique passer par (A-P-Q-R-S-T-O).

figure.1.VII : réseau à noeud



b) réseau a flèche :

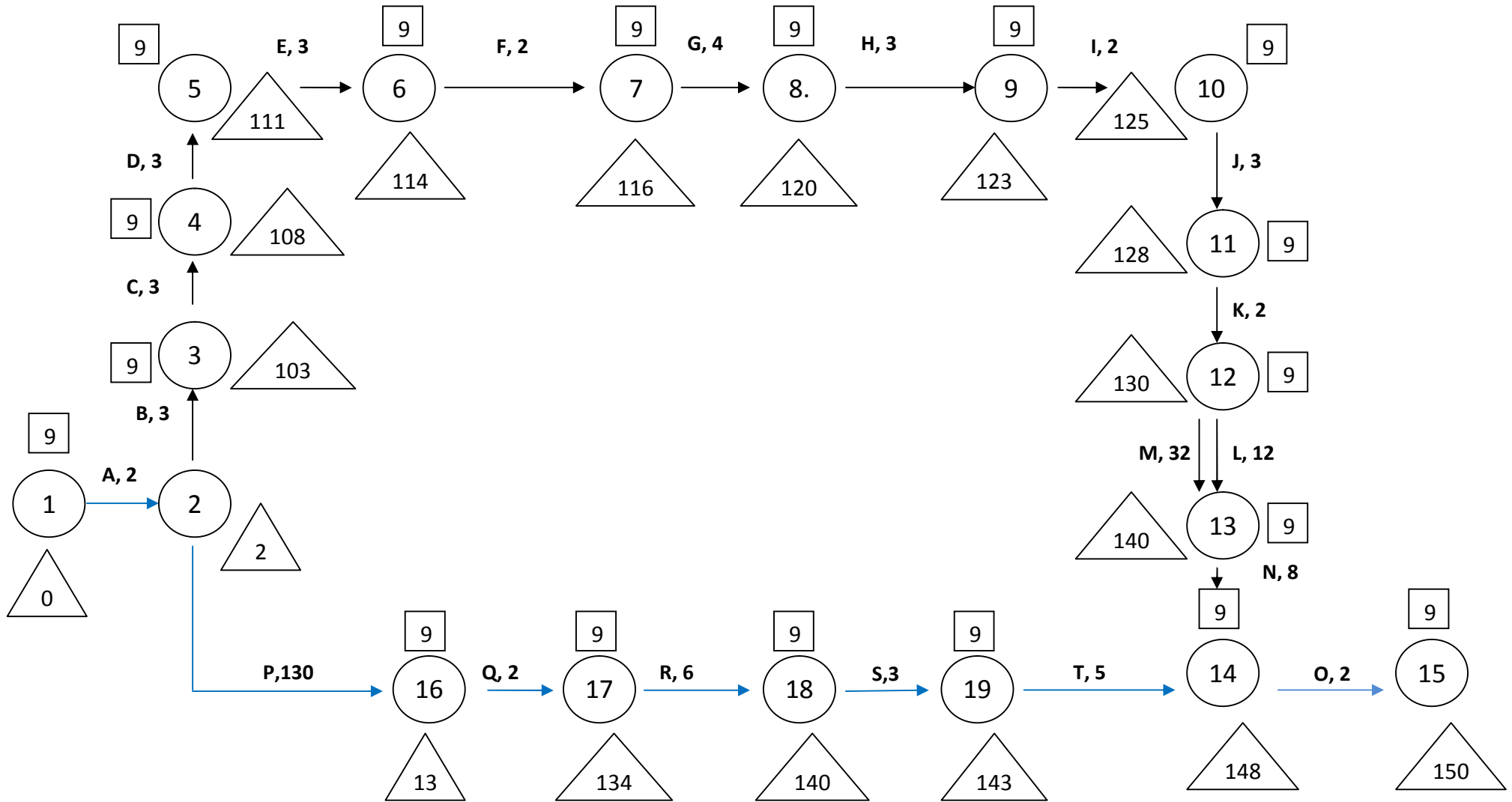


figure.2.VII : réseau à flèche

D'après le réseau a flèches on a obtient les résultats suivants :

Le chemin critique est : A-P-Q-R-S-T-O

La durée de réalisation de ce projet est : 150 jours.

### 5.3. Détermination de chemin critique par la méthode de tableau.

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0)

Les résultats du calcul sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau 55:** détermination de chemin critique.

Operations	TR	DP		DPP		MT
		DCP	DEP	DCPP	DFPP	
<b>1-2</b>	2	0	2	0	2	<b>0</b>
2-3	3	2	5	80	83	78
<b>2-16</b>	130	2	132	2	132	<b>0</b>
3-4	3	5	8	83	86	78
4-5	3	8	11	86	89	78
5-6	3	11	14	89	92	78
6-7	2	14	16	92	94	78
7-8	4	16	20	94	98	78
8-9	3	20	23	98	101	78
9-10	2	23	25	101	103	78
10-11	3	25	28	103	106	78
11-12	2	28	30	106	108	78
12-13	32	30	62	108	140	78
13-14	8	62	70	140	148	78
<b>16-17</b>	2	132	134	132	134	<b>0</b>
<b>17-18</b>	6	134	140	134	140	<b>0</b>
<b>18-19</b>	3	140	143	140	143	<b>0</b>
<b>19-14</b>	5	143	148	143	148	<b>0</b>
<b>14-15</b>	2	148	150	148	150	<b>0</b>

Donc le chemin critique est : **A-P-Q-R-S-T-O**

D'après le chemin critique, le temps de réalisation égale à **150** jours.

### 6. Construction du diagramme GANTT (la charte de GANTT)

La technique suivante consiste à réaliser d'après le réseau un diagramme à barre, le diagramme est représenté comme suivant :

- Sur l'axe horizontal on mentionne le temps (jours).
- Sur l'axe vertical on note les opérations.

Cette représentation graphique est le plus utiliser dans les entreprises et dans les domaines de construction, elle possède un avantage sur les techniques de réseau appliqué d'être très lisible et très accessible à tout les personelles techniques et administrative.

]

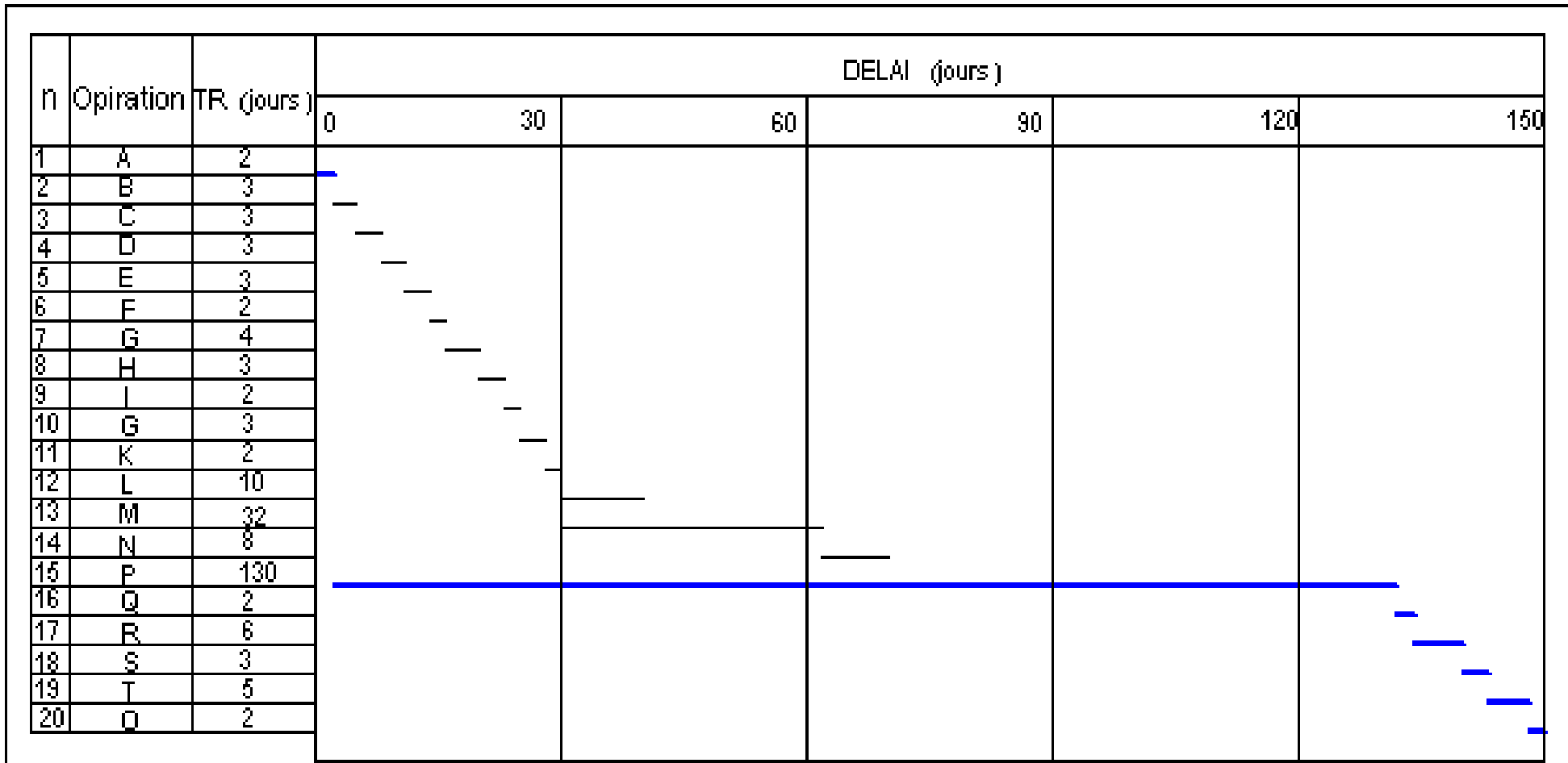


figure.3.VII : diagramme de GANTT

: represente le chemin critique

## 7. Travaux des ouvrages

### 7.1. Dimensions de la station de pompage et de la conduite

Les dimensions de notre station de pompage et de la conduite sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau 56** : Dimensions géométriques des ouvrages

la station de pompage	la conduite de refoulement			le réservoir d'arrivé		
S	L	$\Phi$	type de matériau	L	b	h
135.28	6232	0,4	PVC	30	25	5

Avec :

- S : la surface de la station de pompage en ( $m^2$ ).
- L : la longueur du réservoir d'arrivée /la conduite en (m).
- $\Phi$  : Diamètre de la conduite en (mm).
- b : la largeur du réservoir d'arrivé en (m).
- h : la hauteur du réservoir d'arrivé

On a deux parties de calcul à prendre en considération :

- Calcul cernant le la station de pompage et le réservoir d'arrivé.
- Calcul cernant la conduite de refoulement.

### 7.2. Détermination des volumes des travaux

#### 7.2.1. Les travaux de la station de Pompage

La station de pompage, est un ouvrage de génie civile, son dimensionnement et son emplacement nécessite une étude qui est fondée sur plusieurs paramètres, elle abrite les pompes qui ont pour rôle de refoulement des eaux vers le réservoir,

Dans une station de pompage on peut trouver généralement une salle des machines et une chambre de commande qui abrite les équipements électrique (armoie électrique) et aussi un bureau de chef de l'exploitation,

Il est demandé de calculer le volume de travaux du bâtiment d'une station de pompage dont les dimensions sont données, cette station se trouve à une cote de terrain naturel  $C_{TN}=835m$ , et elle est destinée à refouler les eaux vers un réservoir de cote de terrain naturel  $C_{TN}= 1001m$  (soit une dénivelée de **166m**), sur une longueur de 6232m.

Le bâtiment de la station de pompage et le réservoir d'arrivé possédant une superficie globale de  $378.88 m^2$ , sachant que :

-Le nombre de fouilles ainsi que le nombre des semelles est égal au nombre de poteau donc le nombre de fouilles égal à 36 fouilles avec :

-  $C_f$  : coté de la fouille = 1 m

- Les demis-poteaux sont de longueurs  $L=0,30\text{m}$  et de largeurs  $b=0,30\text{m}$  et de hauteurs  $h=1\text{m}$  (60 cm au dessous du sol et 40cm au dessus du sol).

- Les poteaux sont de longueurs  $L=0,30\text{m}$  et de largeurs  $b=0,30\text{m}$  et de hauteurs

$h = 3\text{ m}$  pour 14 poteaux des autres chambres de la station.

$h = 4.3\text{ m}$  pour 6 poteaux de la salle de machines.

$h = 5\text{ m}$  pour 16 poteaux du réservoir d'arrivé.

-Les semelles isolées sont de longueurs  $L=1\text{m}$  et de largeurs  $l=1\text{ m}$  et de hauteurs  $h=0,30\text{m}$ .

-Les semelles filantes sont de longueurs  $L=2\text{m}$  et de largeurs  $l=1\text{ m}$  et de hauteurs  $h=0,30\text{m}$ .

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

-La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de 73cm.

-la chape inférieure du réservoir d'arrivé a une épaisseur de 15 cm.

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

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

#### **a) Les Excavations (les fouilles) :**

Pour une fouille  $V = 1 \times 1 \times 1 = 1\text{ m}^3$

Pour 36 fouilles (toutes les fouilles) ;  $V_{ex} = 36\text{m}^3$

#### **b) Béton de propreté :**

Le béton de propreté occupe une épaisseur de 10cm dans chaque fouille donc pour une fouille  $V_{bp} = 1 \times 1 \times 0.1 = 0.1\text{m}^3$

Pour les 36 fouilles  $V_{bp} = 3.6\text{m}^3$ .

#### **c) Béton armé des :**

##### **-Semelles :**

Dans chaque semelle on a une couche de béton armé de 30cm, on a le volume de béton armé :  $V = 0.3 \times 1 \times 1 = 0.3\text{m}^3$

Le nombre de semelles étant de 36, le volume du béton armé pour l'ensemble des semelles est de  $V_{bs} = 10.8\text{m}^3$

### **-Demi-poteaux :**

Le volume d'un demi-poteau est de  $0,30 \times 0,30 \times 1 \text{ (m}^3\text{)}$ .

Le nombre de demi poteau étant de 36, le volume du béton armé pour l'ensemble des Demi-poteaux est de  $V_{\text{demi-p}}=3.24 \text{ m}^3$

### **-Poteaux :**

Le volume d'un poteau est de  $0,3 \times 0,3 \times h \text{ (m}^3\text{)}$

Le nombre de poteau étant de 36.

- pour 14 poteaux de  $h=3 \text{ m}$  :  $V = 3.78 \text{ m}^3$ .
- pour 6 poteaux de  $h=4.3 \text{ m}$  :  $V = 2.32 \text{ m}^3$ .
- pour 16 poteaux de  $h=5 \text{ m}$  :  $V = 7.2 \text{ m}^3$ .

Le volume du béton armé pour l'ensemble des 36 poteaux est de  $13.3 \text{ m}^3$

### **-Longrines inferieur :**

Le volume d'une longrine est de  $0,3 \times 0,4 \times l \text{ (m}^3\text{)}$

- Pour 18 ceintures de longueur  $L=4 \text{ m}$  :  $V = 8.64 \text{ m}^3$ .
- Pour 4 ceintures de longueur  $L=5 \text{ m}$  :  $V = 2.4 \text{ m}^3$ .
- Pour 2 ceintures de longueur  $L=6 \text{ m}$  :  $V = 1.44 \text{ m}^3$ .
- Pour 10 ceintures de longueur  $L=3 \text{ m}$  :  $V = 3.6 \text{ m}^3$ .
- Pour 3 ceintures de longueur  $L=1.4 \text{ m}$  :  $V = 0.5 \text{ m}^3$ .
- Pour 2 ceintures de longueur  $L=1 \text{ m}$  :  $V = 0.24 \text{ m}^3$ .
- Pour 2 ceintures de longueur  $L=2 \text{ m}$  :  $V = 0.48 \text{ m}^3$ .

Le volume du béton armé pour l'ensemble des longrines inferieurs est de  $V(\text{Li})=17.3 \text{ m}^3$

### **-Longrines supérieur :**

$V(\text{Ls})= V(\text{Li})= 17.3 \text{ m}^3$

Le volume du béton armé pour l'ensemble des longrines supérieur est de  $17.3 \text{ m}^3$ .

### **-Chape inférieure :**

Le volume de béton armé de la chape inferieur :

Pour la station de pompage avec une épaisseur de  $0.07 \text{ m}$  est de :  $V_{\text{ci}} = 0.07 \times (S_{\text{ST}} - S_{\text{Li}})$ .

$S_{\text{stp}}$  : surface de la station de pompage =  $107.2 \text{ m}^2$ .

$S_{\text{Li}}$  : surface des longrines inferieur =  $17.3/0.4=43.25 \text{ m}^2$ .

Donc ;  $V_{\text{ci}} = 0.07 \times (107.2 - 43.25) = 4.47 \text{ m}^3$  .

Pour le réservoir d'arrivé ave c une épaisseur de  $0.15 \text{ cm}$  est de :  $V_{\text{ci}} = 0.15 \times (S_{\text{RES}} - S_{\text{Li}})$ .

$S_{\text{Li}}$  : surface des longrines inferieur =  $0.3 \times 62=18.6 \text{ m}^2$ .

$S_{res}$  : surface intérieur du réservoir =238 m<sup>2</sup>.

Donc ;  $V_{ci} = 0.15 \times 219.4 = 32.9 \text{ m}^3$ .

**-Dalle supérieure :**

Le volume du béton armé pour la dalle supérieur de la station de pompage est de :

$$V_{dalle} = 0.07 \times S_{stp} = 0.07 \times 107.2 = 7.5 \text{ m}^3.$$

**d) les murs du réservoir d'arrivé :**

Le volume du béton armé pour des murs du réservoir d'arrivé est de :

$V_{mur}$  = volume de tous les murs - volume des poteaux

$$V_{mur} = 93 - 7.2 = 12.9 \text{ m}^3.$$

**e) Volume du remblai compacté des fouilles ( $V_{rc}$ ) :**

Ce volume correspond à un volume d'un remblai bien compacté.

On remplit les vides non occupés par le béton, donc pour toutes fouille le volume total est  $V = 40 \text{ m}^3$ .

Le volume occupé par le béton de propriété et le béton armé des semelles et de 60% de demi-poteaux  $V = 18.16 \text{ m}^3$ .

Le volume de remblai compacté est de :

$$V_{rc} = 40 - 18.16 = 21.84 \text{ m}^3.$$

**f) Le volume du remblai compacté des casiers ( $V_{rc}$ ):**

Le volume du remblai compacté des casiers :

Pour la station de pompage avec une épaisseur de 0.73 m est de :  $V_{ci} = 0.73 \times (S_{ST} - S_{Li})$ .

$S_{stp}$  : surface de la station de pompage =107.2 m<sup>2</sup>.

$S_{Li}$  : surface des longrines inferieur= 17.3/0.4=43.25 m<sup>2</sup>.

Donc ;  $V_{ci} = 0.73 \times (107.2 - 43.25) = 46.68 \text{ m}^3$  .

Pour le réservoir d'arrivé ave c une épaisseur de 0.15 cm est de :  $V_{ci} = 0.65 \times (S_{RES} - S_{Li})$ .

$S_{Li}$  : surface des longrines inferieur = 0.3 x 62=18.6 m<sup>2</sup>.

$S_{res}$  : surface intérieur du réservoir =238 m<sup>2</sup>.

Donc ;  $V_{ci} = 0.65 \times 219.4 = 142.6 \text{ m}^3$ .



### **g) le volume de la maçonnerie de la station de pompage :**

La surface de la maçonnerie totale de la station est de 281.8m<sup>2</sup>.

La surface de l'aération de la salle de machine est 3.36 m<sup>2</sup>.

La surface des portes et des fenêtres et du garage est 30.7m<sup>2</sup>.

Donc ; la surface qui doit obéir à la construction est :  $S = 281.8 - 3.36 - 30.7 = 247.7 \text{ m}^2$ .

La surface d'une brique de la façade est de 0,045 m<sup>2</sup> soit (0.30 x 0.15).

Alors, le nombre de brique pour la maçonnerie est de :  $\frac{247.7}{0.045} = 5506 \text{ briques.}$

Les longrines reposent sur des briques (muré) dont les dimensions (0.30 x 0.20 x 0.15),

En considération que le coffrage perdu de comme un seul mur de longueur de 81.8 m avec une hauteur de 0.4m, la surface de ce mur devient égale à 32.72 m<sup>2</sup>.

Donc, le nombre de briques pour la maçonnerie est de :  $\frac{32.72}{0.03} = 1091 \text{ briques.}$

### **7.2.2. Les travaux de La conduite de refoulement**

On a une conduite en PVC de diamètre de 400 mm, pour cela il est indispensable de respecter les normes de pose de ces conduites qui sont :

- L'espacement entre la conduite et la paroi de la tranchée doit être 0,5 m.
- Le lit de pose de conduite doit être en sable et d'épaisseur minimale 10 cm.
- L'épaisseur de la couche qui est au dessus de sommet supérieure de la conduite jusqu'à le terrain naturel doit être entre 1 et 3 m.

La conduite de refoulement est une conduite en PVC qui véhicule l'eau en charge, elle achemine l'eau de la station de pompage vers le réservoir d'arrivé, son diamètre est déterminé après une étude technico-économique.

-Diamètre D = 400mm ;

-Longueur L = 7232 m ;

Dans la planche I, nous avons le profil en long qui nous aide à déterminer le volume des déblais et des remblais nécessaires pour les travaux de mise en tranchée de la conduite.

Pour bien évaluer les volumes des remblais et déblais on fait des coupes (profils) en travers, donc le travail se fait par :

### 7.2.2.1. Déblais

À partir des profils en travers nous pouvons trouver les calculs nécessaires comme suites :

$$V_{\text{deblai (1-n)}} = \frac{S_1 + S_2}{2} L_{1-2} + \dots + \frac{S_{n-1} + S_n}{2} L_{(n-1)-n}$$

Puisque la profondeur du tranché reste constant près de 2m sur la totalité de trajet de la conduite (les surfaces des points de coupe des profils seront identiques).

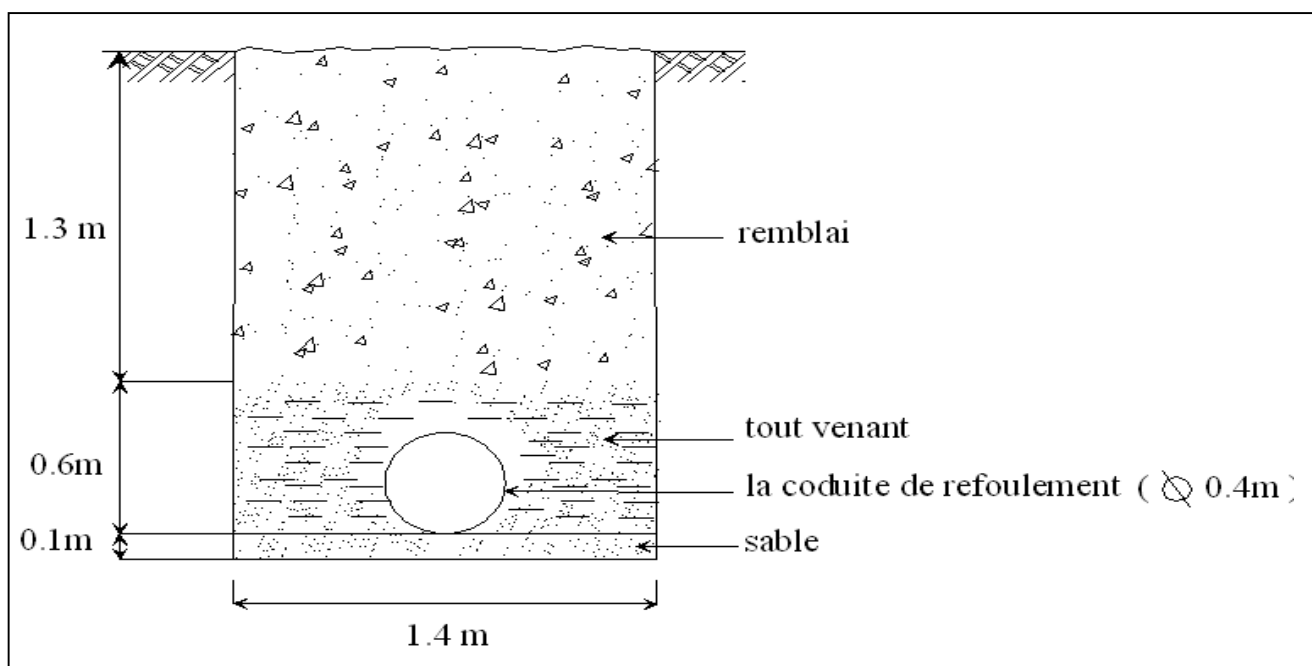
Donc, pour calculer le volume du déblai du tranché de la conduite de refoulement il suffit de calculer la surface d'un seul profil en travers et la multiplier par la longueur de tout le tranché selon la formule suivante :

$$V_{\text{deblai (tranché)}} = S \cdot L$$

S : la surface de profile en travers (forme rectangulaire).

L : la longueur du tranché.

$$\text{AN : } \begin{cases} S = 1.4 \times 2 = 2.8 \text{ m}^2 \\ L = 6232 \text{ m} \\ V_{\text{deblai (tranché)}} = 6232 \cdot 2.8 = 17449.6 \text{ m}^3 \end{cases}$$



**Figure.4.VII:** disposition de la conduite de refoulement en terre

### 7.2.2.2. Lit de sable

Les conduites doivent être posées sur un lit de pose de 0,1 m d'épaisseur qui se compose généralement de sable bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Mais si les terrains sont peu consistants, le fond des tranchées sera consolidé. Chaque tuyau repose sur deux briques placées sur ce fond, le vide doit être rempli de sable.

La surface susceptible constante le long de la tranchée et sa valeur :

$$S = 1,4 \times 0,1 = 0,14 \text{ m}^2 ;$$

Le volume du lit de sable est :

$$V_s = S \times L = 0,14 \times 6232 = 872,48 \text{ m}^3$$

### 7.2.2.3. Remblai compacté

Ce volume c'est le volume de du vide qu'a resté dans le tranche après le pose de lit de sable et la conduite dans le tranché.

$$V_{rc} = V_{dt} - (V_{ls} + V_c)$$

$V_{rc}$  : Volume du remblai compacté ( $\text{m}^3$ )

$V_{dt}$  : Volume du déblai total ( $\text{m}^3$ ) ;

$V_c$  : Volume occupé par une conduite ( $\text{m}^3$ ) ;  $V = L \cdot (\pi D^2/4)$ .

Avec : -L : Longueur de la conduite (6232m).

-D : Diamètre de la conduite (0,4m)

$$V_c = 6232 \cdot (3,14 \cdot 0,4^2/4) = 782,74 \text{ m}^3.$$

$V_{ls}$  : Volume occupé par le lit de sable ( $\text{m}^3$ ).

$$V_{ls} = 872,48 \text{ m}^3.$$

## 8. CONCLUSION

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Finalement on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, et perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude d'organisation d'un chantier



# Chapitre III.

## Etude hydrologique

## 1. Introduction

L'objectif de ce chapitre est l'évaluation de coût estimatif de notre projet, pour ce la, il faut tenir compte de : l'investissement, frais d'exploitation et efficience des systèmes d'irrigation.

## 2. Dépenses de la construction du chantier

Les dépenses de construction sont mentionnées dans le tableau suivant :

**Tableau.58** : Dépenses des travaux du chantier.

Désignation de travaux ou matériel utilisé	Unité de mesure	Prix unitaire (DA)	Volume des travaux	Montant ((DA
déblai des fouilles.	m <sup>3</sup>	350	36	12600
Coulage du béton de propreté.	m <sup>3</sup>	1800	3,6	6480
Remblayage des fouilles.	m <sup>3</sup>	150	20,3	3045
construction des murs (coffrage perdu de 40cm)	briques.	25	1888	47200
Remblayage et compactage des casiers.	m <sup>3</sup>	300	227,2	68160
Coulage de la chape inférieure.	m <sup>3</sup>	4500	36,5	164250
Coulage du béton des poteaux.	m <sup>3</sup>	4500	13,3	59850
Coulage du mur du réservoir d'arrivée	m <sup>3</sup>	4500	87	391500
Coulage du béton pour longrines supérieures.	m <sup>3</sup>	4500	17,7	79650
la dalle	m <sup>3</sup>	4500	8,7	39150
Coulage du béton des longrines inférieures.	m <sup>3</sup>	4500	17,1	76950
Coulage du béton pour les semelles.	m <sup>3</sup>	4500	10,8	48600
Coulage du béton pour les demi-poteaux.	m <sup>3</sup>	4500	3,24	14580
Maçonnerie et finition générale.	briques.	25	5408	135200
excavation du tranché de la conduite	m <sup>3</sup>	300	17449,6	5234880
lit de sable	m <sup>3</sup>	400	872,48	348992
remplissage de tranché de la conduite	m <sup>3</sup>	150	15794,4	2369160
la somme				9100247

### 3. Dépenses des matériels d'irrigation

Les dépenses des matériels d'irrigation sont mentionnées dans le tableau suivant :

**Tableau.59** : Dépenses des matériels à la parcelle.

Désignation de travaux ou matériel utilisé	Unité de mesure	Prix unitaire (DA)	quantité	Montant(DA)
ENROULEUR	u	1050000	2	2100000
borne d'irrigation	u	95000	5	475000
conduite en aluminium	u,de 12m	1600	180	288000
conduite PVC (d=200 mm)	m	450	217,8	98010
conduite PVC (d=160mm)	m	420	1742,7	731934
conduite PVC (d=140mm)	m	400	1147,3	458920
conduite PVC (d=110)	m	360	217,8	78408
conduite PVC (d=25mm)	m	220	570	125400
asperseur (d=4,5mm)	u	8500	48	408000
Surpresseur (q=22,22l/s,HMT=78m)	u	250000	2	500000
Surpresseur (q=11,3l/s,HMT=50m)	u	160000	2	320000
vannes	u	900	7	6300
la somme				5589972

### 4. Dépenses des matériels de pompage et de la station de pompage

Les dépenses des matériels de pompage et de la station de pompage sont mentionnées dans le tableau suivant :

**Tableau.60** : Dépenses des matériels de pompage et de la station de pompage

Désignation de travaux ou matériel utilisé	Unité de mesure	Prix unitaire (DA)	quantité	Montant(DA)
réservoir d'air anti-bélier	u	38000	1	38000
Un système de levage	u	62000	1	62000
Un système anti-incendie.	u	60000	1	60000
Un système de drainage.	u	3000	1	3000
Equipement sanitaire.	u	3000	1	3000
appareils de lecteur de la pression	u	850	20	17000
les robinets-vannes(papillon)	u	9200	1	9200
clapet anti-retour	u	7800	1	7800
vanne de régulation	u	7500	4	30000
venteuse automatique	u	11000	4	44000
conduite de transports (400mm)	ML	750	6232	4674000
pompe	u	1250000	4	5000000
la somme				9948000

**Le prix total du projet est :**  $9100247+5589972+9948000=24638219$  DA.

TVA (17%) est : 4188497,23 DA.

Le prix final est : 28826716,2 DA.

**Cc projet a été fermé pour le prix finale de : Vingt-huit million huit cent vingt-six mille sept cent seize Dinars, et 20 cts.**

#### **N.B**

- La référence des prix pour la projection du réseau d'irrigation par aspersion distribution ont été fournie par le département de l'irrigation en DHW. Djelfa.
- La référence des prix pour matériels de pompage et de la station de pompage ont été fournie par **Djelfa-pompe**. distributeur et fournisseur de matériel hydraulique. « [www.djelfapompes.com](http://www.djelfapompes.com) »
- La référence des prix pour de la construction du chantier ont été fournie par un entrepreneur « Mr, Zenati –Al Hawasse ».

## **5. Conclusion**

De point de vue économique et l'utilisation rationnel des eaux pour une longue période ce projet à un coût accepté.

## ***Conclusion Générale***

*À la fin de ce travail, on peut signaler que le principal objectif est atteint, la ressource en eau est gérée convenablement de façon qu'on a équipé notre parcelle ou bien station avec un réseau d'irrigation en respectant à la fois deux paramètres limites ; le premier consiste à offrir aux cultures ces besoins en eau et le deuxième économiser les eaux et les bien gestions.*

*Les deux systèmes proposés pour l'irrigation des cultures, jouent un grand rôle. D'une part dans le cadre modernité des techniques d'irrigation dans cette région, afin de permettre à la venir aux les agriculteurs de mieux voir des bonnes récoltes, et d'autre part tout en garantissant une meilleure efficacité d'irrigation et une bonne rationalisation de la ressource en eau, ce qui est en faveur de l'augmentation de la production agricole et cela par l'augmentation de la surface irriguée ainsi que le rendement agricole des cultures.*

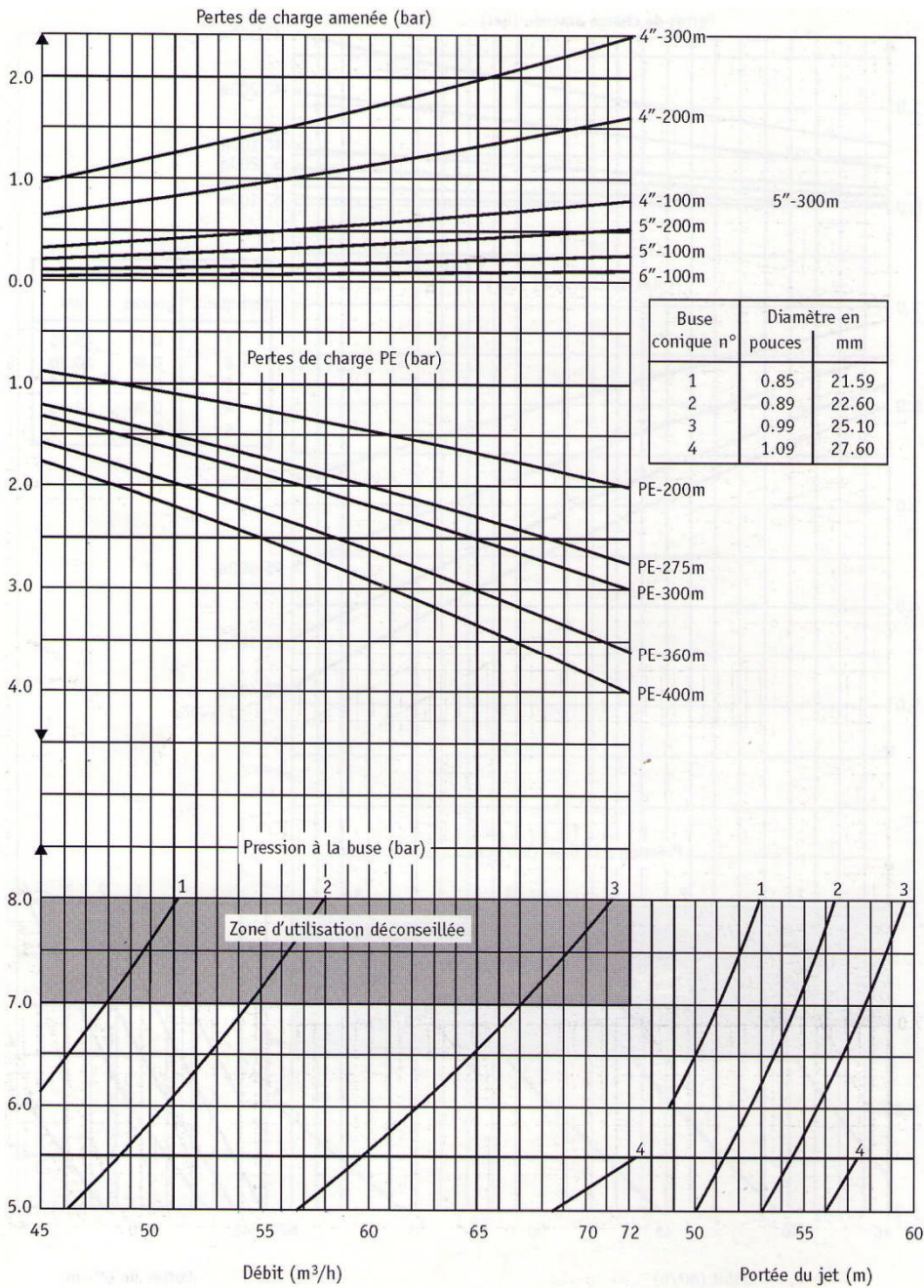


# **Références bibliographiques**

- 1) **Azzeiz .O** « Cours, conception du système d'irrigation et du drainage ».ENSH. Blida.2010.
- 2) **Bahbouh.L.S** « Cours de l'agro-pédologie ».ENSH. Blida.2007.
- 3) **Benlaoukli.B** « Cours organisation du chantier ».ENSH. Bida.2010.
- 4) **Bureau d'étude .Sonatrach** « Etude hydraulique de SETIF. Tome 2 » 1975.
- 5) **Clément Mathieu** « Bases technique de l'irrigation par aspersion ».Lavoisier.2007
- 6) **Chergui .H** « mémoire de fin d'étude: alimentation en potable de la ville bouhraoua W. Ghardaïa» Promoteur, Ayadi. juillet.2008.ENSH
- 7) **Djelfapompe**. distributeur et fournisseur de matériel hydraulique.
- 8) **Mermoude.A. A** « Aménagement et équipement du territoire ». Mars 2006.
- 9) **Mokrane.W** « Cours de pompes et station de pompage »ENSH. Blida.2010.
- 10) **Site Google**.(mécanique des fluides-www.berti-edition.com)
- 11) **Touaibia.B** « Manuel pratique d'hydrologie».Mars.2004.
- 12) **Zenati. H** « le prix des travaux des terrassements et construction des bâtiments ».

# ANNEXES

## Annexe 1.



Abaques servant au dimensionnement d'un enrouleur 100

Ces deux abaques permettant estimer les pertes de charge à l'aide de la formule suivantes :

$$\Delta P(\text{bar}/100\text{m}) = 1,043 \cdot 10^9 \cdot k \cdot q^{1.75} \cdot D^{-4.75} (\text{mm})$$

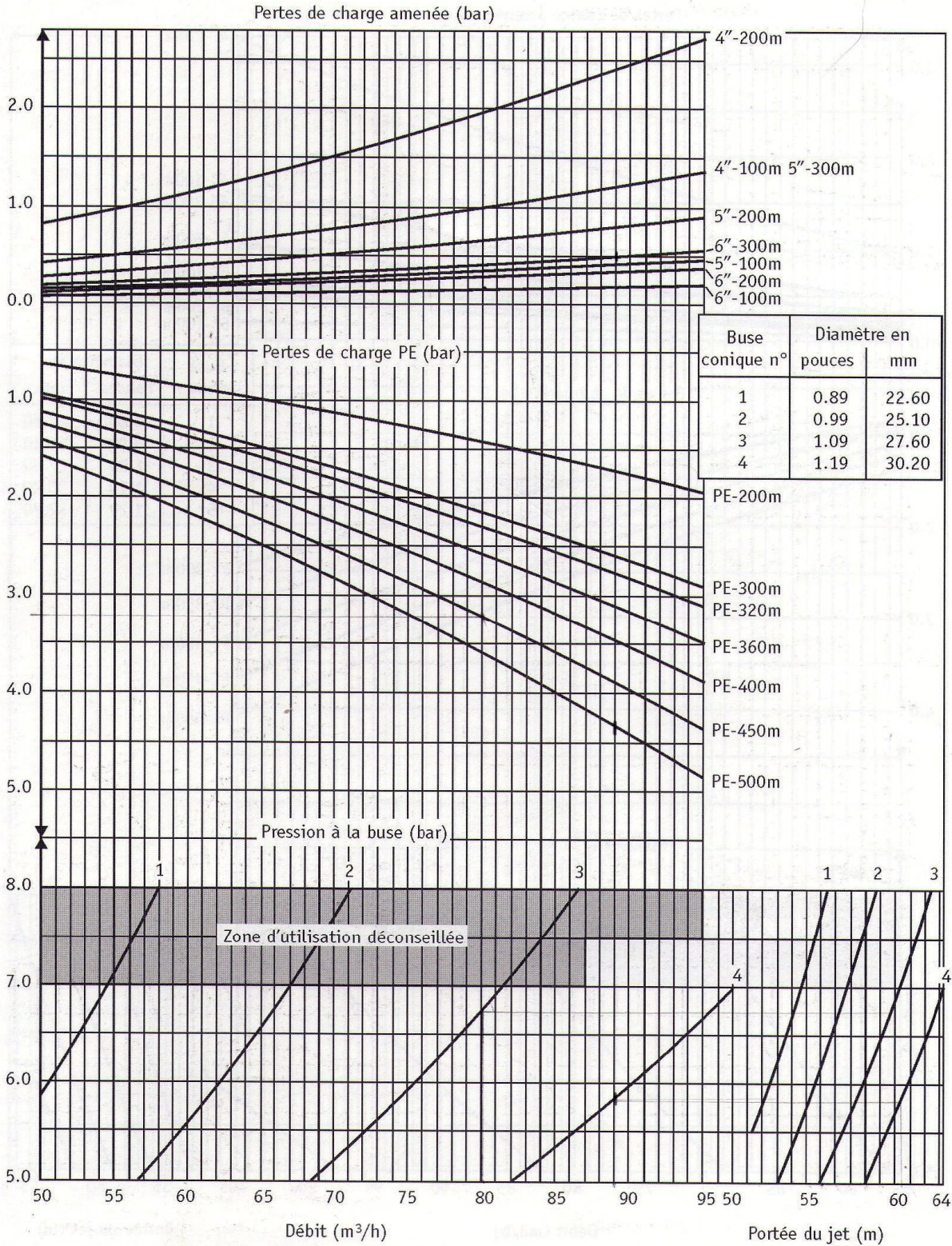
-  $\Delta P$ : perte de charge (bar/100m) - q : le débit (m³/h)

- k : coefficient spécifique - D : diamètre des conduites (mm)



# ANNEXES

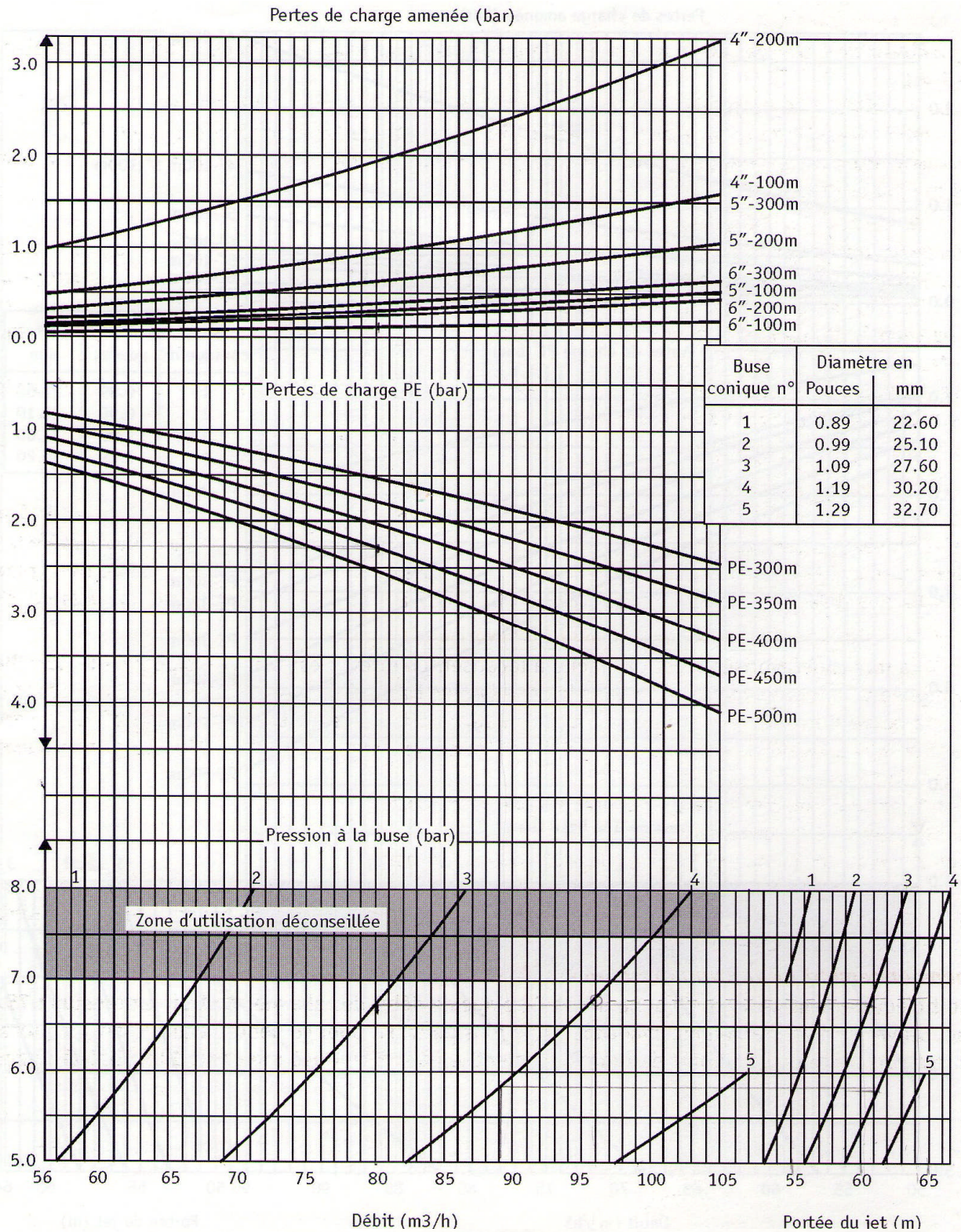
## Anexe 2.



Abaques servant au dimensionnement d'un enrouleur 110

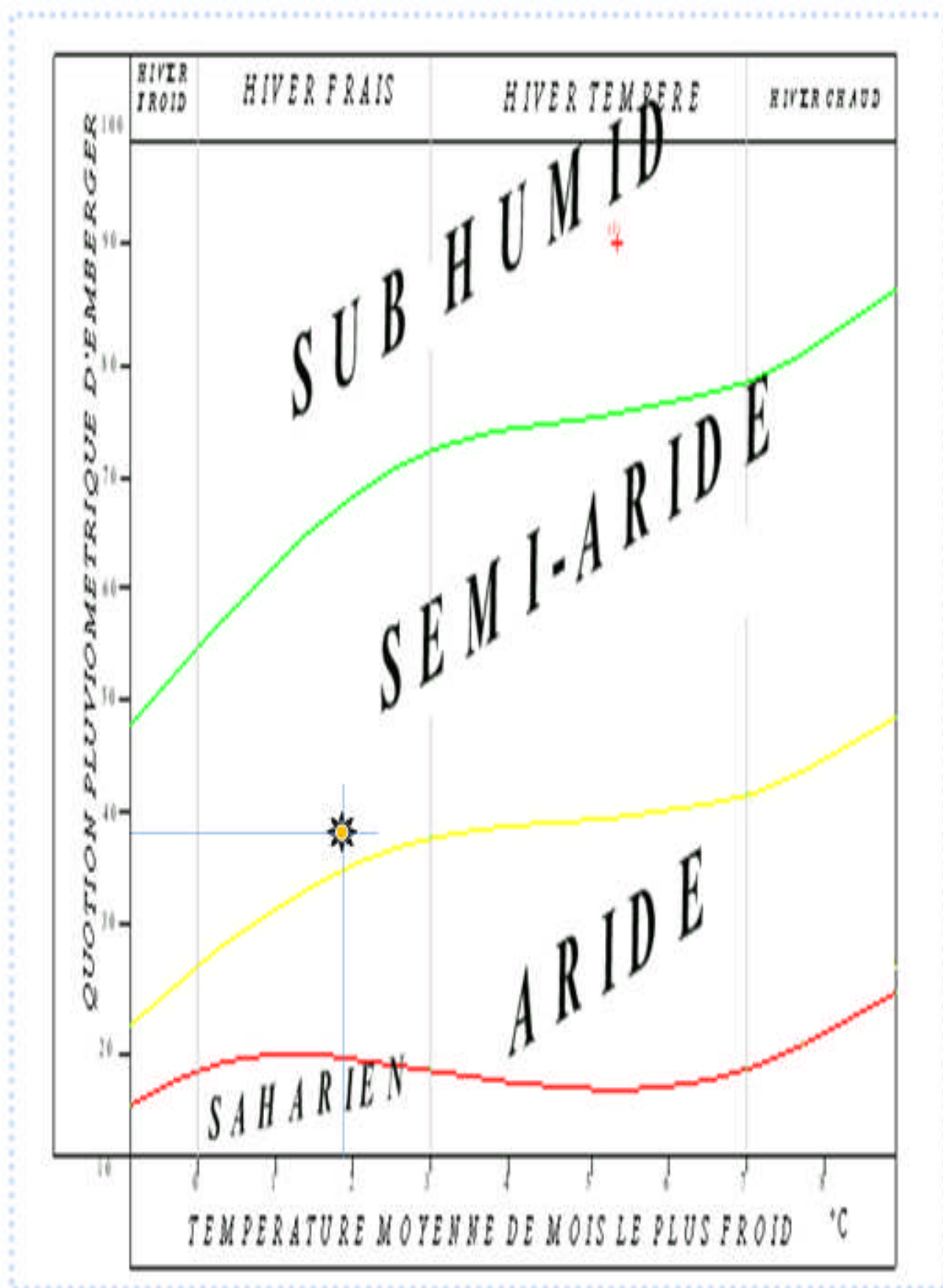


# Anexe 3.



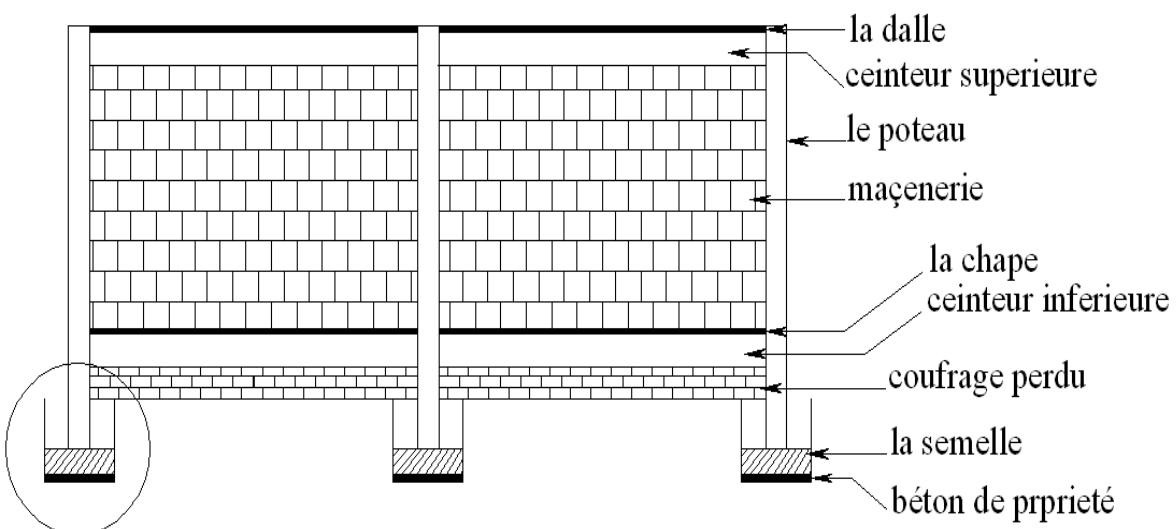
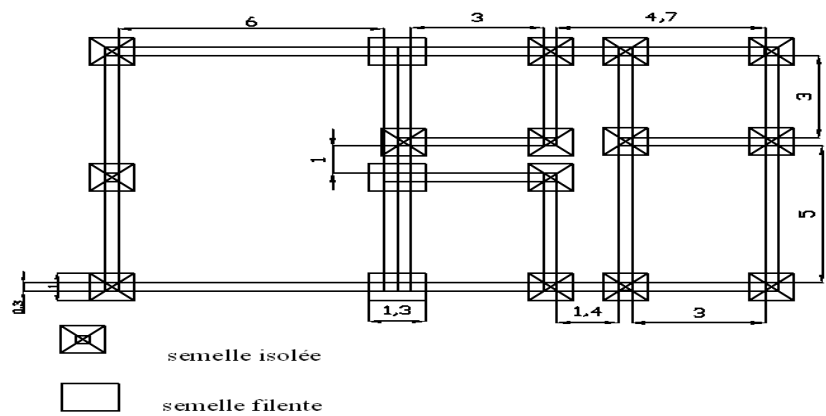
**Abaques servant au dimensionnement d'un enrouleur 125**

Anexe 4.

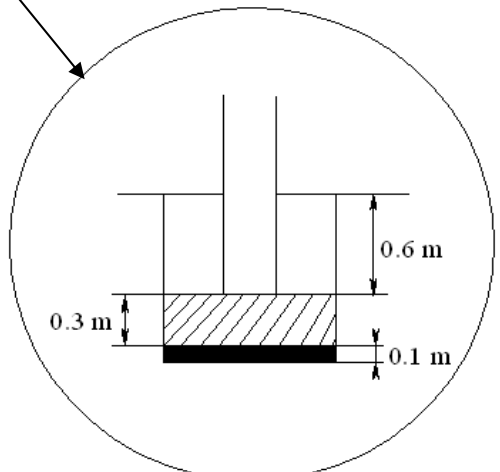


Annexe4 : Diagramme Bioclimatique D'Emberger

# Anexe 5.



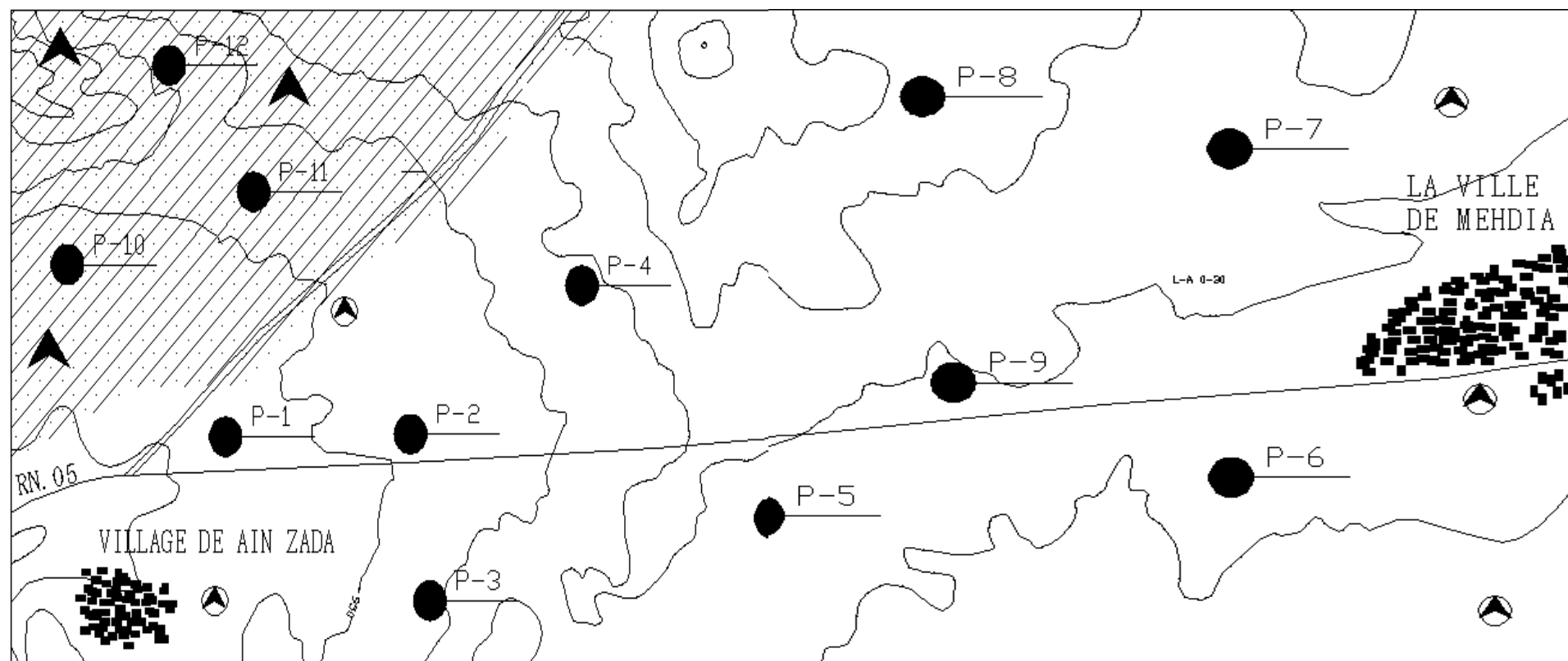
## Vue de face








Annexe5 : dimensionnement de la station de pompage



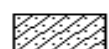
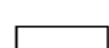
## Anexe 6.



### LEGENDE

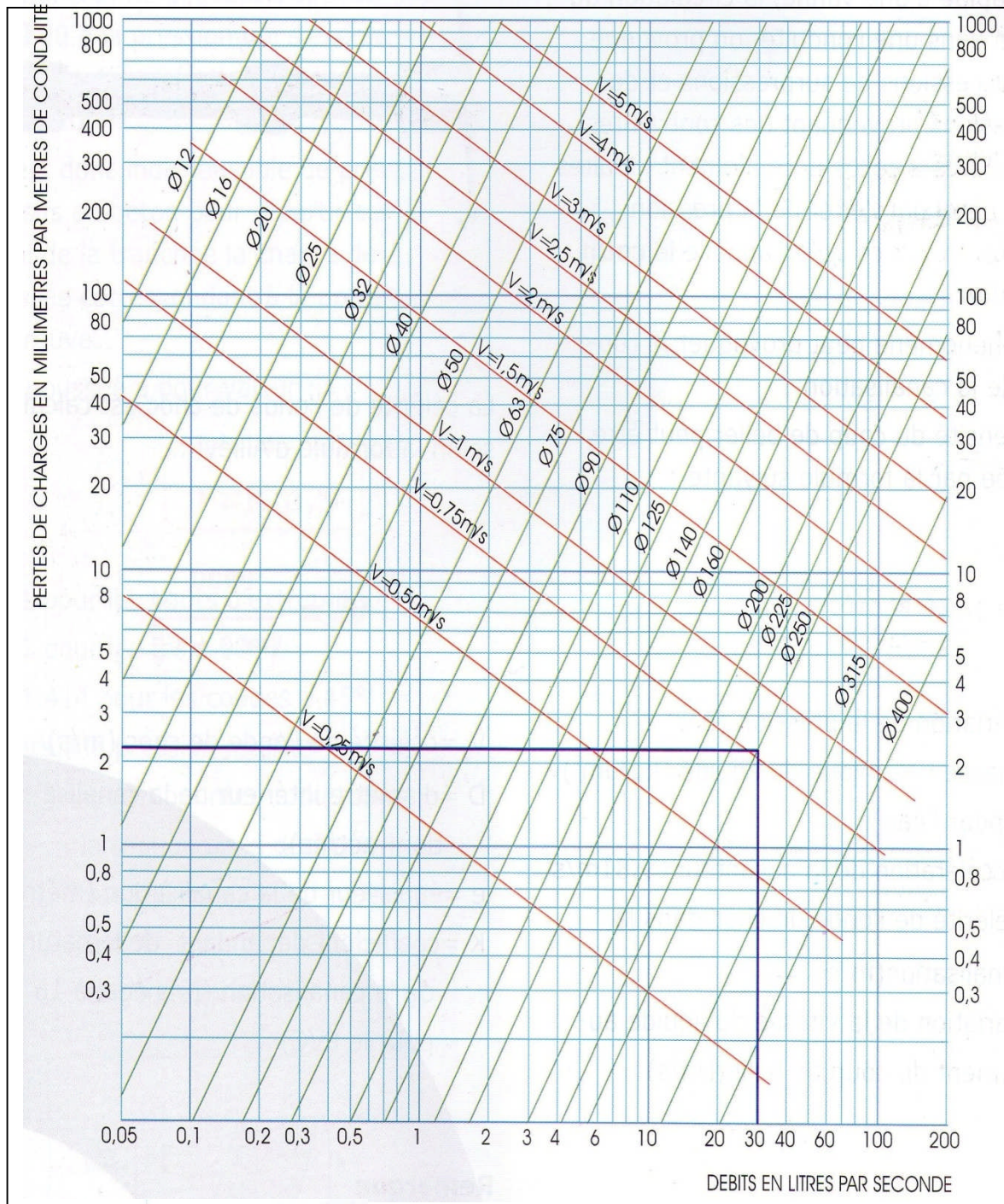
-  : ENCRUTEMENT CALCAIRE AVEC CAILLOUX
-  : CAILLOUX EN SURFACE
-  : PROFIL ETUDIE
-  : COURBE DE NIVEAU MAITRESSE
-  : COURBE DE NIVEAU NORMAL

### CLASSE DES SOLS

-  : SOL CALSIMAGNESIQUE A ENCRUTEMENT CALCAIRE
-  : SOL CALSIMAGNESIQUE MODAL

Carte du sol du périmètre de Mahdia w.setif

## Anexe 8.



Cet abaque a été établi à partir de la formule suivante adaptée de celle de Colebrook

$$J = 8,21 \times 10^{-4} \times D^{-4,76} \times Q^{1,76}$$

**ABAQUE POUR LE CALCUL DES PERTES DE CHARGE DANS LES TUBES D'ADDUCTION ET DE DISTRIBUTION D'EAU EN PVC**  
**PRESSION**

J= perte de charge en m/m de canalisation  
D=diamètre intérieur en mètre  
Q=débit en m<sup>3</sup>/seconde



