

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

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : Conception Des Systèmes d'Irrigation et de Drainage**

**THEME :**

**DIMENSIONNEMENT D'UN RÉSEAU D'IRRIGATION  
DE PÉRIMÉTRE DE (DHAISSA) A PARTIR DE LA  
STEP DE BORDJ BOU ARRERIDJ.**

**Présenté par :**  
M<sup>r</sup> OUARTIOU SOUFIANE

**DEVANT LES MEMBRES DU JURY**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup> M.MESSAHEL	<b>Prof</b>	Président
M <sup>me</sup> L.S BAHBOUH	<b>MA.A</b>	Examinatrice
M <sup>me</sup> H.BOUCHEMA	<b>MA.A</b>	Examinatrice
M <sup>me</sup> S.HARKAT	<b>MA.B</b>	Examinatrice
M <sup>r</sup> A.AYAD	<b>MA.A</b>	Examineur
M <sup>me</sup> D.DJOUDAR	<b>MA.A</b>	Promotrice

**Juillet-2012**

# dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect.

*D'*abord à mes très chers parents **AMMAR et SAIDIA**, à qui je dois  
Beaucoup pour leurs Sacrifices, leurs amours, leurs aides et leurs soutiens et  
j'espère qu'ils se seront  
fière en me voyant ce que  
je suis devenu  
Aujourd'hui.

A mes très chers frères « **SAID** », « **RACHID** »,  
«**ALI**», «**IDRIS** », «**ABBAS**».

A mes très chers sœurs « **RACHIDA** », « **NOURA** », « **SAIDA**»,  
«**FADILA** »,

A me très chère sœurs **SAMIA**.

A toute ma grande famille.

A mes chers amis **AMINE, FOUAD, YOUNAS, LOUNIS**.

*Je* dédie également ce travail à tous mes amis de **L'E.N.S.H** avec

Qui je partage tous les souvenirs.

# Remerciement

➤ Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont apportés un soutien pour

L'élaboration de ce mémoire de fin d'étude, particulièrement ma famille.

➤ Toute ma gratitude pour ma promotrice **Mme. DJOUDAR** pour ses

Judicieux conseils ainsi que sa disponibilité tout au long pour l'élaboration

De ce travail.

➤ Mon respect s'adresse aux membres de jury : **Mr .M.MESSAHEL.**

**Mr A.AYAD, Mme H.BAHBOUH, Mme S.HARKAT et Mme**

**H.BOUCHAMA .**Qui me feront l'honneur d'apprécier ce modeste travail.

➤ Je tiens à présenter par la même occasion tout mon respect à tous les

Enseignants de l'ENSH qui ont contribués à ma formation du cycle

Universitaire.

➤ Un remerciement particulier est adressé à **Mr AZZEDINE .Mr NABIL,**

**Mr Z.AYOUB. Mr B.GARCHOUCHE** pour Leurs précieux conseils, orientations et aides. Aussi a tous le personnel de la DHW de Bordj Bou Arreridj.

➤ Un remerciement particulier aussi est adressé à tous mes amés de l'ENSH,

**Djamel, Mohamed, Fouad. Amine. Hamza et lounis** et La liste est si longue .

## ملخص:

إن العمل الذي قمنا به في هذه المذكرة يندرج في كيفية تسيير المساحات الزراعية و عملنا على تجهيز شبكة السقي للمساحات الزراعية دهيسة لولاية برج بوعريريج واستعملنا تقنية السقي بالتقطير و عملنا على تجهيز نظام جلب المياه من محطة التطهير لولاية برج بوعريريج نحو هياكل التخزين و الذي يعمل على توزيع المياه نحو المساحات الزراعية.

وقد استعملنا آخر دفعة من برنامج EPANET من اجل إظهار تركيب شبكة التوزيع

## Résumé

Notre travail s'inscrit dans le cadre de la gestion des périmètres irrigués. Il consiste à faire un dimensionnement du réseau d'irrigation du périmètre de Dhaïssa dans la wilaya de Bordj Bou Arreridj, en utilisant la technique d'irrigation par goutte à goutte à partir de la step. Nous avons dimensionné aussi l'adduction qui refoule l'eau de la station d'épuration de Bordj Bou Arreridj vers le périmètre irrigué de l'étude ainsi le réservoir de stockage, qui distribue gravitairement l'eau vers les parcelles. Nous avons utilisé la dernière version du logiciel de modélisation EPANET afin de bien visualiser le comportement hydraulique de notre réseau.

## Abstract

Our dissertation is a part of the management of irrigation areas. It is to design an irrigation system of the Dhaïssa area in the wilaya of Bordj Bou Arreridj, using the localized irrigation technique. We have seized the supply which delivers water from the cleansing station of Bordj Bou Arreridj to the irrigation area of this study and the storage tank which distributes gravitationally water to the agricultural fields. We used the latest of the program EPANET to visualize the hydraulic behavior of our network.

# Sommaire

<b>Introduction général.....</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre I : Présentation de la zone d étude.</b>	
<b>Introduction .....</b>	<b>2</b>
<b>I.1 Situation de la zone d'étude.....</b>	<b>2</b>
<b>I.1.1 Situation géographique.....</b>	<b>2</b>
<b>I.1.2 situation topographique.....</b>	<b>4</b>
<b>I.1.3 Cadre géologique.....</b>	<b>4</b>
<b>I.1.4 Sismicité.....</b>	<b>5</b>
<b>I.2 Situation climatologique.....</b>	<b>5</b>
<b>I.2.1 Le climat.....</b>	<b>5</b>
<b>I.2.2La température.....</b>	<b>5</b>
<b>a) Températures moyennes.....</b>	<b>5</b>
<b>b) Températures maximales et minimales .....</b>	<b>5</b>
<b>I.2.3 La pluviométrie.....</b>	<b>6</b>
<b>I.2.4 Le vent.....</b>	<b>7</b>
<b>I.2.5 Diagramme Ombro-Thermique.....</b>	<b>8</b>
<b>I.3 Situation Hydraulique.....</b>	<b>8</b>
<b>I.3.1 Ressource en eau.....</b>	<b>8</b>
<b>I.3.2 Caractéristiques techniques de l'aménagement du barrage d'Ain Zada.....</b>	<b>8</b>
<b>a) La digue.....</b>	<b>8</b>
<b>B) Evacuateur de crue (en rive droite).....</b>	<b>9</b>
<b>C) Tour de prise.....</b>	<b>9</b>
<b>D) Retenue.....</b>	<b>9</b>
<b>I.3.3 Présentation de la station d'épuration de la ville Bordj Bou Arreridj.....</b>	<b>9</b>
<b>I.3.4 Situation géographiqu.....</b>	<b>9</b>
<b>I.3.5 Capacité de la station d'épuration.....</b>	<b>9</b>
<b>a) Débit à traiter.....</b>	<b>9</b>
<b>b) Charge organique à l'entrée de la step.....</b>	<b>9</b>
<b>CONCLUSION.....</b>	<b>10</b>

# Sommaire

## Chapitre II: généralité sur la pollution des eaux

Introduction.....	11
II.1 Origine de la pollution des eaux.....	11
II.1.1 Définition de la pollution.....	1
II.1.2 Les différents types de pollution.....	11
a) La pollution chimique.....	11
b) La pollution organique.....	11
c) La pollution radioactive.....	12
d) La pollution thermique.....	12
e) La pollution agricole.....	12
f) La pollution par les hydrocarbures.....	12
g) La pollution microbienne.....	12
II.2 Différentes qualités des eaux usées .....	13
a) Eaux usées domestiques. ....	13
b) Eaux pluviales.....	13
c) Eaux usées industriel.....	13
d) Matières de vidange.....	14
II.3 Les principaux paramètres de pollution.....	14
II.3.1 Le paramètre physique.....	14
a) La température.....	14
b) Le pH .....	14
c) La conductivité .....	14
d) Les matières en suspension (MES) .....	14
e) Les matières volatiles sèches (MVS) .....	14
f) Couleur et odeur.....	14
II.3.2 Les paramètres chimiques.....	15
II.3.3 Mesure de la pollution.....	15
II.4 Effets de la pollution.....	16
II.5 Conséquences sur le milieu récepteur .....	17
CONCLUSION.....	17

# Sommaire

## Chapitre III : réutilisation des eaux usées

Introduction.....	19
<b>III.2 Technique d'épuration.....</b>	<b>19</b>
<b>III.2.1 Traitements mécaniques et physiques.....</b>	<b>19</b>
a) Les prétraitements.....	19
b) Dégrillage.....	19
1) Le dégraissage-déshuilage.....	20
2) Dessablage.....	20
c) Les traitements primaires.....	20
d) Les traitements secondaires.....	20
1) Les traitements biologiques.....	20
1.2) Le processus d'épuration biologique.....	20
1.3) Les différents procédés d'épuration biologique.....	21
1.3.1) Le lagunage.....	21
1.3.1.1) Principe de fonctionnement.....	21
1.3.2) Epuration biologique par les boues activées .....	21
1.3.3) Principe.....	22
1.3.4) Classement des procédés par boues activées.....	22
1.3.4.1) Charge massique.....	22
1.3.4.2) Charge volumique.....	22
1.3.4.3) Age des boues .....	23
2) Les traitements physico-chimiques .....	24
2.1) Traitement tertiaire.....	24
<b>III.3 Réutilisation des eaux usées.....</b>	<b>24</b>
<b>III.4 Objectifs de la réutilisation des eaux usées.....</b>	<b>25</b>
<b>III.4 Historique de la réutilisation des eaux usées.....</b>	<b>25</b>
<b>III.5 Exemples de réutilisation des eaux épurées en agriculture dans le monde .....</b>	<b>26</b>
<b>III.6 Risque chimique.....</b>	<b>27</b>
III.6.1 Éléments trace.....	27
III.6.2 Concentration saline des eaux.....	27
<b>III.7 Stockage des eaux épurées.....</b>	<b>28</b>
III.7.1 Recharge de nappes aquifères.....	28
III.7.2 Réservoirs de stabilisation.....	28
<b>III.8 Normes actuellement en usage.....</b>	<b>28</b>
III.8.1) Normes et critères utilisés.....	28
Conclusion .....	31

# Sommaire

## Chapitre IV : étude hydrologique

<b>Introduction.....</b>	<b>32</b>
<b>IV.1 Pluviométrie.....</b>	<b>32</b>
<b>IV.2 Homogénéité de la série pluviométrique.....</b>	<b>34</b>
<b>IV.3 Choix de la loi d'ajustement.....</b>	<b>36</b>
<b>IV.3.1 la loi de GUMBEL.....</b>	<b>36</b>
<b>IV.4 Détermination de l'année de calcul.....</b>	<b>37</b>
<b>CONCLUSION.....</b>	<b>38</b>

## Chapitre V : Estimation des besoins en eau

<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>39</b>
<b>V-1 Pourquoi déterminer les besoins en eau des cultures .....</b>	<b>39</b>
<b>V-2 Choix des cultures.....</b>	<b>39</b>
<b>V.3 Besoin en eau du périmètre.....</b>	<b>40</b>
a) Les besoins unitaires.....	40
b) Les besoins globaux du périmètre d'irrigation.....	40
<b>V.3.1 Détermination de l'évapotranspiration.....</b>	<b>41</b>
a) L'évapotranspiration réelle ou de culture ETR.....	41
b) Calcul de L'évapotranspiration potentielle ou de référence $ET_0$ .....	42
<b>V.3.2 Calcul de la pluie efficace.....</b>	<b>44</b>
<b>V.4 Besoins nets mensuels en eau d'irrigation des cultures .....</b>	<b>45</b>
<b>V.5 Besoins bruts totaux en eau d'irrigation des cultures.....</b>	<b>45</b>
<b>V.6 Calcul du débit maximum journalier.....</b>	<b>46</b>
<b>CONCLUSION.....</b>	<b>46</b>

# Sommaire

## Chapitre VI : Adduction et pompage

<b>Introduction.....</b>	<b>47</b>
<b>VI.1 Recommandation sur les adductions.....</b>	<b>47</b>
<b>VI.2 Choix du tracé .....</b>	<b>47</b>
<b>VI.3 Choix du matériau.....</b>	<b>48</b>
<b>VI.4 Dimensionnement de l'adduction .....</b>	<b>49</b>
<b>V.4.1 Méthode de calcul.....</b>	<b>49</b>
a) <b>Formule de BRESS.....</b>	<b>49</b>
b) <b>Formule de BONNIN.....</b>	<b>49</b>
<b>V.4.2 Calcul des pertes de charge.....</b>	<b>49</b>
a) <b>Pertes de charge linéaires.....</b>	<b>49</b>
b) <b>Pertes de charge singulières.....</b>	<b>50</b>
c) <b>Pertes de charge totales (<math>\Delta H_t</math>).....</b>	<b>50</b>
<b>V.4.3 Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt.....</b>	<b>50</b>
<b>V.4.4 Puissance absorbée par la pompe.....</b>	<b>50</b>
<b>V.4.5 Energie consommée par la pompe.....</b>	<b>51</b>
<b>V.4.6 Frais d'exploitation.....</b>	<b>51</b>
<b>V.4.7 Frais d'amortissement.....</b>	<b>51</b>
<b>V.5 Dimensionnement de l'adduction (de la step vers bassin de Stockage).....</b>	<b>52</b>
<b>V.5.1 Analyse de la capacité de la bache de reprise.....</b>	<b>52</b>
<b>Conclusion.....</b>	<b>54</b>
<b>V.6 Etude de pompage.....</b>	<b>55</b>
<b>V.6.1 Choix de l'emplacement de la station de pompage.....</b>	<b>55</b>
<b>V.6.2 Choix du type de pompe.....</b>	<b>55</b>
<b>V.6.3 Choix du nombre de pompes .....</b>	<b>55</b>
<b>V.6.4 Courbes caractéristiques.....</b>	<b>56</b>
<b>Conclusion.....</b>	<b>56</b>

# Sommaire

## Chapitre VII : Dimensionnement d'un réseau d'irrigation

Introduction.....	57
VII.1 Technique d'arrosage.....	57
a) Irrigation de surface (par gravité) .....	57
b) Irrigation par aspersion.....	57
c) Irrigation souterraine.....	57
d) Irrigation localisée (micro - irrigation).....	57
1) Les Avantages.....	58
2) Les inconvénient.....	58
VII.2 Irrigation localisée.....	58
VII.3 Composition de l'installation.....	59
a) Borne d'irrigation.....	59
b) Le vannage.....	59
c) La stabilisation des pressions .....	59
d) Limiteur de débit.....	59
e) La conduite principale.....	59
f) Porte rampes.....	59
g) Les rampes.....	60
h) les distributeurs.....	60
i) La pompe.....	60
VII.4 Choix d'un distributeur.....	61
a)La qualité de l'eau.....	61
1) les eaux de bonne qualité.....	61
2) Eaux de mauvaise qualité.....	61
b) La nature du sol.....	62
c) la nature des cultures.....	62
VII.5 Différents types de distributeurs.....	62
a) Goutteurs.....	62
b) Gaines.....	62
c) Tubes poreux.....	62
d) Mini diffuser.....	62
e) Ajustages calibrés (procédé Bas-Rhône).....	63
VII.6 Choix de la technique d'irrigation convenable.....	63
VII.7 Réseau de distribution.....	63
VII.7 1 Ilot d'irrigation .....	63
VII.7.2 Trace de distribution .....	64

# Sommaire

a) Implantation des bornes D'irrigation .....	64.
b) débit de la borne d'irrigation. ....	64
VII.7.3 caractéristique du conduit du réseau d'irrigation.....	64
VI.7.4 Equipements.....	65
VII.8 Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte.....	65
VII.8.1 Calcule des besoins.....	65
1) Les besoins journaliers .....	65
2) Besoin journalier en tenant compte de la réduction $K_r$ .....	66
3) La dose d'irrigation nette.....	66
4) La dose d'irrigation brute .....	66
5) Fréquences des arrosages .....	66
6) La durée d'arrosage.....	67
7) La durée d'arrosage par jour .....	67
Conclusion.....	67
VII.8.2 Calcul hydraulique.....	67
1) Calcule du nombre de postes.....	67
2) Surface de poste.....	67
3) Surface de la rampe.....	67
4) Number de ramps.....	68
5) Nombre de goutteurs par rampe.....	68
6) debit Moyenne par rampes .....	68
7) Débit de la porte rampe.....	68
8) Calcul des diamètres des portes rampes, rampes.....	68
8.1) Le diamètre de la rampe .....	69
8.2) Le diamètre de la porte rampe.....	69
a) Pour le pommier.....	71
b) Pour les agrumes.....	72
c) Pour le pêcher.....	73
VII.9 Dimensionnement du réservoir .....	74
a) Pour l'Oliver .....	74
b) Pour le pommier.....	74
c) Pour le pêcher.....	74
VII.10 Dimensionnement de la conduite de distribution .....	75
Conclusion.....	76

# Sommaire

## Chapitre VIII: organisation de chantier

<b>Introduction .....</b>	<b>77</b>
<b>VIII.1 L'action reçue par les conduites .....</b>	<b>77</b>
<b>VIII.2 Exécution des travaux.....</b>	<b>77</b>
<b>VIII.3 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain .....</b>	<b>78</b>
<b>VIII.3.1 Matérialisation.....</b>	<b>78</b>
<b>VIII.3.2 Nivellement .....</b>	<b>78</b>
<b>VIII.3.3 Pose de conduite .....</b>	<b>78</b>
<b>VIII.4 Aménagement du lit de pose.....</b>	<b>78</b>
<b>VIII.4.1 La mise en place des canalisations .....</b>	<b>78</b>
<b>VIII.4.2 Remblai des tranchées.....</b>	<b>79</b>
<b>VIII.4.3 Nettoyage des conduites.....</b>	<b>79</b>
<b>VIII.5 Surveillance et entretien du réseau .....</b>	<b>79</b>
<b>VIII.5.1 Détection des fuites d'eau .....</b>	<b>79</b>
<b>VIII.5.2 Excavation des tranchées .....</b>	<b>79</b>
<b>a) La profondeur (<math>H_{tr}</math>) .....</b>	<b>80</b>
<b>b) Largueur de la tranchée.....</b>	<b>80</b>
<b>VIII.6 Choix du coefficient du talus .....</b>	<b>80</b>
<b>VIII.7 Aménagement du lit de pose des conduites.....</b>	<b>81</b>
<b>VIII.7.1 Calcul des volumes... ..</b>	<b>81</b>
<b>a) Volume des déblais.....</b>	<b>81</b>
<b>b) Volume des Remblais.....</b>	<b>81</b>
<b>c) Volume excédentaire .....</b>	<b>81</b>
<b>VIII.8 PLANIFICATION DES TRAVAUX .....</b>	<b>82</b>
<b>VIII.8.1 Techniques de la planification .....</b>	<b>82</b>
<b>VIII.8.2 Méthodes basée sur le réseau.....</b>	<b>82</b>
<b>a) Définition du réseau.....</b>	<b>82</b>
<b>1) Réseau à flèches .....</b>	<b>83</b>
<b>2) Réseau à nœuds.....</b>	<b>83</b>
<b>3) Construction du réseau.....</b>	<b>83</b>
<b>VIII.8.3 Méthode C.P.M.....</b>	<b>83</b>
<b>VIII.8.3.1 Les étapes de la planification.....</b>	<b>84</b>
<b>a) Collection des informations.....</b>	<b>84</b>
<b>b) Décomposition du projet.....</b>	<b>84</b>
<b>c) Relations entre les tâches .....</b>	<b>84</b>

# Sommaire

<b>VIII.8.3.2 Les paramètres de la méthode C.P.M.....</b>	<b>84</b>
<b>VIII.8.3.3 Le calcul du réseau .....</b>	<b>85</b>
<b>a) Calcul allez.....</b>	<b>85</b>
<b>b) Calcul retour.....</b>	<b>85</b>
<b>VIII.8.3.4 Le chemin critique.....</b>	<b>85</b>
<b>VIII.8.4 Attribution de la durée des différentes opérations.....</b>	<b>86</b>
<b>Conclusion.....</b>	<b>89</b>
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>90</b>

## LISTE DES TABLEAUX

### Chapitre I : Présentation de la zone d étude.

<i>Tableau I.1 : les températures moyennes (période 1998-2008)</i> .....	5
<b>Tableau I.2 : les températures maximales et minimales (période 1998-2008)</b> .....	5
<b>Tableau I.3 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations</b> <b>(période 1998-2006)</b> .....	6
<b>Tableau I.4: Evaporation moyenne mensuelles (période 1998-2006)</b> .....	6
<b>Tableau I.5: Les valeurs moyennes de vent</b> .....	7

### Chapitre II: généralité sur la pollution des eaux

<b>. Tableau II.1: Paramètres de pollution</b> .....	15
--	----

### Chapitre III : réutilisation des eaux usée

<b>Tableau III -1 : classement des procédés par boues activées</b> .....	23
<b>Tableau III -2 : Normes de réutilisation des eaux usées épurées</b> .....	30
<b>Tableau III-3 : Normes de réutilisation des eaux usées épurées</b> .....	30

### Chapitre IV : étude hydrologique

<b>Tableau IV.1 : Répartition des pluies moyennes mensuelles et annuelles</b> .....	33
<b>Tableau IV.2 : Le procédé de test d'homogénéité</b> .....	35
<b>Tableau IV.3 : résultats de l'ajustement de la série</b> .....	36
<b>Tableau IV.4: Précipitations mensuelles moyennes</b> .....	38
<b>Tableau IV.5 : représenté l'année de calcule</b> .....	38

## **LISTE DES TABLEAUX**

### **Chapitre V : Estimation des besoins en eau**

<b>Tableau V.1 : répartition d'occupation des sols relatifs aux cycles culturaux retenus pour le projet.....</b>	<b>40</b>
<b>Tableau V.2 : Evapotranspiration de référence selon la méthode Penman&amp;Monteith..</b>	<b>43</b>
<b>Tableau V.3: Les précipitations efficaces dans la zone d'étude.....</b>	<b>44</b>
<b>Tableau V.4: Les précipitations efficaces dans la zone d'étude.....</b>	<b>45</b>
<b>Tableau V.5 : tableau des besoins bruts des cultures.....</b>	<b>45</b>

### **Chapitre VI : Adduction et pompage**

<b>Tableau VI.1: Calcul de la Hmt du tronçon (step ver réservoir de stockage).....</b>	<b>53</b>
<b>Tableau VI.2: Calcul des frais d'amortissement du tronçon.....</b>	<b>53</b>
<b>Tableau VI.3: Calcul des frais d'exploitation du tronçon.....</b>	<b>53</b>
<b>Tableau VI.4: Bilan du tronçon.....</b>	<b>53</b>
<b>Tableau VI.5: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station de pompage.....</b>	<b>56</b>

### **Chapitre VII : Dimensionnement d'un réseau d'irrigation**

<b>Tableau VII.1 : Caractéristiques des rampes.....</b>	<b>70</b>
<b>Tableau VII.2 : Caractéristiques de la porte rampe.....</b>	<b>71</b>
<b>Tableau VII.3 : Caractéristiques de la Parcelle de pommier.....</b>	<b>70</b>
<b>Tableau VII.4 : Caractéristiques de la Parcelle des agrumes.....</b>	<b>72</b>
<b>Tableau VII.5 : Caractéristiques de pêcher.....</b>	<b>73</b>
<b>Tableau VII.6 : Caractéristiques des nœuds et bornes d'irrigation.....</b>	<b>75</b>
<b>Tableau VII.7: Caractéristiques des conduites de distribution.....</b>	<b>76</b>

### **Chapitre VIII: organisation de chantier**

<b>Tableau VIII.1 : choix du coefficient du talus.....</b>	<b>80</b>
<b>Tableau VIII.2 : Coefficient de foisonnement.....</b>	<b>82</b>
<b>Tableau VIII.3: Détermination du délai de la réalisation.....</b>	<b>86</b>

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

Figure I.1 : Carte de situation de la zone d'étude.....	2
Figure I.2 : Carte de la wilayat de B.B.Arreridj avec ces communes.....	3
Figure I.3 : Carte géologique de la wilayat de B.B.Arreridj.....	4
Figure III.1 : Schéma de principe de l'épuration par boues activée.....	23
Figure III.2 : La réutilisation des eaux usées épurées dans le cycle de l'assainissement....	25

## Chapitre III : réutilisation des eaux usée.

Figure III.1 : schéma de principe de l'épuration par boues active.....	24
--	----

## Chapitre VII : Dimensionnement d'un réseau d'irrigation

VII.1 Goutteurs.....	60
----------------------	----

## Chapitre VIII: organisation de chantier

Fig. VIII.1: réseau à nœud .....	87
Fig. VIII.4: Planning des travaux; diagramme de Gantt.....	88

## Introduction générale

Le recours à l'irrigation est devenu une nécessité, étant donné l'importance du déficit hydrique climatique et l'intensification de l'agriculture. Or, face à ces demandes, les ressources en eau sont rares et insuffisantes. Ainsi, pour satisfaire l'ensemble des besoins en eau du pays et afin de réserver les eaux de bonne qualité à l'alimentation en eau potable, on est contraint d'utiliser des eaux de qualité marginale en agriculture. Dans ce contexte, l'utilisation des eaux usées traitées est devenue une nécessité et fait partie intégrante de la stratégie actuelle de mobilisation de toutes les ressources disponibles.

Dans ce cadre et face aux problèmes de la pollution de l'environnement par les eaux usées, notre pays a entrepris dès les années 70, un programme de mise en œuvre des stations d'épuration notamment dans les grands centres urbains.

Le recyclage des eaux épurées et leur utilisation en agriculture est un potentiel de grande importance future, en tant que la nouvelle ressource d'eau pour l'irrigation dans notre pays.

Dans l'objectif de la réutilisation des eaux épurées de la station d'épuration de Bordj Bou Arreridj, notre étude est scindée en deux grandes parties :

- La première partie est relativement à l'étude bibliographique, qui va nous permettre de donner un aperçu théorique et pratique des différentes étapes de la réutilisation des eaux usées, dont on trouve :
  - ❖ Prétraitements
  - ❖ Traitements primaires
  - ❖ Traitements secondaires
  - ❖ Traitements biologiques
  
- La deuxième partie concernant le dimensionnement de l'adduction et le réseau d'irrigation.

C'est dans ce cadre que s'inscrit mon mémoire de fin d'étude "Dimensionnement de réseau d'irrigation de périmètre de DHISSA à partir de la step de Bordj Bou Arreridj".

## Introduction

Notre périmètre d'étude se situe dans la commune de Bordj Bou Arreridj (wilaya de Bordj Bou Arreridj). L'étude de l'aménagement hydro-agricole du périmètre sera réalisée sur une superficie de 250 ha.

### I.1 Situation de la zone d'étude

#### I.1.1 Situation géographique

La wilaya de Bordj Bou Arreridj fait partie du Nord de l'Algérie ; elle se situe à 230 km au Sud-est d'Alger. (Figure I.1).

Elle est limitée par la Latitude :  $36^{\circ}07' N / L$  et la longitude :  $5^{\circ}04' E$ .

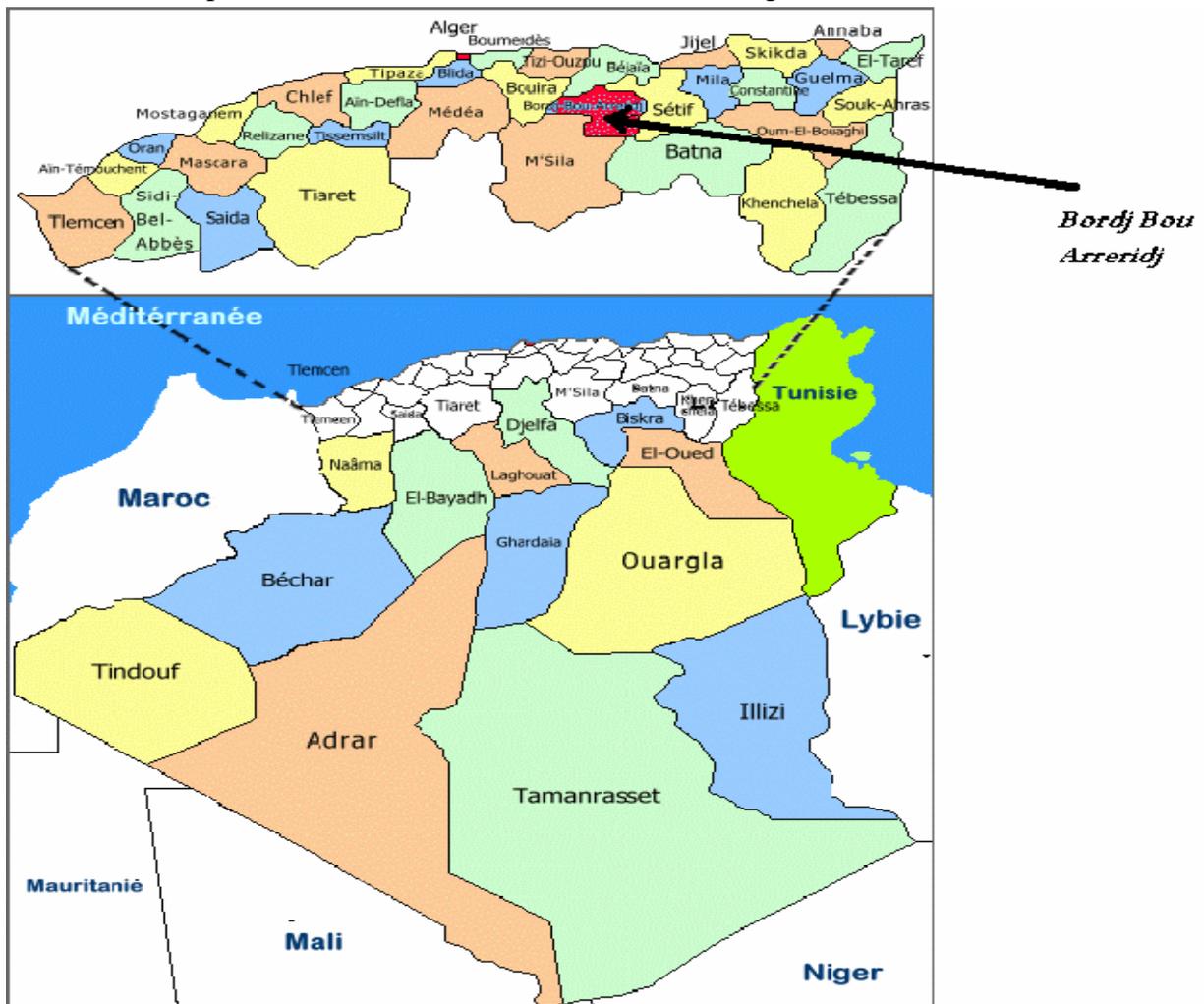


Figure I.1 : Carte de situation de la zone d'étude

Elle est délimitée (**Figure I.2**)

- au Nord par la wilaya de Bejaïa.
- au Sud par la wilaya de M'sila.
- à l'Est par la wilaya de Sétif.
- à l'Ouest par la wilaya de Bouira.



Figure I.2 : Carte de la wilayat de B.B.Arreridj avec ces communes.

On outre, la commune de bordj Bou Arreridj est délimitée (**Figure I.2**)

- au Nord par la wilaya de Medjana.
- au Sud par la wilaya d'El Anasser.
- à l'Est par la wilaya de Sidi Embarek.
- à l'Ouest par la wilaya d'El Achir.

### I.1.2 situation topographique

Le site d'étude se caractérise par une variation d'altitude allant de **820 à 840 m NGA**. La totalité des terrains de notre zone d'étude est constituée par des pentes de **0% à 7%** qui représentent **90%** de la superficie totale du périmètre. Et par des pentes supérieures à **7%** qui représentent **10%** de la superficie du périmètre étudié.

### I.1.3 Cadre géologique

Notre zone d'étude présente une structure géologique complexe :

- La partie haute du site correspond à un terrain limono-argileux, marron foncé à noir, faiblement organique.

- La partie basse du site dont l'altitude ne dépasse pas 832 m NGA (réservoir et station de pompage) on a un horizon rocheux (conglomérat), fortement cimenté.

Au dessus du conglomérat on rencontre les couches suivantes :

- Matériaux de surface : limono-argileux avec forte proportion de cailloutis ;
- Matériaux sous-jacent : limon argileux plastiques avec faible proportion de gravier et cailloutis. (Source *DHW de BBA*).

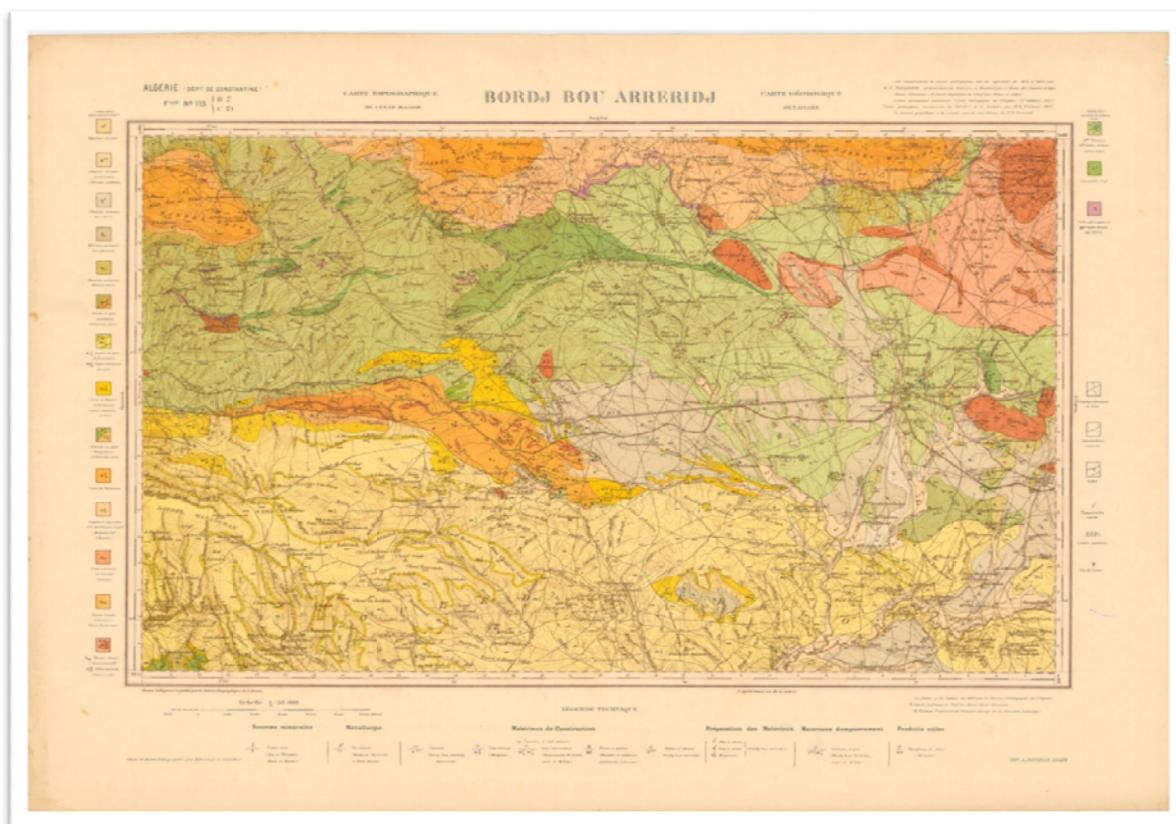


Figure I.3 : Carte géologique de la wilayat de B.B.Arreridj.

### I.1.4 Sismicité

Notre zone d'étude se trouve dans une zone, avec une concentration importante des séismes et de la plupart des glissements de terrain. Ceci est dû à plusieurs facteurs, parmi lesquels : la nature montagneuse et le relief fortement pente de ce secteur combiné à une pluviométrie

Importante et à la nature lithologique des terrains (argileuse et marneuse) ce qui favorise la survenue de glissements de terrains.

## I.2 Situation climatologique

### I.2.1 Le climat

La zone a un climat pseudo continental. Elle se distingue par un hiver froid, pluvieux avec des chutes de neige, et un été chaud et sec.

### I.2.2 La température

La température de la zone d'étude atteint au mois de juillet et Aout un maximum d'environ 40°C (durant 2 à 3 jours), tandis qu'elle peut diminuer sous 0°C en hiver au mois de Décembre et janvier.

#### a) Températures moyennes

Les températures moyennes sont présentées dans le **tableau I.1**.

*Tableau I.1 : les températures moyennes (période 1998-2008)*

<i>Mois</i>	<b>J</b>	<b>V</b>	<b>M</b>	<b>A</b>	<b>M</b>	<b>J</b>	<b>J</b>	<b>A</b>	<b>S</b>	<b>O</b>	<b>N</b>	<b>D</b>	<i>Moy</i>
<i>T°C</i>	5.45	6.8	9.1	11.4	16.3	22.2	28.1	27.2	21.3	15.8	10.5	6.1	15

(Source ANRH)

#### b) Températures maximales et minimales

Les températures maximales et minimales sont présentées dans le **tableau I.2**.

**Tableau I.2 : les températures maximales et minimales (période 1998-2008).**

<i>Mois</i>	<b>J</b>	<b>V</b>	<b>M</b>	<b>A</b>	<b>M</b>	<b>J</b>	<b>J</b>	<b>A</b>	<b>S</b>	<b>O</b>	<b>N</b>	<b>D</b>	<i>Moy</i>
<i>Tmin°C</i>	1.4	2.1	3.8	6.1	10.4	16.1	20.2	20.1	15.3	14.8	6.3	2.7	9.61
<i>Tmax°C</i>	9.4	11.1	13.3	16.7	22.3	29.6	34.2	33.8	27.3	20.8	14.8	10.3	20.3

(Source ANRH)

L'analyse du tableau ci-dessus nous renseigne sur:

- une période chaude s'étalant du mois de Juin au mois de Septembre, marquée par une température moyenne de **31,22° C**.
- Le mois le plus chaud étant le mois de Juillet d'une température moyenne de **34.2° C**.
- Une période de froid s'étalant du mois d'Octobre au mois d'Avril avec une valeur moyenne de **13,77° C**.
- Le mois le plus froid étant le mois de Janvier avec une température de **1.4° C**

### I.2.3 La pluviométrie

Les précipitations moyennes interannuelles représentent la caractéristique climatique capitale de la zone d'étude. Elles sont exprimées sous forme de lame de pluie, la lame des pluies moyennes interannuelles de la zone d'étude est estimée à 400 mm ; cette valeur est tirée de la carte pluviométrique de l'Algérie du Nord établie par L'Agence Nationale de Ressources Hydrauliques (ANRH), basée sur les données de la station expérimentale de BORDJ-BOU-ARRERIDJ dont le code est : **050905**.

Caractéristiques de la station de référence :

X = 685.80 m. Y = 309.95 m. Z = 922 NGA.

La répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations et de l'évaporation moyenne mensuelle sont présentées dans les tableaux I.3 et I.4.

**Tableau I.3 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations  
(période 1998-2006)**

<b>Mois</b>	<b>J</b>	<b>V</b>	<b>M</b>	<b>A</b>	<b>M</b>	<b>J</b>	<b>J</b>	<b>A</b>	<b>S</b>	<b>O</b>	<b>N</b>	<b>D</b>
<b>%</b>	11.99	8.6	11.27	11.76	9.03	4.41	1.16	24.8	8.68	9.41	9.43	11.29
<b>P<sub>moy</sub> (mm)</b>	29.8	21.3	28.01	29.2	22.4	12.2	2.9	6.16	21.6	23.4	23.4	28.1

(Source ANRH)

**Tableau I.4: Evaporation moyenne mensuelles (période 1998-2006)**

<b>Mois</b>	<b>J</b>	<b>V</b>	<b>M</b>	<b>A</b>	<b>M</b>	<b>J</b>	<b>J</b>	<b>A</b>	<b>S</b>	<b>O</b>	<b>N</b>	<b>D</b>
<b>%</b>	12.8	10.8	12.8	9.8	5.2	2	0.7	1.7	5.1	11.1	12.4	16.9
<b>Evap (mm)</b>	51.2	43.2	51.2	35.6	20.8	8	2.8	6.8	20.4	44.4	49.6	67.6

(Source ANRH)

### I.2.4 Le vent

Pendant la période hivernale, on note la prépondérance des vents « Ouest » et « Nord-Ouest ». En été les vents sont variables avec manifestation du sirocco dont les effets limitent la mise en valeur des hautes plaines.

**Tableau I.5: Les valeurs moyennes de vent.**

Mois	S	O	N	D	J	V	M	A	M	J	J	A	Moy
VIM	3,7	5,3	5,2	7,0	6,	7,1	6,6	6,7	6,9	6,5	5,9	5,5	6,
DIV	SN	SN	ESW	SN	SN	SN	SN	SN	ESW	SN	SN	SN	SN
FREQU	38	37	45	38	39	32	33	30	27	27	29	38	39

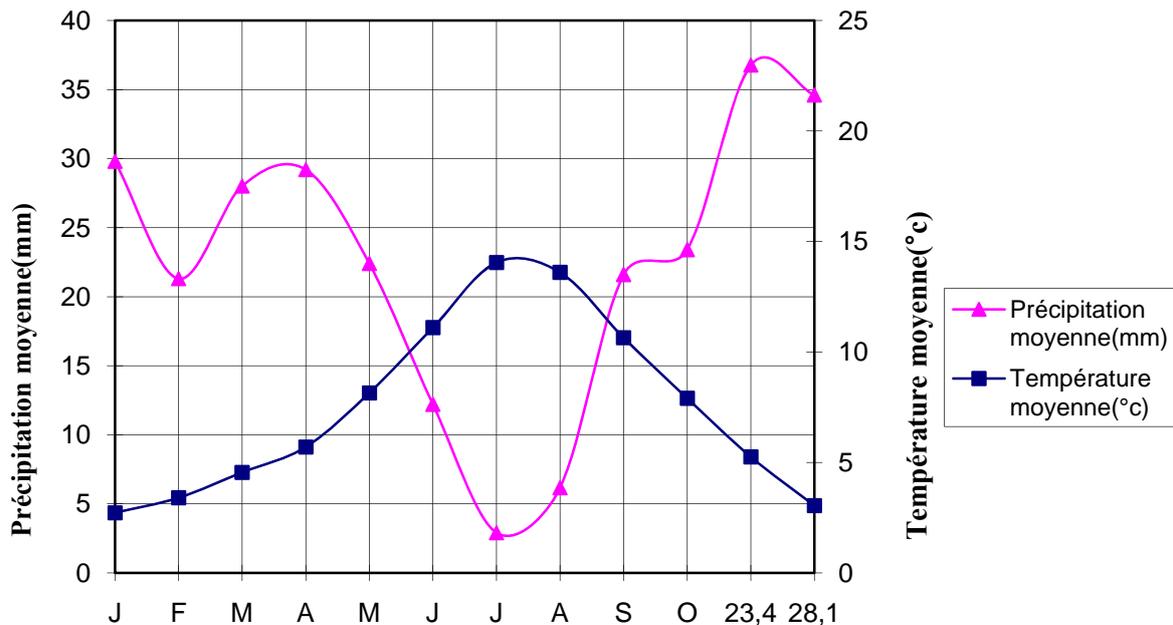
(Source ANRH)

#### Sachant que

- **VIM** : Vitesse de vent moyen en (m / s).
- **DIV** : Direction de vent.
- **Moy** : Moyenne annuelle de période (1980 - 1984).
- **Freq** : Fréquence moyenne mensuelle en (%).

### I.2.5 Diagramme Ombro-Thermique

Son tracé est basé sur la définition de la saison sèche avec  $P < 2T$ , c'est à dire qu'un mois est considéré comme biologiquement sec, lorsque la moyenne des précipitations  $P$  exprimée en mm est inférieure au double de la moyenne des températures  $T$ , exprimées en degré centigrade °C (Voir Figure I.3) :



**Figure I.4. Climogramme pluviothermique de Bordj Bou Aréridj**

## I.3 Situation Hydraulique

### I.3.1 Ressource en eau

L'eau brute sera prélevée du barrage de Ain Zada, ce dernier est situé dans la wilaya de Bordj Bou Arreridj (BBA) ; 40 km à l'est de cette dernière et à 25 km à l'ouest de Sétif. (Figure I.4) Il est implanté sur l'oued Boussalem et draine un bassin versant de 1800 km<sup>2</sup>. L'apport d'eau moyen annuel est estimé à 70 HM<sup>3</sup>. (source DHW BBA)

### I.3.2 Caractéristiques techniques de l'aménagement du barrage d'Ain Zada.

#### a) La digue

- Type : massif d'encrochement avec noyau étanche.
- Cote en crête : 865 m.
- Hauteur : 55 m.
- Longueur en crête : 688 m.
- Largeur en crête : 7 m.

**B) Evacuateur de crue (en rive droite)**

- Type : seuil déversant avec coursier et auge de déflexion.
- Cote du seuil : 855 m.
- Crue du projet : 4400 m<sup>3</sup>/s.

**C) Tour de prise**

- Cote de la prise supérieure : 848 m (axe).
- Cote de la prise inférieure : 838 m (axe).

**D) Retenue**

- Cote des plus hautes eaux (NPHE) : 864,2 m.
- Niveau normal de la retenue (NRN) : 855 m.
- Volume total de la retenue : 125 Mm<sup>3</sup>.
- Volume utile (entre les cotes 838 et 855) : 110 Mm<sup>3</sup>.
- Volume régularisé : la première étude est de 50 Mm<sup>3</sup>/an mais une étude hydrologique complémentaire du barrage d'Ain Zada a revu en Baisse le volume régularisé à 38Mm<sup>3</sup>/an.

(DHW de BBA)

**I.3.3 Présentation de la station d'épuration de la ville Bordj Bou Arreridj****I.3.4 Situation géographique**

Le site de la station d'épuration se situe au Sud -Est de l'agglomération et limitée :

- au Nord par Medjana .
- au Sud par El Anasser.
- à l'Est par Sidi Embarek.
- à l'Ouest par El Achir.

**I.3.5 Capacité de la station d'épuration**

La station d'épurations de la ville de bordj Bou Arreridj réalise en mai 2002, et de capacité de 150000 eq / hab., et la qualité des eaux épurées est dans les normes recommandées par l'OMS pour l'irrigation.

**a) Débit à traiter (mois de jan 2012).(voir annex 5)**

- Equivalent habitants : **150000**.
- Débit d'eaux usées par jour : **30000m<sup>3</sup>**.
- débit moyen traite : **9794m<sup>3</sup>/j**.

**b) Charge organique à l'entrée de la step.**

- charge MES : **89535.7686 kg/mois**.
- charge DBO<sub>5</sub> : **130857.244kg/mois**.
- charge DCO: **194237.0565 kg/mois**.

**CONCLUSION**

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter notre zone d'étude, de point de vue géologie, topographie, climat.

L'étude climatique de la région de Bordj Bou Arreridj révèle bien le caractère semi aride de cette zone qui caractérise par des pluies annuelles faibles de l'ordre de 400mm de forte évaporation en été, aux fortes températures.

Les faibles températures, et les fortes amplitudes thermiques marquent bien aussi le caractère continental de la région.

Ces différentes informations représentent les premières données de base pour l'élaboration de notre travail qui consiste à faire le dimensionnement de réseau d'irrigation de périmètre.

## Introduction

Avant de procéder à l'épuration et au traitement des eaux usées et de choisir le procédé d'épuration qui convient le mieux pour cette eau, il faut d'abord connaître la nature de ces eaux et les différents types de pollution qu'elle contient.

Le procédé d'épuration est indispensable afin de :

- Protéger les eaux souterraines qui existent en quantité insuffisante,
- Contre toutes contaminations surtout par les eaux usées,
- Traiter les eaux usées épurées avant leur rejet en milieu récepteur.

Procéder à la réutilisation des eaux épurées

## II.1 Origine de la pollution des eaux

### II.1.1 Définition de la pollution

La présence d'une ou plusieurs substances modifiant la composition ou l'état d'une eau, constitue une pollution, dans la mesure où :

- La vie aquatique est perturbée, voire impossible,
- Les utilisations envisagées de l'eau sont restreintes ou même interdites.

Ces substances ou polluants sont nombreux et d'origines très variées. On peut les différencier en fonction de leur :

#### a) Aspect physique

- Matières en suspension,
- Matières dissoutes

#### b) Composition chimique

- Matières organiques,
- Matières minérales

#### c) Evolution dans la nature

- Matières rapidement biodégradables,
- Matières difficilement biodégradables,
- Matières non biodégradables.

### II.1.2 Les différents types de pollution

Les causes de la pollution se sont étendues avec l'accroissement de la population et le développement accéléré des techniques industrielles modernes, selon leur nature, on distingue divers types de pollution :

#### a) La pollution chimique

La pollution chimique de l'eau devient de nos jours une préoccupation de la Santé publique, qui prend des formes multiples. Certaines formes de pollution chimique échappent souvent aux méthodes ordinaires de traitement de l'eau, et posent par conséquent des

problèmes complexes de pollution, tant au niveau des eaux de surfaces, qu'au niveau des nappes souterraines. La pollution chimique de l'eau est due essentiellement aux déversements des polluants organiques et des sels, des métaux lourds par les unités industrielles. Le plus souvent, ces industries rejettent vers le milieu naturel plusieurs catégories de polluants, dont les plus menaçants sont les métaux lourds. (cour 4eme année).

L'enrichissement des sols pour intensifier l'agriculture, par diverses catégories d'engrais et de pesticides, est également à l'origine de la pollution chimique des nappes souterraines.

Les polluants chimiques sont classés à l'heure actuelle en quatre catégories :

- Les substances chimiques dites « indésirables ».
- Les pesticides et produits apparents.
- Les substances toxiques.
- Les détergents et les colorants.

#### **a) La pollution organique**

Elle est engendrée par le développement des eaux usées domestiques ou des eaux résiduaires provenant des industries textiles, industrie de bois, de raffineries et d'abattoirs. Ces matières organiques qui se présentent aussi bien en suspension (Particules solides) qu'en solution dans l'eau sont appelées à devenir des polluants lorsqu'elles sont déversées en quantités massives ou de façon répétée dans les espaces limités. (cour 4eme année).

Les matières organiques peuvent être biodégradables c'est-à-dire susceptibles d'être détruites par autoépuration grâce aux microorganismes présents dans l'eau qui se nourrissent de cette pollution, mais entraînent en contre partie une consommation importante d'oxygène dissous. D'autres matières peuvent être non biodégradables. **La pollution radioactive**

La radioactivité libérée dans l'eau peut provenir d'une radioactivité naturelle (Certaines eaux d'origine profonde), ou d'une contamination liée à des retombées atmosphériques (explosion nucléaire), des champs de rayonnements d'origine industrielle ou enfin des contaminations accidentelles de l'eau à partir des rejets des installations des centrales nucléaires.

#### **b) La pollution thermique**

Ce type de pollution est causé par les rejets d'eaux chaudes provenant des systèmes de refroidissement des centrales thermiques ou nucléaires en particulier. Ces eaux chaudes provoquent la réduction de la teneur en oxygène dissous dans l'eau et peut avoir des actions néfastes sur la faune.

**c) La pollution agricole**

Elle est causée principalement par l'utilisation irrationnelle des engrais chimiques et de pesticides.

**d) La pollution par les hydrocarbures**

Les hydrocarbures sont divisés en deux groupes de substances :

- Les composés organiques volatiles (C.O.V) sont représentés surtout par les alcènes, les benzènes, le toluène. Ce sont des produits qui peuvent être déversés accidentellement dans le milieu naturel (par exemple par les fissures des réservoirs de stockage, enfouis-en sous sol).
- Les hydrocarbures aromatiques polycycliques (H.A.P.), les hydrocarbures responsables de la pollution des eaux peuvent provenir de nombreuses sources : les effluents éliminés par L'industrie pétrolière, pétrochimie, les ateliers de sidérurgie, les usines à gaz, les citernes, les réservoirs et les navires pétroliers.

**e) La pollution microbienne**

C'est une pollution d'origine humaine ou animale ; elle est engendrée par les rejets urbains. Elle est dangereuse surtout s'il y'a dans l'eau des microorganismes pathogènes (E-coli streptocoque fécaux...) qui peuvent être à l'origine des maladies infectieuses.

**II.2 Différentes qualités des eaux usées**

Quatre types de pollution sont généralement définis contre lesquels des moyens de lutte doivent être mis en œuvre :

- La pollution traditionnelle des eaux usées domestiques.
- La pollution drainée par les eaux pluviales.
- La pollution des industries implantées dans la commune.
- La pollution des matières de vidange issues de l'assainissement autonome des habitations non raccordées au réseau d'assainissement collectif.

**a) Eaux usées domestiques**

Constituant généralement l'essentiel de la pollution, elles se composent :

- Des eaux vannes d'évacuation des toilettes.
- Des eaux ménagères d'évacuation des cuisines et salles de bain.
- Les déchets présents dans ces eaux souillées sont constitués par des matières organiques dégradables et des matières minérales. Ces substances sont sous forme dissoute ou en suspension.

### **b) Eaux pluviales**

Les eaux de ruissèlement peuvent être particulièrement polluées surtout en début de pluie

- Lessivage des sols, des surfaces imperméabilisées.
- Remise en suspension des dépôts des collecteurs.
- Les eaux pluviales sont de même nature que les eaux domestiques et peuvent contenir en plus, des métaux lourds et des toxiques : plomb, zinc, hydrocarbures.

Suivant le contexte local, des dispositions devront être prises pour en limiter l'impact : bassins d'orage, bassins d'étalement, chaussées filtrantes.

### **c) Eaux usées industrielles**

Les caractéristiques des eaux usées d'origine industrielle sont bien évidemment directement liées aux types d'industries implantées dans la commune.

La pollution de ces eaux peut être organique, minérale ou toxique.

Le branchement des établissements commerciaux, industriels ou artisanaux au réseau public n'est pas obligatoire. Toutefois ceux-ci pourront être autorisés à déverser leurs eaux industrielles dans le réseau public pour qu'elles soient épurées avec les eaux usées domestiques, à condition qu'elles soient compatibles avec les techniques d'épuration traditionnelle.

### **d) Matières de vidange**

Dans toutes les communes, il existe des habitants non raccordés ou non raccordables à l'égout public. Or, toute fosse septique (ou appareil équivalent) produit obligatoirement des matières de vidange. L'évacuation et le traitement de ces matières domestiques font partie intégrante de l'assainissement.

## **II.3 Les principaux paramètres de pollution**

### **II.3.1 Les paramètres physiques**

#### **a) La température**

La température est un paramètre dont le contrôle est indispensable surtout en présence d'effluents industriels. Ce paramètre peut influencer sur la solubilité des sels, la concentration de l'oxygène dissout et sur l'activité microbienne.

#### **b) Le pH**

Le PH joue un rôle capital dans le traitement biologique ; il doit être compris entre 6,5 et 8,5 pour une bonne performance du traitement.

**c) La conductivité**

Elle donne une idée sur la salinité de l'eau. Des variations de cette dernière peuvent influencer le traitement biologique et la décantation.

**d) Les matières en suspension (MES)**

Elles représentent la partie solide de la pollution, les MES créent généralement une pollution et causent de sérieuses nuisances.

**e) Les matières volatiles sèches (MVS)**

Elles représentent la fraction organique des matières en suspension, elles constituent environ 70-80 % de MES.

**f) Couleur et odeur**

Dans les eaux usées brutes la couleur est due à la présence de matières organiques dissoutes ou colloïdes par des composés chimiques solubles qui sont colorés. L'odeur est due à une fermentation des matières organiques.

**II.3.2 Les paramètres chimiques****- Demande biologique en oxygène (DBO<sub>5</sub>)**

Elle définit la teneur en matière biodégradable de l'eau.

**- Demande chimique en oxygène (DCO)**

Elle permet la mesure globale des paramètres organiques biodégradables et réfractaires.

**- Eléments toxiques**

La présence des métaux lourds (plomb, mercure, ...) et des substances toxiques (phénols) dans l'eau usée peut la rendre toxique, ils sont évalués par les tests biologiques.

**- Les nutriments (azote, phosphore)**

Le phosphore est présent dans les eaux usées sous forme de sels minéraux (ortho et poly phosphates) provenant surtout des poudres lessives, et sous forme organique provenant des matières fécales.

Le tableau ci-après montre les principaux paramètres de pollution d'une eau usée brute, les valeurs sont données qu'à titre indicatif pour fixer les ordres de grandeur.

### II.3.3 Mesure de la pollution

C'est l'usage d'un certain nombre de paramètres pour caractériser la pollution des eaux. Ces paramètres seront regroupés sous forme de tableau :

**Tableau II.1: Paramètres de pollution**

paramètres	unités	signification
MES	mg/l	<b>Matières en suspension</b> : c'est la pollution dissoute, la plus facile à éliminer
DBO <sub>5</sub>	mgO <sub>2</sub> /l	<b>Demande biochimique en oxygène en 5 jours</b> : elle correspond à la quantité d'oxygène consommée au bout de 5 jours, par les microorganismes pour dégrader la pollution organique biodégradable
DCO	mgO <sub>2</sub> /l	<b>Demande chimique en oxygène</b> : elle représente la quantité d'oxygène à fournir pour dégrader par voie chimique la pollution contenue dans un effluent
M.A	mg/l	<b>Matières azotées</b> : elles quantifient la teneur des différentes formes d'azote dans les eaux usées (organique, ammoniacal, nitrite, nitrate).
M.P	mg/l	<b>Matières phosphorées</b> : elles mesurent la teneur en phosphore dans un effluent
M.I	Equinoxe	<b>Matières inhibitrices</b> : elles permettent de définir le degré de toxicité des eaux usées industrielles
Eh	90 g/j de MES 57 g/j de M.O 15g/j de M.A 4g/j de M.P	<b>Equivalent habitant</b> : c'est une unité conventionnelle de mesure de la pollution rejetée par un habitant et par jour.
Débit	m <sup>3</sup> /heure  m <sup>3</sup> /jour	La mesure du débit est très importante du fait de sa variation au cours de la journée. Ainsi on pourra faire face aux pointes de débit dans les réseaux

Source: M. KOLIAI, cours de réutilisation des eaux usées en irrigation.

#### II.4 Effets de la pollution

Les conséquences immédiates ou différées d'un rejet d'eaux usées sur le milieu récepteur sont nombreuses. Elles sont dues à la présence d'éléments polluants contenus dans l'eau sous forme dissoute ou particulaire. La présence de matières en suspension peut provoquer :

- Le trouble de l'eau.
- Le dépôt de matières fermentescibles.
- Le blocage du mécanisme de photosynthèse.
- La perturbation des conditions d'aération des eaux.
- La mort des poissons.

Les matières dissoutes sont responsables :

- De l'appauvrissement en oxygène du milieu, utilisé pour la dégradation des matières organiques et minérales biodégradables (sucre, sang, lait...).
- De la gêne des usagers situés à l'aval des rejets par matières difficilement biodégradable (colorant).

Certains éléments tels que le phosphore et l'azote sont à l'origine de la dégradation de la qualité des eaux en favorisant le développement inconsidéré des algues et autres végétaux (eutrophisation).

Les micropolluants sont responsables de goûts, de couleurs ou d'odeur inacceptables pour des eaux de bonne qualité. De plus, certains d'entre eux sont toxiques.

Il convient d'ajouter à cette énumération la pollution bactériologique (rejet de germes pathogènes) pouvant être responsable de la propagation de maladies infectieuses.

La pollution thermique doit également être citée. Elle contribue à réduire les teneurs en oxygène de l'eau (la dissolution de l'oxygène étant inversement proportionnelle à la température) et peut donc avoir des actions néfastes sur la faune.

### **II.5 Conséquences sur le milieu récepteur**

Le rejet des eaux usées brutes perturbe l'équilibre du milieu récepteur, la quantité de pollution rejetée est devenu incompatible avec les capacités d'autoépuration des cours d'eau et provoque des conséquences néfastes :

- Dégradation du milieu naturel.
- Pollution des mers, des lacs et des cours d'eau.
- Risque de contamination des eaux souterraines.

### **CONCLUSION**

Pour déterminer les caractéristiques d'une eau usées et connaître son degré de pollution, il est obligé de déterminer les paramètres essentiels qui entrent directement dans la composition d'un procédé d'épuration. Pour éliminer les risques qui posent des problèmes sur la santé des habitants ou sur le milieu récepteur.

## **Introduction**

La réutilisation des eaux usées consiste à récupérer les eaux usées après plusieurs traitements destinés à en éliminer les impuretés, afin de stocker et d'employer cette eau à nouveau.

La réutilisation remplit donc un double objectif d'économie de la ressource : il permet à la fois d'économiser les ressources en amont en les réutilisant, mais aussi de diminuer le volume des rejets pollués

La réutilisation des eaux sert à des usagers nouveaux par rapport aux usagers initiaux. Le nouvel usage nécessite en général un traitement des eaux pour les ramener à une qualité satisfaisante et compatible avec l'usage envisagé.

## **III.2 Technique d'épuration**

### **III.2.1 Traitements mécaniques et physiques**

#### **a) Les prétraitements**

#### **b)**

Les prétraitements ont pour objectif d'éliminer les éléments les plus grossiers, qui sont susceptibles de gêner les traitements ultérieurs et endommager les équipements. Il comporte :

- Le dégrillage.
- La dilacération.
- Le tamisage.
- Le dessablage.
- Le déshuilage, dégraissage.
- 

#### **1) Dégrillage**

Il consiste à faire passer les eaux usées au travers d'une grille, dont les barreaux plus ou moins espacés, retiennent les éléments les plus grossiers.

L'espacement est déterminé en fonction de la nature de l'effluent.

Le dégrillage est classé en trois catégories selon l'écartement entre les barreaux de la grille:

- un dégrillage : espacement de 30 à 100mm,
- un dégrillage moyen : espacement de 10 à 25mm,
- un dégrillage fin : espacement de 3 à 10mm.

Il existe différents types de grilles selon la conception

Tamisage. Dessablage

## 2) Le dégraissage-déshuilage

L'injection des microbulles d'air permet d'accélérer la flottation des graisses. Souvent ces opérations sont combinées dans un même ouvrage où la réduction de vitesse dépose les sables et laisse flotter les graisses, enlève ainsi de l'eau les éléments grossiers et les sables de dimension supérieur à 200 microns ainsi que 80 à 90% des graisses et matières flottantes (soit 30 à 40% des graisses totales).

## 3) Dessablage

L'élimination des sables présents dans l'effluent brut est indispensable si on veut protéger les conduites et les pompes contre l'abrasion et aussi éviter le colmatage des canalisations par une sédimentation au cours du traitement, et éviter de perturber les autres stades de traitement en particulier le réacteur biologique.

Le dessablage porte généralement sur des particules de granulométrie égale ou supérieure à 200  $\mu\text{m}$ .

### b) Les traitements primaires

Après les prétraitements, il reste dans l'eau une charge polluante dissoute et des matières en suspension. Les traitements primaires ne portent que sur les matières décantables (décantation primaire). Ils reposent essentiellement sur le principe de la séparation des constituants solides de la phase liquide par le processus de décantation et de sédimentation.

### c) Les traitements secondaires

Les traitements secondaires recouvrent les techniques d'élimination des matières polluantes solubles (carbone, azote et phosphore). Dans la majorité des cas, l'élimination des pollutions carbonées et azotées s'appuie sur des procédés de nature biologique. Les procédés membranaires combinent quant à eux des procédés biologiques et physiques.

#### 1) Les traitements biologiques

Les traitements biologiques reproduisent, artificiellement ou non, les phénomènes d'autoépurations existants dans la nature. L'autoépuration regroupe l'ensemble des processus par les quelles un milieu aquatique parvient à retrouver sa qualité d'origine après une pollution.

L'épuration biologique des eaux usées biodégradables s'effectue par voie aérobie ou anaérobie. Du fait du caractère exothermique ou métabolisme aérobie, le processus est plus rapide et complet, avec, comme avec contrepartie la production d'une masse cellulaire plus importante.

#### 1.2) Le processus d'épuration biologique

Le traitement s'effectue dans des réacteurs où l'on met en contact des microorganismes épurateurs et l'eau à épurer. Quel que soit le réacteur, il est alimenté d'une manière continue ou semi continue, les microorganismes sont nourris par les matières organiques et transforment les polluants par les processus suivants :

- Adsorption ou absorption des matières polluantes sur le floc bactérien,

- Conversion des matières cellulaires : croissance des micro-organismes associés,
- Oxydation en CO<sub>2</sub> et H<sub>2</sub>O qui produit l'énergie nécessaire au fonctionnement et à la production de nouveaux matériaux cellulaires.

### **1.3) Les différents procédés d'épuration biologique**

Parmi les traitements biologiques, on distingue des procédés extensifs et intensifs.

#### **1.3.1) Le lagunage**

Le lagunage naturel est un procédé de traitement biologique extensif où l'épuration des eaux usées est réalisée dans des bassins à l'air libre et peu profonds, dans les quels les eaux usées s'écoulent naturellement. Le procédé par lagunage est la méthode de traitement la plus commune lorsqu' on dispose de grandes surfaces de terrain, et en extension tant sur le plan technique que scientifique. Le lagunage est très utilisé dans de nombreux pays, notamment les pays en voie de développement (Tunisie, Maroc,...).

##### **1.3.1.1) Principe de fonctionnement**

Le principe de lagunage est identique à celui des boues activées, sauf qu'il n'y a ni recyclage de boues, ni aération artificielle. L'épuration par lagunage est réalisée grâce à un équilibre biologique, auquel participent des bactéries, des zooplanctons, des algues et éventuellement des roseaux. Les matières en suspension de l'eau brute décantent dans le bassin de tête. Les bactéries assimilent la pollution dissoute, et l'oxygène nécessaire à cette dépollution est fourni d'une part par les algues (photosynthèse), et d'autre part par les échanges avec l'atmosphère au niveau du plan d'eau. Le zooplancton joue un rôle très important dans le fonctionnement des lagunes car il favorise l'abattement du taux des matières en suspension (filtration de la biomasse). L'ensemble de ces phénomènes apparaît dans deux ou trois bassins en série, ce qui autorise l'étagement des phénomènes épuratoires. Le lagunage naturel peut être utilisé en traitement complet des effluents ou en traitement tertiaire pour affiner la qualité de l'eau traitée par une boue activée (Par exemple pour la désinfection).

##### **1.3.2) Epuration biologique par les boues activées**

L'épuration par les boues activées est un procédé dont l'objectif est de reproduire, à l'échelle industrielle, les mécanismes du pouvoir auto épurateur des eaux naturelles du surface (lacs, rivière,...etc.)

Cette appellation de boues activées trouve son origine dans l'observation lors d'une aération suffisante des eaux, de dépollution.

### 1.3.3) Principe

Ce traitement a pour but d'éliminer les matières organiques biodégradables, (solides colloïdales ou dissoutes) contenues dans une eau usée par l'action de micro-organismes essentiellement des bactéries, en présence d'oxygène dissous.

De plus, il peut (dans la mesure où il est conçu pour cela) transformer l'azote organique et ammoniacal en nitrates (nitrification). Ce procédé consiste à alimenter un bassin brassé et Aérée (un bassin d'aération appelle généralement un bassin d'activation) avec l'eau à épurer (Effluent préalablement prétraité et décanté) .L'aération peut être assurée en surface par des turbines, ou par le fond par des procédés de rampe de distribution de bulles d'air. Une culture bactérienne, dispersée sous forme de flocons (boues activées) se développe et forme avec l'eau usée une liqueur mixte. Après un temps de contact suffisant, permettant la fixation et l'assimilation de la matière organique, cette liqueur mixte est envoyée dans un clarificateur (Ou décanteur secondaire) ou s'effectue la séparation de l'eau épurée et des boues.

Les boues décantées sont réintroduites en partie dans le bassin d'aération (recirculation des boues) pour maintenir un équilibre constant entre la quantité de pollution à traiter et la masse de bactéries épuratrice .les boues en excès sont évacuées du système vers le traitement des boues (extraction des boues en excès) .

### 1.3.4) Classement des procédés par boues activées

En épuration d'eau usée un réacteur biologique se caractérise par les paramètres essentiels suivants :

#### 1.3.4.1) Charge massique

La charge massique  $C_m$  est le rapport entre la quantité de pollution dont le substrat introduit dans ce réacteur et la masse de boues activées MVS dans ce réacteur. Cette notion  $C_m$  est importante car elle conditionne les différents paramètres de fonctionnement du procédé boue activée, tel que :

- Le rendement épuratoire.
- La production des boues
- Le degré de stabilisation de boues en excès produites
- Les besoins en oxygène ramenés à la pollution éliminé.

#### 1.3.4.2) Charge volumique

La charge volumique  $C_v$  est le rapport de la pollution journalière reçue en Kg de DBO5 au volume du bassin d'aération. Cette donnée permet d'évaluer le volume de bassin et elle n'a aucune signification biologique.

### 1.3.4.3) Age des boues

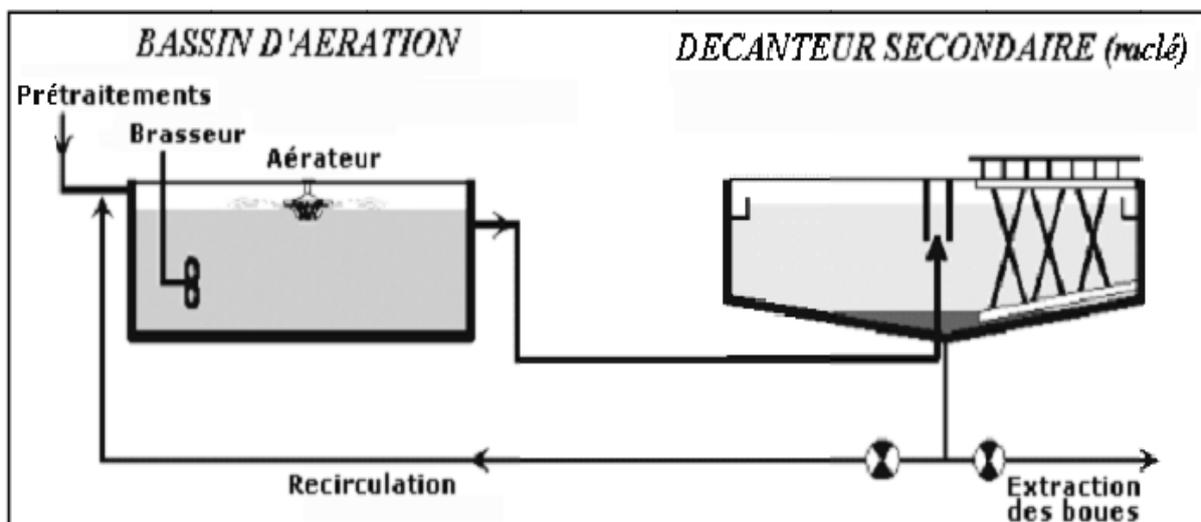
L'Age des boues  $A_b$  est un rapport entre la masse des boues présentes dans le réacteur et la masse journalière des boues extraite de la station. Cette notion d'âge de boue traduit la présence ou l'absence de germe nitrifications.

**Tableau III -1** : classement des procédés par boues activées

<i>Appellation</i>	<i>Charge massique <math>C_m</math> (KgDBO5/KgMES.j)</i>	<i>Charge volumique <math>C_v</math> (KgDBO5/m<sup>3</sup>.j)</i>	<i>Agés des boues en jour</i>	<i>Rendement R d'élimination de la DBO5</i>
<i>Faible charge</i>	$C_m < 0,15$	$C_v < 0,40$	10 à 30	$R \geq 90\%$ Nitrification possible
<i>Moyenne charge</i>	$0,15 \leq C_m < 0,4$	$0,5 < C_v < 1,5$	4 à 10	$R = 80 \text{ à } 90\%$ Nitrification possible aux températures élevées
<i>Forte charge</i>	$0,4 \leq C_m < 1,2$	$1,5 < C_v < 3$	1,5 à 4	$R < 80\%$

. Source bibliographique ?????

**Figure III.1** : Schéma de principe de l'épuration par boues activées.



**SOURCE ???**

## 2) Les traitements physico-chimiques

Les traitements physico-chimiques permettent d'agglomérer ces particules par adjonction d'agents coagulants et floculant (sels de fer ou d'alumine, chaux...). Les amas de particules ainsi formés, ou floccs, peuvent être séparés de l'eau par décantation ou par flottation.

### d) Traitement tertiaire

En général, les techniques d'épuration, même les plus sévères, laissent passer dans l'eau épurée des matières organiques difficilement biodégradables qui échappent à la meilleure décantation. Ainsi même après un traitement secondaire l'eau véhicule presque toujours des micro-organismes et des micropolluants.

La principale méthode utilisée est la désinfection par le chlore, la désinfection peut également s'effectuer avec l'ozone ou le brome. Il y a aussi le lagunage naturel tertiaire qui assure l'exposition des microorganismes pathogènes aux rayonnements solaires ou la désinfection par Ultraviolets.

L'eau à désinfecter transite dans un chenal ouvert dans lequel sont placées des lampes émettant un rayonnement ultraviolet qui a la propriété d'agir directement sur les chaînes moléculaires (ADN-ARN) des cellules des micro-organismes, ce qui interrompt le processus de vie et de reproduction de ces pathogènes.

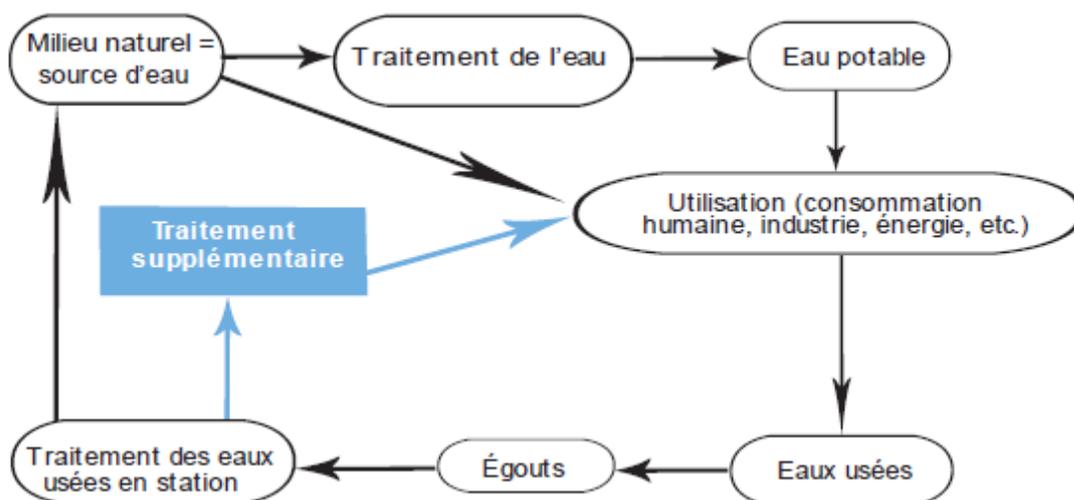
L'eau désinfectée peut ainsi rejoindre le milieu naturel sans risque pour la santé des individus.

Le coût excessif du traitement tertiaire explique pourquoi dans la majorité des stations d'épuration ce type de traitement est inexistant. Ce coût ne représente pas seulement le prix des réactifs ou des équipements mais aussi celui d'un personnel hautement qualifié.

## III.3 Réutilisation des eaux usées

Les eaux usées sont celles rejetées par les collectivités, les industries et les particuliers puis acheminées par les égouts en station d'épuration afin d'être traitées. Après traitement, on les appelle des eaux usées épurées. Dans le cycle d'assainissement "classique" de l'eau, celles-ci sont ensuite rejetées dans le milieu naturel. La réutilisation des eaux usées épurées ou REUE propose de récupérer directement ces eaux usées épurées, de leur appliquer un nouveau traitement et de s'en servir pour toutes sortes d'usages.

On constate (figure 1) que la REUE agit à deux niveaux : premièrement, elle évite les rejets d'eaux issues de stations d'épuration dans le milieu naturel, et deuxièmement, elle constitue un approvisionnement supplémentaire



**Figure III.2 : La réutilisation des eaux usées épurées dans le cycle de l'assainissement**

**SOURCE BIBLIOGRAPHIQUE ????????????**

### III.4 Objectifs de la réutilisation des eaux usées

L'objectif principal de la réutilisation des eaux usées est non seulement de fournir des quantités supplémentaires d'eau de bonne qualité en accélérant le cycle d'épuration naturelle de l'eau, mais également d'assurer l'équilibre de ce cycle et la protection du milieu environnant. Par définition, cette réutilisation est une action planifiée qui vise la production des quantités complémentaires en eau pour différents usages afin de combler des déficits hydriques.

En effet, les volumes d'eau issus des traitements sont, en grande partie destinés dans le domaine agricole, vu sa demande en eau élevée. Les besoins industriels (centrales nucléaires, centrale hydroélectrique, les usines de fabrication d'acier, ...) pour le refroidissement de moteurs des machines, peuvent être couverts.

### III.4 Historique de la réutilisation des eaux usées

Les effluents urbains, ont été depuis longtemps, utilisés pour la production agricole (champ d'épandage du 19<sup>ème</sup> siècle, en Angleterre, Allemagne, les régions parisiennes).

A partir de 1910 sous l'influence de l'extension urbaine, les nuisances générées par l'épandage d'eaux brutes, la pratique est entrée en régression sans que ce déclin soit dû à des considérations sanitaires objectives et précises.

Au milieu du siècle, une meilleure compréhension des phénomènes biologiques et physico chimiques qui préside au processus de l'évolution et de la dégradation de la matière organique, a favorisé, dans les pays industrialisés, des techniques épuratoires, qui avaient pour but de protéger le milieu naturel et en particulier, les cours d'eau récepteurs.

Ces techniques ont été ensuite, peu à peu, utilisées pour le recyclage direct ou indirect, dans les pays semi arides, à déficit hydrique chronique.

C'est ainsi que les états comme la Californie, l'Arizona ont développé à partir des années soixante et, plus radicalement, ces deux dernières décennies, l'irrigation avec les eaux résiduaires, après traitement physicochimique et biologique.

Aux états unis, un milliard de mètre cube était recyclé annuellement en 1975, dont 60% pour l'agriculture (7 milliards pour l'année 2000). En Californie environ 180 millions de mètre cube par an étaient réutilisés dans l'agriculture en 1975.

Des pays du bassin méditerranéen ont suivi rapidement l'exemple : Espagne, Chypre, Grèce, Palestine, Tunisie (2000ha irrigués à partir des eaux usées épurées près de Tunis) (PUIL C, 1998).

### **III.5 Exemples de réutilisation des eaux épurées en agriculture dans le monde**

Il apparaît que la réutilisation pour l'irrigation est essentiellement présente dans les pays réputés agricoles, mais dont les ressources hydriques sont faibles, comme le bassin méditerranéen, le sud des États-Unis.

Les plus grands projets de réutilisation ont été développés dans les régions de l'Ouest et de l'Est des États unis, l'espace méditerranéen, l'Australie, l'Afrique du Sud et dans les zones semi-arides de l'Amérique du Sud et de l'Asie du Sud

Les projets se concentrent autour du bassin méditerranéen et en Europe, aux États-Unis ou encore en Australie. Certains pays comme la Tunisie ont une véritable politique nationale de réutilisation des eaux usées épurées.

La Tunisie a développé un programme de réutilisation des eaux usées épurées dès les années soixante. La première utilisation d'eaux épurées a eu lieu aux alentours de Tunis, pour irriguer 600 ha de citronniers. La nappe qui alimentait autrefois les circuits d'irrigation avait été surexploitée et commençait à être envahie par l'eau de mer. Il a donc fallu trouver une solution alternative. À partir des années quatre-vingt, une politique de réutilisation a été mise en place. En 1993, 6.400 ha de terres agricoles étaient irrigués avec des eaux épurées, et ce chiffre devait atteindre 20.000 à 30.000 ha dans les années suivantes.

Le traitement préconisé est le bassin de maturation, le plus adapté aux conditions techniques et économiques locales. Les restrictions d'utilisation ne concernent que les légumes destinés à être consommés crus ou cuits, selon la réglementation tunisienne établie en 1989.

Aux États-Unis, 34 états disposent de réglementations concernant l'usage agricole des eaux usées. La Californie fait office de précurseur. Sa réglementation sur la qualité des eaux et leur utilisation, dénommée «Title 22 », est une référence au niveau international. Respectivement, 63 % (570.000 m<sup>3</sup>/j) et 34 % (340.000 m<sup>3</sup>/j) des eaux usées épurées des états de Californie et de Floride sont réutilisées pour l'agriculture. 70 % des effluents sont réutilisés pour l'irrigation agricole après un traitement type Titre 22 (filtration tertiaire et désinfection).

## III.6 Risque chimique

### III.6.1 Éléments trace

Les éléments traces sont, en général, immobilisés dans les couches supérieures du sol, par adsorption et échange d'ions. Cette accumulation peut avoir pour conséquence à terme des risques pour le développement des plantes, la santé humaine et animale; les métaux qui présentent les risques les plus notables sont:

- Le cadmium et molybdène, peuvent être toxiques pour les animaux et les humains, à des concentrations bien inférieures au seuil de phytotoxicité;
- Le nickel, zinc et cuivre sont d'abord phytotoxiques.

### III.6.2 Concentration saline des eaux

Au cours des irrigations successives, la plante prélève l'eau qui lui est nécessaire et abandonne dans le sol une large fraction des sels apportés. Ces résidus s'accumuleront et la salinité propre du sol s'élèvera en même temps que les volumes d'eau appliqués. Les eaux d'irrigation doivent, donc renfermer des quantités de sel notable inférieures au niveau de salinité de la solution de sol considéré comme dangereux. Dans le cas contraire, il faut pratiquer des irrigations supérieures aux besoins de la culture de manière que l'eau en excès entraîne en profondeur hors de portée des racines les éléments solubles.

Les risques de salinisation peuvent être minorés de 10 à 30 % si la fraction de lessivage correspond à celle d'une irrigation bien réalisée (10 à 20 % de lessivage).

Les principaux sels responsables de la salinité de l'eau sont les sels de calcium ( $\text{Ca}^{2+}$ ), de magnésium ( $\text{Mg}^{2+}$ ), de sodium ( $\text{Na}^+$ ), les chlorures ( $\text{Cl}^-$ ), les sulfates ( $\text{SO}_4^{2-}$ ) et les bicarbonates ( $\text{HCO}_3^-$ ).

Le Sodium C'est l'un des éléments les plus indésirables dans l'eau d'irrigation; le problème principal avec une grande quantité de sodium est son effet sur la perméabilité du sol et sur l'infiltration de l'eau. Le sodium remplace le calcium et le magnésium adsorbés sur les particules d'argile et provoque la dispersion des particules du sol. Il y a donc éclatement des agrégats du sol ce qui conduit à une structure compacte lorsque cette dernière est sèche et excessivement imperméable à l'eau.

La concentration de sodium dans l'eau d'irrigation est estimée par le ratio d'adsorption du sodium (SAR). Le SAR décrit la quantité de sodium en excès par rapport aux cations calcium et magnésium, qui eux, peuvent être tolérés en relativement grande quantité dans l'eau d'irrigation.

Le SAR (le sodium, le calcium, et le magnésium sont exprimés en méq/l) :

$$\text{SAR} = \frac{\text{Na}^+}{\sqrt{\frac{\text{Ca}^{++} + \text{Mg}^{++}}{2}}}$$

### **III.7 Stockage des eaux épurées**

#### **III.7.1 Recharge de nappes aquifères**

Il y a deux possibilités de recharger des nappes aquifères :

- déversement direct des eaux épurées après un haut degré de traitement par un forage.
- l'infiltration-percolation: cette technique utilise les capacités épuratrices des sols en combinant l'épuration complémentaire et recharge de nappes.

#### **III.7.2 Réservoirs de stabilisation**

Ce sont des réservoirs de profondeur variable de 5,5 à 15 mètres, le stockage des eaux usées dans ces réservoirs sur de longues durées (de quelques jours à quelques semaines voire des mois) constitue un véritable traitement complémentaire; il permet la diminution des matières en suspension, l'azote (nitrates) et les micro-organismes.

Ces diminutions sont très variables selon la qualité de l'eau d'entrée et la conception du réservoir (en particulier sa profondeur).

### **III.8 Normes actuellement en usage**

#### **III.8.1) Normes et critères utilisés**

L'Algérie est déficitaire en termes de ressources en eau pour la production agricole. D'où la réutilisation des eaux usées épurées est de plus en plus intégrée dans la planification et le développement des ressources en eau.

L'utilisation des eaux usées épurées à des fins agricoles s'appuyait jusqu'à maintenant sur la législation sur l'eau et sur l'environnement. La récente réglementation spécifique à l'utilisation des eaux usées épurées en application des dispositions de la loi relative à l'eau nécessite un cadre réglementaire dans ce domaine.

Dans ce but. Le présent arrêté pris en application des dispositions de l'article 2 du décret exécutif n°07 -149 du 20 mai 2007 relatives aux conditions de concession d'utilisation des eaux usées épurées à des fins d'irrigation ainsi que le cahier des charges-type y afférent. fixe les spécifications des eaux usées épurées utilisées à des fins d'irrigation, et notamment en ce qui concerne les :

- Normes microbiologiques.
- Normes physicochimiques



**Tableau III.3 : Normes de réutilisation des eaux usées épurées**

	paramètres	unité	Concentration Maximale admissible	
physique	ph		6,5<ph<8,5	
	MES	mg/l	30	
	CE	ds/m	3	
	infiltration le SAR= 0-3	3-6	ds/m	0,2
		6-12		0,3
		12-20		0,5
		20-40		1,3
		3		
chimique	DBO	mg/l	30	
	DCO	mg/l	90	
	Chlorure (cl)	mg/l	10	
	Azote (NO <sub>3</sub> -N)	mg/l	30	
	bicarbonate(HCO <sub>3</sub> )	mg/l	8,5	
Eléments toxiques	Aluminium	mg/l	20	
	Arsenic	mg/l	2	
	Béryllium	mg/l	0,5	
	Bore	mg/l	2	
	Cadmium	mg/l	0,05	
	Chrome	mg/l	1	
	Cobalt	mg/l	5	
	CUIVRE	mg/l	5	
	Cyanures	mg/l	0,5	
	Fluor	mg/l	15	
	Fer	mg/l	20	
	Phénols	mg/l	0,002	
	Plomb	mg/l	10	
	Lithium	mg/l	2,5	
	Manganèses	mg/l	10	
	Mercure	mg/l	0,01	
	Molybdène	mg/l	0,05	
	Nickel	mg/l	2	
	Sélénium	mg/l	0,02	
	Vanadium	mg/l	1	
zinc	mg/l	10		

Source :DHW de Bordj Bou Areridj

**Conclusion**

La réutilisation des eaux usées épurées est une pratique très répandue dans de nombreux pays où la ressource en eau peut manquer. Pour déterminer les caractéristiques de ces eaux usées et connaître son degré de pollution, il est impératif de déterminer ses différentes composantes et les paramètres qui sont mis en jeu.

Cependant, selon le besoin, nous sommes souvent amenés à déterminer les paramètres essentiels qui entre directement dans la composition d'un procédé d'épuration.

## Introduction

L'hydrologie est définie comme une science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature et l'évolution de celle-ci à la surface de la terre, ainsi que l'ensemble des aspects liés aux processus de maturation de n'importe quel ouvrage hydraulique.

Ce chapitre a pour but de déterminer les caractéristiques des pluies de fréquences donné, qui conditionnent l'étude de notre projet d'aménagement hydro-agricole, l'étude porte sur : la détermination de l'année de calcul, l'homogénéisation des séries pluviométriques, et l'étude fréquentielle des séries pluviométriques par des lois statistiques.

### IV.1 Pluviométrie

L'étude pluviométrique sera effectuée à partir des données des précipitations mensuelles et journalières enregistrées au niveau de la station la plus proche de la zone d'étude.

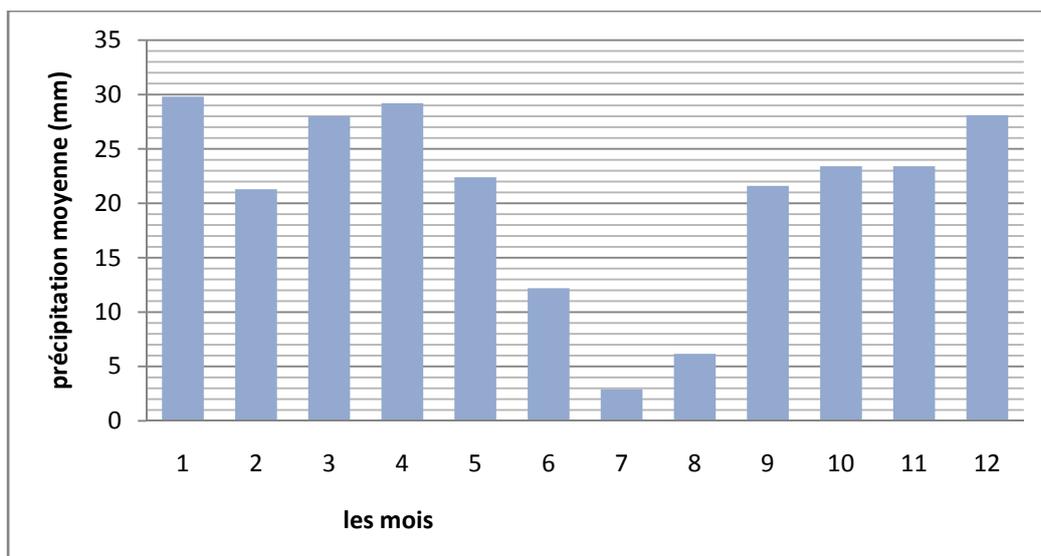


Figure IV.1 : Répartition mensuelle des précipitations (Période 1973-2008)

**Tableau IV.1 : Répartition des pluies moyennes mensuelles et annuelles.**

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1973	29,9	132,6	55,6	61,8	53,1	63,1	100,1	68,6	29	30,7	4,7	7,1	636,3
1974	10,5	47,7	0	118	65,4	0	136,3	37,5	79,3	0	36,3	0	531
1975	6	5	29,5	44,7	86,7	31	29,5	27,2	29,3	19	0	10	317,9
1976	25	18	19,4	24,7	44,3	53,1	35,5	53,9	1,5	69,2	2,9	1,2	348,7
1977	41,3	0,7	6,6	46,2	3	43,8	129,3	116,4	9,7	22,1	0	0	419,1
1978	20,4	15,5	7,9	0	12	41	70,6	7	84,6	19,7	2,4	0	281,1
1979	0	2,3	13,9	25,1	15	73,1	12,1	81,8	25	111,7	7,7	6,6	374,3
1980	43,5	41,7	9,3	47,9	63,3	0	25	39	22,6	0	0	0	292,3
1981	0	7	21,9	7,9	7,1	8,2	13,9	24,5	18	6,4	0	7,8	122,7
1982	0	43,4	27,3	15,6	29	1,6	9,5	18,5	2,8	10,4	0	3,8	161,9
1983	17,3	13,3	8,5	4,6	49	4,9	42,5	30,6	0	0	0	0	170,7
1984	1,6	3,6	57,3	31	0	30,2	4,8	16,2	1,5	4	0	7,5	157,7
1985	0	20	0	30	64,7	12,8	14,9	2,8	23	10,4	0	3,5	182,1
1986	10,8	9,6	26,2	21	0	4,8	1,8	4,5	1	0,7	0	1,2	81,6
1987	0	0,3	1,5	0	6	8,1	3,6	6,2	1,3	1,7	0	2,6	31,3
1988	0	9,9	7,7	4,8	4,2	7,3	10,2	3,7	10,1	0,9	1,6	0	60,4
1989	9,7	2	6,8	3,9	4,6	7,1	58,7	0	10,3	12,3	0	0	115,4
1990	5,3	8,2	6,3	4,4	46,8	15,6	19,9	0	5,4	3,3	2,5	1,8	119,5
1991	3,7	4,7	20,8	8,8	5,7	9,8	10,3	7,6	13,6	0	0	0	85
1992	1,9	0	5,2	6,9	0	9,9	1,3	8,6	1,3	4,6	0	2,5	42,2
1993	6,6	2	4,4	2,4	5,6	0	5,1	9	9,6	0	2,6	1,2	48,5
1994	3	0	6,1	4,9	2,3	8,5	5,8	3,1	5,5	0	0	15	54,2
1995	7,7	22,5	0	3,2	7,1	1,2	7	7,5	6,5	0	17,3	0	80
1996	1,7	17,7	25,3	55,3	2,1	9,5	25	22,1	64,2	0	0	11	233,9
1997	37,1	52,5	41,4	35,3	31,7	43,4	0	2,1	3,1	6,4	3,2	11,3	267,5
1998	141,3	63,2	10,8	29,2	33	29,6	82,3	10,3	4,4	22,5	0	16,1	442,7
1999	35,5	46,7	40,6	43,3	34,2	42,6	28,2	53,6	38,8	33,4	0	5,2	402,1
2000	21,2	5,2	24,8	20,6	29,1	18,4	3,9	27,7	22,9	7,2	0	27	208
2001	76,3	38,6	74,8	37	17,7	32,4	18,7	50,7	128,7	3,3	0	0	478,2
2002	21,3	10,3	23,8	10,9	67	31,1	45,7	9,2	31,5	2,7	0	0	253,5
2003	48,9	40,1	41,8	51,9	2,1	20,4	3,4	71,7	0	0	0	0	280,3
2004	55,2	70	19,3	36,3	82,6	9	0,8	41,3	1,4	0	0	4,4	320,3
2005	55,1	16,6	13,4	7,4	16,9	0,9	0	20,6	0	0	9,9	45,5	186,3
2006	6,8	9,9	118,4	51,8	159,7	29,4	6,8	66,8	34	13,1	4,7	3,7	505,1
2007	13,2	47,1	29,3	37,6	11,2	10,8	13,8	88,5	82,9	12,5	8,1	25,6	380,6
2008	19,1	13,5	37,9	75,9	10,4	56,3	32,1	12,8	4,6	10,8	0	0	273,4

(ANRH).

D'après les résultats du tableau pendant la période 1973 –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 aout, elles sont moyennes au printemps et maximales en hiver.

## IV.2 Homogénéité de la série pluviométrique

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

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

- Selon Wilcoxon la série est homogène avec une probabilité de 80%, si la relation ci-dessous est vérifiée. Avec :

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

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

$W_x$  : Somme des rangs des sous séries.

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

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

Le tableau suivant détaille le procédé de Test d'homogénéité pour la station de Bordj Bou Arraridj :

$$W_x = 314 \quad . \quad W_{\min} = 289.14$$

$$W_{\max} = 413.85 \quad \text{donc on a : } 289.14 < W_x < 413.85.$$

Tableau IV.2 : Le procédé de test d'homogénéité

année	Pluit annuel(mm)	TRI (mm)	x	y
1973	636.3	636.3	636.3	208
1974	531	531	531	186.3
1975	371.9	505.1	505.1	182.1
1976	348.7	478.2	478.1	170.7
1977	419.1	442.7	442.7	161.9
1978	281.1	419.1	419.1	157.7
1979	374.3	402.1	402.1	122.7
1980	292.3	380.6	380.6	119.5
1981	122.7	374.3	374.3	115.4
1982	161.9	348.7	348.7	85
1983	170.7	320.3	320.3	81.6
1984	157.7	317.9	317.9	80
1985	182.1	292.3	292.3	60.4
1986	81.7	281.1	281.1	54.2
1987	31.3	280.3	280.3	48.5
1988	60.4	273.4	273.4	42.2
1989	115.4	267.5	267.5	31.3
1990	119.5	253.5	253.5	
1991	85	233.9	233.9	
1992	42.2	280		
1993	48.5	186.3		
1994	54.2	182.1		
1995	80	170.7		
1996	233.9	161.9		
1997	267.5	157.7		
1998	442.7	122.7		
1999	402.1	119.5		
2000	208	115.4		
2001	478.2	85		
2002	253.5	81.6		
2003	280.3	80		
2004	320.3	60.4		
2005	186.3	54.2		
2006	505.1	84.5		
2007	380.6	42.2		
2008	273.4	31.3		

La condition de **Wilcoxon** est vérifiée, donc la série des précipitations moyennes annuelles de la station de **Bordj Bou Arreridj** est homogène.

### IV.3 Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de :

- L loi de probabilité.
- La taille de l'échantillon.
- Certaines caractéristiques de l'échantillon.

Toutefois, de nombreuses études comparatives, empiriques et théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

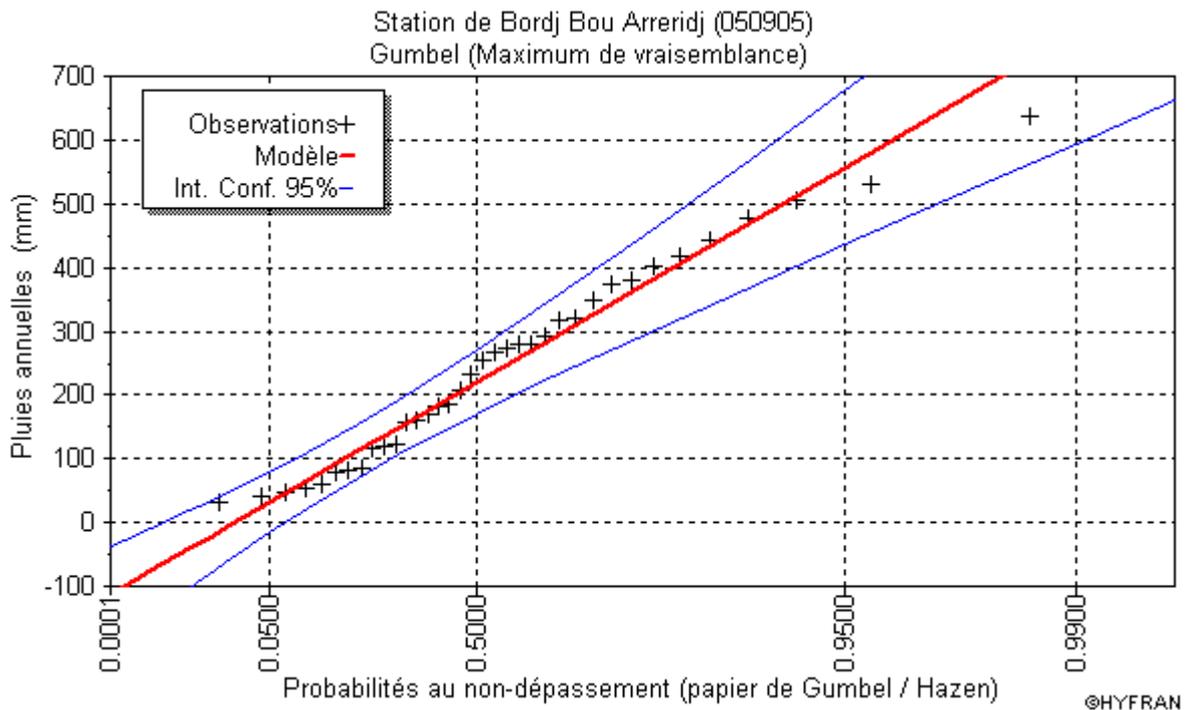
- la loi de GALTON (log-normale).
- la loi de GUMBEL.

#### IV.3.1 la loi de GUMBEL

Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station de Bordj Bou Arreridj sont regroupés dans le tableau **IV.3** suivant :

**Tableau IV.3 : résultats de l'ajustement de la série.**

<b>T</b>	<b>q</b>	<b>XT</b>	<b>Ecart-type</b>	<b>Intervalle de confiance (95%)</b>	
10000.0	0.9999	1360	166	1040	1690
2000.0	0.9995	1150	139	882	1430
1000.0	0.9990	1060	127	816	1310
200.0	0.9950	857	100.0	661	1050
100.0	0.9900	767	88.3	594	940
50.0	0.9800	677	76.8	526	827
20.0	0.9500	557	61.6	436	677
10.0	0.9000	464	50.2	365	562
5.0	0.8000	367	39.0	291	443
3.0	0.6667	290	31.0	229	351
2.0	0.5000	221	25.2	171	270
1.4286	0.3000	149	21.8	107	192
1.2500	0.2000	112	21.6	69.7	154
1.1111	0.1000	65.7	22.8	21.0	110



**Figure IV.2 : Ajustement à une loi GUMBEL.**

- l’ajustement par deux loi voir annexe (II.1 ; II.2).

**IV.4 Détermination de l’année de calcul**

Puisque la loi de **GUMBEL** est la plus adéquate, alors nous la retenons pour l’estimation de la pluviométrie moyenne annuelle représentative de la région

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

La probabilité pour laquelle on assure l’irrigation est donnée souvent pour la fréquence 80 % on utilise alors la loi suivante :

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

$$P_{\text{théorique 80 \% annuelle}} = 112 \text{ mm} .$$

$$P_{\text{théorique 50\% annuelle}} = 221 \text{ mm} .$$

**Tableau IV.4: Précipitations mensuelles moyennes**

mois	sept	Oct	Nov	dec	jan	fev	Mars	avril	mai	juin	juil	août
<b>P<sub>moy</sub></b> (mm)	21.6	23.4	23.4	28.1	29.8	21.3	28.01	29.2	22.4	12.2	2.9	6.16

L'année de calcul est calculée par la formule suivante :

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

D'après l'Ajustement basée sur la loi de **GUMBEL** on a trouvé:

$$P_{80\%} = 112 \text{ mm.}$$

$$P_{50\%} = 221 \text{ mm.}$$

Donc le rapport  $(P_{80\%} / P_{50\%}) = 0.506$  (tableau IV.5)

**Tableau IV.5** : représenté l'année de calcul

mois	sept	Oct	Nov	dec	jan	fev	Mars	avril	mai	juin	juil	août
<b>P<sub>moy80%</sub>(mm)</b>	10,9	11,9	11,9	14,2	15	11	14,2	14,8	11,4	6,2	1,5	3,1

## CONCLUSION

Cette étude a permis de reconstituer l'année de pluie mensuelle de probabilité 80% pratiquement et de période de retour 5 ans. A partir de l'ajustement des séries des pluies journalières maximales, on constate que la loi de **GUMBEL**, adoptée dans notre projet, présente une bonne adéquation.

**Introduction**

Dans un premier temps, l'estimation des besoins en eau d'une culture nécessite la connaissance de divers paramètres concernant, aussi bien la plante elle-même que les données climatiques ou pédologiques de la région.

Il faut rappeler que le climat est l'un des facteurs qui influe le plus sur le volume d'eau que la culture perd par évapotranspiration. Les pratiques agronomiques, les techniques d'irrigation, les engrais, les infestations dues aux insectes et aux maladies peuvent aussi influencer le taux d'évapotranspiration.

**V-1 Pourquoi déterminer les besoins en eau des cultures ?**

Connaitre la valeur des besoins en eau des cultures est à la base de :

- projet d'irrigation : conception des réseaux d'irrigation (calcul du débit de dimensionnement des ouvrages),
- gestion des réseaux d'irrigation : prévision à court terme (programmation des apports d'eau),
- pilotage des irrigations,
- planification de l'utilisation des ressources hydrauliques : volume d'eau nécessaire pour l'irrigation, surfaces irrigables au vu des ressources, etc.

**V-2 Choix des cultures**

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

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

Pour l'établissement du calendrier cultural adaptable aux diverses conditions du périmètre, nous avons tenu compte :

- de la vocation agroalimentaire de la région,
- du choix des services agricoles de la wilaya qui tendent vers la diversification et l'intensification des cultures pratiquées dans la région,

- d'un aperçu sommaire sur les qualifications de la main d'œuvre actuelle dans la conduite des cultures envisagées,
- des disponibilités des moyens de production,
- de la demande commerciale traduisant les profils des agriculteurs,

Les cultures retenues doivent présenter une combinaison harmonieuse entre elles afin de bien conditionner la réussite technique et financière de notre système de culture. Pour notre périmètre les cultures imposées par l'administration sont insérées dans le tableau V.1.

**Tableau V.1 : répartition d'occupation des sols relatifs aux cycles culturels retenus pour le projet**

mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mar	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
pêche	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
agrumes	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
<b>pommier</b>	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
<b>Oliver</b>	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

- Les cultures se développent, puisent du sol l'eau et les éléments nutritifs, mais 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 rentre dans la constitution de 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.

### V.3 BESOIN EN EAU DU PERIMETRE

Les besoins en eau des cultures, peuvent être définis comme la dose apportée à la plante dans des moments propices, afin de fournir à celle-ci les meilleures conditions d'humidité requises, pour obtenir un rendement maximal.

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

#### a) Les besoins unitaires

Relatifs à un hectare de chacune des cultures envisageables pour la zone étudiée.

#### b) Les besoins globaux du périmètre d'irrigation.

Les besoins théoriques mensuels sont déterminés par le bilan hydrique

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

B : Besoins en eau des cultures nets en (mm).

ETP : Evapotranspiration potentielle

Pe<sub>eff</sub> : pluie annuelle efficace en (mm/mois).

L'évaluation des besoins en eau du périmètre est basée sur la détermination des besoins de chaque culture retenue dans le calendrier agronomique. Pour cela nous déterminerons dans ce qui suit l'évapotranspiration.

### V.3.1 Détermination de l'évapotranspiration

#### - Définition

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 une végétation qui recouvre totalement le sol.

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

#### a) L'évapotranspiration réelle ou de culture ETR

C'est la valeur réelle de l'évapotranspiration. Le plus souvent, elle est inférieure à un l'évapotranspiration potentielle, puisque le sol n'est pas en permanence à sa capacité de rétention. En plus, elle est considérée variable pendant la période de végétation.

Elle est donnée par l'expression suivante :

$$ETR = K_c * ET_0$$

Avec :

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

- les valeurs de  $K_c$  sont insérées dans l'annexe **III.1**.
- les valeurs de RFU sont insérées dans l'annexe **III.2**.

### b) Calcul de L'évapotranspiration potentielle ou de référence $ET_0$

Les recherches actuelles sur les besoins en eau des cultures agricoles ne sont plus menées dans le seul but d'obtenir des données précises sur chaque plante, mais surtout elles sont orientées vers l'établissement de formules universelles. Elles permettent de calculer rationnellement ces besoins, dans n'importe qu'elle région.

L'évapotranspiration potentielle est rarement mesurée à l'aide de bacs, et d'évaporomètres. Le plus souvent elle est calculée par des méthodes à partir des données climatiques mesurées, les plus employées sont :

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

En ce qui concerne le présent projet, le calcul des besoins en eau des cultures est effectué à l'aide du logiciel appelé ; CROPWAT version 8.0, qui permet au passage, l'évaluation de l'évapotranspiration de référence, selon la méthode empirique la plus appropriée de

M<sup>f</sup> Penman et Monteith modifiée.

#### - Méthode de M<sup>R</sup> Penman et Monteith modifiée

La formule de M<sup>R</sup> Penman et Motheit modifiée se présentant comme suit :

$$ET_0 = C \times [W \times R_n + (1-W) \times F(u) \times (e_a - e_d)]$$

Tel que :

$ET_0$  : Représente l'évapotranspiration de référence, exprimées en mm /jour.

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

$R_n$  : Rayonnement net en évaporation équivalente, exprime en mm/jour.

$F(u)$  : Fonction liée au vent.

$E_a$  : T de vapeur saturante a la température moyenne de l'air, en millibars.

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

La différence ( $E_a - E_d$ ) constitue un facteur de correction, afin de compenser les conditions météorologiques diurnes et nocturnes.

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

Pour l'exploitation du logiciel, nous devons fournir les informations mensuelles de la station météorologique, la méthode adoptée emploie les informations homogènes et fiables suivantes:

- **Température** : les températures max et min mensuelles sont données en degré Celsius.
- **Humidité de l'air** : l'humidité relative de l'air exprime en pourcentage %.
- **Insolation journalière** : l'insolation journalière donnée en heures d'insolation.
- **Vitesse de vent** : la vitesse du vent peut être introduite en m/s.

**Tableau V.2 : Evapotranspiration de référence selon la méthode Penman&Monteith**

Payes : Algérie		Station : Bordj Bou Arreridj				
Altitude : 685.8		Latitude : 36.1N°		Longitude : 5.15E°		
mois	Temp Moy	Humidité	Vent	Insolation	Radiation	Eto
janvier	5.5	59	6.0	6.3	9.9	63.43
Février	6.8	47	7.1	7.9	13.9	87.54
Mars	9.1	41	6.6	7.5	16.5	124.86
Avril	11.4	46	6.7	8.6	20.8	138.04
Mai	16.3	42	6.9	8.5	22.2	191.37
Juin	22.2	38	6.5	11.1	26.4	247.30
Juillet	28.1	41	5.9	11.9	27.3	290.04
Aout	27.2	32	5.5	10.1	23.4	280.51
Septembre	21.3	45	3.7	9.3	19.8	160.68
Octobre	15.8	58	5.3	7.2	14.1	113.36
Novembre	10.5	58	5.2	5.7	9.9	76.66
Décembre	6.1	47	7.0	4.0	7.3	84.29
moyenne	15.0	46	6.0	8.2	9.9	63.43

### V.3.2 Calcul de la pluie efficace

Pour tenir compte des pertes, le programme **CROPWAT**, 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 ruissèlement de surface, par percolation en profondeur, etc.

$$\text{On à} \quad : \quad P_{\text{eff}} = P_{P\%} \times 0.8.$$

**Avec :**

- $P_{\text{eff}}$  : pluie annuelle efficace en (mm/mois).
- $P_{P\%}$  : pluie annuelle de probabilité 80% calculée au chapitre hydrologie en (mm/mois).
- Les valeurs mensuelles de  $P_{P\%}$  et  $P_{\text{eff}}$  sont regroupées dans le tableau.

**Tableau V.3: Les précipitations efficaces dans la zone d'étude.**

<b>Pays : Algérie</b>		<b>Station : Bordj Bou Arreridj</b>	
<b>mois</b>	<b>P80%(mm)</b>	<b>Peff(mm)</b>	
<b>janvier</b>	29.8	23.8	
<b>Février</b>	21.3	17.0	
<b>Mars</b>	28.0	22.4	
<b>Avril</b>	29.2	23.4	
<b>Mai</b>	22.4	17.9	
<b>Juin</b>	12.2	9.8	
<b>Juillet</b>	2.9	2.3	
<b>Aout</b>	6.2	4.9	
<b>Septembre</b>	21.6	17.3	
<b>Octobre</b>	23.4	18.7	
<b>Novembre</b>	23.4	18.7	
<b>Décembre</b>	28.1	22.5	
<b>moyenne</b>	248.5	198.8	

#### V.4 Besoins nets mensuels en eau d'irrigation des cultures

L'appréciation des besoins nets en eau des cultures, est basée sur des formules empiriques suivantes :

- $ETR = K_C * ET_0$ .
- $B = ETR - (P_{EFF} - RFU)$ .

**Tableau V.4: Les précipitations efficaces dans la zone d'étude.**

-pour plus de détaille voir l'annexe III.3.

mois	j	f	m	a	m	j	j	a	s	o	n	d	total
pêche	0	0	0	45,13	119,33	262,23	316,74	135,4	63,04	0	0	0	942
agrumes	0	0	0	43,13	88,628	168,26	194,93	180,2	87,142	0	0	0	762
pommer	0	0	0	0	53,095	183,09	287,74	289,6	35,894	0	0	0	849
Oliver	0	0	0	25,706	108,51	262,23	319,64	314,9	201,06	20,065	0	0	1252
total	0	0	0	113,97	369,56	875,81	1119,1	920,1	387,136	20,065	0	0	3806

#### V.5 Besoins bruts totaux en eau d'irrigation des cultures

**Tableau V.5 : tableau des besoins bruts des cultures.**

mois	Surface (ha)	Besoins nets (mm)	Besoins nets (m <sup>3</sup> /ha)	efficience (%)	Besoins bruts (m <sup>3</sup> /ha)	Besoins bruts totaux (m <sup>3</sup> )
Pêche	40	942	9420	0,75	12560	502400
agrumes	40	762	7620	0,75	10160	406400
Oliver	110	1252	12521	0,75	16695	1836398,7
pomme	40	849	8494,6	0,75	11326	453044,53
						3198243,2

### V.6 Calcul du débit maximum journalier

Dans notre cas le débit maximum journalier c'est le débit caractéristique, il est calculé par la formule suivante :

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

$q_s$  : débit spécifique de mois de pointe en (l/s/ha)

$S$  : la superficie totale à irriguer est égale à 250 ha

- La culture la plus exigeante c'est celle de l'Oliver. ( $B_{\text{net}} = 1228.16$  mm.)

A partir du calcul des besoins en eau on peut déterminer le débit spécifique (mois de pointe) qui se calcule par la formule suivante :

$$q_{\text{spécifique}} = \frac{B_{\text{net}} \cdot 10 \cdot 1000}{N_h \cdot n_j \cdot 3600 \cdot E_i}, \text{ en l/s/h}$$

Le débit spécifique :  $q_s = 8.42$  l/s/ha est supérieur à 1,5 l/s/ha donc le choix reste pas valable. Donc on calcul débit spécifique de mois de pointe.

$B_{\text{net}}$  : besoin net du mois de pointe en mm/mois.

$N_h$ : Nombre des heures d'irrigation=20h

$n_j$ : Nombre de jours du mois de pointe =27jours

$E_i$ : Efficience d'irrigation  $\approx 75\%$ .

- Le mois de pointe est juillet et les besoins de pointe sont de 319.64 mm.

- Le débit spécifique  $q_s$  est trop important 2.192 l/s/ha  $> 1,5$  l/s/ha, n'est pas valable on choisira le débit spécifique d'autre moi.

- Le mois choisi est septembre et les besoins de pointe sont de 201.06 mm.

Le débit spécifique :  $q_s = 1.37$  l/s/ha est inférieur à 1,5 l/s/ha donc le choix est valable.

- Le Débit caractéristique

$$Q_{\text{Car}} = q_s \cdot S = 1.37 \cdot 250 = 342.5 \text{ l/s}$$

Alors notre débit de consommation journalier est  $Q_{\text{jour}} = 342.5$  l/s

### CONCLUSION

La présente étude a été menée dans le but de déterminer les besoins en eau des plantes, cependant 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 surtout pour les grandes cultures, d'où la nécessité de bien quantifier les besoins en eau des cultures envisagées dans le périmètre avant de passer à l'aménagement du périmètre.

**Introduction**

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et les moyens, tant sur le plan technique qu'économique, en vue d'acheminer les eaux prélevées de la station, vers leur lieu de périmètre irrigué.

Dans ce chapitre on va exposer les différentes défaillances que pose notre système d'adduction et de pompage de façon à trouver des solutions pour le bon fonctionnement des deux systèmes.

**VI.1 Recommandation sur les adductions**

Pour les adductions objet de notre étude, nous recommandons de redimensionner les conduites de telle manière à véhiculer le débit appelé par le périmètre irrigué.

Pour cela on se base sur :

- L'âge des conduites de refoulement qui dépasse les 20 ans.
- Les cassures (fuites) et leurs causes.
- L'état de revêtement intérieur et extérieur de ces conduites.
- Le type de matériaux des conduites d'adductions (acier, fonte.PHD).

**VI.2 Choix du tracé**

Le choix du tracé de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on doit dans la mesure du possible de respecter :

- Le tracé doit être le plus court possible entre les ouvrages.
- Des ventouses doivent être prévues au point haut pour évacuer l'air qui s'y accumule, dans un souci économique et technique, on doit donc éviter le plus possible les contres pentes, et des vidanges aux points bas pour le vidange en cas de panne.
- Il serait préférable de suivre l'accotement des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement du matériau.

Pour notre projet on va garder l'ancien tracé choisie à raison de :

- Eviter les réclamations des propriétaires des terrains (la majorité des terrains sont privés).
- La majorité du linéaire des conduites de l'ancien tracé est suivant les routes communales existantes.

**VI.3 Choix du matériau**

Actuellement sur le marché, nous disposons de différents types de conduites, que nous pouvons classer en fonction des matériaux constitutants, on distingue :

- Conduites en Acier.
- Conduites en fonte ductile.
- Conduites en thermoplastiques.

Le choix d'un matériau s'avère difficile à prendre, pour ce la il devra se faire en fonction de plusieurs critères dont :

- Faisabilité technique.
- Faisabilité économique.
- Faisabilité d'approvisionnement.

Le choix du matériau qui devra être utilisé pour la réalisation du transfert et de la distribution, est l'objet de l'analyse suivante

Dans notre étude, nous avons opté pour les conduites en PEHD en raison des avantages qu'ils présentent :

- Disponibilité sur le marché (production locale)
- Résistance à de grandes pressions (>à 20 bars)
- Facile à poser (grande flexibilité) et possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres.
- Permet de faibles rayons de courbures aux réseaux.
- Longue durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (durée de vie 50 ans à 20°C.
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très fiable).
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Résiste à la corrosion interne, externe et micro biologique.
- Se raccorde facilement à d'autres réseaux (fonte, acier).
- Insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre).

## VI.4 Dimensionnement de l'adduction

### VI.4.1 Méthode de calcul

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées suivantes:

#### a) Formule de BRESS

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q}$$

#### b) Formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q}$$

Q: Débit refoulé en m<sup>3</sup>/s.

A partir de ces deux diamètres déterminés, on choisit une gamme de diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés.

### VI.4.2 Calcul des pertes de charge

#### a) Pertes de charge linéaires

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

- Diamètre D de la conduite en (m).
- Débit Q en (m<sup>3</sup>/s).
- La rugosité absolue Ks exprimée en mm.
- La longueur du tronçon L en (m).

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

$\lambda$ : Coefficient de frottement

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

$\Delta H_l$ : Pertes de charge linéaires en (m)

I: Gradient hydraulique en (m/m)

Le coefficient  $\lambda$  est obtenu par les formules suivantes:

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

$\varepsilon$  : Rugosité absolue de la conduite

#### a) Pertes de charge singulières

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....), elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l$$

#### b) Pertes de charge totales ( $\Delta H_t$ )

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

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,10 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,10 * \Delta H_l \end{aligned}$$

### VI.4.3 Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes et de la hauteur géométrique.

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

Hg: La hauteur géométrique

$\Delta H_a$ : Pertes de charge à l'aspiration

$\Delta H_r$ : Pertes de charge au refoulement

### VI.4.4 Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{\rho * g * Q * HMT}{\eta}$$

$\eta$ : Rendement de la pompe en (%) ( $\eta=82\%$ )

Q: Débit refoulé par la pompe en ( $m^3/s$ )

g: Pesanteur ( $9.81 m/s^2$ )

$\rho$  : Masse volumique de l'eau ( $1000 Kg/m^3$ ).

### VI.4.5 Energie consommée par la pompe

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

t: Temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas **t =20h**

P: Puissance de la pompe en (kW)

### VI.4.6 Frais d'exploitation

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

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

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

e: Prix unitaire d'un KWh imposé par SONELGAZ. (e=4,17DA)

### VI.4.7 Frais d'amortissement

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

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

$P_{rc}$ : Prix de la conduite en (DA), voir les annexes (Annexe VI.1)

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

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

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

n: Nombre d'années d'amortissement, n =20 ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{20} - 1} + 0,08 = 0,1018 = 10.18\%$$

## VI.5 Dimensionnement de l'adduction (DE LA STEP VERS BASSAN DE Stokage)

Le débit d'exploitation de station de pompage (SR) est calculé par la formule suivante :

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max, j}}{t * 3600}$$

$Q_{exp}$  : Débit d'exploitation ( $m^3/s$ )

$Q_{max, j}$  : Débit maximum journalier ( $m^3/j$ ) ;  $Q_{max, j} = 342.5 \text{ l/s} = 29592 \text{ m}^3/j$  .

$t$  : Durée de fonctionnement de la station par jour,  $t = 20 \text{ h}$ .

**A.N:**  $Q_{exp, SPR} = \frac{29592}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{exp, S.R} = 411 \text{ L/s}$ ;

### VI.5.1 Analyse de la capacité de la bache de reprise

La bache de reprise dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min).

Le volume de la bache de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{bache} = \frac{Q_{max j} * t}{20}$$

Avec :

$Q_{max, j}$  : Débit maximal journalier total.

T: Temps de fonctionnement de la station de pompage ( $T = 20h$ )

$t$  : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ( $t=0,25h$ )

**A.N :**  $V_{bache} = (29592 * 0,25/20) = 369 \text{ m}^3$

Donc la capacité de la bache existante est suffisante.

Le diamètre de la conduite de refoulement par la relation est tel que :

**A.N :**  $\Rightarrow D = \sqrt{0.411} \Rightarrow D = 0,641m$  donc : **D = 641mm.**

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

**Tableau VI.1: Calcul de la Hmt du tronçon (step ver réservoir de stockage).**

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	$\lambda$	$\Delta H_{lin}$ (m)	$\Delta H_{totale}$ (m)	Hg (m)	HMT (m)
200	560	411	1,31	0,0115	30,13	33,14	37,5	73,43
275	560	411	0,95	0,0111	8,14	8,95	37,5	50,85
300	560	411	0,87	0,0106	5,49	6,03	37,5	48,13
400	560	411	0,65	0,0102	1,67	1,84	37,5	44,21

**Tableau VI.2: Calcul des frais d'amortissement du tronçon.**

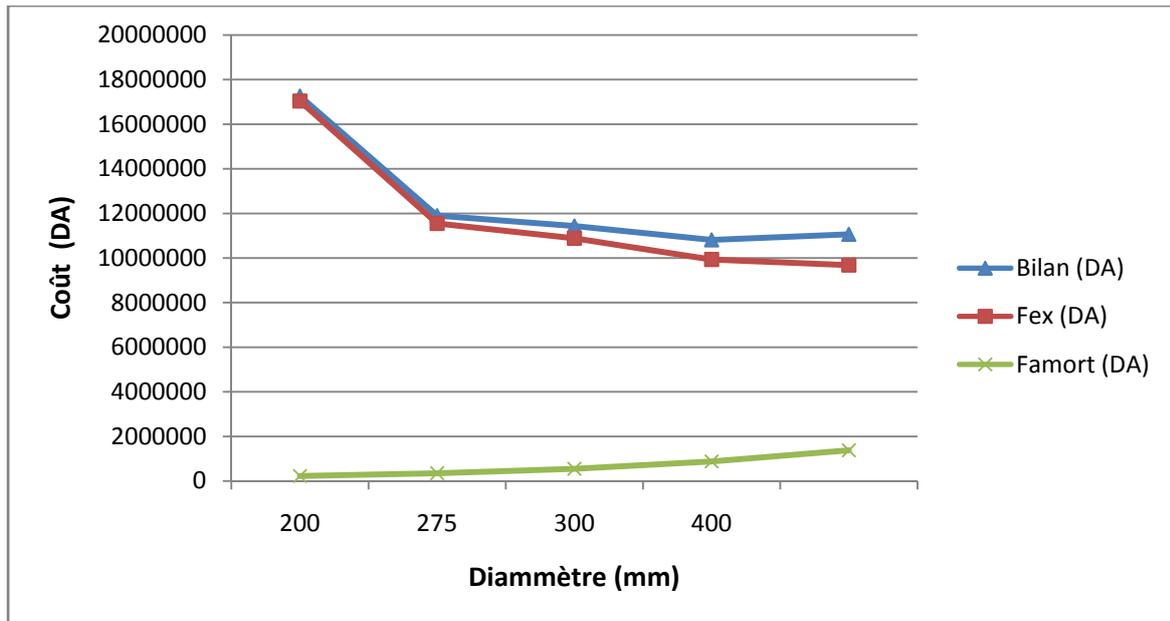
Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (DA)
200	3121,7	560	225961,133
275	4846,33	560	350796,751
300	7585,88	560	549096,338
400	12110,03	560	876572,412

**Tableau VI.3: Calcul des frais d'exploitation du tronçon.**

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh/an)	F <sub>exploit</sub> (DA)
200	540,26	3943883,92	16445995,9
275	374,14	2731245,89	11389295,4
315	354,13	2585125,82	10779974,7
400	325,31	2374753,72	9902723,01

**Tableau VI.4: Bilan du tronçon.**

Diamètre (mm)	F <sub>exploit</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	Bilan (DA)
200	16445995,9	225961,133	16671957,1
275	11389295,4	350796,751	11740092,1
300	10779974,7	549096,338	11329071
400	9902723,01	876572,412	10779295,4



**Figure VI.1 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.**

## Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 400 mm, avec une vitesse de 0,65 m/s et sur une longueur de 600 m.

## VI.6 Etude de pompage

L'étude de pompage nous permet de choisir la pompe idéale pour notre système d'adduction afin d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique demandée, par la station de pompage.

### VI.6.1 Choix de l'emplacement de la station de pompage

- l'emplacement de la station et les ouvrages doit assurer les conditions de fonctionnement les plus adéquates avec le minimum possible de surface occupée.
- assurant l'accès des voitures, des engins, des pompiers, à tout le bâtiment et à tout ouvrage.
- les conditions d'exploitation de la station tiennent compte de la fluctuation du niveau d'eau dans la retenue.
- elle dépend du relief d'accès de l'alimentation en énergie électrique ; des conditions géologiques.

### VI.6.2 Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé  $Q_{app}$  et la hauteur  $H_{mt}$ .
- Meilleur rendement.
- Vérifier la condition de non cavitation.
- Encombrement et poids les plus faibles.
- Vitesse de rotation la plus élevée.
- Puissance absorbée minimale.
- Etre fabriquée en série.

On opte pour les pompes ITALIE (pompes centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal) de marque **CAPRARI**.

En plus de ses avantages techniques et mécaniques, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale appelée avec une vitesse de rotation variant (1450-3500) tr/min

### VI.6.3 Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes  $n$  minimal.
- Meilleur rendement.
- Charge nette d'aspiration requise  $(NPSH)_r$  minimale.
- Nombre d'étage minimal.
- Puissance absorbée minimale.

**Tableau VI.5: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station de pompage.**

n	Q appelé (L/s)	Hmt appelée (m)	Type de pompe	$\eta$ (%)	Vitesse (tr/min)	$P_{abs}$ (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)	Ø roue (mm)
1	411	42,5	-	-	-	-	-	-
3	137	42,5	-	-	-	-	-	-
5	102.75	42.5	MEC-AZRBH2/125	72.2	1415	250	3.88	150

A partir du tableau ci-dessus, on déduit que la variante de (05) pompes est la meilleure Du point de vue rendement, vitesse de rotation et puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle. (Axe horizontale)

#### VI.6.4 Courbes caractéristiques

Les courbes caractéristiques des pompes choisies sont montrées dans les fiches techniques dans les annexes.

- La pompe de type **MEC-AZRBH2/125** (courbe caractéristique, annexe IV.1).
- Les prix des conduits dans les tableaux (annexe IV.2).
- les pompes de secours égale a 2.

#### Conclusion

Dans cette partie nous avons dimensionné la conduite d'adduction de telle manière à assurer le débit nécessaire à l'irrigation pour le périmètre.

## Introduction

Le présent chapitre fera l'objet de dimensionnement du réseau d'irrigation des cultures proposées dans le périmètre étudié. Le problème qui se pose est comment répartir l'eau disponible, donc il faut dimensionner tout les diamètres ainsi que les longueurs et les débits qui passent par ces conduites et avant de faire l'adduction il est indispensable de dimensionner la station de pompage qui sert à amener l'eau de la station d'épuration de la ville de Bordj Bou Arreridj vers le bassin d'irrigation qui va alimenter le périmètre de Dhaïssa.

### VII.1 Technique d'arrosage

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

#### a) Irrigation de surface (par gravité)

Laisser couler l'eau à la surface, ou inonder le sol et le laisser saturer jusqu' à une certaine profondeur (submersion, par planches, à la raie).

#### b) Irrigation par aspersion

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

#### c) Irrigation souterraine

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

- Tuyaux très poreux continuellement en charge et laissant diffuser l'eau nécessaire Dans le sol,
- Galeries.
- Drains ordinaires.

#### d) Irrigation localisée (micro - irrigation)

Elle correspond à la technique choisie pour ce projet. La distribution de l'eau se fait avec un réseau sous pression posé sur le sol où suspendu où partiellement enterré entraînant l'humidification d'une partie seulement du sol.

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

### 1) Les Avantages

- Excellence d'efficacité d'arrosage à la parcelle (à condition que la technique soit parfaitement maîtrisée).
- Excellent rendement des cultures,
- Bonne adaptation à l'utilisation des eaux salées,
- Très faible besoin en main d'œuvre,
- Coût d'entretien réduit,
- Insensibilité au vent,
- Ne mouille pas le feuillage, ce qui est favorable du point de vue phytosanitaire,
- Mouille que le sol que très partiellement, ce qui est favorable aux cultures,
- Limite la prolifération des adventices,
- Raccourcit le cycle végétatif de la culture,

### 2) Les inconvénients

- Coût globalement élevé qui fait réserver cette technique aux cultures à forte valeur ajoutée,
- Exige un haut degré de compétence à tous les niveaux conception de l'installation, Conduites des arrosages par l'irrigant,
- Nécessite une maintenance rigoureuse, en raison de risques liés à une éventuelle interruption des arrosages,
- Nécessite la filtration de l'eau d'irrigation,
- Fonctionne avec un matériel délicat à durée de vie relativement faible.

## VII.2 Irrigation localisée

Dans ce système l'eau est amenée à la parcelle au moyen des conduites en plastique et distribuée aux plantes par des goutteurs dont le débit varie généralement de 2 à 8 l/h. Son utilisation avec les eaux usées épurées, réduit les risques de contamination des ouvriers et des plantes par les germes et évite la dispersion des odeurs dans l'atmosphère. Par contre l'irrigation localisée est le système le plus sensible à la qualité de l'eau.

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

- La station en tête qui permet le contrôle de débit et le contrôle de la filtration,
  - Le réseau de distribution est constitué de conduites et de rampes d'irrigation,
  - Les goutteurs dont les diamètres des orifices varient généralement de 0.5 à 1.5 mm
- Compte tenu des conditions naturelles de notre région à savoir :
- F pluviométrie,
  - Nature des sols moyens,
  - Type de culture implantée.

Le calcul du réseau de distribution ne peut donc être réalisée qu'après avoir dimensionné un ilot au goutte a goutte, et ce afin de prévoir la pression nécessaire a chaque borne.

Aussi on procèdera en premier lieu au calcul du réseau d'irrigation localisée sur un ilot type mais dont les conditions hydrauliques sont les plus défavorables.

### **VII.3 Composition de l'installation**

#### **a) Borne d'irrigation**

Les réseaux mobiles sont branchés sur des bornes d'irrigation piquées sur les conduites de distribution, une borne peut être piquée d'une ou plusieurs prises.

#### **b) Le vannage**

Le vannage consiste en la fermeture et l'ouverture de la vanne, comme dans une des prises d'eau.

#### **c) La stabilisation des pressions**

Pour une bonne régularité de la pluviométrie des asperseurs, il faut assurer une pression de fonctionnement stable, indépendante des variations de pression du réseau. Chaque prise est équipée d'un régulateur de pression maintenant la pression autour de 3 à 5 bar pour les asperseurs.

#### **d) Limiteur de débit**

L'appel d'un gros débit provoque une chute de pression, le débit de chaque prise plafonné à une certaine valeur dépendant de la superficie à arroser, à partir de cette prise un petit appareil limite le débit.

#### **e) La conduite principale**

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

#### **f) Porte rampes**

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

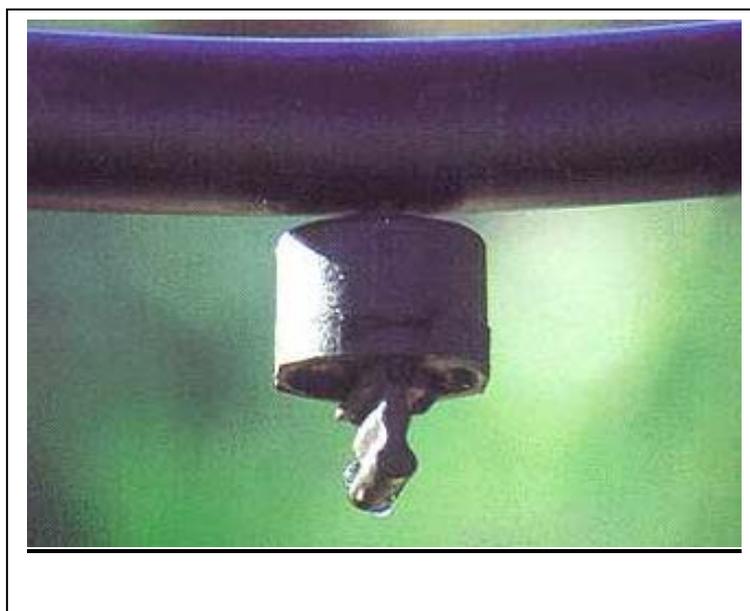
### **g) Les rampes**

Qui sont toujours en PE<sub>BD</sub> (polyéthylène basse densité), à l'exception de quelques installations où l'on a utilisé du PVC rigide de petit diamètre. Les distributeurs y sont fixés avec un espacement prédéterminé. Il existe d'autres types de rampes qui

Assurent à la fois le transport et la distribution de l'eau, par exemple les rampes (ou gaines) poreuses ou perforées (à simple ou double section).

### **h) les distributeurs**

Les distributeurs constituent la partie essentielle de l'installation. C'est à partir d'eux que l'eau sort, à la pression atmosphérique, en débits faibles et réguliers. Ils peuvent être des goutteurs à très faible débit (quelques l/h), dont il existe de très nombreux types différents, des ajutages ou des mini diffuseurs dont le débit est un peu plus important (quelques dizaines de l/h).



**Figure VII-1 : Goutteurs**

### **i) La pompe**

On utilise en général les pompes centrifuges dont le fonctionnement est facile et moins encombrant. Le choix de la pompe dépend du débit à assurer et la hauteur manométrique de fonctionnement.

#### **VII.4 Choix d'un distributeur**

En irrigation localisée, le choix du goutteur est important car de lui va dépendre le bon fonctionnement hydraulique de l'installation, l'alimentation hydrique satisfaisante de la culture, la pérennité des équipements, le niveau de filtration et la qualité de maintenance à assurer. C'est la prise en compte d'un certain nombre d'éléments que permet à l'utilisateur de définir son choix d'une manière objective.

##### **a) La qualité de l'eau**

C'est un élément essentiel dont vont dépendre les risques de colmatage des distributeurs.

En effet, après un certain temps de fonctionnement, il se produit un effet d'empreinte de la membrane au contact au relief de cheminement entraînant une diminution de la section de passage.

##### **1) les eaux de bonne qualité:**

Sont généralement des eaux de nappe ni ferrugineuses (rouillée), ni en tartrates.

Dans ce cas, tous les goutteurs peuvent être utilisés à condition d'adapter la finesse de filtration à chacun d'eux.

##### **2) Eaux de mauvaise qualité**

Généralement des eaux de surface (rivière, canaux lacs, bassins) riches en impuretés sous forme minérale ou organique.

Si les éléments les plus gros sont retenus par une filtration efficace, les éléments très fins par contre traversent les filtres et se déposent à l'intérieur des distributeurs entraînant peu à peu une diminution de leur débit.

Dans ce cas, on utilisera essentiellement des goutteurs en ligne à cheminement long non uniforme, ayant un débit de 4 l/h.

De même, si l'on doit utiliser des goutteurs autorégulant, on choisira préférentiellement ceux qui sont à chicanes avec la longueur de cheminement la plus grande possible.

En effet, après un certain temps de fonctionnement, il se produit un effet d'empreinte de la membrane au contact au relief de cheminement entraînant une diminution de la section de passage.

**b) La nature du sol**

La nature du sol permet de choisir entre mini diffuseurs et goutteurs.

Dans certains sols très filtrants, sableux ou caillouteux comportant une nature grossière, pour lesquels la diffusion latérale de l'eau est faible, ainsi que dans

Certains sols argileux comportant des argiles gonflantes dont la dessiccation entraîne la formation de fentes retraites.

Pour tous les autres types de sol, des goutteurs de 2 ou 4 l/h conviennent, d'autant que les investissements nécessaires sont dans ce cas plus faibles.

**c) la nature des cultures**

Pour les cultures pérennes, telles qu'arbres fruitiers, vignes, ou l'installation est fixe les distributeurs en ligne ou en dérivation sur la rampe peuvent être envisagés.

Par contre, dans le cas des cultures annuelles ou les rampes doivent être enroulées ou déroulées lors de la mise en place de la culture et pour la récolte, on évitera les goutteurs en dérivation faisant saillie sur la rampe, au bénéfice des goutteurs en ligne, des goutteurs intégrés dans la rampe, des gaines souples.

**VII.5 Différents types de distributeurs****a) Goutteurs**

Les plus utilisés ont des débits de 2 l/h pour les cultures maraichères et de 4 l/h pour les cultures pérennes. Ils sont placés en dérivation, en ligne ou intégrés dans les rampes.

**b) Gaines**

Destinée aux cultures maraichères, peut être utilisée pour les vergers; elles assurent conjointement un rôle de transport et de distributeur.

**c) Tubes poreux**

La paroi à structure poreuse laisse passer l'eau, ils sont généralement enterrés.

**d) Mini diffuseur**

Ils sont toujours placés en dérivation, fixés directement sur la rampe, fonctionnent comme de petits asperseurs statiques ne couvrant qu'une partie de la surface du sol au voisinage des cultures.

### **e) Ajustages calibrés (procédé Bas-Rhône)**

Les systèmes d'arrosage par ajustage calibrés sont constitués par une canalisation en PE, sur laquelle sont fixés en

Dérivation des orifices calibrés en laiton; sont placés sur la rampe à des écartements réguliers.

### **VII.6 Choix de la technique d'irrigation convenable**

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

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

### **VII.7 RESEAU DE DISTRIBUTION**

Le réseau de distribution du périmètre est dicté par la conduite d'adduction et par l'implantation des bornes d'irrigation

#### **VII.7 1 ILOTS D'IRRIGATION**

L'ilot d'irrigation est par définition la plus petite entité hydraulique desservie par une borne d'irrigation.

Pour éviter toute tension entre agriculteurs les limites des ilots d'irrigation sont celles des exploitations ou des parcelles et à défaut les limites facilement matérialisable sur le terrain.

Le projet est conçu pour que la majorité des agriculteurs puissent disposer d'une prise d'eau autonome et d'une pression suffisante pour la pratique de l'aspersion ou le goutte à goutte.

### VII.7.2 TRACE DE DISTRIBUTION

Le tracé du réseau de distribution est le résultat de la formation des ilots d'irrigation et de l'implantation des bornes et du réseau de piste existant.

#### a) IMPLANTATION DES BORNES D'irrigation

Les bornes d'irrigation dans le périmètre sont implantées le plus souvent à la limite des ilots d'irrigation de telle façon à assurer la liberté d'utilisation à l'exploitant, et d'assurer une pression suffisante pour le fonctionnement de la borne d'irrigation.

#### b) DEBIT DE LA BORNE D'IRRIGATION

Le calcul des besoins en eau (Chapitre V) montre que le débit de la borne d'irrigation est déterminé pour la culture la plus exigeante, permet de laisser une totale liberté aux agriculteurs.

Pour toutes les parcelles, la culture la plus exigeante est l'Oliver.

Ce débit est donc de  $q_s = 1.37$  l/s/ha (déjà calculé).

### VII.7.3 CARACTERISTIQUES DES CONDUITES DU RESEAU D'IRRIGATION

Les caractéristiques du réseau de distribution sont définies sur la base d'un calcul d'optimisation.

Pour déterminer les diamètres des conduites qui minimisent les couts de premier établissement et d'entretien.

Les éléments et les hypothèses suivantes :

- Le débit à la borne.
- La longueur des tronçons de conduite.
- Les cotes piézométriques des bornes.
- Les vitesses limites (minimale et maximales) à respecter dans chaque conduite.
- La loi des pertes de charge.
- Les prix d'ordre des conduites.
- La pression au niveau de la borne la plus défavorisé.

### VI.7.4 Equipements

Les équipements prévus pour l'alimentation et l'exploitation du réseau d'irrigation sont abrités dans différents ouvrages ainsi définis de l'amont vers l'aval.

- Une chambre de joint de tassement différencie.
- Une chambre de vannes amont équipée d'une vanne d'arrivée avec joint de démontage et d'une vanne de vidange.
- Une entrée de réservoir équipée d'un seuil de restitution d'une longueur deversante susceptible de débiter des débits nécessaires à travers d'épaisses parois.
- Un filtre rotatif en sortie de réservoir, logé dans un ouvrage de génie civil abritant un déversoir de sécurité et un et un ouvrage de vidange.
- Une chambre de vanne aval, équipée de vanne à survitesse avec joint de démontage, et vanne papillon avec joint de démontage.
- Une chambre de joint de tassement différentiel accolée a chacune des deux chambres de vannes aval.

Ces différents ouvrages s'organisent les uns par aux autres en fonction du calage hydraulique de l'ensemble et leur justification est argumentée par la définition du réseau d'adduction et de distribution.

Une plate-forme est aménagée autour des ouvrages. Compte tenu des dimensions et de l'encombrement de ceux-ci, la cote de plate-forme retenue est égale à celle du terrain naturel moyen de la parcelle.

## VII.8 Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte

### VII.8.1 Calcule des besoins

#### a) Pour l'Oliver

D'après le tableau V.4.le mois de pointe est le mois de juillet B=319.64mm/jr.

#### 1) Les besoins journaliers

En eau d'irrigation localisée pour l'Oliver sont calculés par les formules suivantes :

$B_j$ =Besoin du mois de pointe (mm).

$$B_j = \frac{\text{besoin du mois de point}}{\text{no}br \text{ de jr}}$$

$$B_j = \frac{319.644}{31} = 10.3mm/jr$$

## 2) Besoin journalier en tenant compte de la réduction $K_r$

$K_r = C_s + 0,5(1 - C_s)$ , (Freeman et Garzoli) .

$C_s$  : Couverture du sol ; pour les agrumes  $C_s = 70\%$

$$K_r = 0,7 + 0,5 (1 - 0,7) = 0,85.$$

D'où :

$$B_{JL} = 0,85 \cdot 10,31 = 8,76 \text{ mm/j.}$$

## 3) La dose d'irrigation nette

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

$$D_{nette} = RFU * P = 95 * 0,30 = 28,5 \text{ mm}$$

D'après l'annexe (III.3) :  $P = 30\%$

## 4) La dose d'irrigation brute

Le besoin d'irrigation brut,  $B_{brut}$  : est le volume (ou la hauteur) d'eau d'irrigation nécessaire en pratique (y compris les pertes et les besoins de lessivage mais à l'exclusion de la contribution des autres ressources).

$$D_{brut} = \frac{D_{net.r}}{E}$$

Avec :

$E$  : L'efficacité de l'arrosage, dépend de la texture du sol.

$$\begin{aligned} D_{net.r} &= B_{net} \times 0,9 \\ &= 28,5 \times 0,9 = 25,65 \text{ mm/j.} \end{aligned}$$

Donc :

$$D_{brut} = \frac{25,65}{0,85} = 30,2 \text{ mm/mois.}$$

## 5) Fréquence d'arrosage

La valeur de la fréquence d'arrosage sera :

$$f = \frac{D_{nette}}{ETM_r} = \frac{28,5}{8,76} = 3,25 \approx 3 \text{ jours.}$$

**6) La durée d'arrosage**

$$d = \frac{b_{brut} * E_g * E_r}{q_g} = \frac{30.2 * 5 * 5}{4 * 4} = 47.2h.$$

**Avec :**

$E_g$  : L'espace entre les distributeurs sur la rampe ;

$E_R$  : L'écartement entre les rampes ;

$q_g$  : Débit du distributeur en l/h.

**7) La durée d'arrosage par jour**

$$dj = \frac{d}{f} = \frac{47.2}{4} = 11.8h / jour.$$

**Conclusion**

L'étude faite au niveau de ce chapitre nous a permis de déterminer les besoins en eau d'irrigation pour la culture de notre parcelle et de connaître les modalités de son application (dose, durée d'arrosage...etc.).

**VII.8.2 Calcul hydraulique****1) Calcul du nombre de postes**

$$N(p) = \frac{d * f}{dj}$$

$$= \frac{47.2 * 4}{12} = 16$$

**2) Surface de poste**

$$S(p) = \frac{S(t)}{N(p)} = \frac{10}{16} = 0.66ha.$$

**3) Surface de la rampe**

$$S_r = L_r * B_r$$

$$= 60 * 5 = 300m.$$

**4) Number de rampe**

$L_{pr}$  = longueur de la porte rampe avec  $L_{pr}=60$  m

$E_r$  : distance entre deux rampes

$$N_{rampe} = \frac{S(p)}{S_r} = \frac{6600}{300} = 22.2 \text{ rampes.}$$

**5) Nombre de goutteurs par rampe**

Le nombre de goutteurs par disposition sera calculé comme suit :  $N = \frac{L}{E}$

Tel que  $L_r$  : longueur de la rampe  $L_r = 60$  m.

$E_r$  : espacement entre les cultures.

$$N = \frac{L_r}{E_r} = \frac{60}{5} = 12 \text{ goutteur}$$

Nombre des goutteur égale :  $12 \times 4 = 48$  g.

**6) débit Moyne par rampe**

$$Q_r = N_g \cdot q_g$$

$$Q_r = 48 \times 4 = 192 \text{ l/h} = 0,053 \text{ l/s.}$$

Tel que :  $N_g$  = nombre de goutteur.

$Q_g$  = Débit d'un goutteur.

**7) Débit de la porte rampe**

Le débit demandé pour le fonctionnement simultané des 706 rampes est de :

$$Q_{porte}^{rampe} = Q^{rampe} \times N^{rampe}$$

$$Q = 0.053 \times 22.22 = 1.177 \text{ l/s.}$$

**8) Calcul des diamètres des portes rampes, rampes**

Les vitesses admises sont comprise entre 0.5 m/s et 1.5 m/s.

On détermine le diamètre des conduites selon la condition des pertes de charges :

Si on admet que pour chaque rampe on a besoin d'une pression égale à 1bar. Et qu'on assimile les portes rampes à des rampes, la règle de Christiansen nous indique que les pertes de charges ne doivent pas dépasser 10% de la pression de service ce qui correspond à 2 mce)

Pour cette assimilation on doit introduire la notion de la longueur équivalente.

### - Le diamètre de la rampe

$$D = \left[ \frac{P_{dc} \times 2.75}{0.478 \times Q^{1.75} \times L} \right]^{-1/4.75}$$

$$D = \left[ \frac{1.2 \times 2.75}{0.478 \times 192^{1.75} \times 150} \right]^{-1/4.75} = 10.93 \text{ mm}$$

Dans une canalisation assurant un service en route

L : La longueur de la conduite ;(m)

Q : Débit (l/h)

$P_{dc}$  : perte de charge a la porte rampe

$$\text{R\`egle de Christiansen : } \frac{\Delta q}{q_g} = x \cdot \frac{\Delta H}{H_n}$$

Avec :  $q_g$  : Débit d'un goutteur

$H_n$  : Pression nominale

$$0,1 = 0,5 \cdot \frac{\Delta H}{10} \text{ d'ou } \Delta H = 2 \text{ mce}$$

Parte de charge singuli\`ere= 10% de  $\Delta H$

$$\Delta H \text{ (sing)} = 2 \times 0,1 = 0,2 \text{ mce}$$

$$\Delta H \text{ (sing)} = 0,2$$

$$\Delta H \text{ (lin\`eaire)} = 2 - 0,2 = 1,8 \text{ mce}$$

$$\Delta H \text{ (lin\`eaire)} = 1,8 \text{ mce}$$

La r\`epartition de la perte de charge est :

Perte de charge lin\`eaire = 1/3 pour les rampes.

= 2/3 pour le porte rampe.

### - Le diamètre de la porte rampe

Si on recalcule les pertes de charge :

$$D = \left[ \frac{0.6 \times 2.75}{0.478 \times 4262.4^{1.75} \times 250} \right]^{-1/4.75} = 45.2 \text{ mm}$$

Tout les résultats sont présentés sur ce tableau suivant

**Tableau VII.1 : Caractéristiques des rampes.**

Cultures	$L_r$ (m)	$N_g$	$Q_r$ (l/s)	$\Delta H$ (m)	$D_{cal}$ (mm)	$D_n$ (mm)
oliver	60	48	0.053	1.2	10.93	16

**Tableau VII.2 : Caractéristiques de la porte rampe.**

Cultures	$L_{pr}$ (m)	$N_r$	$q_{pr}$ (l/s)	$\Delta H$ (m)	$D_{cal}$ (mm)	$D_n$ (mm)
Tomate	111	22.22	1.117	0.6	45.2	50

**a) Pour le pommier**

D'après le tableau V.4 le mois de pointe est le mois de aout B=289.6mm.

Les besoins journaliers en eau d'irrigation localisée pour pommer sont calculés par les formules suivantes :

On utilise le même formule président ou trouver les résulta présente dans le tableau suivant :

**Tableau VII.3 : Caractéristiques de la Parcelle de pommier**

<b>Calcule des paramètres hydrauliques</b>	<b>Unité</b>	<b>Valeur</b>
Besoin nette	mm	289.6
Rfu	mm	80
Surface total	ha	40
Largeur de la rampe	m	154
Logeur de poste	m	270.13
La distance entre la rampe	m	4
La distance entre les cultures	m	4
Besoin journalier	mm/j	9.34
Besoin journalier*kr	mm/j	7.94
Dose pratique	mm/mois	24
La dose brute	mm/mois	25.41
Fréquence d'arrosage	j/mois	3
La dure d'arrosage	heur	25.41
La dure d'arrosage par jeu	heur	8.47
Nombre de posta	poste	9.6
Surface de rampe	m2	616
Surface de poste	ha	4.16
Nombre de la rampe	rampe	67,5
Nombre de gouteur par rampe	goutteur	154
Q par rampe	l/h	616
Q par portes rampe	l/h	41500
Diamètre de rampe	mm	16
Diamètre de porte rampe	mm	90

**b) Pour les agrumes**

D'après le tableau V.4 le mois de pointe est le mois de aout B=194,927mm.  
Les besoins journaliers en eau d'irrigation localisée pour pommer sont calculés par les formules suivantes déjà citées :

**Tableau VII.4 : Caractéristiques de la Parcelle des agrumes.**

<b>Calcule des paramètres hydrauliques</b>	<b>Unité</b>	<b>Valeur</b>
Besoin nette	mm	194,927
Rfu	mm	75
Surface total	ha	10
Largeur de la rampe	m	62,5
Logeur de poste	m	100
La distance entre la rampe	m	4
La distance entre les cultures	m	4
Besoin journalier	mm/j	6,29
Besoin journalier*kr	mm/j	5,34
Dose pratique	mm/mois	22,5
La dose brute	mm/mois	23,82
Fréquence d'arrosage	j/mois	4
La dure d'arrosage	heur	23,82
La dure d'arrosage par jeu	heur	6
Nombre de posta	poste	16
Surface de rampe	m <sup>2</sup>	250
Surface de poste	ha	0,625
Nombre de la rampe	rampe	25
Nombre de gouteur par rampe	goutteur	62
Q par rampe	l/h	248
Q par portes rampe	l/h	6200
Diamètre de rampe	mm	12
Diamètre de porte rampe	mm	60

## c) Pour le pêcher

D'après le tableau V.4 le mois de pointe est le mois d' aout B=316.744mm.  
Les besoins journaliers en eau d'irrigation localisée pour **pêcher** sont calculés par les formules déjà citées :

**Tableau VII.5 : Caractéristiques de pêcher**

Calcule des paramètres hydrauliques	Unité	Valeur
Besoin nette	mm	316,744
Rfu	mm	70
Surface total	ha	10
Largeur de la rampe	m	111
Logeur de poste	m	100
La distance entre la rampe	m	4
La distance entre les cultures	m	4
Besoin journalier	mm/j	10,21
Besoin journalier*kr	mm/j	8,68
Dose pratique	mm/mois	21
La dose brute	mm/mois	22,23
Fréquence d'arrosage	j/mois	3
La dure d'arrosage	heur	22,23
La dure d'arrosage par jeu	heur	7,41
Nombre de posta	poste	9
Surface de rampe	m <sup>2</sup>	400
Surface de poste	ha	1,111
Nombre de la rampe	rampe	27,77
Nombre de goutteur par rampe	goutteur	100
Q par rampe	l/h	400
Q par portes rampe	l/h	11111
Diamètre de rampe	mm	16
Diamètre de porte rampe	mm	60

**VII.9 Dimensionnement du réservoir**

Le volume du réservoir dépend des besoins des cultures par jour. Donc il faut calculer les besoins de chaque culture :

**a) Pour l'Oliver**

- Volume de porte rampe= 4262.4 l/h.
- durée d'arrosage : 11.8h.
- nombre de postes irrigués par jour=2postes.
- volume total= $V_1= 24000*2*11.8=100.59 \text{ m}^3$ .

**b) Pour le pommier**

- Volume de porte rampe= 10400 l/h.
- durée d'arrosage : 8.47 h.
- nombre de postes irrigués par jour=2postes.
- volume total= $V_2= 10400*2*8.68=176.17 \text{ m}^3$ .

**c) Pour le pêcher**

- Volume de porte rampe= 11111 l/h.
- durée d'arrosage : 7.41 h.
- nombre de postes irrigués par jour=2postes.
- volume total = $V_3= 11111*2*7.41=164.66 \text{ m}^3$ .

**d) Pour les agrumes**

- Volume de porte rampe= 6200 l/h.
- durée d'arrosage : 5.95 h.
- nombre de postes irrigués par jour=3 postes.
- volume total= $V_4= 6200*3*5.95=110.67 \text{ m}^3$ .

Donc volume total  $V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 = 552.09 \text{ m}^3$ .

Le bassin est rectangulaire à ciel ouvert. On fixe une hauteur entre 2 à 5m .  
Pour notre cas nous prenons la hauteur égale à 4m. La surface du bassin d'irrigation est donnée par :

$x = 11.74 \text{ m}$ .  $Y = 11.74 \text{ m}$ .

### VII.10 Dimensionnement de la conduite de distribution

L'acheminement des eaux épurées vers les différentes parcelles s'effectue par gravité à l'aide de conduite en PEHD, le périmètre se compose de 4 parcelles avec des surfaces variant de 10ha à 110 ha, voir planche N°4.

On a doté chaque parcelle d'une borne d'irrigation qui est caractérisée par un débit propre à chaque parcelle suivant sa superficie, les caractéristiques de chaque borne sont insérées dans le tableau VII.6, ainsi que les caractéristiques des tronçons qui sont représentées dans le tableau VII.7. Le Calcul a été fait à l'aide du logiciels Epanet , dont les résultats sont donnés dans les tableaux(VII.6 et VII.7 ) suivants :

**Tableau VII.6 : Caractéristiques des nœuds et bornes d'irrigation.**

Numéro des Nœuds	Côte (m)	Débit a la borne (l/s)	Pression (mce)
N-1	922	70.15	24.7
B-2	908	186	22.9
N-3	912	52	24.5
B-4	901	22.2	20.4
B-5	905	29.8	22.8
N-6	899	8.52	23.3
B-7	893	20.8	22.5

**Tableau VII.7: Caractéristiques des conduites de distribution**

Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériaux	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
"N-1"	"B-2"	434.91	110	PHD	18.6	0.54
"N-1"	"N-3"	64.06	110	PHD	22.2	0.65
"N-3"	"B-4"	35.84	200	PHD	51.55	1.17
"N-3"	"B-5"	234.97	160	PHD	29.35	0.81
"N-5"	"N-6"	301.74	75	PHD	8.52	0.54
"N-5"	"B-7"	788.68	110	PHD	20.8	0.61

### Conclusion

L'étude faite au niveau de ce chapitre nous a permis de déterminer les besoins en eau d'irrigation pour la culture de notre parcelle et de connaître les modalités de son application (dose, durée d'arrosage...etc.).

Et d'après le tableau VII.7 que les vitesses dans les conduites sont toutes entre 1m/s et 2m/s donc admissibles, et que les pressions dans les bornes d'irrigation sont supérieures à 10m ce qui les rend admissible aussi.

**Introduction**

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir les travaux d'exécution dans les meilleures conditions possibles et les plus brefs délais.

Les étapes des différents travaux sur des chantiers de réalisation pour un réseau d'A.E.P sont :

- Importation des traces des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Pose des conduites.
- Epreuve de joint et de canalisation.
- Remblaiement des tranchées.

**VIII.1 L'action reçue par les conduites**

La Pose des conduites demeure un facteur très important pour une protection des conduites celles ci peuvent être posées de différentes manières selon le lieu et les obstacles rencontrés si ils existent

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- Le tassement du terrain.
- Les chocs lors de la mise en œuvre.
- Action des racines des arbres.
- La pression verticale due au remblai.
- La pression résultant des charges roulantes.
- La pression résultant des charges permanentes de surface
  - La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle.
- d'une nappe phréatique.
- Le poids propre de l'eau véhiculé.
- 

**VIII.2 Exécution des travaux**

Les principales étapes à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- Vérification, manutention des conduites.
- Emplacement des jalons les piquets.
- Aménagement du lit de pose.
- La mise en place des canalisations en tranchée.
- Assemblage des tuyaux.
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- Remblai des tranchées.

**VIII.2 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain****VIII.2.1 Matérialisation**

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités est ainsi bien déterminée.

**VIII.2.2 Nivellement**

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux où plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul. On détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

**VIII.2.3 Pose de conduite**

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même par contre le mode de pose est variable d'un terrain à l'autre.

Avant la descente des conduites en fouille on procède à un treillage des conduites de façon à écarter celle qui ont subit un choc et aussi pour les débarrassées de tous corps étranger (Terre, pierre...etc.). Les conduites seront par la suite posées lentement à l'aide d'un pose tube dans la fond de fouille. Cette pose s'effectuera par tronçon successif au cours de la pose on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour opérer correctement on utilise des nivelettes.

A chaque arrêt de la pose on bouche les extrémités du tronçon de la conduite.

**VIII.4 Aménagement du lit de pose**

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.

**VIII.4.1 La mise en place des canalisations**

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont.
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé.
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées.

- Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales.
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers.

#### **VIII.4.2 Remblai des tranchées**

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- L'enrobage de (10 : 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,
- Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières ;
- A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives. Pour cette étape on utilise la terre des déblais ;

Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

#### **VIII.4.3 Nettoyage des conduites**

dans les canalisations il se forme généralement des dépôts organiques et limoneux pour palier a ceci on utilise un procédé mécanique ou un procédé chimique à base d acide passive

#### **VIII.5 Surveillance et entretien du réseau**

##### **VIII.5.1 Détection des fuites d'eau**

les principales causes de fuites et qui doivent donc être évités lors de la mise en place du réseau sont les suivantes

- Conduites placées où il y a risque de gel.
- Terrain agressif ou instable.
- Caractéristiques de la conduite non adaptées à la pression de distribution.
- Protection insuffisante par rapport au trafic de surface.
- Mauvaise qualité du matériau.
- Appui de la conduite sur un point dur.
- Affaissement de terrain.

##### **VIII.5.2 Excavation des tranchées**

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement la profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 1 m pour :

Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.

Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).

Protéger la canalisation contre le gel.

La longueur de la tranchée doit être tel qu'un homme puisse à travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

La profondeur de la tranchée ( $H_{tr}$ ).

La longueur de la tranchée ( $b$ ).

**a) La profondeur ( $H_{tr}$ )**

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite .Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1$$

$H_{tr}$  : Profondeur de la tranchée (m).

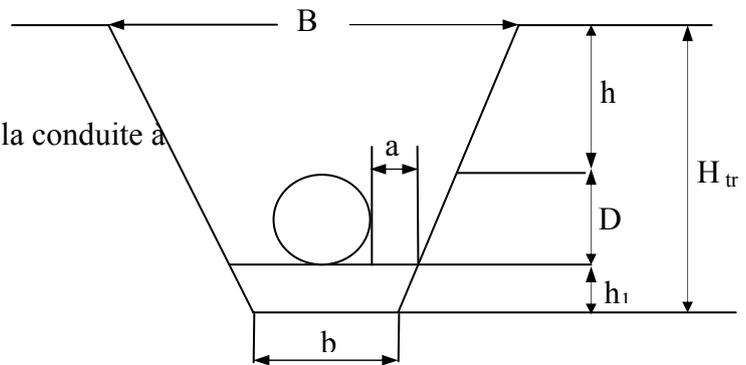
$D$  : Diamètre de la conduite (m).

$h$  : Hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.

On prend :  $h=1$  m.

$h_1$  : Epaisseur du lit de pose  $h_1 = 0,1$  m.

D'où :  $H_{tr} = 1,1 + D$ . (m).



**b) Largueur de la tranchée**

La largueur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse  $a=30$  cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 2a.$$

$b$  : largueur de la tranchée (m).

$D$  : diamètre de la conduite (m).

$a$  : distance entre la génératrice latérale et la base du talus (30 cm).

**VIII.6 Choix du coefficient du talus**

Pour garder la stabilité du talus de la trachée durant les travaux de pose des conduites on définit le coefficient du talus qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

**Tableau VIII .1 : choix du coefficient du talus:**

sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1.5 m	jusqu'à 3m
sable	$m=0,5$	$m=1$
limon sableux	$m=0,25$	$m=0,67$
limon argileux	$m=0$	$m=0,5$

Dans notre cas le sol est limon argileux d'où le coefficient de talus  $m = 0$ .

### **VIII.7 Aménagement du lit de pose des conduites**

Avant la pose de la conduite on procède aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres sur les côtes de la tranchée.
- Respecter les côtes du profil en long.
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée pour que la pression soit constante entre les points de changement de pente prévue.

Etablir en suite le niveau du fond de la fouille en confectionnant un lit de pose bien donnée avec la terre meuble du sable

#### **VIII.7.1 Calcul des volumes**

##### **a) Volume des déblais**

$$V_d = B \cdot H \cdot L \quad [ m^3 ]$$

$V_d$  : Volume de déblais de la tranchée en ( $m^3$ ) ;

$L$  : Longueur de la tranchée en (m) ;

$B$  : Largeur de la tranchée en (m) ;

$H$  : Profondeur de la tranchée en (m).

##### **b) Volume des Remblais**

$$V_r = V_d - (V_c + V_s)$$

Avec :

$V_r$  : volume de remblai de la tranchée ( $m^3$ ) ;

$V_c$  : volume de la conduite =  $[ \frac{\pi D^2}{4} ] \cdot L$  ;

$V_s$  : Volume du lit de sable ( $m^3$ ).

##### **c) Volume excédentaire**

$$V_{exc} = V_f - V_r$$

Avec :

$V_{exc}$  : Volume du sol excédentaire en ( $m^3$ ) ;

$V_f$  : Volume du sol foisonné en ( $m^3$ ).

Tel que :  $V_f = V_d \cdot K_f$

$K_f$  : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol.

**Tableau VIII.2 : Coefficient de foisonnement.**

Type de sol	$K_f$
sable, matériaux fins	1.08 - 1.17
Limon argileux	1.14 - 1.28
Argile	1.25 - 1.3

Pour notre cas on a :  $K_f = 1,25$ .

### VIII.8 PLANIFICATION DES TRAVAUX

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, elle consiste en :

- installation des postes de travail.
- observations instantanées.
- analyse des tâches.
- le chronométrage.
- définition des objectifs et des attributions.
- simplification des méthodes.
- stabilisation des postes de travail.

#### VIII.8.1 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

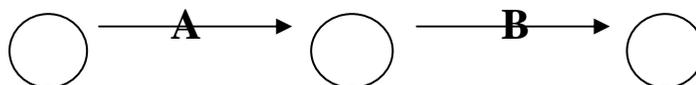
#### VIII.8.2 Méthodes basée sur le réseau

##### a) Définition du 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 :

### 1) 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 ».

### 2) 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.

### b) Construction du réseau

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- Détermination des tâches antérieures.
- Établissement d'une liste des tâches.
- Construction des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
- Construction du réseau.

### VIII.8.3 Méthode C.P.M

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

**1<sup>ère</sup> phase :** l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

**2<sup>ème</sup> phase :** analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue.

**3<sup>ème</sup> phase :** adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

**VIII.8.3.1 Les étapes de la planification**

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

**a) Collection des informations**

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

**b) Décomposition du projet**

C'est une partie importante, car chaque projet peut être analysé de diverses manières, nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

**c) Relations entre les tâches**

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

**VIII.8.3.2 Les paramètres de la méthode C.P.M**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : T de réalisation.

DCP : Date de commencement au plus tôt.

DCPP : Date de commencement au plus tard.

DFP : Date de finition au plus tôt.

DFPP : Date de finition au plus tar.

MT : Marge totale.

### VIII.8.3.3 Le calcul du réseau

Le calcul du réseau s'effectue en deux (2) étapes

#### a) Calcul allez

En calcul les dates au plus tôt seulement, l'opération « A » est le commencement du réseau à un temps :  $t = 0$ , on a les relations suivants :

$$DCP_i + TR = DFP_i$$

$$DCP_j = DFP_i$$

Pour la dernière opération en pose par convention :  $DCP = DCPP$ , et :  $DFP = DFPP$ .

Dans le calcul allez, si on a deux (2) opérations qui s'achève et donne naissance à une nouvelle opération, cette dernière commence à une date au plus tôt maximale entre les deux (2) dates de finition au plus tôt.

La marge totale est :

$$MT = DFPP_i - DFP_i$$

ou :  $MT = DCPP_i - DCP_i$

Pour la dernière opération on a :  $MT = 0$ .

#### c) Calcul retour

En calcul les dates au plus tard seulement :

$$DFPP_i = DCPP_j$$

$$DFPP_i - TR_i = DCPP_i$$

Pour le calcul retour quand on a une opération qui termine et donne deux (2) opérations qui commencent à la date de finition au plus tard de l'opération qui est terminée, est le minimum entre les deux (2) dates de commencement au plus tard.

### VIII.8.3.4 Le chemin critique

C'est le chemin le plus long dans un réseau, qui donne la durée totale du projet « DTP » reliant les opérations possédant la marge totale nulle.

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C : \begin{cases} MT=0 \\ \sum TR=DTP \end{cases}$$

## VIII.8.4 Attribution de la durée des différentes opérations

Les principales opérations à exécuter sont :

- A . Piquetage (15jours)
- B . Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation (20jours).
- C . Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards (55jours).
- D . Aménagement du lit de pose (20jours).
- E . Construction des regards (44jours).
- F . La mise en place des canalisations en tranchée (20jours).
- G . Constructions des ouvrages annexes (les bassins de retenue, DO) (30jours)
- H . Assemblage des tuyaux (15jours).
- I . Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints (15jours).
- J . Remblai des tranchées (20jours).
- K . Travaux de finition (30jours).

Le calcul du réseau s'effectue par la méthode du tableau

**Tableau VIII.3: Détermination du délai de la réalisation**

OPERATION	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	7	0	7	0	7	0
B	3	7	10	7	10	0
C	14	10	34	10	34	0
D	12	34	46	37	49	3
E	15	34	49	34	49	0
F	15	34	49	34	49	0
G	7	34	41	42	49	8
H	7	49	56	49	56	0
J	7	56	63	56	63	0

Les chemins critiques : A-B-C-E-H -J / A-B-C-F-H-J

$$\sum TR = 63 \text{ jours}$$

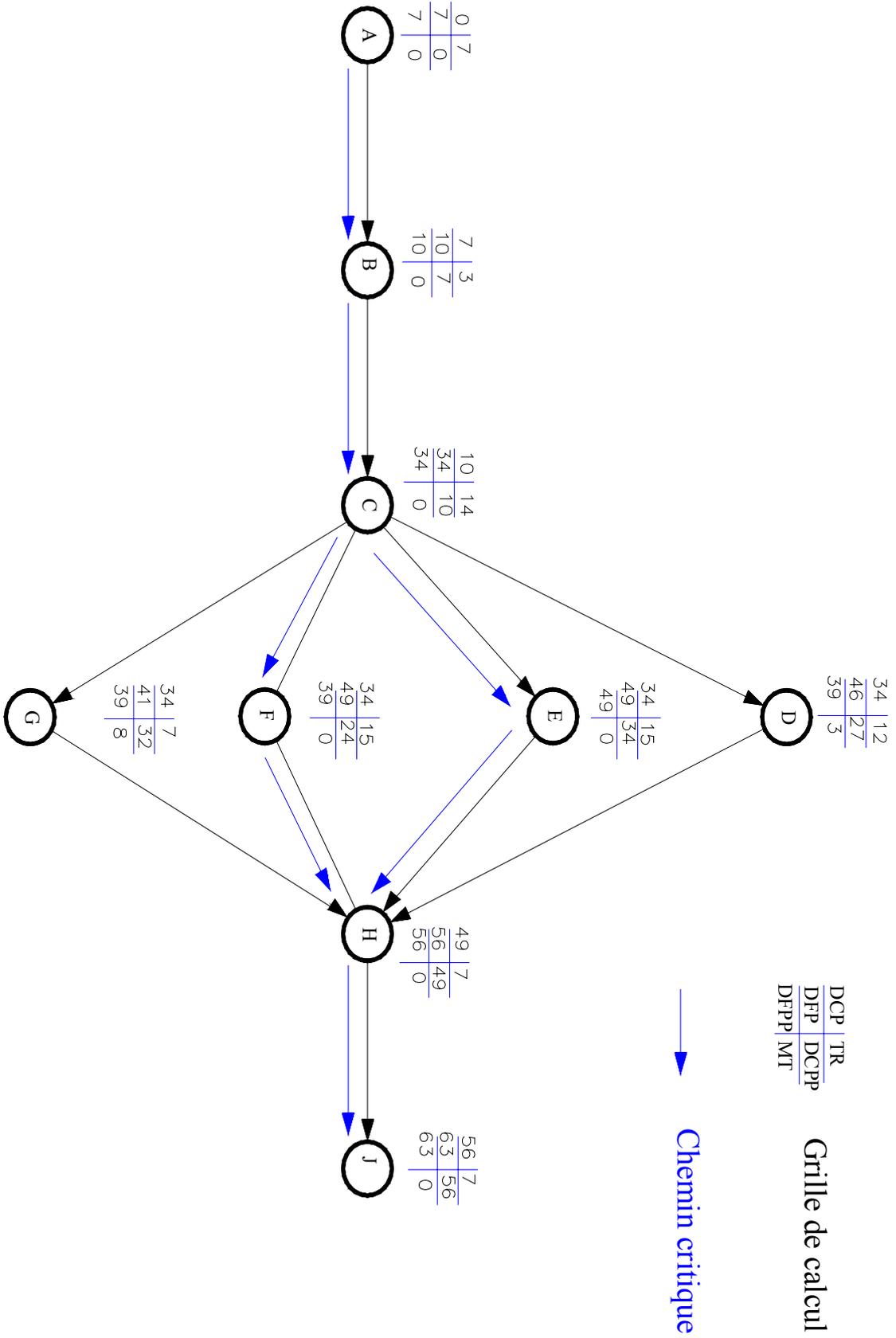


Figure. VIII.1: réseau à nœud

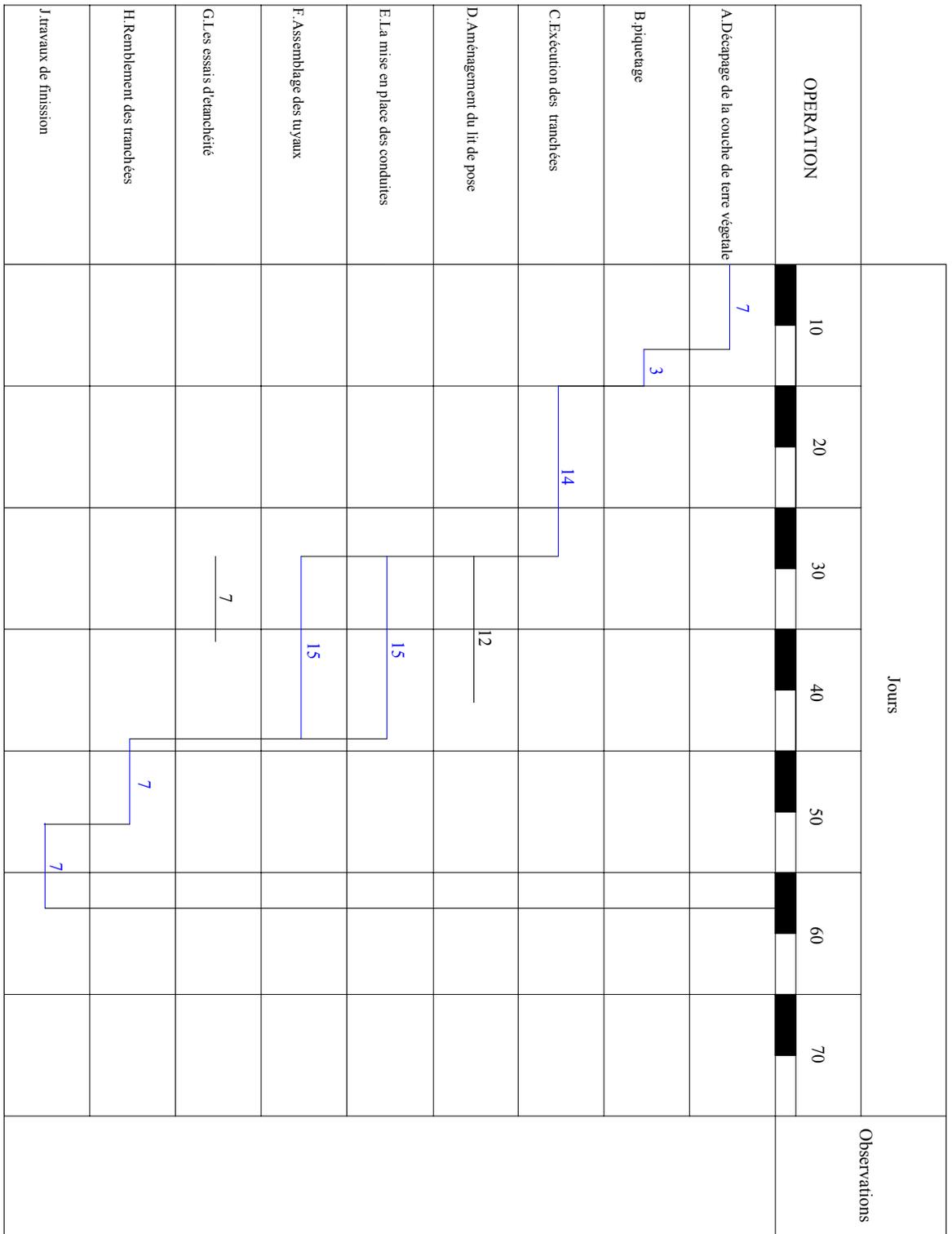


Figure. VIII.2: Planning des travaux; diagramme de Gantt

**Conclusion**

D'après ce chapitre on peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux car elle nous permet de définir tous les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier .D'autre part remblais pour faire estimer le temps de réalisation du projet. En déterminant aussi les caractéristiques des engins à choisis.

## Conclusion générale

La réutilisation des eaux usées permettra un gain en ressource naturelle, une protection de l'environnement et l'équilibre écologique, ainsi qu'une prévention des maladies à transmission hydrique, vu que l'eau usée subit une épuration poussée avant sa réutilisation.

Cette étude a pour objectif de dimensionner un réseau d'irrigation gout à gout à partir de la step de Bordj Bou Arreridj destinée à irriguer le périmètre de DHISSA pour limiter les problèmes de la pollution de l'environnement et de la réutilisation des eaux épurées.

A travers cette étude nous avons conclu :

- l'ajustement par la loi de **GUMBEL** ( $P80\%=367\text{mm}$ ,  $P50\%=221\text{mm}$ ) de la série des pluies journalières maximales, adoptée dans notre projet, présente une bonne adéquation.
- on a adapté pour un choix de (05) pompes (Axe horizontale) en parallèle pour alimenter l'adduction d'un débit de consommation journalier  $Q_{\text{jour}}=342.5 \text{ l/s}$  obtenu par un débit spécifique  $q_s = 1.37 \text{ l/s/ha}$  d'un périmètre de 250 ha, avec les caractéristiques d'adduction :
  - Diamètre économique : 400 mm ;
  - Vitesse : 0,65 m/s ;
  - Longueur : 560 m.
- les besoins totaux d'irrigation pour nos cultures :  
Pêche: 3.08 l/s, Agrume:1.721/s.Pommier:11.731/s.Olivier:0.053 l/s
- Après le dimensionnement du réseau, on remarque que :  
Toutes les vitesses dans les conduites et les pressions dans les bornes sont admissibles (1m/s et 2m/s et 10 mce).

Dans ce cadre, on peut citer que d'après la DHW de BBA il y a un problème dans la step de Bordj Bou Arreridj et la qualité des eaux épurées.

En terme de cette étude, vu la complexité du dimensionnement de réseau d'irrigation de ce périmètre, nous recommandons aux prochaines promotions, de faire le dimensionnement des équipements de la step.

# Bibliographie

- **BRAHIME BENHAFID.**, Etude d'aménagement hydro-agricole du périmètre d'EL-OUTAYA. W. BISKRA, mémoire d'ingénieur, ENSH de Blida, 2004.

-**J. P. BECHAC-P. BOUTIN B. MERCIER P.; NUER.**, Traitement des eaux usées, Edition EYROLLES, Paris.260 page, 1984.

-**ONA** : Office Nationale d'Assainissement (SETIF)

-**Salah.b**, polycopie d'alimentation en eau potable.188 page. ENSH. Blida ,1994.

- **SAKHRAOUI F.**, ETUDE DE L'EXTENSION DE LA STATION DE TRAITEMENT D'AIN ZADA (W.BORDJ BOU ARRERIDJ), mémoire d'ingénieur, ENSH de Blida, 2011.

-**touaibia, bénina**. manuel d'hydrologie ISBN.BLIDA Algérie.166page , mars 2004.

-**TIERCELIN, J.R.**, Traité d'irrigation, France, technique et documentation .France.320 page, 1998.

-**VERMEIREN L., JOMLING G.A.**, L'irrigation localisée : calcul, mise en place, exploitation, FAO, Rome.220 page, 1983.

# Bibliographie

**-J. P. BECHAC-P. BOUTIN B. MERCIER P.; NUER.**, Traitement des eaux usées, Edition EYROLLES, Paris.260 page, 1984.

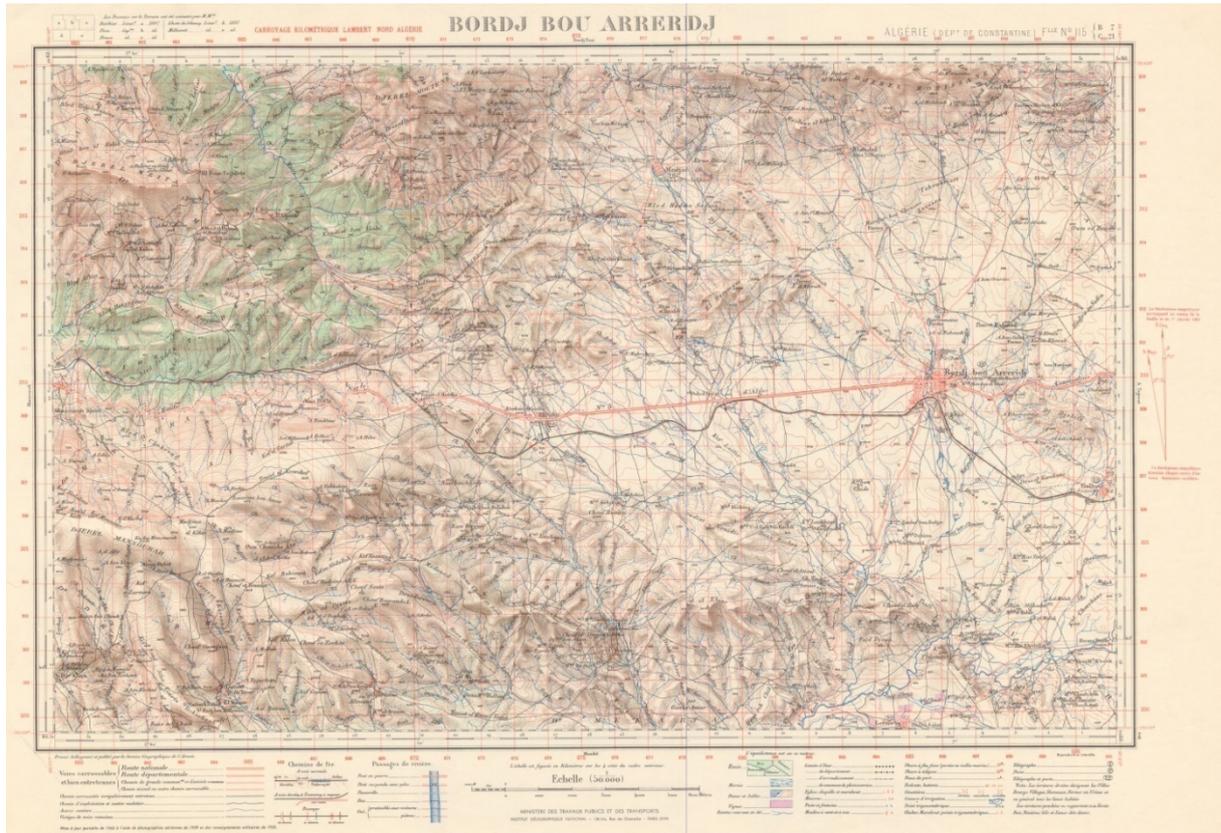
**-Salah.b**, polycopie d'alimentation en eau potable.188 page. ENSH. Blida ,1994.

**-touaibia, bénina**. manuel d'hydrologie ISBN.BLIDA Algérie.166page , mars 2004.

**-TIERCELIN, J.R.**, Traité d'irrigation, France, technique et documentation .France.320 page, 1998.

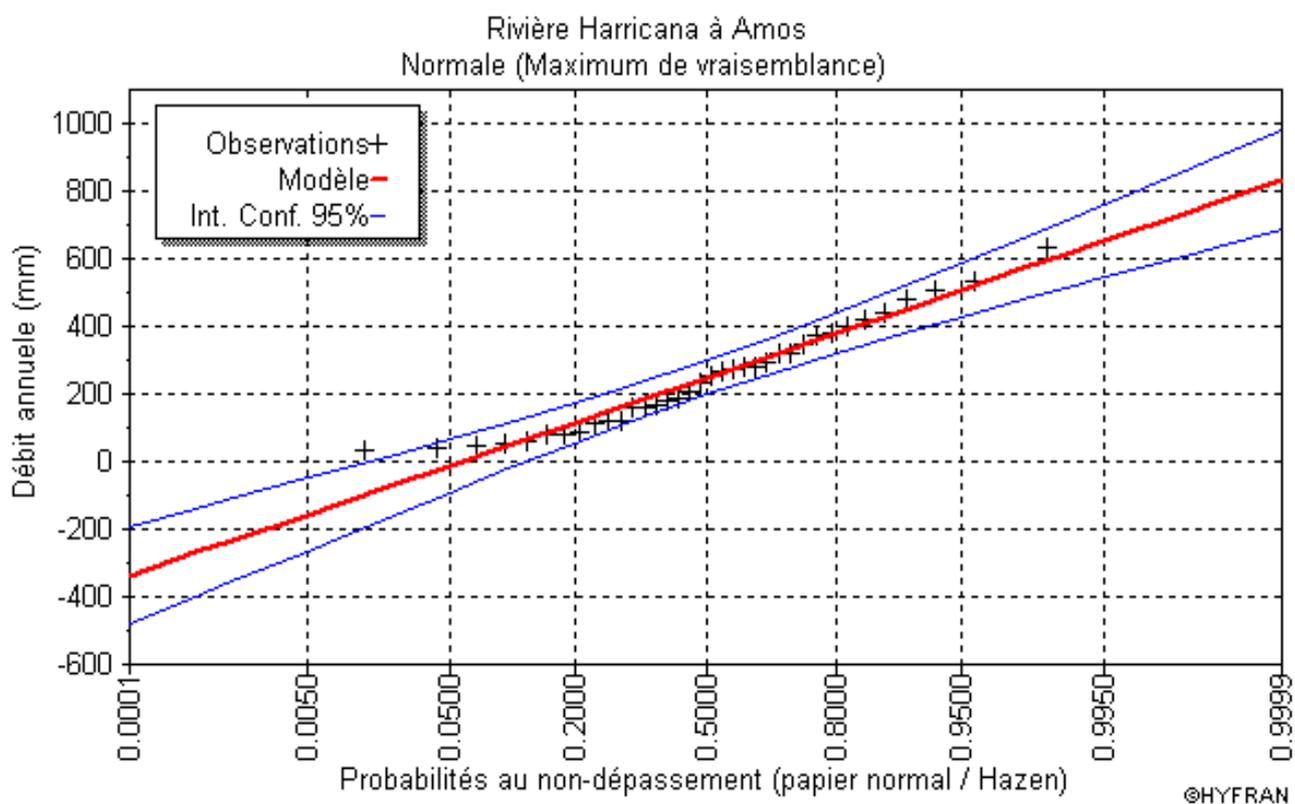
**-VERMEIREN L., JOMLING G.A.**, L'irrigation localisée : calcul, mise en place, exploitation, FAO, Rome.220 page, 1983.

# Annexe I : carte topographique de wilaya de bordj Bou Arreridj



## Annexe II.1: ajustement de série par la loi de gousse (normale)

### 1) Graphe de l'ajustement

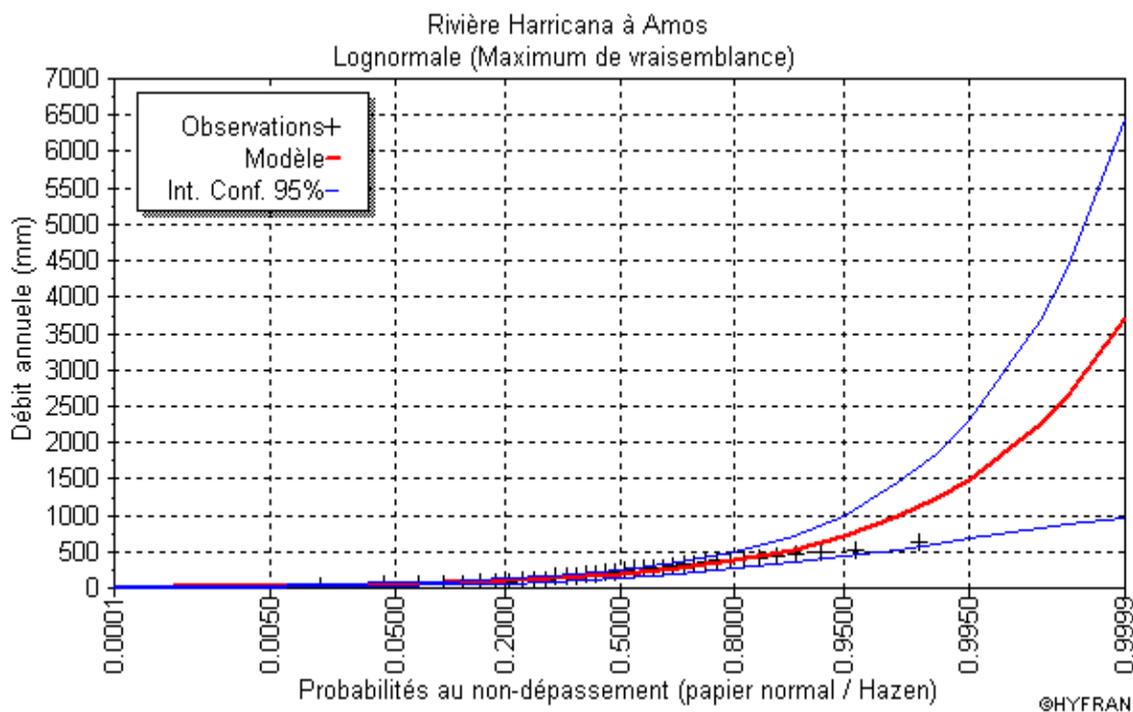


### 2) Tableau de l'ajustement :

T	q	XT	Ecart-type	intervalle de con fiance(95%)
10000.0	0.9999	833	74.7	687-979
2000.0	0.9995	766	67.2	634 -897
1000.0	0.9990	734	63.7	609 -859
200.0	0.9950	653	55.1	545 -761
100.0	0.9900	614	51.0	514 -714
50.0	0.9800	571	46.7	480 663
20.0	0.9500	507	40.5	427 586
10.0	0.9000	450	35.6	380 520
5.0	0.8000	380	30.6	320 -440
3.0	0.6667	316	27.4	262 - 370
2.0	0.5000	248	26.2	197 - 300
1.4286	0.3000	166	28.0	111 221
1.2500	0.2000	116	30.6	55.7 -176

## Annexe II.2 : ajustement de série par la loi de gousse (normale).

### 1) Graphe de l'ajustement



### 2) Tableau de l'ajustement :

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	3710	1400	963 - 6460
2000.0	0.9995	2640	897	880 - 4400
1000.0	0.9990	2250	725	828 - 3670
200.0	0.9950	1490	416	678 - 2310
100.0	0.9900	1230	316	606 - 1840
50.0	0.9800	986	233	530 - 1440
20.0	0.9500	712	146	426 - 999
10.0	0.9000	533	96.1	345 - 722
5.0	0.8000	376	58.2	262 - 490
3.0	0.6667	271	37.6	197 - 345
2.0	0.5000	192	25.5	142 - 242
1.4286	0.3000	127	18.0	91.6 - 162
1.2500	0.2000	98.5	15.3	68.6 - 128

-Annexe III.1: Les valeurs de  $K_c$  et RFU de chaque cultur

2. COEFFICIENTS CULTURAUX ( $K_c$ )

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

Premier chiffre : avec forte humidité (HRmin > 70%) et vent faible (U < 5 m/sec).  
 Second chiffre : avec faible humidité (HRmin < 20%) et vent fort (> 5 m/sec).

Source: Bulletin FAO d'Irrigation et Drainage n° 33, Tableau 18.

-Annexe III .2: VALEUR DE RFU

5. RESERVE D'HUMIDITE FACILEMENT UTILISABLE (RFU)

DONNEES GENERALES SUR LA PROFONDEUR D'ENRACINEMENT DES CULTURES EN PHASE DE PLEIN DEVELOPPEMENT, FRACTION DE L'EAU UTILISABLE (p) ET RESERVE FACILEMENT UTILISABLE (p.Sa) POUR DIFFERENTS TYPES DE SOLS (en mm/m de profondeur) QUAND ET<sub>cult</sub> = 5-6 mm/jour

Culture	Profondeur d'enracinement (d) m	Fraction (p) de l'eau utilisable <sup>1</sup>	Réserve d'eau facilement utilisable (p.Sa) mm/m <sup>3</sup>		
			T.fin	T.moyenne	T.grossière
Luzerne	1.0-2.0	0.55	110	75	35
Banane	0.5-0.9	0.35	70	50	20
Orge <sup>2</sup>	1.0-1.5	0.55	110	75	35
Haricot <sup>2</sup>	0.5-0.7	0.45	90	65	30
Betterave	0.6-1.0	0.5	100	70	35
Chou	0.4-0.5	0.45	90	65	30
Carotte	0.5-1.0	0.35	70	50	20
Céleri	0.3-0.5	0.2	40	25	10
Agrumes	1.2-1.5	0.5	100	70	30
Trèfle	0.6-0.9	0.35	70	50	20
Cacao		0.2	40	30	15
Coton	1.0-1.7	0.65	130	90	40
Concombre	0.7-1.2	0.5	100	70	30
Datté	1.5-2.5	0.5	100	70	30
Fruitiers cadu.	1.0-2.0	0.5	100	70	30
Lin <sup>2</sup>	1.0-1.5	0.5	100	70	30
Céréales <sup>2</sup>	0.9-1.5	0.6	120	80	40
Céré. d'hiver <sup>2</sup>	1.5-2.0	0.6	120	80	40
Vigne	1.0-2.0	0.35	70	50	20
Gazon	0.5-1.5	0.5	100	70	30
Arachide	0.5-1.0	0.4	80	55	25
Laitue	0.3-0.5	0.3	60	40	20
Mais <sup>2</sup>	1.0-1.7	0.6	120	80	40
Mais-ensilage		0.5	100	70	30
Melon	1.0-1.5	0.35	70	50	25
Olivier	1.2-1.7	0.65	130	95	45
Oignons	0.3-0.5	0.25	50	35	15
Palmier	0.7-1.1	0.65	130	90	40
Pois	0.6-1.0	0.35	70	50	25
Poivron	0.5-1.0	0.25	50	35	15
Ananas	0.3-0.6	0.5	100	65	30
Pomme de terre	0.4-0.6	0.25	50	30	15
Carthame <sup>2</sup>	1.0-2.0	0.6	120	80	40
Sisal	0.5-1.0	0.8	155	110	50
Sorgho <sup>2</sup>	1.0-2.0	0.55	110	75	35
Soja	0.6-1.3	0.5	100	75	35
Epinard	0.3-0.5	0.2	40	30	15
Fraisier	0.2-0.3	0.15	30	20	10
Betterave suc.	0.7-1.2	0.5	100	70	30
Canne à sucre <sup>2</sup>	1.2-2.0	0.65	130	90	40
Tournesol <sup>2</sup>	0.8-1.5	0.45	90	60	30
Patate douce	1.0-1.5	0.65	130	90	40
Tabac - init.	0.5-1.0	0.35	70	50	25
tard		0.65	130	90	40
Tomate	0.7-1.5	0.4	180	60	25
Légumes	0.3-0.6	0.2	40	30	15
Blé	1.0-1.5	0.55	105	70	35
maturité		0.9	180	130	55
Volume total d'eau du sol disponible (Sa) (mm/m)			200	140	60

<sup>1</sup> Quand ET<sub>cult</sub> < 3 mm/jour, augmenter les valeurs de 30 % ; quand ET<sub>cult</sub> > 8 mm/jour, réduire les valeurs de 30 %. Ceci suppose des conditions non salines (CE < 2 dS/m).

<sup>2</sup> Des valeurs supérieures à celles indiquées ici sont observées durant la maturation.

Sources: Taylor (1965), Stuart et Hagan (1972), Salter et Goode (1967), Rijtema (1965), etc.

Source: Bulletin FAO d'Irrigation et Drainage N° 24, Tableau 39 (nouvelle version).

### Annexe III .3 :Calcul de besoin de chaque cultures

#### 1- Calcule des besoins pour le pêche :

pécher	j	f	m	a	m	j	j	a	s	o	n	d
eto	63	87,5	125	138,04	191,37	247,3	290,04	280,51	160,68	113,36	76,66	84,29
kc	0,3	0,5	0,6	0,75	0,9	1,1	1,1	0,5	0,5	0,4	0,3	0,3
etm	19	43,8	74,9	103,53	172,23	272,03	319,044	140,255	80,34	45,344	22,998	25,287
peff	24	17	22,4	23,4	17,9	9,8	2,3	4,9	17,3	18,7	18,7	22,5
rfu	70	70	70	35	35	0	0	0	0	70	70	70
b	0	0	0	45,13	119,33	262,23	316,744	135,355	63,04	0	0	0

#### 2- Calcule des besoins pour le agrumes

agrumes	j	f	m	a	m	j	j	a	s	o	n	d
et0	63	87,5	125	138,04	191,37	247,3	290,04	280,51	160,68	113,36	76,66	84,29
kc	0,7	0,72	0,74	0,75	0,75	0,72	0,68	0,66	0,65	0,65	0,7	0,65
etm	44	63	92,4	103,53	143,53	178,06	197,227	185,137	104,442	73,684	53,662	54,789
peff	24	17	22,4	23,4	17,9	9,8	2,3	4,9	17,3	18,7	18,7	22,5
rfu	75	75	75	37	37	0	0	0	0	75	75	75
b	0	0	0	43,13	88,628	168,26	194,927	180,237	87,142	0	0	0

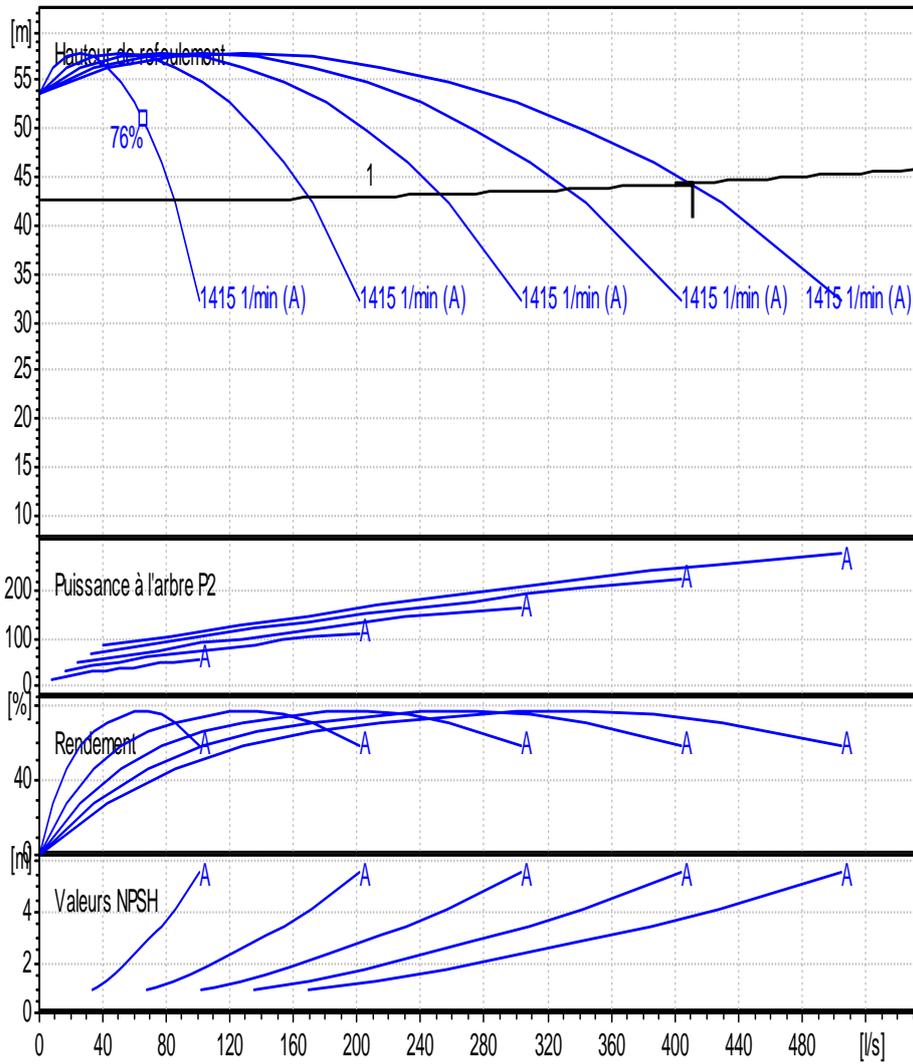
#### 3- Calcule des besoins pour le pommier

pommes	j	F	m	a	m	j	j	a	s	o	n	d
eto	63,43	87,54	124,9	138,04	191,4	247,3	290,04	280,5	160,7	113,36	76,66	84,29
kc	0	0	0,3	0,48	0,58	0,78	1	1,05	0,58	0	0	0
etr	0	0	37,46	66,259	111	192,89	290,04	294,5	93,19	0	0	0
peff	23,8	17	22,4	23,4	17,9	9,8	2,3	4,9	17,3	18,7	18,7	22,5
rfu	0	0	80	80	40	0	0	0	40	0	0	0
b	0	0	0	0	53,09	183,09	287,74	289,6	35,89	0	0	0

#### 4- Calcule des besoins pour l'Oliver

oliver	j	F	m	a	m	j	j	a	s	o	n	d
eto	63,43	87,54	124,9	138,04	191,4	247,3	290,04	280,5	160,7	113,36	76,66	84,29
kc	0,64	0,55	0,55	0,66	0,88	1,1	1,11	1,14	1,21	1,18	1,04	0,71
etr	40,595	48,147	68,67	91,106	168,4	272,03	321,94	319,8	194,4	133,76	79,73	59,85
peff	23,8	17	22,4	23,4	17,9	9,8	2,3	4,9	17,3	18,7	18,7	22,5
rfu	95	95	95	42	42	0	0	0	0	95	95	95
b	0	0	0	25,706	108,5	262,23	319,64	314,9	177,1	20,065	0	0

## Annexe IV.1: Courbe caractéristique



Annexe IV.1: La fiche des prix de conduits PEHD:



UNITE TUBE

**GAMME DE PRIX**  
**TUBES PEHD EAU (PE80 & PE100)**

(Prix Valable à compter du : 01 AVRIL 2010)  
Selon la Norme ISO 4427

TUBES PEHD : PN 06					
Code	Diam. Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
-	Ø20	-			
513003	Ø25	-	36,28	42,45	PE80
513006	Ø32	-	48,35	56,57	PE80
513009	Ø40	2.0	64,6	75,58	PE80
513012	Ø50	2.4	98,25	114,95	PE80
513015	Ø63	3.0	160,25	187,49	PE80
513018	Ø75	3.6	225,21	263,49	PE80
513022	Ø90	4.3	296,03	346,35	PE100
513025	Ø110	4.0	357,86	418,70	PE100
513040	Ø125	-	473,08	553,50	PE100
513030	Ø160	5.8	770,85	901,89	PE100
513044	Ø200	7.2	1 163,39	1 361,17	PE100
513050	Ø250	9.1	1 950,00	2 281,5	PE100
513042	Ø315	11.4	3 080,00	3 603,6	PE100
5039	Ø400	14.5	5 134,24	6 007,06	PE100
5051	Ø500	19.1	6 938,13	8 117,61	PE100
5052	Ø630	24.1	12 682,50	14 838,53	PE100

TUBES PEHD : PN 10					
Code	Diam Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
P3513000	Ø20	-	29,07	34,01	PE80
P3513004	Ø25	2.5	38,28	44,79	PE80
P3513007	Ø32	2.5	55,48	64,91	PE80
P3513010	Ø40	3.0	84,10	98,40	PE80
P3513013	Ø50	3.7	135,26	158,25	PE80
P3513016	Ø63	4.7	209,69	245,34	PE80
P3513019	Ø75	5.6	300,50	351,59	PE80
P3513023	Ø90	5.4	359,09	420,14	PE100
P3513026	Ø110	6.6	540,50	632,39	PE100
P3513028	Ø125	7.4	660,13	772,35	PE100
P3513031	Ø160	9.5	1 142,25	1 338,43	PE100
P3513033	Ø200	11.9	1 650,84	1 931,48	PE100
P3513035	Ø250	14.8	2 595,00	3 036,15	PE100
P3513041	Ø315	18.7	4 093,57	4 789,47	PE100
P3513038	Ø400	23.7	6 698,74	7 837,53	PE100
P3513049	Ø500	29.7	10 152,51	11 878,44	PE100
P3513048	Ø630	37.4	15 738,79	18 414,38	PE100

TUBES PEHD : PN 16					
Code	Diam. Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
001	Ø20	2.3	32,18	37,66	PE80
005	Ø25	2.8	50,85	59,49	PE80
008	Ø32	3.6	78,51	91,86	PE80
011	Ø40	4.5	120,95	141,51	PE80
014	Ø50	5.6	188,28	220,29	PE80
017	Ø63	7.1	297,95	348,60	PE80
020	Ø75	8.4	407,8	477,13	PE80
024	Ø90	8.2	510,71	597,53	PE100
027	Ø110	10.0	757,19	885,91	PE100
029	Ø125	11.4	967,90	1 132,44	PE100
032	Ø160	14.6	1 560,00	1 825,20	PE100
034	Ø200	18.2	2 472,00	2 892,24	PE100
035	Ø250	22.7	3 815,00	4 463,55	PE100
038	Ø315	28.6	5 850,00	6 844,50	PE100
041	Ø400	36.3	9 320,00	10 904,40	PE100
044	Ø500	45.4	14 911,00	17 445,87	PE100
047	Ø630	57.2	23 123,50	27 054,50	PE100

TUBES PEHD : PN 20					
Code	Diam Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
P3513101	Ø20	2.3	38,01	44,47	PE100
P3513102	Ø25	3.0	53,29	62,35	PE100
P3513103	Ø32	3.6	82,22	96,20	PE100
P3513104	Ø40	4.5	128,15	149,94	PE100
P3513105	Ø50	5.6	200,7	234,82	PE100
P3513106	Ø63	7.1	338,73	396,31	PE100
P3513107	Ø75	8.4	447,35	523,40	PE100
P3513108	Ø90	10.1	627,09	733,70	PE100
P3513109	Ø110	12.3	948,86	1 110,17	PE100
P3513110	Ø125	14.0	1 202,75	1 407,22	PE100
P3513111	Ø160	17.9	1 947,59	2 278,68	PE100
P3513112	Ø200	22.4	3 121,70	3 652,39	PE100
P3513113	Ø250	27.9	4 846,33	5 670,21	PE100
P3513114	Ø315	35.2	7 585,88	8 875,48	PE100
P3513115	Ø400	44.7	12 110,03	14 168,74	PE100
P3513054	Ø500	55.8	19 063,81	22 304,66	PE100
-	Ø630	-	-	-	PE100

\* Longueur de Tubes : du Diamètre 25 mm au 110 mm sont des Couronnes (Rouleaux) de 100 ML.  
 \* Longueur de Tubes : du Diamètre 125 mm au 400 mm sont des tubes de 12 ML.  
 \* Longueur de Tubes : du Diamètre 500 mm au 630 mm sont des tubes de 06 ML.

Industriel setif TEL: 036 92 41 12 /93 01 80 FAX:036 93 58 60

**SARL K-PLAST**  
Transformation de Plastique  
Créé du 1<sup>er</sup> Novembre 1954  
Bouaroua SETIF 6  
Un "K" à retenir...

HICHEM FEUKADJI : 05.61.60.00.27

**Annexe V :tableau présente la qualité d'eau.**