

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 Drainage**

### **THEME :**

**DIMENSIONNEMENT D'UNE STATION DE POMPAGE  
D'IRRIGATION DE NOUVELLES PLANTATIONS  
D'OLIVIER. REGION DE BOUGHZOUL W.MEDEA**

**Présenté par :**

**M<sup>f</sup> DAHMANI EL HASSEN**

### **DEVANT LES MEMBRES DU JURY**

<b>Nom et prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>M<sup>f</sup> T.KHETTAL</b>	<b>M .C.A</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>me</sup> A.AZIEZ</b>	<b>M .A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>me</sup> D.DJODAR</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>me</sup> S.LEULMI</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>f</sup> D.KOLIAI</b>	<b>Ingénieur en chef</b>	<b>Examinateur</b>
<b>M<sup>f</sup> KHODJET.KESBA.O</b>	<b>M.C. A</b>	<b>promoteur</b>

**Juillet-2012**

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 Drainage**

**THEME :**

**DIMENSIONNEMENT D'UNE STATION DE POMPAGE  
D'IRRIGATION DE NOUVELLES PLANTATIONS  
D'OLIVIER. REGION DE BOUGHZOUL W.MEDEA**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> DAHMANI EL HASSEN**

### **DEVANT LES MEMBRES DU JURY**

<b>Nom et prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>M<sup>r</sup> T.KHETTAL</b>	<b>M .C.A</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>me</sup> A.AZIEZ</b>	<b>M .A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>me</sup> D.DJODAR</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>me</sup> S.LEULMI</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>r</sup> D.KOLIAI</b>	<b>Ingénieur en chef</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> KHODJET.KESBA.O</b>	<b>M.C. A</b>	<b>promoteur</b>

**Juillet-2012**

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail à tous ceux que j'aime mais surtout :*

*A mes parents qui ont toujours été les étoiles de mon ciel et ont illuminé mon Chemin depuis ma naissance, je ne les remercierai jamais assez (maman et papa que Dieu me les garde) ;*

*A mes frère ABD ELKADDIR, ALI, BRAHIM, HOCIN, RABAH.*

*A mes sœurs FATIHA, FATIMA, KHEIRA et SAIDA.KHADIJA*

*A toute ma famille.*

*A mes amis : ABD ELHAFID, HAMZA, HAKIM, MOUSSA, BRAHIM, MAFTEH, SALEH, MADANI.KARIM*

*A toute ma promotion 2012 sans exception ;*

*A tout les enseignants de l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes études ;*

*A toute personne utilisant ce document pour un bon usage.*

*ELHASSEN*

## REMERCIEMENTS

*Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions.*

*J'aimerais exprimer ma gratitude pour la patience, le soutien et l'aide qu'a pu m'apporter mon promoteur Mr: KHODJET KESBA OMAR. Ainsi que son disponibilité tout le long de l'élaboration de ce travail.*


*Nous tenons à exprimer notre gratitude envers tous ceux qui ont de diverses façons contribué à l'élaboration de ce présent mémoire.*


*À Les membres de la bibliothèque de l'E.N.S.H, pour leurs précieuses aides.*

*À tout le corps enseignant et personnel de L'ENSH qui ont contribué de près ou de loin à mon formation.*

*À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*Mon respect au président T.KHETTAL et aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail :*

 *A.AZIEZ.*

 *D.DJOUJAR,*

 *D.KOLIAI.*

 *S.LEULMI.*

*DAHMANI EL -HASSEN*

## ملخص

الهدف من الدراسة التي قمنا بها في هذه المذكرة هو تركيبية المضخات و تعيين نقطة اشتغالها من جهة و تحديد الخصائص التي تميزها من جهة ثانية وذلك من أجل معرفة مج المنسوب المستحسن لمردود أمثل و اشتغال أفضل. وكل هذا من أجل سقي محيط زراعي بمنطقة بوغزول بولاية المدية بمساحة تقدر ب300هكتار

## Résumé

Le but de notre étude est de déterminer le point de constitution d'une pompe, et sion l'installation est correcte.

Et de déterminer ces caractéristiques, ainsi que la plage du bon fonctionnement ; afin de permettre l'irrigation d'un périmètre de la région de Boughzoul (Médéa ) d'une superficie 300ha

## Abstract

The aim of our study is to build pumps abstract and determine this operation, ales the aim of our dissertation is to determine its characteristics from part as wells the best beach of the correct operation;. Our aim is to provide irrigation for an agricultural field in the region of Boughzoul (Médéa) of a surface that arrives to 300ha

# SOMMAIRE

## INTRODUCTION GENERALE

### CHAPITRE I: PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

INTRODUCTION .....	
<b>I.1. SITUATION GÉOGRAPHIQUE .....</b>	<b>1</b>
<b>I.2. LOCALISATION DU PROJET DE PLANTATION D'OLIVIER.....</b>	<b>1</b>
<b>I.3. BUTE DU PROJET .....</b>	<b>4</b>
<b>I.4. Caractérisation de la commune de Boughzoul.....</b>	<b>4</b>
<b>I.4.1 : Milieu naturel .....</b>	<b>4</b>
I.4.1.1 : CLIMAT :.....	4
I.4.1.2 : Pluviométrie :.....	4
I-4-1-3 : Températures.....	5
I.4.1.4 Vents :.....	6
I-4-1-4-1 : Gelées : .....	7
I-4-1-4-2 Sirocco :.....	7
<b>I-5- géologique.....</b>	<b>7</b>
I-5-1 : RELIEF.....	7
I-5-1-1 : Unités morphologiques .....	7
I-5-2- Altitudes.....	8
I-5-3 : Pentas :.....	8
<b>I-6: HYDROLOGIE .....</b>	<b>9</b>
<b>I-7:classification du climat .....</b>	<b>9</b>
I-7-1 : Diagramme de ombrothermique.....	10
<b>Conclusion sur le climat</b>	

### CHAPITRE II: Analyse des ressources en sol et en eaux

<b>II-1- Les ressource en eau .....</b>	<b>12</b>
<b>II-1-2- Ressources en eaux de surface .....</b>	<b>12</b>
II .1-2-1: PRESENTATION DE L' AMENEGEMENT .....	13
1 : LOCALISATION .....	13
2 : DESTINATION .....	13
3 : CARACTERISTIQUES TECHNIQUES.....	13
-Digue sud de Boughzoul (ancienne).....	14
-Digue sud de Boughzoul (Nouvelle après construction).....	14
II .1. 2.2. Qualité des eaux des barrages.....	14
<b>II-1-3 : Les ressources d'eau souterraines (hydrogéologie).....</b>	<b>14</b>
<b>II-2 - Ressources en sols à l'échelle régionale.....</b>	<b>15</b>
<b>II-2-1- - Ressources en sols dans la zone d'étude .....</b>	<b>19</b>
- Utilisation des documents de base .....	19
-Prospection de la zone d'étude .....	19

-Analyse des sols au laboratoire.....	20
- Description d'un profil type (profil n°2).....	20
<b>CONCLUSION :</b>	
<b>CHAPITRE III: Etude hydrologique et Régime d'irrigation</b>	
<b>III .1 Introduction.....</b>	<b>24</b>
<b>III .2 : Besoins en eau des cultures.....</b>	<b>24</b>
<b>III .3 : Evaluation des besoins en eau des plantes cultivées.....</b>	<b>24</b>
<b>III .4 : Etude des précipitations annuelles .....</b>	<b>26</b>
III-4-1 :choix de l'ajustement adéquat .....	28
<b>III-5 : Calcul de L'évapotranspiration.....</b>	<b>29</b>
III -5.1 L'évapotranspiration Réelle .....	29
<b>III -6 : Estimation des doses et fréquences d'irrigation au niveau de la parcelle.....</b>	<b>31</b>
III-6 -1 : Les doses d'irrigation pour les oliviers.....	32
<b>III-7 : Besoins en eau des cultures en irrigation localisée.....</b>	<b>32</b>
III-7-1 : calcul du débit fictif continue .....	33
<b>Conclusion</b>	
<b>CHAPITRE IV: Technique d'arrosage et Réseau de distribution</b>	
<b>IV .1. Généralités.....</b>	<b>34</b>
<b>IV.2. Classification des réseaux d'irrigation .....</b>	<b>31</b>
1-Selon la construction .....	34
2-Selon la réalisation.....	34
3-Selon la distribution de l'eau sur le périmètre .....	34
4-Selon le fonctionnement durant la période d'irrigation .....	34
<b>IV.3. Choix du type de réseau d'irrigation .....</b>	<b>34</b>
<b>IV.4. Choix du type de matériau des conduites .....</b>	<b>34</b>
<b>IV .5. Technique d'arrosage.....</b>	<b>35</b>
<b>IV .6. Choix de la technique d'irrigation convenable.....</b>	<b>35</b>
<b>IV-7 : avantage et inconvénients de l'irrigation localisée .....</b>	<b>35</b>
<b>IV-7-1 : avantages.....</b>	<b>35</b>
<b>IV-7-2 : Inconvénients.....</b>	<b>36</b>
<b>IV .8 : Mode d'arrosage.....</b>	<b>36</b>
<b>IV-9 : Données générales .....</b>	<b>36</b>
-Cultures:.....	36
-Caractéristique de goutteur.....	36
-Caractéristiques des conditions climatiques.....	36
-Caractéristiques des conditions de travail.....	37
- Détermination des données de bases.....	37
<b>IV .10 : Besoins en eau des cultures en irrigation localisée.....</b>	<b>37</b>
<b>IV .11- Projection du réseau d'irrigation localisée.....</b>	<b>37</b>
IV .11. 1 - La dose pratique =dose nette maximale.....	37
IV .11. 2- La dose nette pratique réelle.....	37

IV.11.3 -dose brute .....	37
IV .11. 4 - Fréquence d'arrosage .....	37
IV.11.5-Dose fictive à apportée.....	38
IV.11.6 : durée d'arrosage .....	38
IV.11.7 : nombre de poste .....	38
IV .11. 8- Surface d'un poste.....	38
IV .11. 9- Surface correspondant à une rampe.....	38
IV .11. 10- Nombre de rampes par postes.....	38
IV.11.11: nombre de goutteur par rampe .....	39
<b>IV .12- Calcul hydraulique .....</b>	<b>39</b>
IV .12. 1 - Débit d'une rampe .....	39
IV.12.2 - débit de port rampe .....	39
IV.12.3-perte de charge.....	39
<b>IV.13. - dimensionnement des différents segments du réseau .....</b>	<b>40</b>
1) Diamètre des rampes .....	40
2) diamètres des portes rampes.....	40
<b>IV. 14- Calcul de la canalisation principale .....</b>	<b>41</b>
<b>IV.15 : DETERMINATION DE LA COTE DU RADIER DE RESERVOIR.....</b>	<b>41</b>
<b>IV.16- Capacité du bassin d'irrigation .....</b>	<b>42</b>
<b>IV-16-1-Dimensionnement du bassin d'irrigation.....</b>	<b>42</b>

## Conclusion

## CHAPITRE V: Dimensionnement de la station de pompage

INTRODUCTION .....	44
<b>. V . ETUDE DE POMPAGE.....</b>	<b>44</b>
<b>V.1. CRITERES DE L'EMPLACEMENT DE LA STATION DE POMPAGE .....</b>	<b>44</b>
<b>V.2. CRITERES DU CHOIX DU TYPE DE POMPE .....</b>	<b>44</b>
<b>V.3. ASSOCIATION DES POMPES.....</b>	<b>44</b>
<b>V.4.CRITERES DE CHOIX DU NOMBRE DE POMPE .....</b>	<b>45</b>
<b>V-5 : Dimensionnement de la bache d'aspiration de sp :.....</b>	<b>45</b>
1) définition de la bache d'aspiration .....	45
2) calcul du volume tampon .....	45
3) volume de sécurité .....	45
4) volume correspondant au signal d'alarme .....	45
5) calcul du diamètre de la bache d'aspiration .....	46
<b>V .6. CALCUL DES DIAMETRES ECONOMIQUES DES CONDUITES DE</b>	
<b>REFOULEMENTS .....</b>	<b>46</b>
<b>V.6.1. Frais d'amortissement .....</b>	<b>46</b>
<b>V.6.2.Frais d'exploitation .....</b>	<b>47</b>
<b>V.6.3 Calcul des pertes de charge .....</b>	<b>47</b>
V.6.3.1. pertes de charge linéaires.....	47
V.6.3.2 Pertes de charges singulières.....	47
V.6.3.3. Pertes de charges totales ( $\Delta H_T$ ) .....	47
<b>V.6.4. Calcul de la hauteur manométrique totale .....</b>	<b>48</b>
<b>V.6.5. Puissance absorbée par la pompe.....</b>	<b>48</b>
<b>V.6.6. Energie consommée par la pompe .....</b>	<b>48</b>



<b>V.6.7. Frais d'exploitation</b> .....	<b>48</b>
<b>V.6.8. Détermination des diamètres économiques</b> .....	<b>48</b>
<b>V-7 : détermination le type de pompes à utilise dans notre projet</b> .....	<b>50</b>
V -7-1:choix de nombre de pompe de secours:.....	50
<b>V -8:Courbes caractéristiques de la pompe choisie</b> .....	<b>51</b>
<b>V.9. POINTS DE FONCTIONNEMENT DES POMPES</b> .....	<b>54</b>
<b>-Conclusion</b> .....	<b>55</b>
<b>V-10- EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES EN AMONT ET EN AVAL</b>	
<b>DE LA POMPE.</b> .....	<b>56</b>
V-10-1 <i>Équipements en amont de la pompe</i> .....	56
V-10-2 <i>Équipements en aval de la pompe</i> .....	56
<b>V.11.REGULATION DU DEBIT</b> .....	<b>57</b>
A)Débit disponible (débit de point de fonctionnement) > Débit appelé .....	57
✓ Réglage qualitatif .....	57
✓ Réglage quantitatif .....	58
B)Débit disponible < Débit appelé .....	58
✓ Qualitatif .....	58
✓ Changement de type de pompe .....	58
V.11.1.le réglage de la station.....	58
-Vannage.....	58
<b>V.12. ETUDE DE LA CAVITATION</b> .....	<b>59</b>
V.12.1.Définition de la cavitation .....	59
V.12.2.Les effets de la cavitation .....	59
V.12.3.La hauteur d'aspiration admissible.....	60
➤ <b>Calage de la pompe</b> .....	<b>61</b>
➤ <b>V.13.CHOIX DU MOTEUR ELECTRIQUE</b> .....	<b>62</b>
V.13.1. Critères de choix du moteur électrique .....	62
V.13.2. Vitesse de rotation du moteur .....	62
V.13.3. Puissance fournie par le moteur .....	62
- Puissance du moteur .....	62
<b>V-14: Calcul du rendement de la station</b> .....	<b>62</b>
<b>V-15 : Bâtiment de la station de pompage</b> .....	<b>63</b>
-Remarque .....	63
<b>V-16 : . Bâtiment de la station de pompage et son génie civil</b> .....	<b>64</b>
<b>V-16.1.parier inferieure du bâtiment</b> .....	<b>64</b>
<b>V-16.2.parier supérieure du bâtiment</b> .....	<b>64</b>
<b>V-16.3.dimensionnement du bâtiment</b> .....	<b>64</b>
1- <i>La hauteur du bâtiment</i> :.....	64
2- <i>Largeur du bâtiment</i> .....	64
3- <i>longueur de bâtiment</i> .....	65
4- <i>bureaux</i> .....	65
<b>V.17.les équipements auxiliaires de la station</b>	
<b>V.17.1.le système de levage</b> .....	<b>66</b>
<b>V-17.2 -- Système anti-incendie</b> .....	<b>66</b>
<b>V.17.3.le système d'eclairage</b> .....	<b>67</b>

V-17 -4- Equipement sanitaire .....	67
V-17-5- Système de ventilation : .....	67
V-17 -5-1- par la méthode de l'alimentation minimum .....	68
V-17 -5-2-Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation par la méthode de taux de ventilation :.....	68
V-17 -5-3. Calcul de la ventilation basée sur les accroissement de chaleur.....	68
V-17 -6 - Alimentation en eau de la station de pompage :.....	69

**Conclusion :**

## **CHAPITRE VI: PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER**

<b>INTRODUCTION .....</b>	<b>71</b>
<b>VI.1. LES CAUSE DE COUP DE BELIER .....</b>	<b>71</b>
<b>VI.2. LES RISQUES DUS AUX COUPS DE BELIER .....</b>	<b>71</b>
<b>VI.3. LE CALCUL DU COUP DE BELIER .....</b>	<b>17</b>
VI.4.1.La valeur numérique de coup de bélier .....	71
<b>VI.4.LES MOYENS DE PROTECTION DES INSTALLATIONS CONTRE LE COUP DE BELIER.....</b>	<b>73</b>
✓ Les volants d'inertie .....	73
✓ Les soupapes de décharge .....	73
✓ Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre.....	73
<b>VI.5. LES RESERVOIRS D'AIR .....</b>	<b>73</b>
VI.5.1. Principe de fonctionnement .....	73
VI.5.2. Methodologie de calcul des réservoirs d'air .....	73
1) Calcul de la célérité on utilise la formule (VI-1) de SALAH.B. ....	74
2) Calcul de la charge absolue en m.c.e .....	74
3) Calcul de La charge maximale.....	74.
☛ <b>Application</b>	
✓ Les données de base .....	74
✓ Calcul de la célérité d'onde C .....	75
✓ Calcul des capacités de réservoirs d'air .....	75
VI.5.3. Installation du réservoir d'air .....	75
VI.5.3.1. Raccordement du réservoir d'air avec la conduite de refoulement.....	75
<b>VI.6. LES TECHNIQUES POUR PREVENIR LES COUPS DE BELIER .....</b>	<b>76</b>
<b>CONCLUSION</b>	

## **CHAPITRE VII : Organisation de chantier**

<b>Introduction.....</b>	<b>78</b>
<b>VII.1 Quelques règles et conditions avant la réalisation des travaux :.....</b>	<b>78</b>
<b>VII.2 Les actions à prendre en compte .....</b>	<b>80</b>
VII.2.1 Les actions permanentes .....	80
VII.2.2 Les actions variables .....	80

VII.2.3 Les actions accidentelles .....	80:
<b>VII.3. Différents travaux à entreprendre.....</b>	<b>81</b>
VII.3.1. Travaux concernant l'adduction (Réalisation du réseau) .....	81
VII.3.1.1 Terrassement .....	81
VII.3.1.2 Les essais pour les joins et la canalisation :(démonstration)...	82
VII.1.1.3 Remblaiement des tranchées .....	<b>82</b>
a) Le remblai de calage.....	82
b) Remblaiement tout -venant .....	82
VII.3.1.4 Nivellement et compactage.....	82
VII.3.2. Travaux concernant les stations de pompage.....	82
<b>VII.4. Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....</b>	<b>83</b>
VII.4.1. Excavation .....	<b>83</b>
VII.4.2. Déblais d'excavation.....	83
VII.4.2.1. La profondeur de la tranchée.....	84
VII.4.2.2. Largueur de la tranchée.....	84
VII.4.2. Lit de sable.....	84
VII.4.3. Remblais compacté.....	85
VII.4.4. Volume de la conduite.....	85
<b>VII.5. Planification des travaux : .....</b>	<b>86</b>
VII.5.1. Planification des travaux de l'adduction.....	86
VII.5.2. Définitions des tâches et leurs durées .....	86
VII.5.2. station de pompage.....	87
<b>VII.6. Choix des engins de terrassement.....</b>	<b>88</b>
VII.6.1. Pelle hydraulique.....	89
VII-6-2. Bulldozer .....	91
VII.6.3. Chargeur .....	92
<b>VII-7- Devis pour le réseau d'irrigation :.....</b>	<b>93</b>
-Devis estimatif pour réseau de goutte à goutte .....	<b>93</b>

Conclusion

**CONCLUSION GENERAL**

## **LISTE DE TABLEAU**

### **CHAPITE I : Présentation de la zone d'étude**

Tableau I-1: Précipitations moyennes mensuelles et annuelles .....	5
Tableau I.2 : Températures Moyennes mensuelles des minima (m).....	5
Tableau I-3 : Moyenne mensuelle des maxima (M) .....	6
Tableau I-4 : Unités morphologiques de la commune de Boughzoul.....	8
Tableau I-5: Caractérisation climatique.....	10

### **CHAPITRE II Analyse des ressources en sol et en eaux**

Tableau II-1 : Caractéristiques des forages.....	15
- tableau II-2 Résultats analytiques du profil n°2 :.....	22

### **CHAPITRE III- hydrologique et Régime d'irrigation**

Tableau III.01 : série pluviométrique a la station de Boughzoul (1971-2010).....	25
Tableau III .02 Détermination de l'année de calcul .....	26
Tableau III-03: résultats de calculs de l'HYFRAN.....	27
Tableau III -04 : pluviométrique moyenne pou chaque mois en mm(Station de Boughzoul).....	28
Tableau III-05 :L'Année de calcul.....	29
Tableau III-06: calculs de ET0 (cropwat).....	31
Tableau III-7: calcule ETM et Peff.....	32

### **CHAPITRE IV-Technique d'arrosage et Réseau de distribution**

Tableau IV-1 : calculs des paramètres pour les oliviers.....	39
Tableau IV-2 : calcul de $D_{cal}$ de la rampe .....	40
Tableau IV-3: calcul de $D_{cal}$ de la porte rampe.....	41

### **CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE POMPE**

<i>Tableau V- 1-caractéristiques du conduite de refoulement.....</i>	<i>48</i>
<i>Tableau-2: Calcul de la HMT.....</i>	<i>49</i>
<i>Tableau V-3-les frais d'exploitation.....</i>	<i>49</i>
<i>Tableau V-4-les frais d'amortissement.....</i>	<i>49</i>
<i>Tableau V-5- Bilan du tronçon .....</i>	<i>49</i>
Tableau V-6 caractéristique de la conduite de refoulement.....	50
Tableau-V-7 caractéristique géométrique.....	50
Tableau V-8 résultats a partir de logiciel caprari.....	50
Tableau V-9-: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement .....	55
Tableau V-10: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	60
Tableau V-11: Coefficient de correction en fonction de la puissance.....	62
Tableau (V-12) : Type et caractéristiques des moteurs.....	62
Tableau V-13: Choix du type de bâtiment :.....	63
Tableau V-14: caractéristiques de la pompe d'incendie.....	67
Tableau V-15- les valeurs de $Q_j$ et $m$ .....	69
<b>CHAPITRE VI : protection contre le coup de Bélier</b>	
Tableau VI-1: Les caractéristiques de la conduite de refoulement.....	74
Tableau VI-2: Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement.....	75
Tableau VI-3:_Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement.....	75
<b>CHAPITRE VI : Organisation de chantier</b>	
Tableau VII.1: calcul du volume du déblai de l'adduction.....	84
Tableau VII.2: calcul du volume du lit de sable.....	84
Tableau VII.3:calcul du volume des conduites .....	85
Tableau VII.4:Volumes des travaux de l'adduction.....	86
Tableau VII.5 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.....	87
Tableau VII-6: Calcul le cout du réseau de goutte à goutte .....	93

# LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE I: PRESENTATION DE L'AGGLEMERATION

Figure I-1-situation géographique de la région de Boughzoul.....	1
Figure-I.2- : <i>Situation géographique de la région étudiée</i> .....	2
Figure. I-3-: <i>Le projet de la nouvelle ville de Boughzoul</i> .....	
Figure. I-4- : <i>Nouvelle ville de Boughzoul (projection en 2D)</i> .....	3
Figure. I.5.répartition des pluies moyenne mensuelle.....	5
Figure. I.6.répartition <i>Températures Moyennes mensuelles des minima (m)</i> .....	6
Figure. I.7.répartition <i>Températures Moyennes mensuelles des maxima (m)</i> .....	6
Figure-I.7-carte géologique.....	7
Figure I-8-carte hydrologique de Boughzoul.....	9
Figure-10- Climogramme pluviothermique de Gausсен.....	10

## CHAPITRE II: Analyse des ressources en sol et en eaux

Figure-II.1 :Barrage de Boughzoul .....	13
---	----

## CHAPITRE III: Etude hydrologique et Régime d'irrigation

Figure : III.1.l'ajustement a une loi log –normal.....	28
--	----

## CHAPITRE V: Dimensionnement de la station de pompage

Figure -V -1 : Schéma de la pompe utilisé de notre projet .....	51
Figure. V.2. Pompe centrifuge à axe horizontale avec vannes d'isolement.....	51
.Figure V-3-: Courbes caractéristiques de la pompe de type MEC-AZRBH2/125.....	54
Figure V-4 : Courbes de point de fonctionnement.....	55
Figure V-5. Équipements en amont de la pompe.....	56
Figure V-6: Modes de réglage de débit.....	59
Figure V-7. Partie inférieure d'un bâtiment.....	64

## CHAPITRE VI: PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

Figure VI-1: Schéma d'installation du réservoir d'air .....	79
---	----

## CHAPITRE VII: Organisation de chantier

Figure VII.1 : Réseaux à nœuds.....	87
Figure VII.2 Pelle hydraulique.....	90
Figure VII.3 : Bulldozer.....	91
Figure VII.4 Chargeur.....	92

## **LISTE DES PLANCHES**

**Planche N°1** : profil en long de la conduite de refoulement

**Planche N°2** : plan situation

**Planche N°3** : schéma d'adduction et réseau de distribution

**Planche N°4** : plan de la station de pompage

**Planche N°5** : réseau d'irrigation goutte à goutte

# **INTRODUCTION GENERALE**



## **INTRODUCTION GENERAL**

La wilaya de MEDEA appartient à la partie steppique qui subit aux effets des pratiques pastorales et agricoles réduit les types de végétations spécifiques

Les zones steppiques caractérisées par la progression de la désertification causé par l'élevage ovin qui représente une source principale de travail.

C'est à cette problématique qu'il est attendu des réponses en vue de réduire l'avancée de la désertification et parvenir à reconstituer le tapis végétal en recourant à des plantations d'espèces qui résistent mieux au stress hydrique et qui, en même temps, peuvent donner plus de nourriture au cheptel.

Pour cette raison ils ont fait des plantations d'oliviers sur plus de 400 ha à Bouaiche, Boughezoul et Chahbounia, où les essais ont donné des résultats inattendus car atteignant jusqu'à 95% de réussite, indique-t-on.

Cette expérimentation de plantations d'oliviers a aussi été rendue possible grâce aux efforts mis par les riverains pour assurer leur irrigation par le biais des eaux provenant des forages de proximité ou des autres points d'eau, notamment les retenues collinaires.

**CHAPITRE I**

**PRESENTATION DE LA ZONE  
D'ETUDE**

## **INTRODUCTION :**

L'objectif de ce chapitre c'est de connaître la situation de la zone d'étude de point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydrologie

### **I-1 : Situation géographique**

· Située à environ 176 km de la capitale dans la région des Hauts Plateaux Centre, Boughzoul s'étale en bordure sud de l'Atlas.

· La ville nouvelle de Boughzoul, dans sa configuration définie par le Master-plan, est à cheval sur les deux wilayas (Médéa et Djelfa) et sur deux communes (Boughzoul et Benhar). Elle est entourée par les communes

suivantes :

- Ksar El Boukhari au nord (Wilaya de Médéa) ;
- Birine à l'est (Wilaya de Djelfa) ;
- Aïn Oussera au sud (Wilaya de Djelfa) ;
- Chahbounia à l'ouest (Wilaya de Médéa)

· Les deux grands axes routiers Nord-Sud (RN1) et Est-Ouest sur les Hauts Plateaux (RN40) contournent la ville nouvelle de Boughzoul respectivement par l'ouest et par le sud.

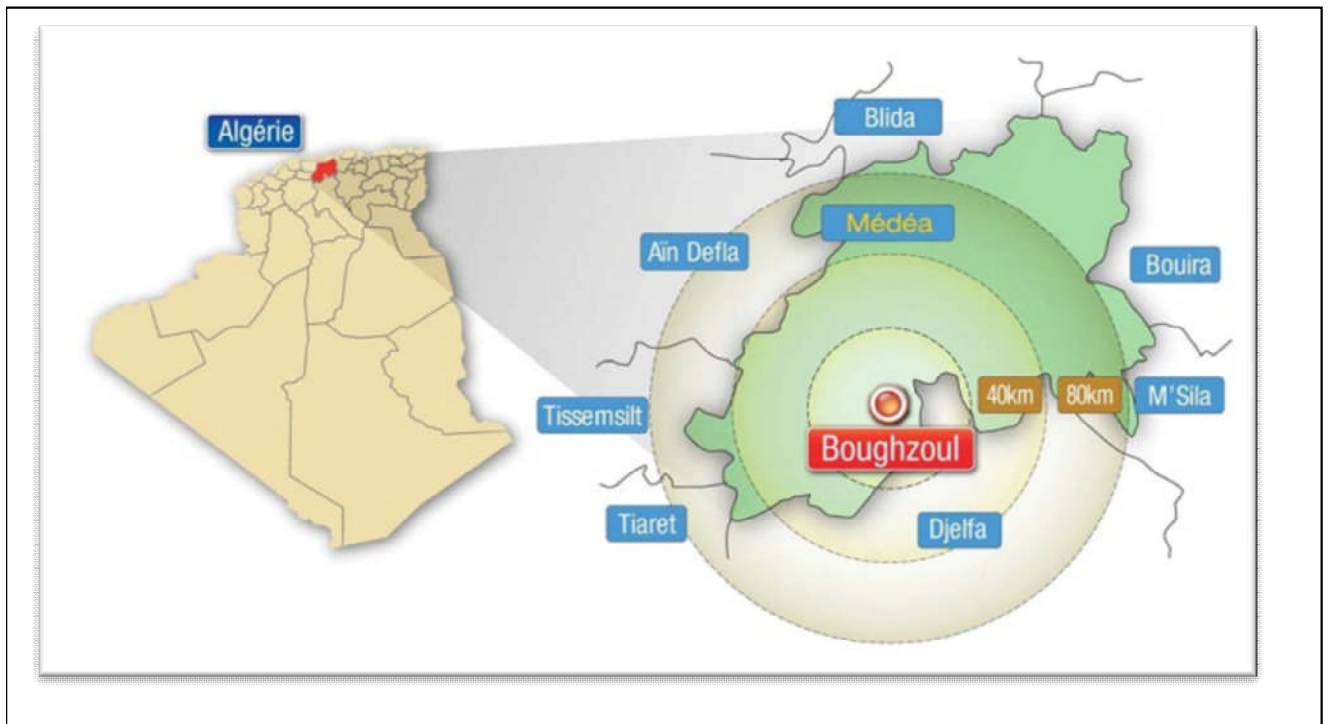
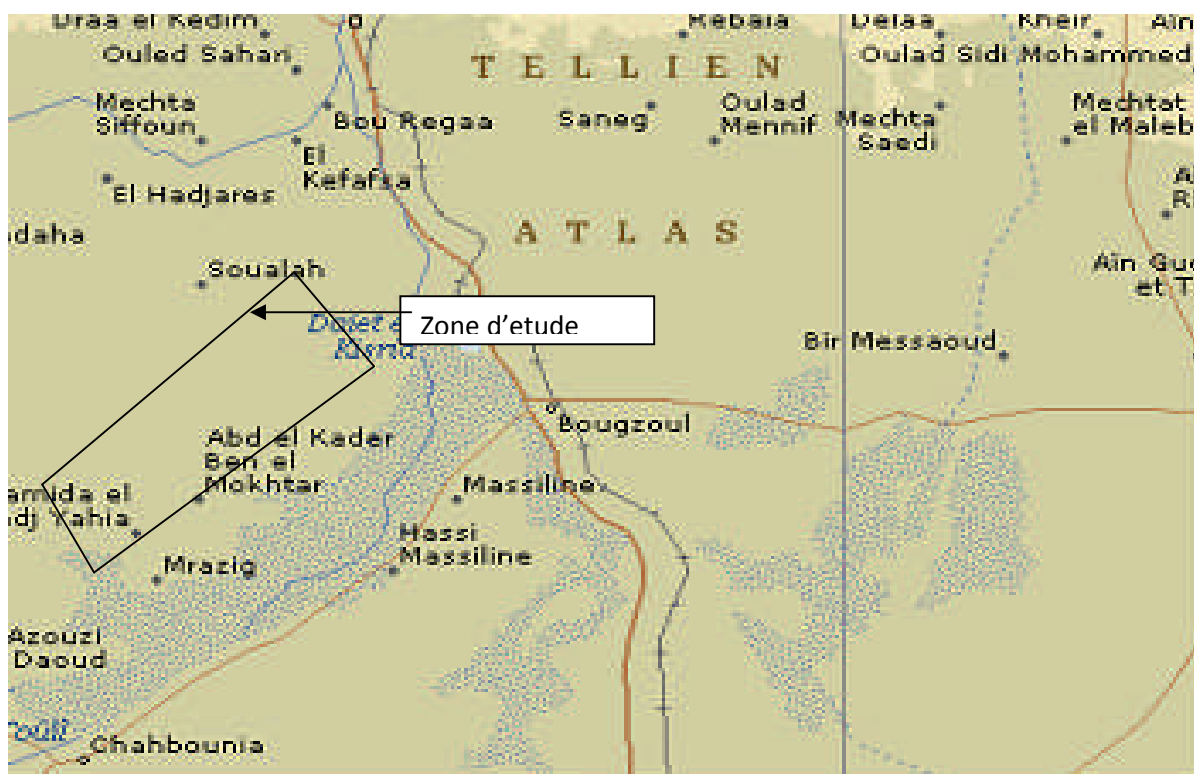


Figure.I -1-situation géographique de la région de Boughzoul

### **I-2 : Localisation du projet de plantation d'oliviers :**

Le site retenu pour l'implantation du projet de développement agricole de plantation d'oliviers sur une superficie de **300 Ha** est localisé à l'ouest de la nouvelle ville de Boughzoul au lieu dit « Seddara » (commune de Boughzoul) dans une zone à vocation agro-pastorale.

Le site d'étude appartient à la zone steppique des hauts plateaux.



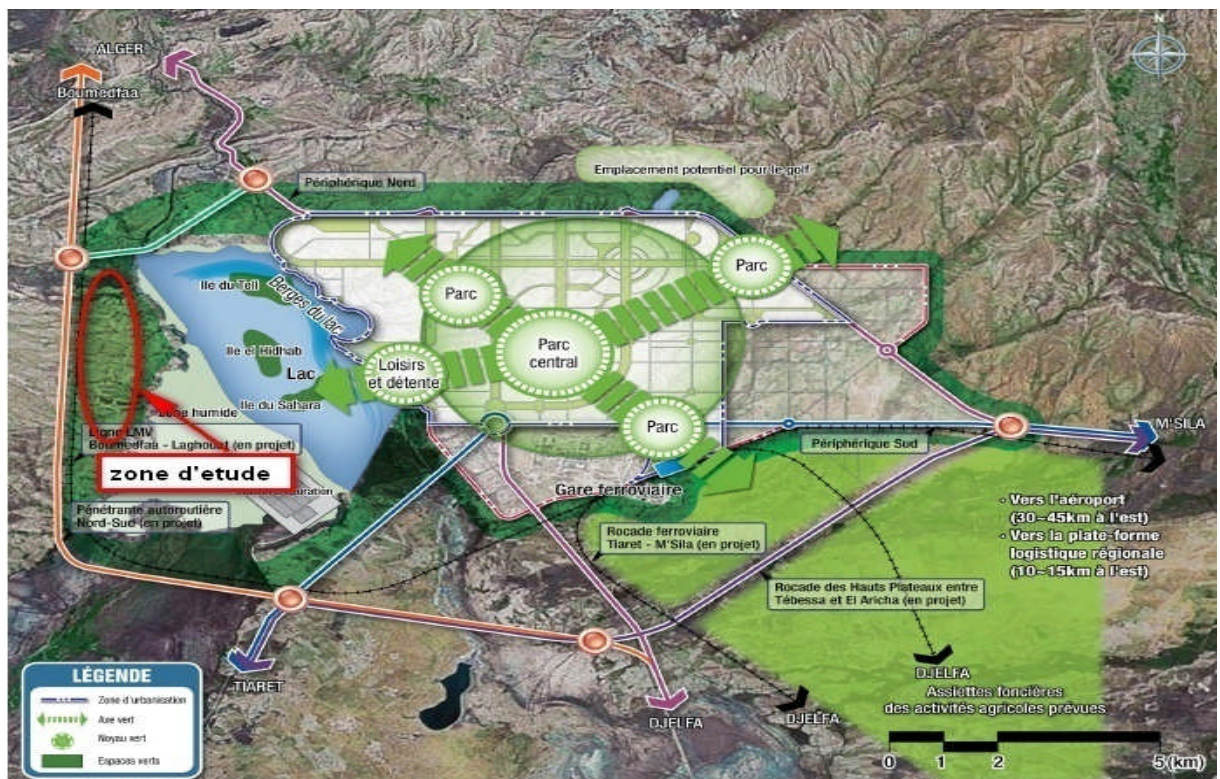
**Figure-I.2- : Situation géographique de la région étudiée (Extrait de la carte topographique de l'Algérie). Echelle : 1/500.000è)**

Dans la zone urbaine, il s'agira d'assurer un réseau vert et un autre bleu. Pour le premier, le projet prévoit de réserver **25% des 4 000 hectares urbains d'espaces verts**.

Pour le réseau bleu, en plus de la gestion du lac de Boughezoul (**25 km<sup>2</sup>**), il est prévu la mise en place d'un système de traitement des eaux avec, entre autres, une **station d'épuration** et un **réseau séparateur**



**Figure.I-3:- Le projet de la nouvelle ville de Boughzoul**(Source : ministère de l'environnement)



**Figure. I-4 :- Nouvelle ville de Boughzoul (projection en 2D)** (Source : ministère de l'environnement)

La nouvelle ville sera également dotée d'une ceinture verte qui aura pour mission de protéger la ville contre les vents. D'une longueur de 15 km cette dernière sera constituée d'oliviers. Un parc sera bientôt érigé où des arbres longeront toutes les artères de la ville.

### **I- 3 :But du projet :**

Le projet de développement agricole de plantation d'oliviers dans le cadre de la nouvelle ville de Boughzoul vise la protection de l'espace urbain des vents du Sud ; il permet entre autres, de freiner la progression de la désertification devenue de plus en plus visible et parvenir à reconstituer le tapis végétal en recourant à des plantations d'espèces qui résistent mieux au stress hydrique. Aussi, avec la création d'une aire verte, l'environnement écologique et la qualité des paysages naturels seront améliorés.

Sur le plan économique, ce projet constitue une source de revenu par la création d'activité agricole productive avec création d'emploi et un développement future vers l'agroindustriel.

### **I.4 : Caractérisation de la commune de Boughzoul**

Afin de mieux situer le site retenu pour le projet, il paraît utile de caractériser la commune de Boughzoul dans laquelle il s'inscrit.

#### **I.4.1 : Milieu naturel**

L'introduction de l'olivier dans les régions sèches steppiques n'est pas une nouveauté .Elle constitue cependant une activité assez délicate compte tenu des conditions climatiques sévères et des habitudes pastorales des populations locales. D'ou la nécessité de l'analyse des caractéristiques et des potentialités des milieux naturels et socio économique du site et de son environnement pour s'assurer de la faisabilité du projet de plantation (conformité des caractéristiques du milieu avec les exigences de l'olivier).

Aussi la caractérisation de la zone d'accueil du projet a porté sur les facteurs du milieu naturel les plus significatifs et les plus déterminants pour la réussite de la plantation projetée, à savoir : le climat, la géomorphologie, le sol, , les ressources en eau, de même qu'elle a porté sur les conditions socio économiques de la population de la commune.

##### **I.4.1.1 : CLIMAT :**

Le climat contrôle la répartition des être vivants. C'est ainsi que les plantes se répartissent naturellement en fonction des saisons, selon leur exigence et leurs sensibilités en matière de gelée, de sécheresse et de photopériodisme. Le choix des spéculations culturales et les besoins en eau des cultures dépendent des facteurs climatiques.

La région de Boughzoul est soumise à un climat continental, subdésertique aride et sec et les barrières montagneuses de l'Atlas Tellien empêchent toute influence méditerranéenne.

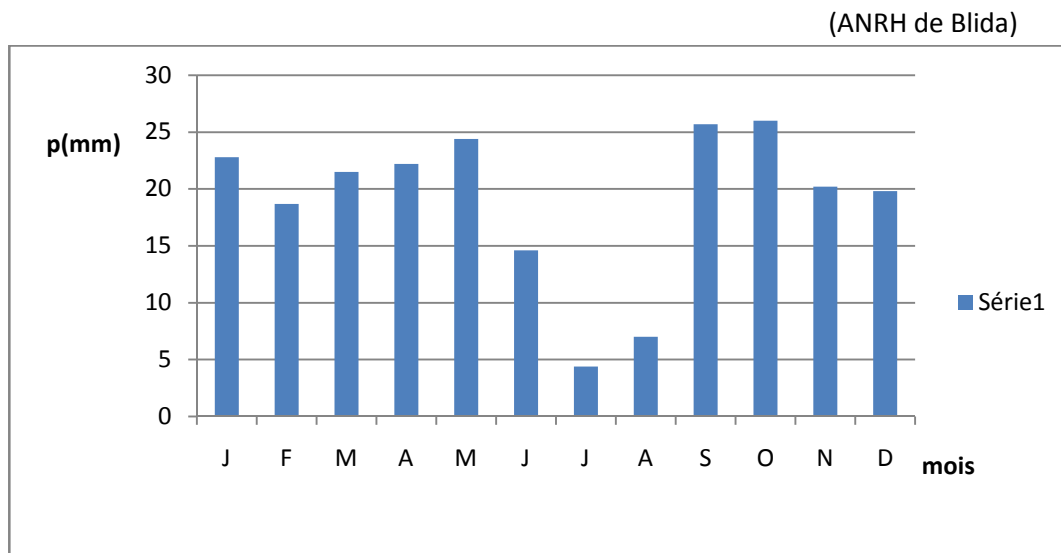
Les variations de température sont très importantes, en hiver on observe quelques gelées nocturnes. L'évapotranspiration est importante puisqu'elle est légèrement inférieure à 1500 mm . Les données climatiques de la commune de Boughzoul sont présentées comme suit :

##### **I.4.1.2 : Pluviométrie :**

La station choisie pour caractériser la zone d'étude sur le plan climatique est celle de Boughzoul. La Station se trouve à une altitude de 643m par rapport au niveau de la mer.

**Tableau I-1: Précipitations moyennes mensuelles et annuelles :**

<b>Mois Station</b>	<b>J</b>	<b>F</b>	<b>M</b>	<b>A</b>	<b>M</b>	<b>J</b>	<b>Jt</b>	<b>A</b>	<b>S</b>	<b>O</b>	<b>N</b>	<b>D</b>	<b>Année (mm)</b>
<b>Boughzoul</b>	22.	18.	21.	22.	24.	14.	4.4	07	25.	26	20.	19.8	<b>226.8</b>
	8	7	5	2	4	6			7		2		



**Figure. I.5.répartition des pluies moyenne mensuelle**

A L'échelle saisonnière, nous enregistrons des précipitations assez importantes par rapport aux précipitations annuelles, de l'ordre de 151 mm et au printemps, nous relevons, une quantité de 84 mm

**I-4-1-3 : Températures**

Les données de températures des stations de Boughzoul sont mentionnées dans le tableau suivant (période de 25 ans -P. Seltzer) :

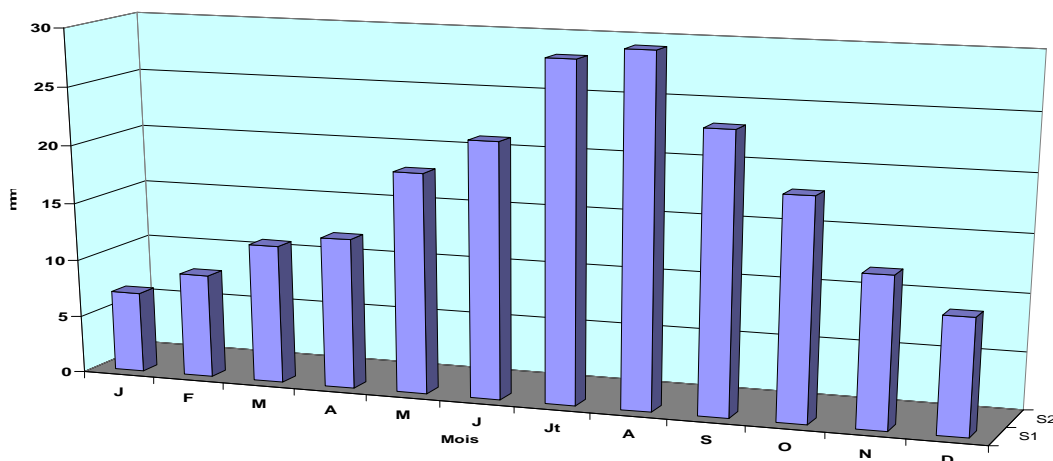
La moyenne des températures mensuelles donnée a été établie sur une période d'observation de 25 ans.

C'est au cours de la période allant de juillet à Août qu'on obtient le maximum de la moyenne mensuelle de température avec 29°C au cours du mois de Juillet et 30°C pendant le mois d'Août.

**Tableau I.2 : Températures Moyennes mensuelles des minima (m)**

Mois	J	F	M	A	M	J	Jt	A	S	O	N	D	Année (°C)
Station													
Boughzoul		09	12	13	19	22	29	30	24	19	13	10	17

(ANRH de BLIDA)



**Figure.I.6.répartition\_Températures Moyennes mensuelles des minima (m)**

La moyenne des températures donnée par P. Seltzer a été établie sur une période de 25ans.

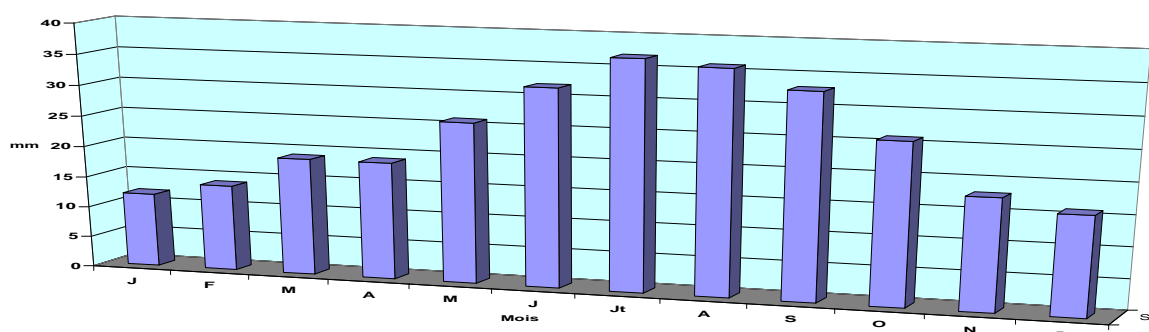
La Moyenne des minima est de 2°C à la station de Boughzoul.

Les risques de brûlure et de dépérissement dus au gel sont inexistants, en effet, durant la période de repos hivernal (novembre à février) où il y a risque de gel, appuyés par les données enregistrées du tableau ci-dessus montrent que les températures mensuelles des minima durant cette période varient de 7 à 3° c.

**Tableau I-3 : Moyenne mensuelle des maxima (M)**

Mois	J	F	M	A	M	J	Jt	A	S	O	N	D	Année (°C)	
Station	M	12	14	19	19	26	32	37	36	33	26	18	16	<b>24</b>

(ANRHde BLIDA)



**Figure.I.7.répartition\_Températures Moyennes mensuelles des maxima (m)**

C'est au cours du mois de juillet qu'on obtient le maximum de la moyenne de tous les maxima avec 37°C à la station de Boughzoul .

**I.4.1.4 Vents :**





**Tableau I-4 : Unités morphologiques de la commune de Boughzoul**

ZONES	UNITES MORPHOLOGIQUES	SUPERFICIES
		%
<i>Zones montagneuses</i>	Montagnes	8.2 %
	Hautes plaines	7.2 %
	Terrasses alluviales	4.2 %
<i>Glacis</i>	Glacis	13.7 %
<i>Plaines</i>	Plaines steppiques	63.6 %
	Daias et sebkha	3.1 %
<b>TOTAL</b>		100 %

**Zone montagneuse :** en bordure de la commune, qui est constituée de montagne et de hauts piémonts imbriqués;

**Zone de plaines steppiques et agro pastorales :** occupe la partie Centre et Sud sur les **deux tiers** du territoire de la commune.

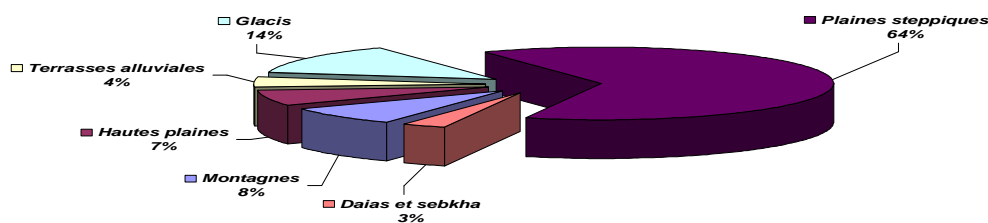


figure: **Unités morphologiques de la commune de Boughzoul**

Selon le diagramme présenté ci-dessus, nous déduisons que les plaines occupent des superficies assez importantes puis viennent les glacis. Ce type de formation développera des sols assez développés puisque les processus d'érosions hydriques et éoliennes sont très limités. A eux seuls, ils comptabilisent 77% de la surface totale de la commune de Boughzoul.

### **I-5-2- Altitudes**

La carte des altitudes qui a été établie montre que :

La plus grande partie de la commune est située à une altitude de 600 à 700 mètres.

Les altitudes de 600 à 700 m, de superficie de moindre importance, concerne les hauts piémonts localisés dans la partie nord de la commune

Les altitudes supérieures à 800 m correspondent à la partie nord ouest de la commune,

### I-5-3 : Pentas :

90 % des terres de la commune ont des pentes faibles inférieures à 12 % correspondant à des reliefs plats de plaines (pentes inf à 3 %) et des reliefs de glacis et collines (pentes 3 à 12 %)

Du point de vue du seul facteur pente, ces deux types de relief sont favorables à l'agriculture pour autant que les autres facteurs du milieu (sol, climat, eau) ne constituent pas des facteurs limitants.

Les pentes fortes (12 à 25 %) et les pentes très fortes (sup à 25 %) qui correspondent à la zone de hauts piémonts et de montagnes, représentent 10 % des superficies de la commune.

Les pentes fortes (12 à 25 %) moyennant des aménagements anti érosives tandis que les pentes très fortes supérieures à 25% sont exclusivement forestières.

### I-6: HYDROLOGIE

Le réseau hydrographique de la zone de Boughzoul est caractérisé par un nombre d'oueds assez important qui constituent le grand bassin versant du Chélif.

Les principaux oueds qui déversent au niveau du lac sont Oued Touil et Oued Nahr Ouassel. La capacité de la retenue qui est de 50.106.000 m<sup>3</sup> est réduite actuellement d'environ de 50%, en raison de l'envasement qu'elle subit durant plusieurs années

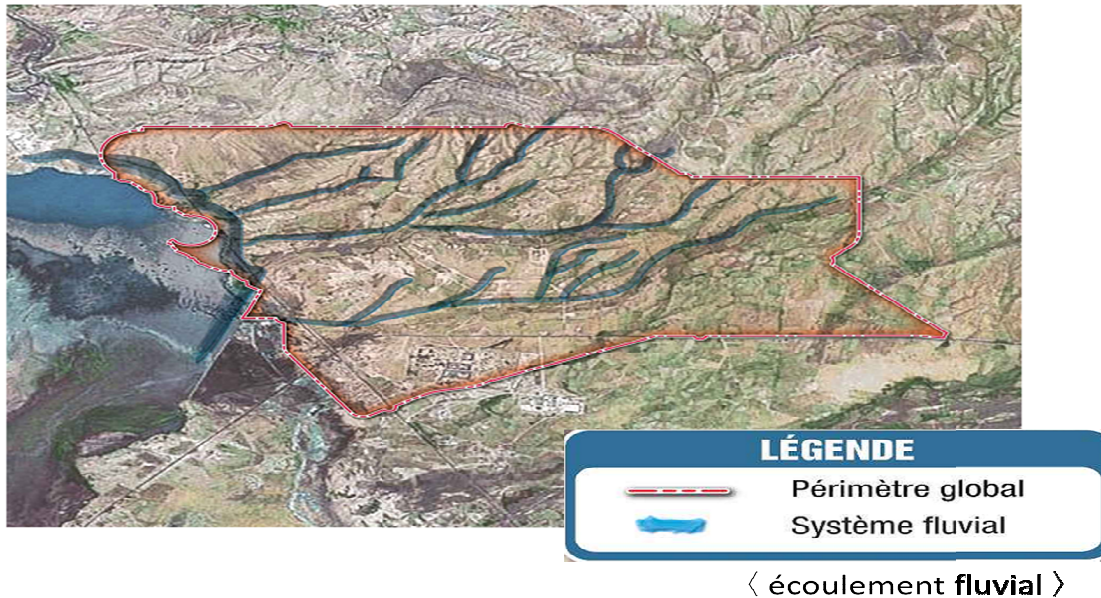


Figure I-8-carte hydrologique de Boughzoul

### I-7:classification du climat :

La classification bioclimatique de la zone où est localisé le périmètre irrigué de Boughzoul se fera à travers l'indice de l'aridité déterminé sur la base de la formule de "De Martone" :

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

I : indice d'aridité;

P : pluviométrie annuelle, mm (retenue d'après la courbe pluviométrique en fonction de l'altitude [P0 = f(A)], pour l'altitude moyenne du périmètre d'irrigation

T : température moyenne annuelle de l'air, °C.

$$I = \frac{226.8}{24 + 10} = 6.67$$

Les limites des zones climatiques d'après l'indice d'aridité de "De Martone"

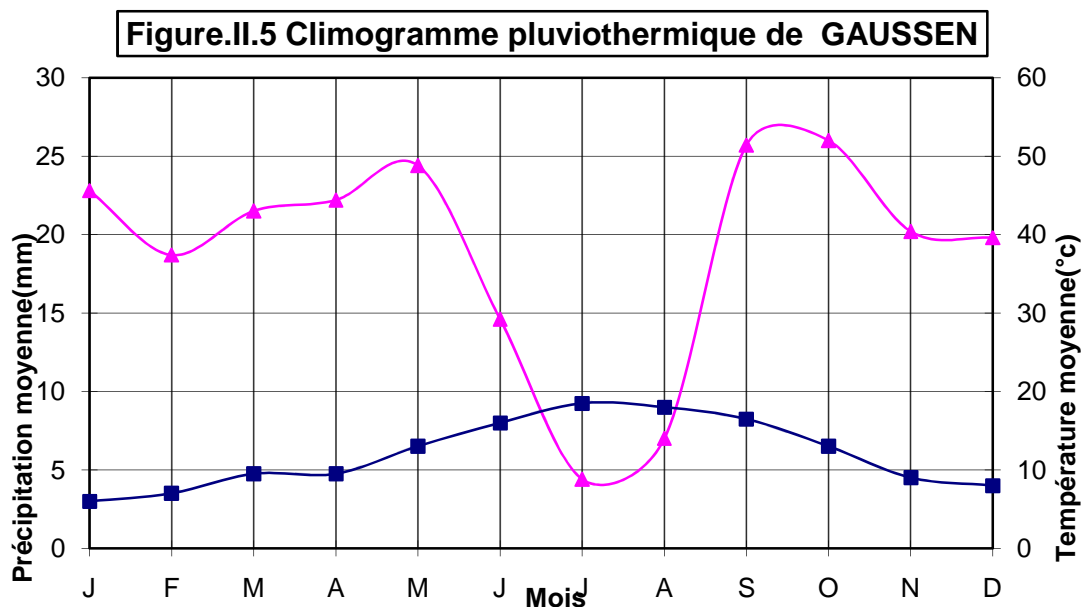
sont données dans le tableau suivant :

**Tableau I-45: Caractérisation climatique**

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

Selon la classification de MARTONNE notre climat est très sec (aride), ce qui rend l'irrigation Indispensable

**I-7-1 :Diagramme de ombrothermique**



**Figure-10-** Climogramme pluviothermique de GausSEN

Pour conforter davantage le résultat fourni par le diagramme de GausSEN. On a calculé le quotient pluviométrique d'Emberger.

Ce quotient calculé en utilisant la formule suivante a permis de déterminer l'étage bioclimatique dans la commune de **Boughzoul**.

$$Q = 200 \frac{P}{(M - m) * (M + m)}$$

**P** = Précipitations moyennes annuelles.

**M** = Température maximale du mois le plus chaud k°(degré kelvin)

**m** = Température minimale du mois le plus froid.en k°

Avec

P : 226.8mm

M=37°c

m=07°c

**AN**

$$Q = 2000 \frac{226.8}{(37 + 273)^2 - (07 + 273)^2} = 25.63$$

En ce qui concerne, la commune de Boughzoul, la valeur calculée du quotient d'Emberger est de l'ordre de **Q = 25,63**.

Placée sur le climagramme d'Emberger, cette valeur situe la commune de Boughzoul à la limite de l'aride et du semi-aride frais

Ce type de bioclimat est peu favorable à la végétation et aux cultures

D'où la nécessité de recours à l'irrigation.

### **Conclusion sur le climat**

Le climat de la commune de Boughzoul se caractérise principalement par de nombreuses contraintes à l'activité agricole :

- \* insuffisance des précipitations sur l'ensemble de l'année
- \* des températures excessivement élevées en été
- \* des gelées d'hiver et de printemps importantes
- \* des vents chauds et secs en été.

Ainsi donc la rentabilité de l'activité agricole est étroitement liée à la pratique de la mise en place de brise vents.

**CHAPITRE II**

**ANALYSE DES RESSOURCES EN  
SOL ET EN EAUX**

## **II-1- Les ressources en eau :**

Le territoire de la commune de Boughzoul appartient au sous bassin n°12 du bassin hydrographique Cheliff (Source : ANRH)

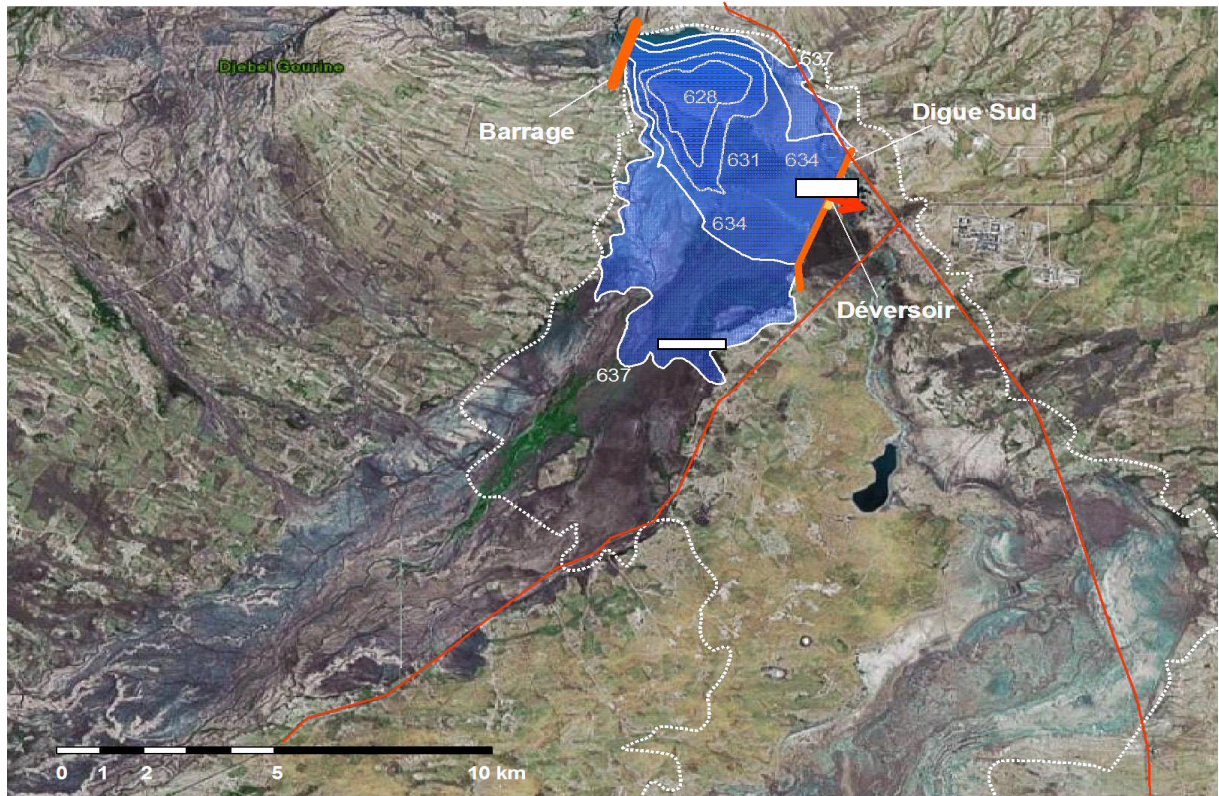
### **II-1-2- Ressources en eaux de surface :**

La partie nord de la commune a un réseau hydrographique dense, qui draine la semi-totalité des pluies vers l'oued Cheliff. Les différents oueds et chaâbets qui se trouvent dans cette partie de la commune sont l'oued El-Mellah au nord est et l'oued Cheliff qui subdivise la commune en deux.

Par contre, la partie sud de la commune présente une faible densité de drainage (réseau hydrographique presque nul) ce qui caractérise les zones à faibles pentes.

La région est traversée par de nombreux Oueds d'ordre secondaires, temporairement actifs, ils drainent les eaux de pluies jusqu'aux oueds principaux : l'Oued Touil aval et Oued Ouerk ainsi que l'Oued Nahr Ouassel qui sont généralement pérennes avant de rejoindre l'oued Cheliff à l'aval du barrage de Boughzoul

La commune de Boughzoul dispose d'un barrage réalisé en **1934**. Ce barrage est destiné d'une part à l'alimentation en eau potable des communes avoisinantes. D'autre part, il joue le rôle d'un barrage régulateur. En effet, le **barrage du Ghrib** est protégé contre l'envasement par ce barrage.



**Figure-II.1 : Barrage de Boughzoul (Google earth)**

## **II .1-2-1: PRESENTATION DE L'AMENAGEMENT**

### **1 : LOCALISATION**

Le barrage de **Boughzoul** est situé à 7 km au Sud Est de la ville Boughzoul et à 20 km de Ksar El Bouka

- **OUED** : Touil et Nahr Ouassel
- **COMMUNE** : Boughzoul
- **DAIRA** : Chahbounia
- **Wilaya** : Médéa

### **2 : DESTINATION**

- Transfert des eaux vers le barrage de Ghrib.
- Excréteur de crues.

### **3 : CARACTERISTIQUES TECHNIQUES**

#### **. Digue sud de Boughzoul ( ancienne):**

- Côte PHE : 637.20 m
- Superficie du plan d'eau (PHE) : 2764.80 ha
- Côte normale : 634.20 m

Type : Terre



- Hauteur : 5.00 m
- Capacité : 20.271 hm<sup>3</sup>
- Volume régularisé : 45,00 hm<sup>3</sup>/ an.

**Digue sud de Boughzoul ( Nouvelle après construction):**

- Côte PHE : 637.50 m
- Superficie du plan d'eau (PHE) : 4420.80 ha
- Côte normale : 636.00 m
- Type : Terre
- Hauteur : 7.50 m
- Capacité : 5000 hm<sup>3</sup>
- Volume régularisé : 45,00 hm<sup>3</sup>/ an

**II .1. 2.2. Qualité des eaux des barrages**

Les eaux de la retenue Boughzoul sont d'un résidu sec moyen de mois de 1 g/l, ce qui représente une salinité faible. Le coefficient SAR égal à 2,4 et la conductivité électrique de 2,6 mS/cm présente ainsi un risque d'alcalinisation moyenne

**II-1-3 : Les ressources d'eau souterraines (hydrogéologie):**

L'analyse stratigraphique a permis d'identifier les formations susceptibles d'être aquifères.

\*- Le Quaternaire est généralement argileux donc il est imperméable sauf dans les endroits où il est sableux ou argileux sableux. Il devient alors perméable et permet l'infiltration des eaux de ruissellement. En certaines zones, les sables du Quaternaires sont saumâtres car les eaux de ruissellement lors de leur écoulement et avant leur infiltration se charge en sel en traversant les formations salifères du Miocène allochtone situées en amont.

\*-Le Pliocène est gréseux ou conglomératique mais il est situé sur des pentes douces qui permettent l'infiltration des eaux de pluies et de ruissellement, il se vidange rapidement après l'hiver. En se vidangeant, il permet l'alimentation des sables du quaternaire.

\*- Le Miocène gréseux est perméable et il permet une circulation des eaux inter granulaire et en grand par l'intermédiaire de failles et diaclases

Les premiers niveaux gréseux sont friables jusqu'au point ou lors des forages on les prend souvent pour des sables. Lorsqu'ils sont en contact avec les formations de quaternaires leurs eaux deviennent salées mais moins que ceux du quaternaire, même par l'intermédiaire du pliocène continental

Cependant, les forages qui existe dans la région et qui captent les formations gréseuses de Miocène inférieur ainsi que leur coupes lithologique, montrent une alternance de bancs de grès avec des intercalations marneuses sur une profondeur de 150 à 200 m. Les débits étant très faibles, ils varient de 2 à 3 l/s avec des niveaux statiques de l'ordre de 50m. Le rabattement de la nappe est de l'ordre de 80 m.

On dénombre trois forages destinés à l'alimentation en eau potable et équipés d'un dispositif de comptage. Ces trois forages sont en service successivement depuis 2001, 2000 et 2002.

### Tableau II-1 : : Caractéristiques des forages

La zone est dépourvue d'eaux souterraines, à l'exception de certaines poches offrant des possibilités de forages.

Nom du forage	Coordonnées	Diamètre (mm)	Profondeur (m)	Débit max (l/s)	Niveau statique (m)	Débit exploité (l/s)	Côte du calage de la pompe	Exploitation gestionnaire
Hraktta	X=507,50 Y=279,60	300	80	2	12,5	2	70	A.P.C de Boughezoul
Ouled m'barek	X=497,2 Y=272,80	300	62	3	6	3	58	A.P.C de Boughezoul
Chahbounia F3	X=492,25 Y=242,15	400	500	20	10	20	62	A.P.C de Boughezoul

### II-2 - Ressources en sols à l'échelle régionale

Le sol est un héritage naturel et culturel de l'humanité. Il est le lien spatial et temporel entre les vivants. C'est un facteur d'interdépendance humaine. Le sol est une ressource renouvelable qui se fait à partir de la roche sous-jacente. Cette couverture pédologique se modifie en permanence sous l'influence du climat et les activités humaines. On parle de **dégradation de sol** quand l'érosion va plus vite que la formation du sol où les propriétés biologiques et physico-chimiques n'ont plus le temps de se renouveler naturellement ou ne sont pas renouvelés artificiellement par l'homme.

La **qualité du sol** a été définie comme étant la résultante des **propriétés physiques, chimiques et biologiques** du sol permettant la croissance et le développement des cultures, la régulation et la répartition des flux d'eau à travers l'environnement et enfin jouant le rôle du filtre épurateur vis à vis des polluants.

La **cartographie des sols** a pour objectif le recensement de toutes les caractéristiques (**physiques, chimiques et biologiques**) du sol ainsi que les **problèmes d'aménagements** dans un cadre de développement durable.

**- Zone montagneuse :**

- sols minéraux bruts

Ce type de sol correspond généralement aux affleurements rocheux ou à des sols constitués essentiellement de fragments de roches mères sans aucun horizon pédologique visible.

Ce type de sol est représenté par des lithosols lorsqu'il s'agit d'affleurement de roche dure et/ou par des régosols si la roche est tendre, est beaucoup plus apparente dans la zone Nord de la commune.

**- Les hauts piémonts :**

Cette unité morphologique qui couvre une superficie de 3242Ha soit 7,2% du territoire de la commune, renferme deux types de sols appartenant à la classe des sols peu évolués d'érosion.

Selon le faciès lithologique sur lequel repose cette unité morphologique, on a pu différencier les sols peu évolués d'érosion régosoliques des sols peu évolués d'érosion lithiques.

- **Les sols peu évolués d'érosion régosoliques (sur roches tendres)**

Ce sont des sols très squelettiques ne dépassant guère 20 cm de profondeur. L'horizon de surface moyennement structuré et à texture équilibrée repose directement sur la roche mère qui est un substrat très sensible à l'érosion et composé essentiellement soit de marne soit de calcaire marneux.

Les principales contraintes que renferment cette unité morpho-pédologique sont surtout :

- Faible profondeur des sols
- Sensibilité des sols à l'érosion
- Pente moyennement forte

- **Les sols peu évolués d'érosion lithiques (sur roches dures)**

Ces sols ont été observés sur du calcaire dur, parfois ils sont en juxtaposition avec les sols régosoliques .

La contrainte majeure de ces sols est qu'ils sont superficiels (la profondeur varie entre 10 et 20 cm) et que leur aspect de surface est trop caillouteux, ce qui rend très complexe leur utilisation.

Ces sols doivent faire l'objet de reboisement dans les versants érodés.

**- Glacis**

Selon le degré d'érosion, la position topographique et la nature du faciès lithologique, on a pu différencier au niveau de cette unité morphologique qui occupe 13,7% de la surface totale, trois types de sols appartenant à la classe des sols peu évolués et la classe des sols calcimagnésiques.

• **Classe des sols peu évolués**

Ces sols présentent un profil de type Ac ou AR selon la nature de la roche, ils sont superficiels (profondeur inférieure à 20 cm) avec un horizon de surface moyennement structuré et peu calcaire.

Ces sols doivent faire l'objet de travaux anti érosifs par la fixation des ravines et ravins par procédé mécanique et reboisement d'espèces rustiques.

A la limite Nord ouest de la commune, au niveau du contact du glacis avec une terrasse, on a identifié une association de sols peu évolués d'apport alluvial colluvial. Cette unité à aspect de surface légèrement caillouteux, présente un profil de type AC , moyennement profond (la profondeur varie entre 60 et 80 cm), à texture équilibrée à limono-sableuse et moyennement calcaire.

• **sols calcimagnésiques :**

80% est occupé par des sols calcimagnésiques moyennement profonds à profonds, présentant un profil de type A(B)C calcaire et à aspect de surface légèrement caillouteux.

Ces sols assez profonds présentent des caractéristiques physiques très favorables à leur utilisation,

- aspect de surface légèrement caillouteux sans aucune contrainte pour les travaux du sol
- profondeur de 75 cm permettant l'introduction d'une large gamme des cultures
- texture équilibrée très favorable à tout type d'utilisation.

- **Plaine et terrasses**

• **Les sols peu évolués d'apport alluvial**

Ils occupent près de 30360Ha soit 67,76% de la surface totale .On a pu distinguer deux types de sols : les sols peu évolués d'apport alluvial modaux et les sols peu évolués d'apport alluvial halomorphes.

. **Les sols d'apport alluvial halomorphes.**

Cette unité pédologique située à la limite sud de la plaine en contact de l'unité morphologique daïa , occupe une superficie de 2737 Ha soit 9,61 % de la surface de la plaine.

- **Les sols d'apport alluviaux modaux.**

Ces sols à propriétés physiques presque identiques à ceux des sols d'apport alluvial modaux présentent sur le plan chimique une salinité variant entre 2 et 5 mmhos/cm légèrement contraignante à certaines cultures sensibles aux sels.

En sec, Ces sols à salinité légère, peuvent convenir aux cultures céréalières et aux cultures fourragères

En irrigué, il faut prévoir un réseau de drainage pour l'évacuation des excès de sels contenus dans le sol. Une fois drainés, ces sols seront très aptes à tout type d'utilisation.

**- les Daiäs**

**sols allomorphs** : Cette unité morphologique de type dépression fermée, située au Sud du territoire de la commune occupe une superficie de 1383 Ha et se caractérise par des sols salés à structure de surface dégradée.

Ces sols de dépression présentent des caractéristiques physico-chimiques très défavorables :

- salinité excessive du haut en bas supérieure à 16 mmhos/cm qui rend ces sols inaptés à toute utilisation agricole
- pente nulle qui exclue toute possibilité de drainage de cette unité
- structure de surface dégradée avec des dépôts de sel très importants par endroits.

Cette unité morpho pédologique à contraintes très sévères est actuellement occupée par une végétation spontanée d'halophytes et toute utilisation agricole est à proscrire au niveau de cette unité

En conclusion, il ressort que la commune de Boughzoul présente des unités morpho pédologiques à bonnes potentialités agricoles. Ces sols qui s'étendent principalement sur les terrasses, les plaines et les glacis sont constitués respectivement par les sols d'apport alluvial modaux, les sols d'apport colluvial et les sols bruns calcaires.

Ces sols sans contraintes majeures à l'agriculture couvrent près de 32893 Ha soit 73,42% de la surface totale. Le reste soit 26.58 % est composée soit de sols d'érosion soit de sols halomorphes sans aucun intérêt agronomique. Ils doivent faire l'objet d'une protection par des plantations rustiques (cas des sols d'érosion) ou bien rester en l'état actuel pour servir d'exutoire naturel (cas des sols des daiäs

**II-2-1- - Ressources en sols dans la zone d'étude :**

**- Utilisation des documents de base :**

- Carte géologique à l'échelle du 1/50.000è de la wilaya de Médea
- Carte topographique à différentes échelles (1/100.000è, 1/50.000è).
- Cartes satellitaires pour une meilleure interprétation des processus physico-chimiques ainsi que l'approche de la dynamique des matériaux de la région d'étude.

Les Différents substratums géologiques ont été délimités à partir de la carte topographique de la carte géologique de la wilaya de Médea.

#### **-Prospection de la zone d'étude :**

La prospection pédologique préliminaire a permis la délimitation de la zone d'étude et la reconnaissance du terrain, entre autres l'accès aux différentes unités. Delà, des relations entre la géologie et les types de sols ont pu être établies.

L'étape suivante qui a été la plus importante, a constitué la prospection proprement dite et qui a concerné l'inventaire des unités morpho-pédologiques du périmètre moyennant l'utilisation de fonds topographiques, de données géologiques et de GPS.

La caractérisation du périmètre d'étude sur le plan morphologique et géologique a permis de choisir la méthode de cartographie à suivre : c'est ainsi, que pour les reliefs plats, nous avons adopté le réseau rigide (sondages systématiques) et pour les reliefs en pentes, la toposéquence a été suivi pour l'établissement des relations entre la topographie et les types de sols développés. Il est à signaler que la zone d'étude (région de Seddara) se caractérise par un relief relativement plat et le périmètre longeant la route menant à Boughzoul se caractérise par un relief en pente (accidenté).

Dans ce sens, des profils pédologiques ont été réalisés au nombre de 107 dont presque la moitié ont été analysés.

Chaque profil pédologique a été localisé par des coordonnées géographiques à l'aide du GPS. Par ailleurs, des sondages à la tarière ont permis la détermination des limites des espaces où la relation entre la topographie et la nature du milieu n'est pas évidente.

Chaque profil pédologique comporte les éléments suivants :

Coordonnées Lambert, topographie, utilisation du sol, charges de surface, roche mère, classification du profil ainsi que les différents horizons et leur profondeur.

#### **-Analyse des sols au laboratoire**

Les échantillons des différents types de sols ont été analysés pour confirmer les observations faites sur terrain des différents types de profils pédologiques décrits.

Les analyses effectuées sont la granulométrie, la matière organique, le pH, la CEC (capacité d'échange cationique), le calcaire total et actif, le pF, la perméabilité et l'infiltration pour des échantillons prélevés. La conductivité électrique pour des sols dépressionnaires.

Ces résultats serviront à confirmer le classement des sols effectué sur terrain et d'évaluer leur aptitude culturale à la plantation des oliviers.

#### **- Description d'un profil type (profil n°2)**

Géomorphologie: terrasses

Pente: nulle

Lithologie: alluvions

Occupation du sol: céréales

Classification : sols peu évolués- non climatiques - d'apport alluvial,-modaux – sur alluvions- profond- texture limono-argileuse-

---

**00-25 cm**; sec, couleur 10YR 3/3 brun sombre, texture limono-argileuse à équilibrée, structure grumeleuse, nombreuses racines fines, bonne activité biologique, matière organique décelable, peu compact, poreux, forte effervescence à HCl, limite diffuse.

**25-55 cm**; peu frais, couleur 10YR 4/3 brun sombre, texture limono-argileuse, structure polyédrique fine, pas de charge, présence de quelques racines fines, bonne activité biologique, apparemment organique, peu compact, poreux, forte effervescence à HCl, calcaire sous forme diffuse, transition très nette et régulière.

**55-68 cm**; dépôt alluvial composé de cailloux enroulés en forme de dragées en association avec du sable très grossier à forte effervescence à HCl, horizon très filtrant et à transition très nette avec l'horizon sous-jacent.

**68-120 cm**; frais, couleur 10YR 5/6 brun jaunâtre, texture limono-sableuse, structure fragmentaire polyédrique fine avec incorporation d'environ 10% d'éléments grossiers en forme de dragées qui résultent d'un ancien dépôt alluvial, activité biologique nulle, non organique, poreux, très forte effervescence à HCl, calcaire sous forme diffus

**- tableau II-2 Résultats analytiques du profil n°2 :**

<b>Profondeur (cm)</b>	<b>00 – 25</b>	<b>25 – 55</b>	<b>55 - 68</b>
Argiles (%)	20	23	65
Limons fins (%)	42	43	
Sables fins (%)	14	14	
Limons grossiers (%)	14	11	
Sables grossiers	10	9	
Calcaire total (%)	24	26	28
Calcaire actif (%)	11	11	11
Gypse (%)	0,6	0,6	0,6
Matière organique (%)	1,48	1,26	
Azote total (%)	0,10	0,08	
P2O5 assimilable (ppm)	2	1,20	
CEC (méq/100 g)	21	20	
Ca++ éch. (méq/100 g)	14,8	14,49	
Mg++ éch. (méq/100 g)	3,12	2,15	
K+ éch. (méq/100 g)	1,44	1,52	
Na+ éch. (méq/100 g)	1,64	1,84	
CE mmhos/cm	0,85	1,20	2,4
pH	8,15	8,20	
pF 4,2	28	27,4	
pF 2,5	13,6	14,2	
K Henin (cm/h)	4,5	3,8	
Infiltration (cm/h)	7	6,5	

## **CONCLUSION :**

La région d'étude est située dans une structure complexe allochtone à faciès gréseux souvent mêlés de marnes intercalées entre les bancs de grès de miocène inférieur. Ces formations font partie de nappes telliennes. La pluviométrie annuelle varie de 200 à 300 mm, elle atteint rarement 400 mm exceptionnellement durant les années pluvieuses

Les ressources aquifères sont extrêmement réduites et seul les grés d'âge Miocène inférieur qui présente un intérêt hydrogéologique mais avec des débits qui ne dépasse pas les 2l/s.



**CHAPITRE III**

**ETUDE HYDROLOGIQUE ET**

**REGIME D'IRRIGATION**

### **III .1 Introduction**

Cette étude à pour but principal de déterminer les besoins en eau des cultures ainsi le volume nécessaire alloué pour le mois de pointe et pour l'ensemble de l'année de calcul.

Ces derniers sont importants a connaître, car ils peuvent nous indique si la quantité d'eau est suffisante ou pas .donc les calculs permettent de confirmer que le volume d'eau stocke au niveau de la retenue est suffisant pour l'irrigation de notre périmètre.

**III .1. 1 Besoins en eau des cultures** Les cultures pour se développer, puisent du sol l'eau et les éléments nutritifs. La quantité d'eau donnée à la culture n'est pas entièrement absorbée par la culture, une partie percole et se perd en profondeur. L'eau qui constitue la plante est libérée par transpiration à travers l'appareil foliacé, le reste est évaporé par le sol. L'ensemble de ces deux actions est l'évapotranspiration. Ce phénomène conditionne et détermine les besoins en eau des cultures.

#### **III .1. 2 Evaluation des besoins en eau des plantes cultivées**

Dans un premier temps, la détermination 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.
- Les données climatiques donneront les indications nécessaires concernant les besoins en eau de la culture.
- Les paramètres pédologiques permettront d'estimer la réserve en eau utile du sol; et les données culturales préciseront la réserve en eau facilement utilisable par la plante.

**Tableau III.01 : série pluviométrique a la station de boughzoul (1971-2010)**

année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avr	mai	juin	juill	aout	som
1971	33,3	14,8	33,3	29,9	66,3	23,4	40,1	14,8	34,9	16,6	0	0	307,4
1972	70,9	120,4	7,2	3,8	11,8	30	17,1	44,4	9,1	23,8	0	1,8	340,3
1973	11,4	0	6,7	25,8	0,5	22,8	43,8	28,3	6,7	46,5	0	0	192,5
1974	27,7	18,5	12,6	0	11,3	28,8	34,4	14,6	60,7	25,5	0	4	238,1
1975	22,6	0	28,5	27,3	0	30,2	8,2	31,9	43,1	29,6	10,2	1,4	233,0
1976	42,8	33,8	7,9	14	37,3	2,6	0	46,7	22,8	21,8	0,8	7,6	238,1
1977	0,6	13,5	40,2	25,2	18,3	5,3	17,1	26,3	34,4	0,9	0	0,5	182,3
1978	0	24,5	12,2	1,1	52,3	33,5	11,6	23,6	8,6	24,8	2,3	2,1	196,6
1979	34,3	23,8	9,9	22,7	24,2	6,6	22,6	39,4	38,9	0	0	5,7	228,1
1980	17,1	11,4	23,5	32,5	1,7	33,3	19,5	41,6	15	12,6	0,4	27,5	236,1
1981	9,9	9,6	0	11,5	34,9	22,6	25,4	20,2	58,2	14,4	0	3,6	210,3
1982	36,7	30,7	45,6	11,5	0	17,7	1,2	18	0	1,4	4,4	0	167,2
1983	0	1,7	30,2	7,4	9,1	15,3	14,3	11,9	14,2	19	1,2	3,4	127,7
1984	3	21,8	17,2	12,8	20,9	11,2	9	0	31,4	8,9	4,2	0	140,4
1985	23,1	6,2	24,8	25,5	31,9	3,7	47,5	3	4,5	42,9	0	0	213,1
1986	9,9	56,3	55,7	8,8	26,7	23,4	5,7	1,3	13,5	14,7	20,9	4,9	241,8
1987	19,3	30,5	24,3	36,9	6,7	11,5	20,5	30,5	17,2	18,8	0	1,6	217,8
1988	8,7	15	13,2	32,1	13,9	6,2	7,4	33	12,1	15,3	7	22,3	186,2
1989	32	9,7	33,7	19,5	47,5	1,4	53,2	20,1	43,8	7,1	73,9	0	341,9
1990	13,5	7,6	21,4	21,3	8,6	27,9	74	3,4	18,5	6,4	0	0	202,6
1991	5,1	76,2	6,9	6,4	68,6	8,2	18,4	31,6	76,1	49	2,3	2,3	351,1
1992	12	11,7	12,3	2,7	0,8	12,7	4,6	19,1	24	0	0	11	110,9
1993	51,5	19	12,4	14,2	16,4	14,9	3,4	8,2	1,8	0	6,5	13,1	161,4
1994	16,9	27,1	9,1	22,8	26,3	24,1	26,7	6,2	1,3	29,8	0	0	190,3
1995	40,2	40	4	16,5	32	43,4	38,9	33,9	27,9	72,7	0,6	3,5	353,6
1996	18,7	4,2	12	37,4	41,2	11,2	0	40,8	13	3	0	24,1	205,6
1997	56,4	15,6	30,2	8,7	8,7	9,1	19,9	1,3	84,7	3,5	3,5	0,0	241,6
1998	11,3	16,5	6,7	3,5	41,7	22,2	69,8	14,0	0,0	2,3	0,0	6,5	194,5
1999	81,3	39,1	12,1	49,7		0,0	3,6	10,1	4,7	4,2	0,0	16,0	220,8
2000	8,3	10,1	37,0	40,9	46,9	9,0	1,0	27,4	18,6	0,0	0,0	0,0	199,2
2001	66,3	8,1	7,5	16,4	8,3	12,5	0,7	11,5	1	0,5	5,6	19,1	157,5
2002	6,3	3,2	35,5	14,5	63,9	33,6	3,4	18,5	0,3	5,3	4,5	0	189,0
2003	43,5	61,9	56,7	65,6	13,4	11,5	26,2	42,7	53,2	0	9,2	30,9	414,8
2004	18,7	16,1	15,1	26,5	3,8	16,6	18,6	3	6,2	24,1	0	0	148,7
2005	16	55,1	23,4	19,5	30,6	45,2	4,4	30,3	51,5	0	5,5	3,6	285,1
2006	11	0	6	23,1	8,4	9,5	44,6	26,5	16	0	6,6	19,6	171,3
2007	70,1	69	42	7,5	5,5	35,2	22,2	3,3	26,5	11,9	4	21	318,2
2008	15,3	49,9	14,8	12,5	17,5	9,5	30,5	49,0	10,1	2,0	3,3	3,8	218,2
2009	61,1	25,1	5,6	26,7	13,2	48,7	21,8	5,6	34,2	9,5	0,0	21,0	272,5
2010	2,5	40,9	12,2	5,8	16,7	14,9	27,2	53,8	39,0	13,5	0,0	0,0	226,5
moyenne	25,7	26,0	20,2	19,8	22,8	18,7	21,5	22,2	24,4	14,6	4,4	7,0	226,8

**Tableau III .2 Détermination de l'année de calcul**

mois	ja	fe	mars	avr	mai	jui	juill	aout	spt	oct	nov	dec
Pmoye	22.8	18.7	21.5	22.2	24.4	14.6	4.4	7	25.7	26	20.2	19.8

(mm/mois))

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

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

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

### III .2 Etude des précipitations annuelles

- Ajustement de la loi de Gauss

La méthode de Gauss consiste a :

\*Classer les valeurs des précipitations annuelles par ordre décroissant.

\*Classer les fréquences des valeurs observées par la formule :

$$F(x) = \frac{n - 0,5}{N}$$

Avec : n : Numéro d'ordre.

N : Nombre d'années observées.

On doit calculer :

La moyenne arithmétique :

$$\bar{X} = \sum \frac{X_i}{n}$$

L'écart type :

$$\delta = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}} \text{ Pour } n \geq 30$$

La variable réduite de Gauss :

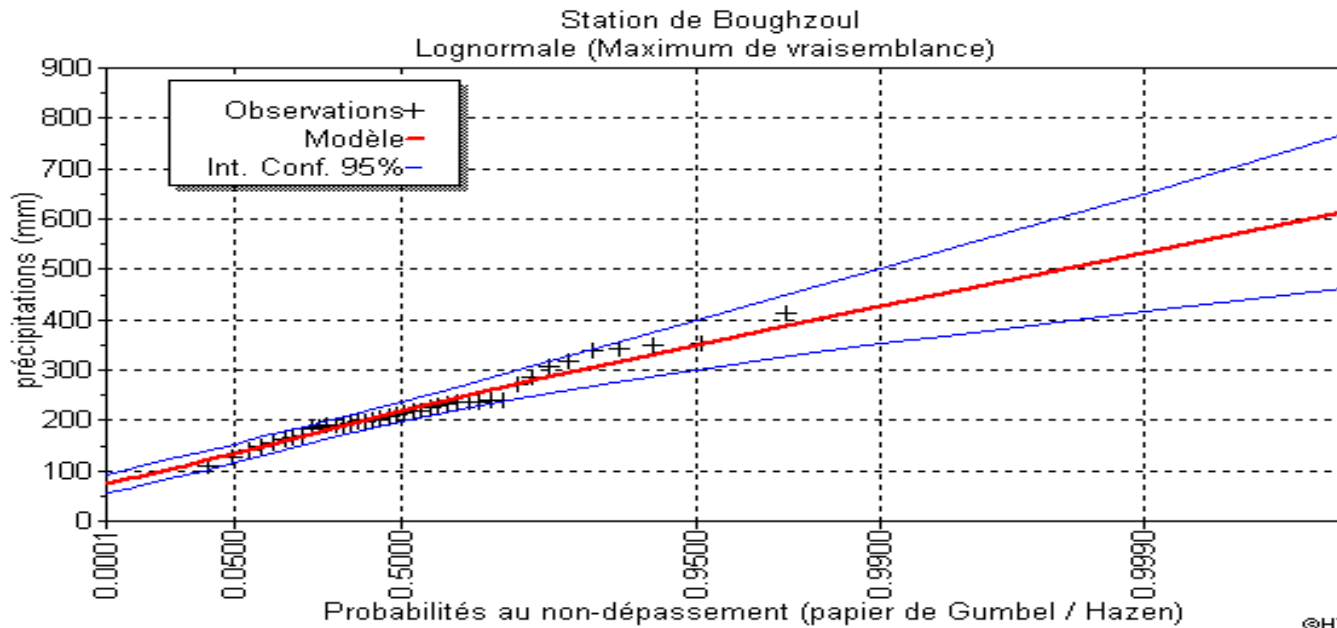
$$U = \frac{X - \bar{X}}{\delta}$$

Le coefficient de variation :  $C_v = \frac{\delta}{X}$

Pour les calculs on a utilisé le logiciel **L'HYFRAN**. Les résultats obtenus sont reportés dans le tableau III.03 et à la figure III.01

**Tableau III-03: résultats de calculs de l'HYFRAN**

Taille :n=39		Ajustement à une loi log-normale		
T : temps de retour				
Moyenne=227mm		Ecart-type=67.2		coff d'aplatissement (ck) :4.53
T	F(x)	P (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	640	83.6	476-804
2000.0	0.9995	565	66.4	435-695
1000.0	0.9990	533	59.5	416-650
200.0	0.9950	459	44.3	372-546
100.0	0.9900	427	38.1	352-502
50.0	0.9800	394	32.2	331-458
20.0	0.9500	350	24.9	302-399
10.0	0.9000	315	19.7	277-354
5.0	0.8000	277	14.9	248-307
3.0	0.6667	246	11.8	223-269
2.0	0.5000	217	9.98	198-237
1.4286	0.3000	187	9.15	169-204
1.2500	0.2000	170	9.12	152-188
1.1111	0.1000	150	9.33	131-168



**Pour l'ajustement à une loi log –normale on a trouvé :**

Pthéorique 20%=170mm

Ptheorique 80% annuelle=277mm

Pthiorique 50% annuelle=217mm

**III-2-1 :chois de l'ajustement adéquat :**L'ajustement adéquat est celle de loi log-normal car elle possède à une meilleure répartition des nuages des points et la seule ou il y a une égalité entre la fréquence et la théorique.

Pthéorique 80% annuel=170mm

**Tableau III -04 :pluviométrique moyenne pour chaque mois en mm(Station de boughzoul)**

mois	Ja	fe	mars	avr	mai	jui	juill	aout	spt	oct	nov	dec
Pmoye (mm/mois))	22.8	18.7	21.5	22.2	24.4	14.6	4.4	7	25.7	26	20.2	19.8

Nous avons

$$P_{\text{moy } 80\%} = \frac{170}{217} \cdot P_{\text{moy.mensuelle}} = 0,78 \cdot P_{\text{moy.mensuelle}}$$

Les résultats de calcul sont donnés par le tableau suivant :

**Tableau III-05 :L'Année de calcul.**

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
<b>Pmoy 80%</b>	17.78	14.59	16.77	17.32	19.03	11.39	3.43	5.46	20.05	20.28	15.76	15.44

### III.3 Calcul de L'évapotranspiration

Le déficit hydrique, qui peut également s'exprimer sous le terme de besoins en eau (B), se définit comme la différence entre l'évapotranspiration réelle (ETR) de la culture considérée et les précipitations efficaces (Peff).

#### III .3.1 L'évapotranspiration Réelle

S'obtient en multipliant l'évapotranspiration standard par le coefficient cultural. Les données climatiques (moyennes mensuelles) à fournir pour déterminer l'évapotranspiration sont reprises ci-dessous:

$$ETR = ETo * Kc$$

**ETo** : représente l'évapotranspiration standard définie par Penman (1956) comme étant la quantité d'eau transpirée par unité de temps par une végétation courte et verdoyante, recouvrant complètement le sol, de hauteur uniforme et qui ne manque jamais d'eau. Elle se calcule à partir de la formule de Penman-Monteith et des données climatiques de la région.

- **Kc** : correspond au coefficient cultural, fonction du type de culture et de son état végétatif.
- **Tm** : température maximum et minimale, exprimées en °C.
- **Hm** : humidités de l'air moyenne, exprimées en %.
- **Vm** : vitesses du vent moyen, exprimées en m/s.

- **P** : précipitations exprimées en mm.
- **Insol.** : Durée d'insolation, exprimée en heure.
- **ET<sub>o</sub>** : évapotranspiration de référence calculée par la méthode de Penman-Monteith, exprimée en mm/jour

La pluie efficace, **P<sub>eff</sub>**, représente la fraction des précipitations qui est effectivement utilisée par la culture après déduction des pertes par ruissellement de surface et par percolation profonde. Le choix de la méthode appropriée pour le calcul des précipitations efficaces demande une réflexion sérieuse. Différentes méthodes ont ainsi été développées, chacune prenant en compte le climat de la région où doivent s'effectuer les mesures. Le logiciel CROPWAT 4 VERSION 4.3 en propose 4.

### Formule de Penman

Pour calculer l'ETP au pas de temps journalier, il est préférable d'utiliser la formule de Penman-Monteith, cette formule a pour avantage, de mieux prendre en compte, que celle de Penman, l'effet de la turbulence due au vent.

La formule est la suivante :

Avec :

$$\frac{R_n}{L} + \gamma \cdot \frac{E_a}{P(t) + \gamma} \quad \text{ETP} = p'(t).$$

**R<sub>n</sub>** : rayonnement net « climatique »

**E<sub>a</sub>** : pouvoir évaporant de l'air, fonction du vent et du déficit de saturation de l'air.

**L** : chaleur latente de vaporisation (2,5. 10<sup>6</sup> J/Kg)

**γ** : constante psychrométrique ( 0,65 hPa / °C)

**p'(t)** : valeur de dérivée de la fonction de pression partielle de vapeur d'eau saturante en fonction de la pression partielle de vapeur d'eau en fonction de la température, pour la température de l'air T.

Les résultats trouvés sont récapitulés dans le tableau ci après



**Tableau III-06: calculs de ET0 (cropwat)**

Mois	Tmax C°	Tmin C°	Hr%	Vent(m/s)	Radiation Solaire (MJ/m2/j)	Insolation (Heurs)	ET0 (mm / j)
Janvier	12	07	78	3.53	9.7	5.8	1.44
Fevrier	14	09	74	4.24	12.5	6.4	2.14
Mars	19	12	68	4.74	15.9	6.9	3.48
Avril	19	13	62	4.24	19.8	7.8	4.20
Mai	26	19	57	4.24	23.0	9	6.03
Juin	32	22	52	3.3	25.5	10.4	7.24
Juillet	37	29	43	3.53	26.5	11.3	8.96
Août	36	30	43	3.77	23.8	10.3	8.51
September	33	24	55	3.53	18.9	8.5	6.15
Octobre	26	19	64	3.06	14.4	7.3	3.72
November	18	13	71	4	10.7	6.3	2.35
Decembre	16	10	78	3.53	9	5.7	1.60
<b>Totale</b>							55.82

Station météorologique de :boughzoul

-payé :Algérie

-l'altitude :643

-latitude :35°84'

-longitude :2°50'

### III .3. 2 Estimation des doses et fréquences d'irrigation au niveau de la parcelle

Les besoins théoriques mensuels sont déterminés par le bilan hydrique

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

B : besoin en eau d'irrigation (mm)

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

RFU : réserve facilement utilisable

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

Y : degré de tarissement

Da : densité apparente

Z : profondeur d'enracinement mm

Hcc : humidité à la capacité au champ

Hpf : humidité au point de flétrissement

Peff : pluie efficace

Nous opterons pour la formule la plus utilisée qui  $Peff = a * Pnet$

a : étant un pourcentage de 80.

Type de texture : limon-sableux

Para port le type de texture en pente RFU=95 mm

### II.3 .2 .1 Les doses d'irrigation pour les oliviers

**Tableau II-5: calcule ETM et Peff**

Mois	ET0 mm/mois	Kc	ETM mm/mois	Pluie mm	Pluie eff mm	RFU	Birr mm
Mars	107.88	0.5	53.94	16.77	13.42	47.5	0
Avril	126	0.5	63	17.32	13.86	47.5	0
Mai	186.93	0.50	156.47	19.03	15.22	47.5	1.64
Juin	217.2	0.59	128.15	11.39	9.11	0	93.75
Juillet	277.76	0.74	205.54	3.49	2.75	0	119.04
Août	255.3	0.89	227.22	5.46	4.37	0	202.79
Septembre	190.65	0.95	181.12	20.05	16.04	0	222.85
Octobre	111.6	0.95	106.02	20.28	16.22	0	165.08
Novembre	72.85	0.95	69.21	15.76	12.61	47.5	89.8
Décembre	111.6	0.90	100.44	15.76	12.61	47.5	9.1
Janvier	44.64	0.83	37.05	17.78	14.22	47.5	40.33
Février	62.06	0.78	48.41	14.59	11.67	47.5	0

Les besoins du mois de pointe correspondent au mois Septembre : 222.85mm /

### III.4 Besoins en eau des cultures en irrigation localisée

$$B_{loc} = B \cdot Kr ; (mm/j)$$

Avec :

$$B=222.85mm$$

Kr : coefficient de réduction

D'après Freeman et Garzoli  $K_r = C_s + 0,5 \cdot (1 - C_s)$

$C_s$  : taux de couverture de sol (%)=60%

$K_r = 0,6 + 0,5(1 - 0,5)$  donc  $K_r = 0,8$

$B_{loc} = 222,85 \cdot 0,8 = 178,28 \text{ mm}$

Donc le volume total nécessaire de ce périmètre est de  $56320,8 \text{ m}^3$

### III-5 -calcul du débit fictif continue :

$$q = \frac{B_{loc} * 10 * 1000}{t * T * k} \quad \text{Tel que :}$$

$B_{loc}$  : Besoins en eau mensuels des cultures en irrigation localisée

$T$  : la dure d'irrigation en jour=26j

$t$  : la duré d'irrigation en heur=18h

$K$  : efficience d'irrigation=0.75

AN :

$$q = \frac{178,28 * 10 * 1000}{18 * 26 * 0,75 * 3600} = 1,41 \text{ l / s / ha}$$

### Conclusion :

ce présent chapitre à pour objectif l'estimation des besoins en eau du périmètre pour l'assolement choisi et comparer avec la capacité de retenu.les besoins totaux pour l'année sont de  $56320,8 \text{ m}^3$  et capacité de la retenu est  $50 \text{ hm}^3$  et le volume régularisé est  $45 \text{ hm}^3 / \text{an}$ .

Enfin la retenu garantie les besoins du périmètre dans ces condition.

**CHAPITRE IV**

**TECHNIQUE D'ARROSAGE ET**  
**RESEAU DE DISTRIBUTION**

## **IV .1. Généralités**

L'irrigation est l'application de l'eau au sol dans le but de rafraîchir le sol et l'atmosphère, par

Ce moyen réalise les conditions les plus favorables pour la croissance des plantes.

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

## **IV.2. Classification des réseaux d'irrigation**

### **1-Selon la construction**

Réseau classique

Dans ce type de réseau, le transport de l'eau est assuré gravitairement dans des canaux à ciel ouvert.

Réseau fermé

Dans ce réseau, l'eau est transportée dans des conduites en charge.

Réseau mixte

Dans ce réseau l'eau est transportée dans des canaux à ciel ouvert jusqu'aux parcelles alors que la distribution de cette eau se fait par des conduites sous pression.

### **2-Selon la réalisation**

Réseau permanent : à longue durée

Réseau temporaire : comme les réseaux à ciel ouvert en terre.

Réseau stationnaire.

Réseau mobile : le matériel est déplaçable d'une exploitation à une autre.

Réseau semi-mobile : une partie du matériel est déplaçable.

### **3-Selon la distribution de l'eau sur le périmètre**

Soit par gravité (gravitaire).

Soit par élévation mécanique (aspersion).

### **4-Selon le fonctionnement durant la période d'irrigation**

Réseau à service continu.

Réseau à service discontinu.

### **IV.3. Choix du type de réseau d'irrigation**

Le choix du type de réseau d'irrigation est conditionné par le relief et la technique d'arrosage adoptée. C'est pour cette raison que notre choix c'est porté sur le réseau fermé.

Celui-ci présente les avantages suivants :

Les pertes d'eau (par évaporation et infiltration) sont négligeables.

Une utilisation rationnelle et économique de l'eau d'irrigation.

Il peut être adopté pour n'importe quel relief.

Possibilité d'automatisation.

Son inconvénient principal est le coût élevé.

### **IV.4. Choix du type de matériau des conduites**

Les conduites peuvent être réalisées par différents matériaux fonte, acier, amiante de ciment, béton armé, galvanisé et en pvc.

Le choix de l'un de ces matériaux est conditionne par :

Le diamètre

La pression de service

Le critère économique

Les conditions de pose des conduites

La disponibilité dans le marché

La technique d'arrosage

### **IV .5. 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 :** pulvériser de l'eau dans l'air et la laisser retomber en pluie sur les plantes et sur le sol,

**c) Irrigation souterraine :** élever la nappe d'eau par en dessous (dans les endroits où la nappe d'eau souterraine est peu profonde et contrôlable) de façon à ce que la rhizosphère soit humidifiée par capillarité.

**d) Irrigation goutte à goutte :** (cas de notre projet).

### **IV .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 socioculturels.
- les facteurs économiques.
- la rentabilité de l'opération.

#### **IV-7 : avantage et inconvénients de l'irrigation localisée :**

##### **IV-7-1 : avantages**

- exploitation plus facile :** ne gêne pas les opérations culturales (traitement, taille)
- Diminution du travail :** économie de temps, de main d'œuvre par rapport aux méthodes traditionnelles
- maitrise de l'eau et des engrais :** on peut fixer de façon très précise le niveau d'apport de l'eau et des engrais
- lutte plus contre les mauvaises herbes et ennemis des cultures :** ni le feuillage, ni toute la surface du sol ne humidifie → lutte plus aisée contre les mauvaises herbes
- utilisation possible d'eau salée :** le fait d'avoir des apports fréquents, permet de conserver dans la sol une tension d'eau des basse, donc de maintenir une concentration en sel inférieure le concentration critique
- évite les brulures de feuilles**
- meilleure utilisation des sols difficiles :** irrigation utilisée avec succès sur des sols très lourds  $K=2\div 4\text{mm}$  de n'eué que sur les sols très légers.
- réduction des frais d'exploitation et utilisation de plus faible débits**

\*pression demandée faible (gain d'énergie)

\*débit utilisé faible → possibilité d'utilisation de certaines source ou puits mel alimentes

#### **IV-7-2 : Inconvénients**

-sensibilité à l'obstruction : faible section de passage de l'eau des les distributeurs obstruction→ facile par le sable, limon, matière organique Algue et gels bactériens, précipitations d'engrais, présence de fer.etc

Suivant les résultats d'une en quête, l'obstruction est due à des causes.

Biologiques 37% des cas

Chimiques 22% des cas

Physiques 31% des cas

Incertitude 10% des cas

D'où nécessite d'avoir une bonne filtration

#### **IV .8 : Mode d'arrosage**

Le mode d'arrosage qui nous intéresse dans notre étude est l'irrigation localisée (micro- irrigation ou goutte à goutte) et l'irrigation par aspersion.

#### **IV-9 : Données générales**

##### **Cultures:**

L'olivier

Espacement entre arbre 7m

Espacement entre arbres rang 7m

##### **Caractéristique de goutteur**

Débit nominal 4 l/h

Pression nominale 10 mce

Espacement des goutteurs 1m

##### **Caractéristiques des conditions climatiques**



Besoins en eau journaliers 7.57mm/j

### **Caractéristiques des conditions de travail**

Une irrigation journalière

Temps maximum journaliers de travail 18h/24h

### **Détermination des données de bases**

Surface totale a irriguée s (t)= 300 ha

### **IV .10 : Besoins en eau des cultures en irrigation localisée**

$B_{loc} = 5.94\text{mm /j}$  (déjà calculer dans le chapitre III)

### **IV .11- Projection du réseau d'irrigation localisée**

#### **IV .11. 1 - La dose pratique =dose nette maximale**

$$D_p = RFU \cdot P\% \quad (IV-1)$$

Tel que :  $RFU = 95\text{mm}$  (annexe IV-1)

Avec :

$$P = \frac{n \cdot S_{pd} \cdot S_h}{S_a \cdot S_r} \quad (IV-2)$$

n : Nombre de point de distribution par arbre.2

$S_{pd}$  : Distance entre deux points de distribution voisins du même arbre ; 1(m)

$S_h$  : Largeur de la bande humidifiée ; 7(m).

$S_r$  : Ecartement entre rangs d'arbre ; 7(m)

$S_a$  : Espacement des arbres sur les rangs ;7(m)

$$P = \frac{2 \cdot 1 \cdot 7}{7 \cdot 7} = 0.29$$

Donc :  $D_p = 95 \cdot 0.29 = 27.55\text{mm}$

#### **IV .11. 2- La dose nette pratique réelle**

$$D_{r,net} = 85\% D_p \quad (IV-3)$$

$$= 0.85 \cdot 27.55 = 23.42\text{mm}$$

### IV.11.3 -dose brute :

**Cu** : coefficient d'informaté

$$Dp = \frac{Dr .nett}{Cu .Eff} \quad (IV-4)$$

**Eff** : Efficience en irrigation

localisée, rendement de système en suppose= 0.9

$$= \frac{23.42}{0.95 * 0.9} = 27.39 \text{ mm}$$

### IV .11. 4 - Fréquence d'arrosage

$$Fr = \frac{D_{r.net}}{B_{Jloc}} = \frac{23.42}{5.94} = 4 \text{ j} \quad (IV-5)$$

Donc on doit irriguer tous les 4 jours (7irrig/mois)

### IV.11.5-Dose fictive à apportée

$$p(g) = \frac{q(g) * 2}{Sr * Spd}$$

(IV-6)

Avec :

q (g) : Débit de goutteur, q (g) = 4 l/h.

Sr : Espacement entre les rangs, Sr = 7 m.

Spd : Espacement entre les goutteurs, Spd= 1m.

AN :

$$p(g) = \frac{4 * 2}{7 * 1} = 1.14 \text{ mm / h}$$

### IV.11.6 : durée d'arrosage :

**q**:débit d'un

goutteur

$$t = \frac{D_{brute} \times S_{pd} \times S_r}{n.q} \quad (IV-7)$$

**n** : nombre de goutteur

$$= \frac{27.39 \times 1 \times 7}{2.4} = 24 \text{ heures}$$

Les 24 heures sont reparte sur 4 jours donc dans un journée on a :Dj=6 heures

Dj=6 heures/jours
-------------------

#### IV.11.7 :nombre de poste :

$$N(p) = \frac{Fr.t}{Dj} = \frac{24 * 4}{6} = 16 \text{ postes}$$

(IV-8)

Donc 16 poste de 18.75 ha (750\*250)>250m

Augmente le nombre de poste 16\*3=48postes

#### IV .11. 8- Surface d'un poste

$$S(p) = \frac{S(t)}{N(p)} \quad (\text{IV-9}) \quad S(f) : \text{Surface totale en ha.}$$
$$= \frac{300}{48} = 6.25 \text{ ha} \quad N(p) : \text{Nombre de poste.}$$

#### IV .11. 9- Surface correspondant à une rampe

Al=longueur de la rampe × espacement entre les rampes

$$Al = 250 \times 7 = 1750 \text{ m}^2$$
$$= 0.175 \text{ ha}$$

#### IV .11. 10- Nombre de rampes par postes

$$N(r) = \frac{S(p)}{Al}$$

(V-10)

Avec :

S (p) : Surface du poste en m<sup>2</sup>.

Al : Surface correspondant à une rampe en m<sup>2</sup>.

AN :

$$N(r) = \frac{6.25}{0.175} = 36$$

#### IV.11.11: nombre de goutteur par rampe :

$$Ng = \frac{Lr}{Sr} \quad (\text{V-11}) \quad Lr : \text{longueur de la rampe}$$

Sr : espacement entre arbre

$$\text{AN : } Ng = \frac{250}{7} * 2 = 72 \leftrightarrow Ng = 72 \text{ goutteurs / rampe}$$

Les paramètres calculées sont reparties dans le tableau IV .

**Tableau IV-1 : calculs des paramètres pour les oliviers**

Paramètres calculées	Ng	Dj h/jour	N (p)	S (p) ha	Al m <sup>2</sup>	N(r)	P(g) mm/h
Olivier	72	6	48	6.25	1750	36	1.14

**IV .12- Calcul hydraulique**

**IV .12. 1 - Débit d'une rampe**

$$Q_r = Q_g N_g \quad (V-12)$$

Q<sub>g</sub> : Débit de goutteur

$$Q_r = 4 * 72 = 288 \text{ L/h}$$

Ng: Nombre des

goutteurs par rampe

**IV.12.2 - débit de port rampe :**

$$Q_{pr} = Q_r * N_r$$

$$(IV-13)$$

$$= 288 * 36 = 2.88 \text{ l/s}$$

**IV.12.3-pert de charge**

●type de goutteur:

$$q = K \times H^x$$

x : dépende de type de goutteur=0.5

$$(IV-14)$$

●Règle de CHRISTIAHSEN

d'apres ce savant :  $\Delta q / q = 10\%$  ou  $\frac{\Delta H}{H} = 0.2$

Pression minimale H=10mce=1bar

$$\frac{\Delta q}{q} = x \times \frac{\Delta H}{H_n} \leftrightarrow$$

$$\Delta H = \frac{\Delta q}{q} \cdot H / x$$

$$(IV-15)$$

$$\leftrightarrow \Delta H = 10\% \cdot \frac{10}{0.5} = 2\text{m}$$

Alor pour satisfaire la condition ( $\frac{\Delta q}{q} \leq 10\%$ ) il faut que  $\Delta H = 2\text{m}$  c'est-à-

dire la perte de charge admissible  $\Delta H = 2\text{m}$

-le perte de charge singulière  $h_s = 10\% \Delta H \leftrightarrow h_s = 0.2$

-perte de charge linéaire  $h_L = \Delta H - h_s = 2 - 0.2 \rightarrow h_L = 1.8 \text{ mce}$

- La répartition de la perte de charge est :

1/3 sur la porte rampe

2/3 sur les rampes

#### IV.13. - dimensionnement des différents segments du réseau :

##### 1) Diamètre des rampes :

$$\hat{O}mm = (2,75 \cdot P_{dcr} / 0,478 \cdot L_r \cdot Q^{1,75})^{-1/4,75} \quad (IV-16)$$

$P_{dcr}$  : perte de charge dans la rampe =  $\frac{2}{3} \times 1.8 = 1.2 \text{ mce}$

$L_r$  : longueur de la rampe

$Q$  : débit de rampe

$$\text{AN : } \hat{O}mm = (2,75 \cdot 1.2 / 0,478 \cdot 250 \cdot 288^{1,75})^{-1/4,75} \\ = 17 \text{ mm}$$

$$\hat{O}N = 20 \text{ mm (PEHD)}$$

\*verification:

$$P_{dc} = \frac{0,478}{2,75} \cdot L_r \cdot Q^{1,75} \cdot \hat{O}N^{-4,75}$$

$$= 0.34 < 1.2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Donc :  $\hat{O}N = 20 \text{ mm}$

Tableau IV-2 : calcul de  $D_{cal}$  de la rampe

Cultures	$L_r$ (m)	$N_g$	$Q_r$ (l/h)	$h_l$ (m)	$D_{cal}$ (mm)	$D_n$ (mm)	$P_{dc}$ (m)
olivier	250	72	288	1.2	17	20	0.34

##### 2) diamètres des portes rampes

$$\hat{O}mm = (2,75 \cdot P_{dcp} / 0,478 \cdot L_{pr} \cdot Q^{1,75})^{-1/4,75} \quad (IV-17)$$

$P_{dcp}$  : perte de charge dans la porte rampe =  $\frac{1}{3} \times 1.8 = 0.6 \text{ mce}$

$L_{pr}$  : longueur de la rampe

$Q_p$  : débit de la porte rampe

$$AN : \quad \dot{O}mm = ( 2,75 \cdot 0,6 / 0,478 \cdot 250 \cdot 10368^{1,75} )^{-1/4,75}$$

$$= 73.5mm$$

$$\dot{O}N = 75mm \text{ (PEHD)}$$

verification:

$$Pdc = \frac{0.478}{2.75} \cdot L_{pr} \cdot Q^{1,75} \cdot \dot{O}N^{-4,75}$$

$$= 0.22 < 1.2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

**Donc :**  $\dot{O}N = 75mm$

**Tableau IV-3: calcul de  $D_{cal}$  de la porte rampe.**

Cultures	L <sub>pr</sub> (m)	N <sub>pr</sub>	Q <sub>r</sub> (l/h)	Q <sub>pr</sub>	h <sub>l</sub> (m)	D <sub>cal</sub>	D <sub>n</sub>	Pdc(m)
olivier	250	48	288	2.88	0.6	73.5	75	0.22

#### IV. 14- Calcul de la canalisation principale :

$$Q_{app} = Q_{pr} \times N_{pr}$$

Q<sub>app</sub> : Débit de la conduite d'approche

Q<sub>pr</sub> : Débit de la porte rampe

N<sub>pr</sub> : Nombre de la porte rampes

La vitesse de l'eau devra être inférieure à 1.5m/s

Le cas le plus défavorable v=1.5m/s.

Avec Q<sub>pr</sub>=2.88 l/s

Pour 8 postes on a Q =23.04 l/s

$$S = \frac{Q}{V} = \frac{23.04 \cdot 10^{-3}}{1.5} = 0,0153m^2$$

$$D_{cal} = \sqrt{\left(\frac{4 \cdot S}{\Pi}\right)} = 0.139m$$

On prend D<sub>n</sub>=160mm

#### IV.15 : DETERMINATION DE LA COTE DU RADIER DE RESERVOIR

Pour faire déterminez la cote du radier de note réservoir ,on doit calculer les pertes de charge on allons du radier jusqu'au point le plus défavorable, tout en assurons une pression de 1bar=10mce dans ce point

On concédera comme le point le plus de favorable le point A

$$Cr = CPA + \sum Hp$$

Avec : Cr : cote de radier

CPA : cote piézométrique au point A

$\sum Hp$  : la somme des pertes de charge entre R et A

\*calcul des pertes de charge :

$$\sum H_{pr} = CR - (CTA + 10m)$$

CTA : cote de terrain au point A

10m : la pression exigée au point A

CR : cote de radier de réservoir

$$\sum H_{pr} = 652 - (641 + 10m) = 1m$$

Détermination du diamètre de la conduite reliant entre le réservoir et le point A

$$\Delta H = K * L * Q^B / D^m$$

K : c'est la résistance

m : tient compte du matériau

B : coefficient tenant compte du régime d'écoulement

Pour les matériaux (PEHD) :

$$K = 0.001052 \quad m = 4.772 \quad B = 2$$

$$D = ((0.001052 * 500 * (0.13824)^2) / 1)^{1/4.772} = 0.380m$$

Le diamètre normalisé égale 400mm

#### **IV.16- Capacité du bassin d'irrigation**

L'irrigation journalière théorique est de 6 heures, pendant ces heures on veut d'irriguer 12 postes

dont le volume possible pour cette irrigation est donné comme suivant :

$$V = 34.56 * 6 * 3600 = 746.496 \text{ m}^3$$

##### **IV-16-1-Dimensionnement du bassin d'irrigation**

Le bassin devra assurer au minimum un stockage des eaux pour une durée de 2 jours pour les raisons suivantes :

-il n'y a pas de pire catastrophe pour une périmètre irriguée que

l'interruption de l'approvisionnement en eau, une réserve de sécurité est indispensable ;

-le stockage dans un réservoir non couvert, participe à l'amélioration de la qualité de l'eau

Sa capacité sera de

$$V = 746.496 * 2 = 1492.992 \text{ m}^3$$

Donc les dimensions du bassin

$$L = 19.3m$$

$$B = 19.3m$$

**H=4m**

Avec :

L : longueur du bassin

B : largeur du bassin

H : hauteur du bassin

### **Conclusion**

Le système d'irrigation choisi est le goutte à goutte c'est un moyen très efficace d'irrigation pour l'arboriculture olivier



**CHAPITRE V**  
**DIMENSIONNEMENT DE LA**  
**STATION DE POMPAGE**

## INTRODUCTION

Stations de pompage sont des installations, y compris les pompes et équipements pour le pompage de liquides d'un endroit à l'autre. Ils sont utilisés pour une variété d'infrastructures systèmes, tels que l'approvisionnement en eau de canaux, le drainage des terres basses, et l'élimination des eaux usées aux sites de transformation.

## V. ETUDE DE POMPAGE

La station de pompage sert à refouler l'eau de la retenue de barrage de boughzoul vers un Réservoir pour alimenter le périmètre gravitairement. et parmi les caractéristiques de cette station de pompage le débit refoulé à partir des besoins en eau de notre culture est  $Q = 423 \text{ l/s}$

### V.1. CRITERES DE L'EMPLACEMENT DE LA STATION DE POMPAGE

- Eviter les zones instables (sismiques et inondables),
- Il faut respecter les normes de distances (la distance minimale entre aéroport et une station de pompage et de 30 km),

Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :

- a)* Prévoir d'accès pour tous les ouvrages.
- b)* Prévoir une plate forme avec un revêtement routier. (bitume),
- c)* Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluvi(drainage).
- d)* Prévoir une cote du planché de rez-de-chaussée de telle manière à dépasser celle de plate forme de 0,15 à 0,5m.
- e)* Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.

### V.2. CRITERES DU CHOIX DU TYPE DE POMPE

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé  $Q_{app}$  et la HMT ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation (anticavitationnelle),
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbé minimal ;
- Etre fabriquée en séries.
- Devient répondre a la construction de bâtiment la plus économiques.

On opte pour les pompes Allemandes (pompes à hautes pressions) de marque KSB qui sont fabriquées en série.

Le choix de ce type de pompe à cause de leur disponibilité dans le marché algérienne, leur expérience dans la fabrication des pompes et vannes, et surtout de leurs avantages techniques et mécaniques.

### V.3. ASSOCIATION DES POMPES

- Pompes en parallèle : Lorsque l'on met deux pompes en parallèle, les débits s'ajoutent. Ainsi, on peut reconstruire la caractéristique de l'ensemble des deux pompes en sommant le débit pour une hauteur manométrique donnée.
- Pompes en série : Lorsque les pompes sont en série, il faut ajouter la hauteur manométrique. On retrouve ce cas dans les pompes multicellulaires.

### V.4. CRITERES DE CHOIX DU NOMBRE DE POMPE

- Nombre de pompes n minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise  $(NPSH)_r$  minimale ;
- Puissance absorbée minimale.
- Nombre de tour de la roue élevée.

### V-5 : Dimensionnement de la bache d'aspiration de sp :

#### 1) définition de la bache d'aspiration :

La bache d'aspiration est un réservoir de dimensions bien déterminées placé au débouché du brise charge, à partir du quel la pompe aspire l'eau

#### 2) calcul du volume tampon :

Le volume tampon dans la bache d'aspiration est donné par :

$$V_t = \frac{Q \cdot T}{4} \quad (V-1)$$

avec

Q : débit entrant dans la bache =  $0.423 \text{ m}^3/\text{s}$

T : temps entre deux démarrages successifs de pompe = 45 min

$$V_t = 285.52 \text{ m}^3$$

#### 3) volume de sécurité :

Au bout de temps (t), à partir de l'arrêt de la pompe le débit qui s'écoulera du réservoir sera :

$$q = Q - \frac{Q \cdot t}{T} \quad (V-2)$$

avec : T : temps de fermeture de la vanne de réglage prise égal à 900s

le volume d'eau écoulé pendant dt sera :

$$dv = q dt \quad dv = \left( Q - \frac{Q \cdot t}{T} \right) dt \quad (V-3)$$

En intégrant cette équation entre 0 et 900s on a :

$$V_s = \left( Q \cdot t - \frac{Q \cdot t^2}{2T} \right) \Big|_0^{900}$$

$$V_s = 190.35 \text{ m}^3$$

#### 4) volume correspondant au signal d'alarme :

La lame d'eau pour le signal d'alarme est  $h_a=10\text{cm}$

$$\text{Sa section } S = \frac{v_s + V_t}{h} \quad (\text{V-4})$$

avec :  $h$ =hauteur de la bache d'aspiration

$$H=4\text{m d'où } s=118.97\text{m}^2$$

$$\text{Le volume sera : } V_a=h_a*s=11.9\text{m}^3$$

**le volume total de La bache est :  $V=V_s+V_t+V_a$**

$$V=487.77\text{m}^3$$

#### 5) calcul du diamètre de la bache d'aspiration :

Notre bache aura une section circulaire :

$$S=-$$

$$S=121.94\text{m}^2$$

Son diamètre est  $D$  :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}}$$

$$D=12.46\text{m d'où diamètre de la bache est de } 12.5\text{m}$$

### V.6. CALCUL DES DIAMETRES ECONOMIQUES DES CONDUITES DE REFOULEMENTS

Du point de vue économique, conduite de refoulement et station de pompage sont liées.

En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge, sera grande, plus le moteur d'entraînement devra être puissant, donc, plus l'énergie dépensée sera importante.

Par contre si le diamètre augmente, la vitesse diminue, les pertes de charges diminuent, l'énergie dépensée par la station diminue et le coût de la construction du tuyau augmente.

Il est donc intuitif qu'il existe un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant en première approche à partir des relations suivantes :

#### -Formule de BRESS

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{V-5})$$

#### -Formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{V-6})$$

$Q$ : débit à élever en  $\text{m}^3/\text{s}$ .

$D$  : diamètre économique en m.

Les formules utilisées ci-dessus donnent des diamètres calculés, qui ne sont pas normalisés, pour cela, on considère plusieurs diamètres (généralement une

gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre économique calculé), et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitations.

### V.6.1. Frais d'amortissement

Ils augmentent avec le diamètre de la canalisation, on doit tenir compte de l'annuité(A) d'amortissement :

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

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad [DA] \quad (V-7)$$

$P_{rc}$ : prix de la conduite en (DA),(prix de la canalisation et la prix de tassement au m.L.)

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (V-8)$$

i: Taux d'annuité annuel,  $i = 8 \%$

n: nombre d'années d'amortissement,  $n = 15$  ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{15} - 1} + 0,08 = 0,1168 = 11,7 \%$$

### V.6.2.Frais d'exploitation

Il faut d'abord déterminer les pertes de charges ( $\Delta H$ ) engendrées dans les conduites , connaissant la hauteur géométrique, on peut déterminer les hauteur manométriques totales correspondant à chaque canalisation pour connaître la puissance absorbée par la pompe, donc les frais d'exploitations.

### V.6.3 Calcul des pertes de charge

#### V6.3.1. 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 ( $m^3/s$ );
- la rugosité absolue ( $\varepsilon$ ) exprimée en mm;
- la longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_l = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad (V-9)$$

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

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

$\lambda$ : coefficient de frottement.

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

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \quad (V-10)$$

v: viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS.

$$v = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)} \quad (V-11)$$

t: température de l'eau en degré;

A t= 20°C: v=0.01 Stocks =  $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha T$$

(V-13)

D'où :

$\varepsilon_0$ : rugosité absolue des tuyaux neufs, égale à 0,5 mm.

$\alpha$  : vieillissement déterminé à partir de l'abaque de « PETER-LAMONT»

(Annexe V-2).

$\alpha = 0,03 \text{ mm/an}$

T: temps de service, T=15 ans.

Alors,  $\varepsilon = 0,1 + 0,03 * 15 = \mathbf{0,55mm}$ .

### V.6.3.2 Pertes de charge singulières

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite

(Coude, vannes, clapets,...) Elles sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l$$

(V-14)

### V.6.3.3. Pertes de charge totales ( $\Delta H_t$ )

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

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,15 * \Delta H_l \end{aligned} \quad (V-15)$$

### V.6.4. Calcul de la hauteur manométrique totale

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

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (V-16)$$

Hg: la hauteur géométrique

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

$\Delta H_r$ : pertes de charge au refoulement

### V.6.5. Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{Kwatt}) \quad (V-17)$$

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

Q: débit refoulé par la pompe en (m<sup>3</sup>/s)  
 g: pesanteur (9.81 m/s<sup>2</sup>)

### V.6.6. Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \quad [\text{Kwh}] \quad (\text{V-18})$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t =4h

P: puissance de la pompe en (kW)

### V.6.7. Frais d'exploitation

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

$$F_{\text{ex}} = E * e \quad [\text{DA}] \quad (\text{V-19})$$

E: énergie consommée par la pompe en (Kw H))

e: prix unitaire d'un Kw h donnée par la SONELGAZ. (e=4,67DA)

### V.6.8. Détermination des diamètres économiques

Pour notre pompe ses caractéristiques sont dans le tableau ci-après

Tableau V- 1-caractéristiques du conduite de refoulement

Conduite	Q (l/s)	longueur (m)	hauteur géométrique(m)
STATION DE POMPAGE – réservoir	423	1700	17.5

Calcul de diamètre économique par la formule simplifié soit les deux :

La formule de BRESSE est utilisée dans le cas ou la longueur de la conduite de refoulement est inferieur à 1 Km. (petites projets).

Par contre dans le cas ou le débit et la longueur de refoulement est importantes on utilise la formule de BONNIN et comme la longueur est de 1700.m

$D_{\text{éco}} = (0,423)^{1/2} = 0,650\text{m}$  qui nos permet de choisie une gamme des diamètres

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

TableauVI-2: Calcul de la HMT

DIOMETRE	Vetesse	3/D	Ln	Λ	L	DH L	DHt	HMT
300	5,987261	0,0018	-6,301619	0,02324	1700	240,634	276,73	294,22961
400	3,367834	0,0014	-6,589302	0,02158	1700	53,028	60,982	78,482234
500	1,955414	0,0011	-6,812445	0,02042	1700	16,4364	18,902	36,401839
600	1,496815	0,0009	-6,994767	0,01953	1700	6,3191	7,267	24,766964
700	1,099701	0,0008	-7,148917	0,01883	1700	2,81823	3,241	20,740963
800	0,841959	0,0007	-7,282449	0,01825	1700	1,401	1,6111	19,111146

Les frais d'exploitation dans le tableau

Tableau V-3-les frais d'exploitation

DIOMETRE	HMT	Pabs	E	Fexp	E
300	294,2296129	1606,505301	2345497,739	10953474,4	4,67
400	78,48223375	428,5160942	625633,4976	2921708,43	4,67
<b>500</b>	<b>36,40183888</b>	<b>198,7554772</b>	<b>290182,9967</b>	<b>1355154,59</b>	<b>4,67</b>
600	24,76696449	135,2286038	197433,7615	922015,666	4,67
700	20,74096275	113,2464753	165339,854	772137,118	4,67
800	19,11114559	104,3476093	152347,5096	711462,87	4,67

Calcul des frais d'amortissement

$$F_{\text{amot}} = p_{rc} * A =$$

les résultats dans le tableau

Tableau V-4-les frais d'amortissement

DIOMETRE	prix de ML(DA)	L(m)	prix (DA)	Fraix(Amort)
300	12336,05	1700	20971285	2453640,345
400	14910,06	1700	25347102	2965610,934
500	17885,15	1700	30404755	3557356,335
600	22831,78	1700	38814026	4541241,042
700	27777,32	1700	47221444	5524908,948
800	31722,86	1700	53928862	6309676,854

Tableau V-5- Bilan du tronçon

diamètre(mm)	Fraix(Amort)	Fexp(DA)	Bilan(DA)
300	2453640,345	10953474,4	13407114,8
400	2965610,934	2921708,4	5887319,4
<b>500</b>	<b>3557356,335</b>	<b>1355154,6</b>	<b>4912510,9</b>
600	4541241,042	922015,7	5463256,7
700	5524908,948	772137,1	6297046,1
800	6309676,854	711462,9	7021139,7

Donc le diamètre économique est **500mm** avec une vitesse=1.95m /s

Tableau V-6 caractéristique de la conduite de refoulement

caractéristiques	Parties de la conduite (refoulement)
Longueur	1700m
Diamètre	500mm
Matériau	Fonte



### V-7 : détermination le type de pompes à utilise dans notre projet

on utilise le logiciel Caprari pumpTutor pour détermine le type de pompe les résultats sont les suivant :

Tableau-V-7 caractéristique géométrique

DIEMETRE	Vettesse(m /s)	3/D	$\lambda$	$L_r$	DH L	DHt	HMT	Q(l/s)
500	2	0.0011	0.02042	1700	16.43	18.902	36.40	423

Tableau V-8 résultats a partir de logiciel caprari

n	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	HMT (m)	$\eta$ (%)	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	Pabs (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)	$\varnothing$ roue (mm)
1	192,35	36.4	-	-	-	-	-	-	-	-
2	96,2	36.4	-	-	-	-	-	-	-	-
3	64,12	36.4								
4	105.75	36.40	MEC-AZRBH2/125	38.5	69.9	2900	4	75	5.15	202
5	84.6	36.4	MEC-AZRBH2/125	39.8	73.9	2900	5	55	4.13	212

A partir du tableau on déduit que la variante de trois (04) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

#### V -7-1:choix de nombre de pompe de secours:

D'apre le choix du nombre de pompe. On détermine le nombre de pompe de secours.

Les intervalles de nombre de pompe :

SI :

$N < 4 \rightarrow 1$  pompes de secours

$4 < N < 6 \rightarrow 2$  pompes de secours

$N > 6 \rightarrow 3$  pompes de secours

Pour notre projet on à une deux pompes de secours

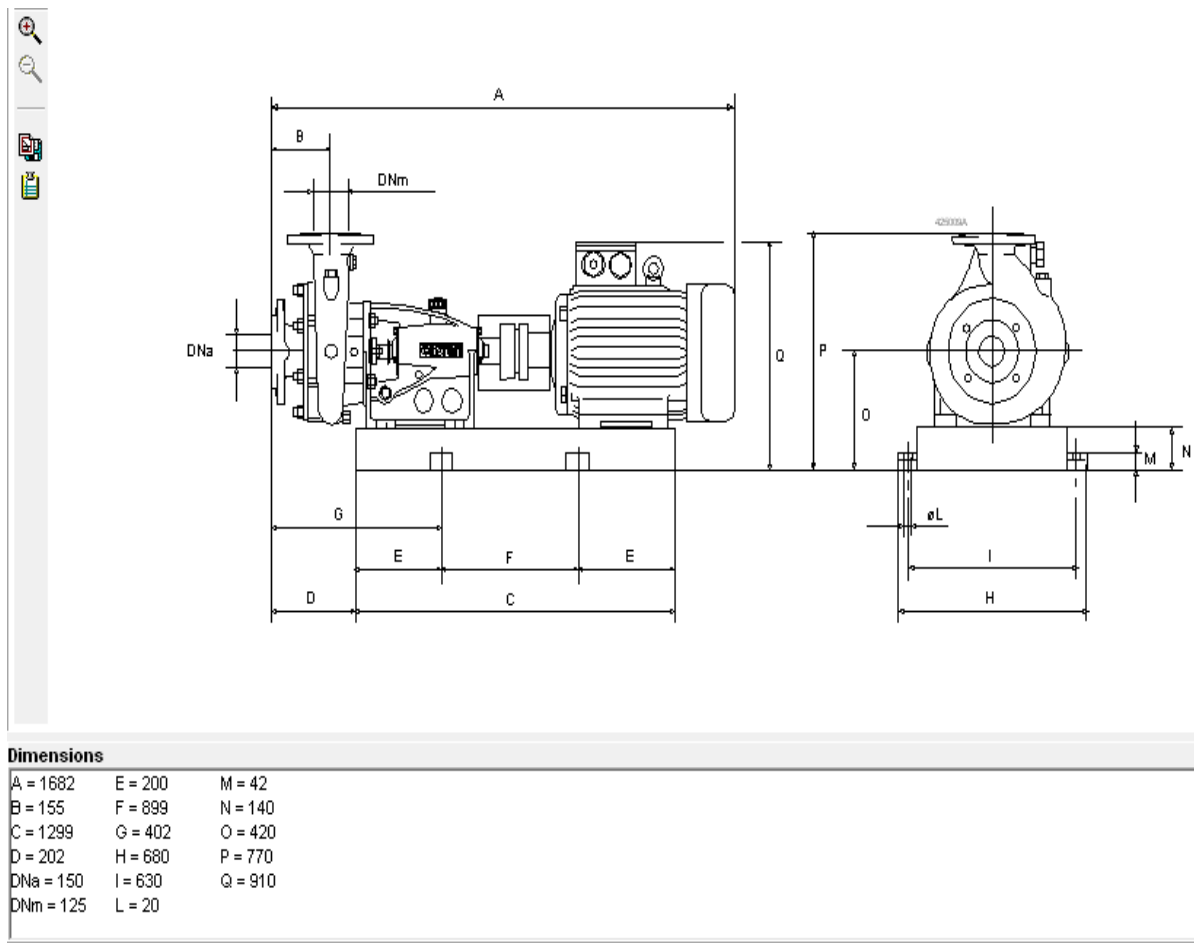


Figure -V -1 : Schéma de la pompe utilisé de notre projet

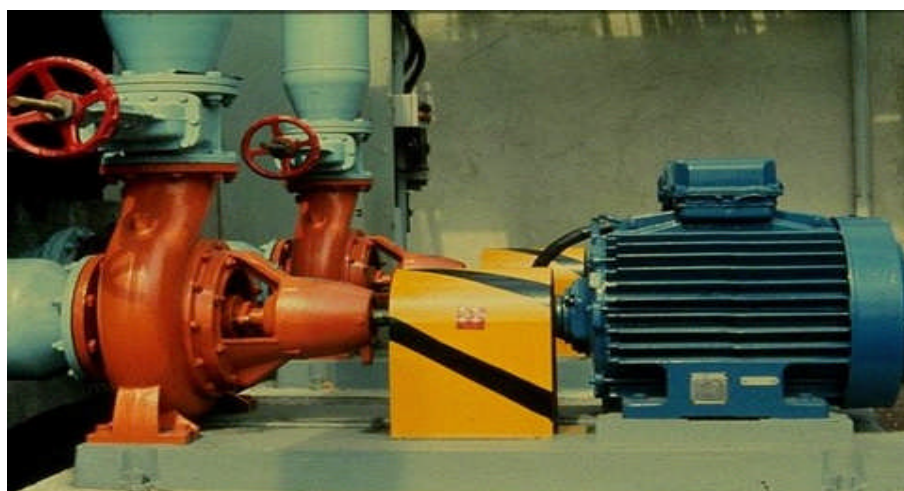


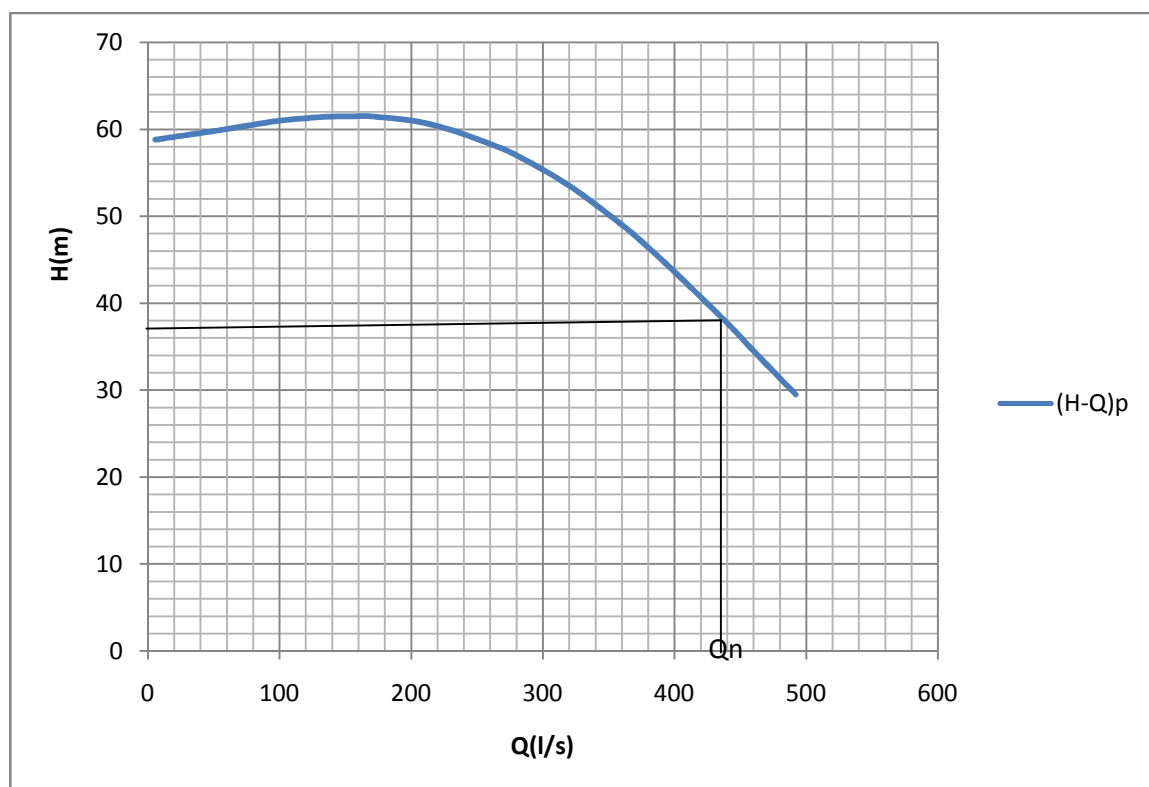
Figure. V.2. Pompe centrifuge à axe horizontale avec vannes d'isolement.

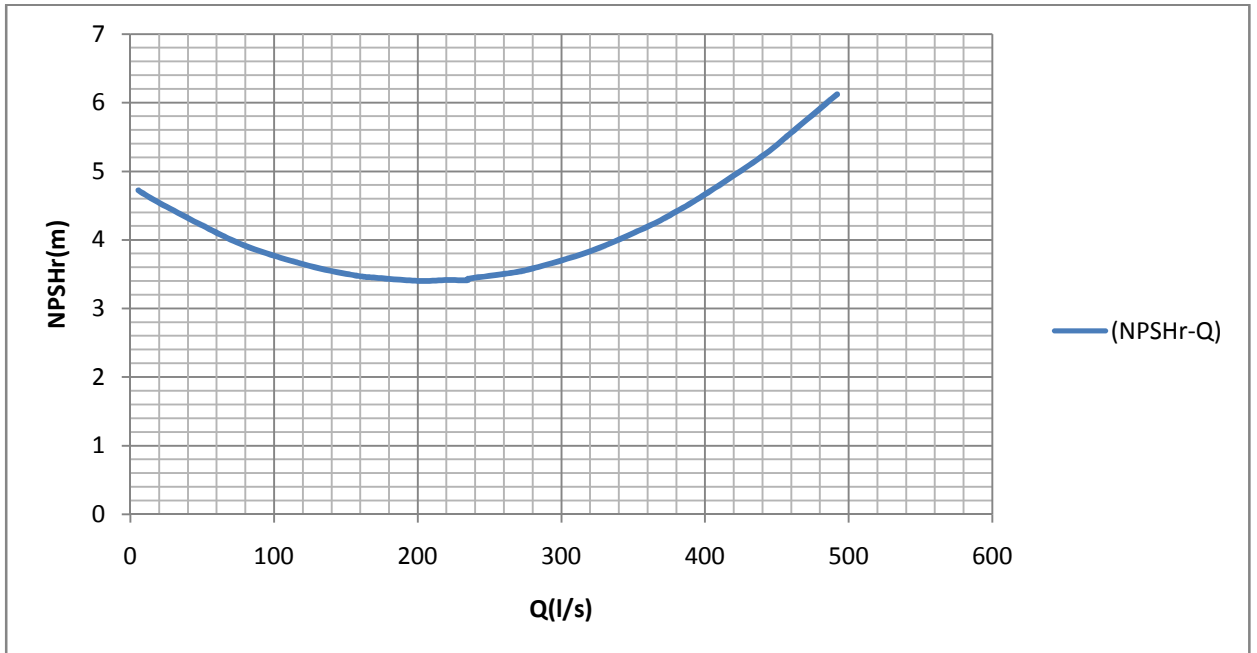
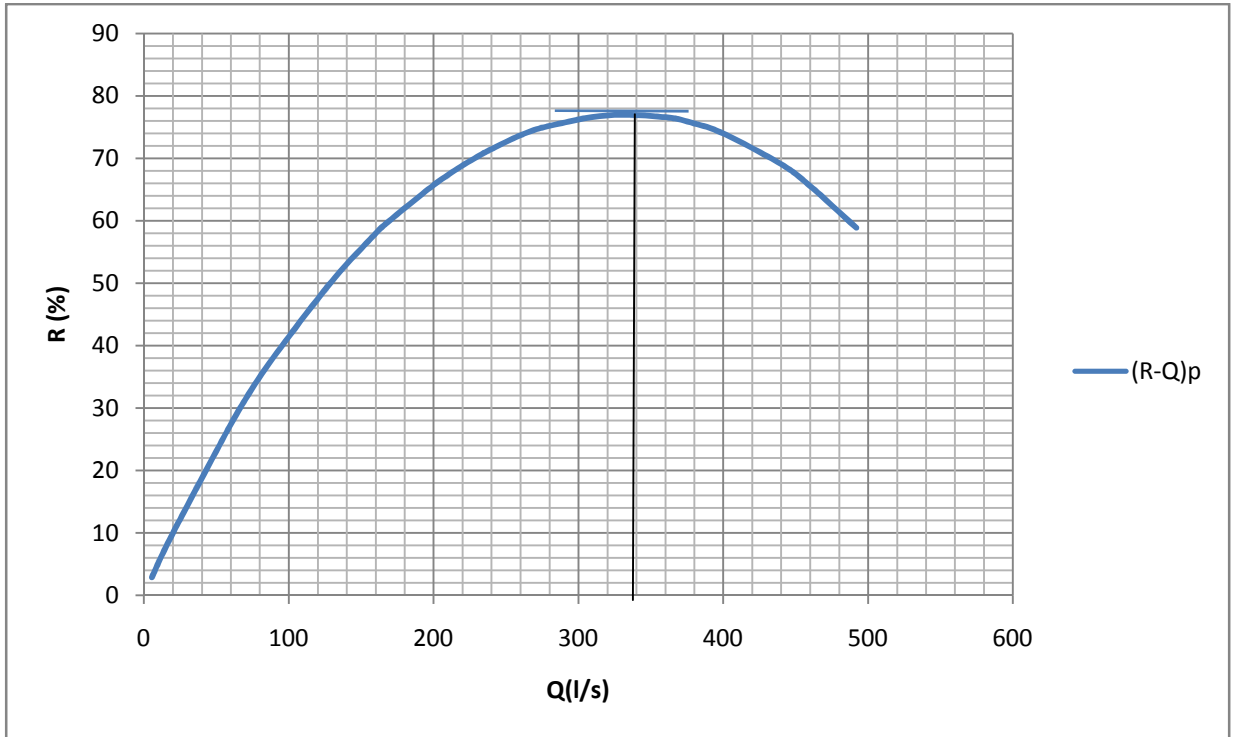
## V -8: Courbes caractéristiques de la pompe choisie :

La courbe caractéristique de la pompe est tirée à partir du logiciel des pompes, sachant que les courbes caractéristiques, nous donne toutes les informations nécessaires pour la bonne installation et calage, et meilleur rendement, ainsi une longue durée de vie.

Les différentes courbes caractéristiques fournies avec la pompe sont :

- Courbe de la hauteur manométrique en fonction du débit  $Q$ .
- Le rendement en fonction du débit  $Q$ .
- La puissance absorbée en fonction du débit  $Q$ .
- La courbe de (NPSH)<sub>r</sub> en fonction du débit  $Q$ .
- La courbe caractéristique du réseau à déterminer
- Les courbes caractéristiques des pompes sont obtenue partir de l'annexe (VI.1) sont représentées sur les graphes suivants :





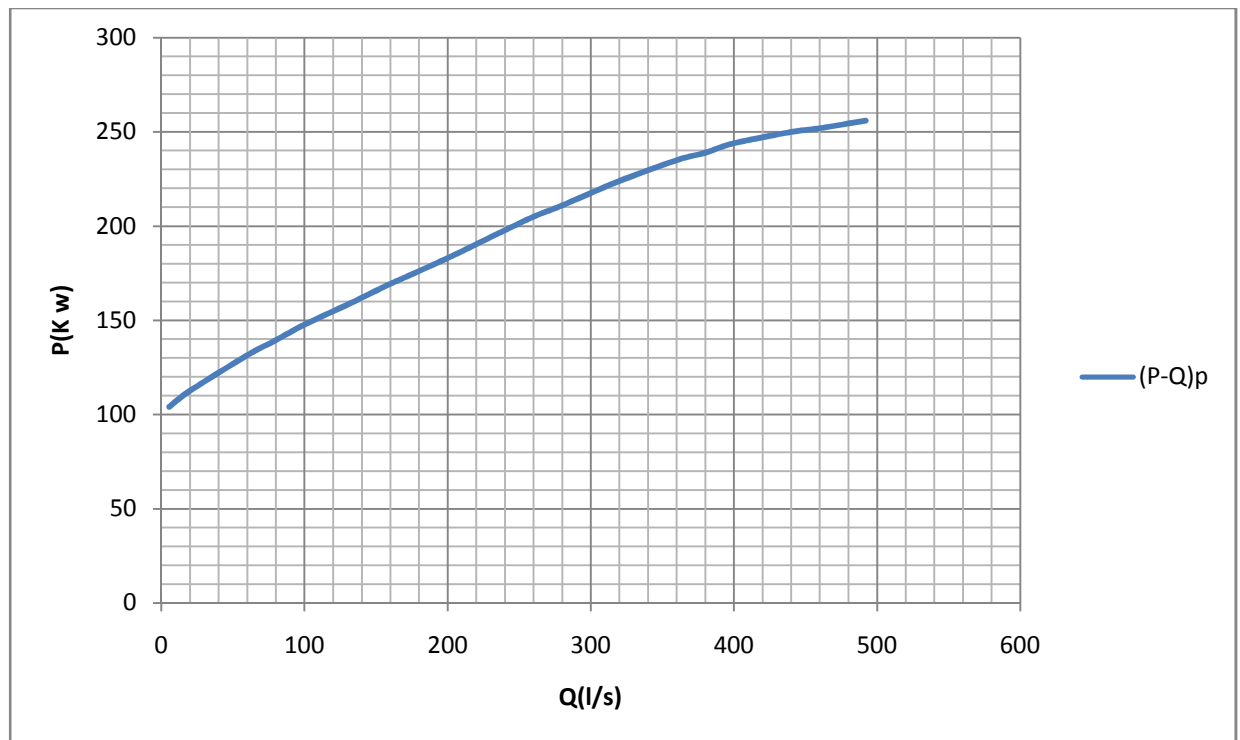


Figure V-3-: Courbes caractéristiques de la pompe de type MEC-AZRBH2/125

### V.9. POINTS DE FONCTIONNEMENT DES POMPES

Le point de fonctionnement détermine exactement les caractéristiques de la pompe,

station de pompage à un point de fonctionnement « A », le point « A » est obtenue par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe  $(H-Q)_p$  et la courbe caractéristique de la conduite de refoulement (réseau),  $(H-Q)_C$  avec :

$(H-Q)_p$  : donnée par le constructeur de la pompe (résultante)

$(H-Q)_C$  : déterminer par l'utilisateur, dont les calculs sont :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (V-20)$$

Avec :

$H_g$  : hauteur géométrique (m) ;

$\Delta h_t$  : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

$$\Delta h_t = (1,1 - 1,15) * \Delta h_p^{lin} \quad (V-21)$$

Avec :

$\Delta h_p^{lin}$  : Perte de charge linéaire (m) ;

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5} \quad (V-22)$$

$\lambda$  : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement, (voir chapitre IV) ;

$L_{ref}$  : longueur de la conduite de refoulement (m) ;

$Q$  : débit refoulé par la pompe ( $m^3/s$ ) ;

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

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

Tableau V-9-: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (l/s)	$H_g$ (m)	$L_{ref}$ (m)	$D_{ec}$ (mm)	$\lambda$	(m)	$\Delta h_t$ (m)	$H_c$ (m)
0	0	17,5	1700	500	0,02042	22,24	24,46	41,96
1	50	17,5	1700	500	0,02042	19,44	21,39	38,89
2	100	17,5	1700	500	0,02042	17,79	19,57	37,07
3	150	17,5	1700	500	0,02042	14,7	16,17	33,67
4	200	17,5	1700	500	0,02042	13,27	14,59	32,09
5	250	17,5	1700	500	0,02042	11,91	13,1	30,6
6	300	17,5	1700	500	0,02042	9,408	10,35	27,85
7	350	17,5	1700	500	0,02042	7,203	7,924	25,42
8	400	17,5	1700	500	0,02042	6,211	6,832	24,33
9	450	17,5	1700	500	0,02042	5,074	5,581	23,08
10	493	17,5	1700	500	0,02042	5,074	5,581	23,08

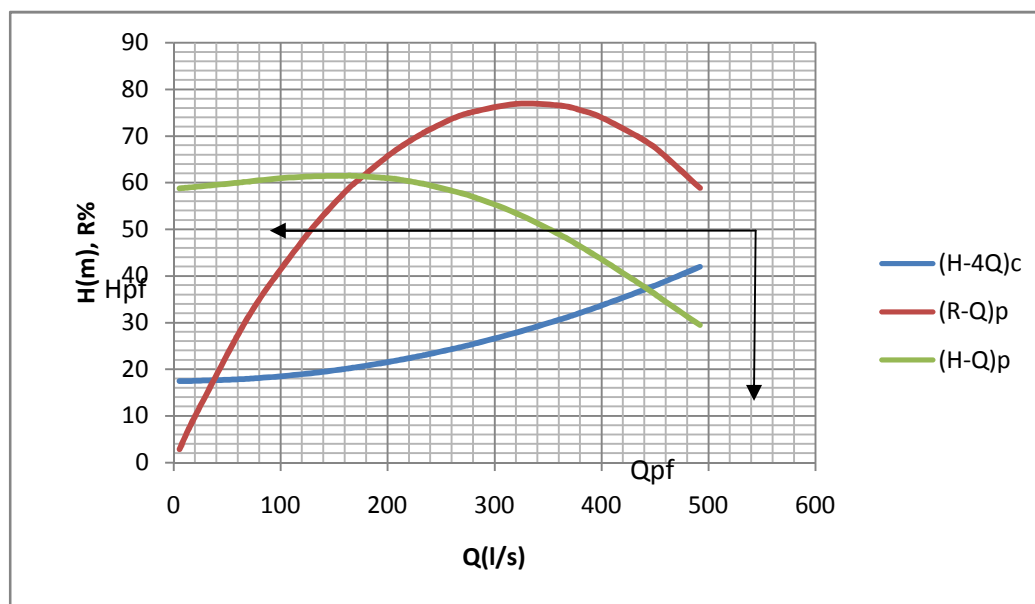


Figure V-4 : Courbes de point de fonctionnement.

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure V-2

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de

fonctionnement (Pf) sont :

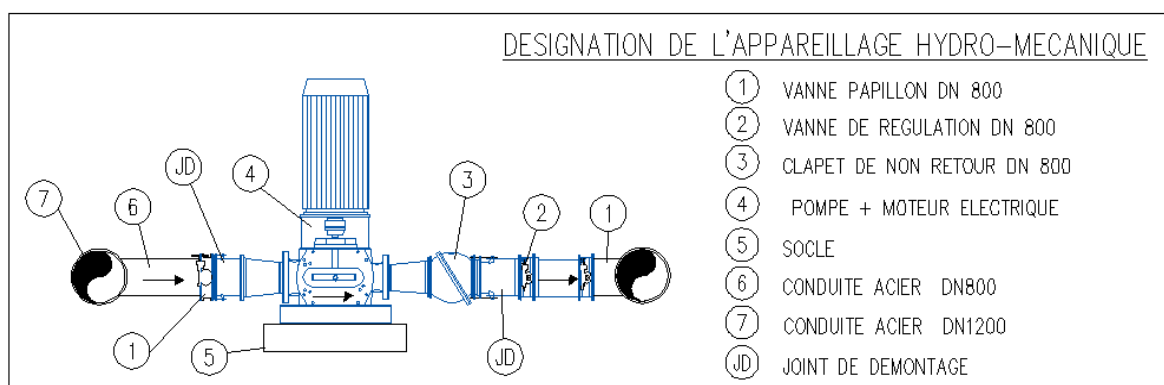
$$\begin{cases} Q_{Pf} = 440l/s > Q_{app} = 423l/s \\ H_{Pf} = 37.7m \approx H_{app} = 36.4m \end{cases}$$

### **Conclusion**

Le débit et la hauteur au point de fonctionnement est supérieure au débit et la hauteur manométrique appelé, donc cette station de pompage nécessite une régulation de débit

### **V-10- EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES EN AMONT ET EN AVANT DE LA POMPE**

Suivant le schéma ci-dessous nous allons définir chaque accessoire



**Figure V-5.** Équipements en amant de la pompe

#### **V-10-1 Équipements en amont de la pompe**

- conduite d'aspiration :

Sur la conduite d'aspiration, on évitera toute formation de poches d'air, d'où les parties horizontales comporteront une légère pente 2% montant en direction de la pompe, ceci permet l'évacuation permanente des bulles d'air, et toute contre pente est à proscrire.

- joints :

La conduites d'aspiration est en dépression, alors une attention particulière sera donnée aux joints afin de supprimer toutes possibilités d'entrée l'air, dans ce cas on préférera les souder aux joints à emboîtement et aux joints à manchon filetés, pour un raccordement sur les appareils ; clapet, vanne, pompe, on utilisera les joints à brides.

- Joint de démontage :

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.

- **Convergent d'aspiration :**

La conduite d'aspiration est raccordée à la pompe par un convergent ce qui permet d'avoir accélération progressive de l'écoulement, favorisant la bonne répartition des vitesses, dans le but d'évite toute formation de poche d'air, on place horizontalement la génératrice supérieur de notre convergent.

- **Vanne papillon :**

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

- **Les ventouses :**

Elles ont pour but d'évacuer l'air que contient la conduite, et luté contre la surpression lors de l'écoulement transitoire (coup de bélier)

#### ***V-10-2 Equipements en aval de la pompe***

- **divergent :**

À la sortie de la pompe, il est évident que la vitesse de l'eau est très grande dans les conduites de refoulement, il est nécessaire de ralentir cette vitesse pour la maintenir dans une plage admissible

- **clapet de non retour :**

À la sortie de la pompe, il pourra être placé un clapet dont le rôle sera d'empêcher l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe, ils sont installés sur la conduite horizontale.

- **Joint de démontage :**

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.

- **Vanne de régulation :**

Elle est munie de capteurs qui suivant leurs indications le pourcentage d'ouverture de la vanne est régulé

- **Vanne papillon :**

Elle sert a isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.



- **Conduit de refoulement :**  
Elle sert à véhiculer l'eau entre la pompe et le collecteur de refoulement, le diamètre de cette conduit est égale a 1.2 fois da ( $D_a = 1.2d_a$ ) ... (3)

- **Collecteur de refoulement :**  
Il sert a véhiculé l'eaux vers les points de refoulement, le diamètre de collecteur est détermine après des études technico-économique

- **Le by-pass :**  
Un by-pass est placé entre l'aspiration et le refoulement de la pompe, il est muni d'un clapet fermé lorsque la pompe fonctionne normalement, au moment d'un arrêt brusque de la pompe, la dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet et se trouve aussi limitée a la pression  $H_a$  existant a l'aspiration. Le clapet interdit par contre le retour d'eau.  
Mais dans notre cas le by-pass ce trouve toute en amont des groupes de pompes.

- **Soupape de décharge :**  
Cet équipement est destine a limiter la surpression, on le trouve installer avec le clapet.

## V.11.REGULATION DU DEBIT

Plusieurs méthodes sont possibles pour changer le débit.

### A- Débit disponible (débit de point de fonctionnement) > Débit appelé ( de notre cas)

- ✓ **Réglage qualitatif :** c'est la diminution de la vitesse de rotation de la pompe. Cependant, la régulation électrique du moteur via un variateur de fréquences engendre une consommation d'énergie supplémentaire dont il faut tenir compte.
- ✓ **Réglage quantitatif:** c'est la fermeture partielle de robinet vanne de refoulement, ce qui engendre des pertes de charges singulières qui vont déplacées la caractéristique de la conduite vers les faibles débits. Cette méthode est très coûteuse d'un point de vue énergétique.

Le rendement après vannage ça sera :

$$\eta_{ap,van} = \eta_{av,van} * \frac{H_{avant,vannage}}{H_{avant,vannage} + h_v}$$

(V-23)

$\eta_{ap,van}$  : Rendement après le vannage (%) ;

$\eta_{av,van}$  : Rendement avant le vannage (%) ;

$H_{avant\ vannage}$  : la hauteur manométrique avant vannage (m) ;

$h_v$  : perte de charge engendré par la fermeture de la vanne de refoulement,

$$h_v = H_c' - H_{avant, vannage} \quad (V-6)$$

$H_c'$  : hauteur correspondant à la projection du débit demandé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)<sub>p</sub> en (m).

### B- Débit disponible < Débit appelé

Dans ce cas la, il faut faire un réglage soit :

✓ **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe à condition que le groupe électropompe est à vitesse variable

✓ **Changement de type de pompe**

**V.11.1.le réglage de la station** : notre station de pompage est refoule directement dans le réservoir irrigation, le type des pompes est monocellulaires à axe horizontal, donc les méthodes préférables de réglage de débit ça sera soit par vannage ou par diminution du temps de pompage.

#### - Vannage:

- $H_c' = 40.3\text{m}$  (figure V-2).
- $h_v = 40.3 - 36.4 \Rightarrow h_v = 3.9 \text{ m}$ .
- $\eta_{av,van} = 71.5\%$  (Figure V-2).

$$\eta_{ap,van}^{inst} = 71.5 * \frac{36.4}{40.3} \Rightarrow \eta_{ap,van}^{inst} = \mathbf{64.58\%}$$

Donc la puissance absorbée par la pompe :  $P_{abs} = \frac{9,81 * 0.423 * 40.3}{0,6313} \Rightarrow P_{abs} =$

**258.95 Kw.**

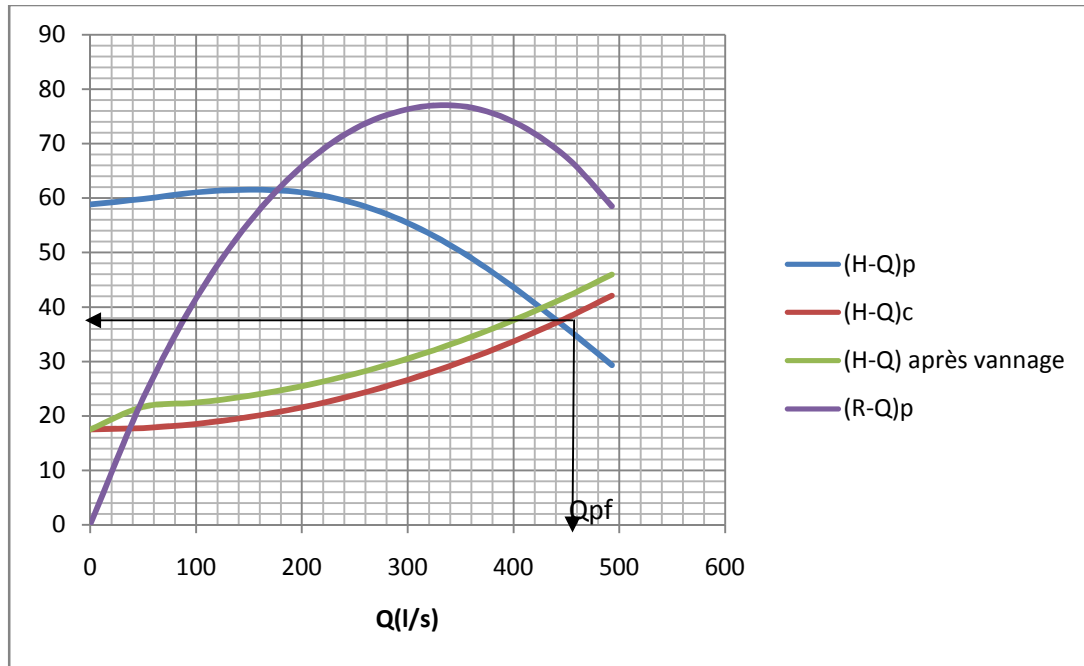


Figure V-6: Modes de réglage de débit

## V.12. ETUDE DE LA CAVITATION

**V.12.1. Définition de la cavitation** : c'est la perturbation de l'écoulement de liquide, c'est-à-dire la formation des cavités ou de poches ou bulles de vapeur, ou gaz dissout dans l'eau.

- l'aspiration de liquide est effectuée sous l'effet de la différence entre la pression atmosphérique qui agit sur la surface libre du liquide est la pression absolue à l'entrée de la pompe qui est inférieure à la pression atmosphérique.

- si la diminution de la pression absolue à l'entrée de la pompe est dessous d'un limite bien déterminée peut entraîner la cavitation, qui se développe à l'intérieur d'une pompe c'est-à-dire la pression absolue devient inférieure à la tension de vapeur de liquide.

- cette cavitation dure dans le temps, peut entraîner des endommagements de certaine partie de la pompe.

### V.12.2. Les effets de la cavitation

- la création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de roue, lorsque la pression remonte,
- implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue,
- vibrations anormales,
- bruit anormal,
- destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations,
- arrachement de matière dans les zones d'implosion,
- chute du débit pompé lorsqu'apparaît le phénomène de cavitation (chute de performance)

détérioration de la pompe.

### V.12.3. La hauteur d'aspiration admissible

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_R$$

- $(NPSH)_r$  : Charge nette d'aspiration requise, elle est donnée par le constructeur ;
- $(NPSH)_d$  : Charge nette d'aspiration disponible, elle est égale à :
  - $(NPSH)_d = (NPSH)_r + r$  (V-23)
  - $r$  : marge de sécurité,  $r = (0,3 - 0,5) \text{ m}$ .
  - On prend:  $r = 0,3 \text{ m}$ .
  - Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en deçà de laquelle il convient toujours de se tenir.
  - Dans notre cas, on a à faire à des installations en charge au niveau de station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + h_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp}$$

- $V_a$  : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s)
- $P_{at}$  : pression atmosphérique (m.c.e)
  - $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H$  (V-25)
  - Avec :  $H$  : altitude de la station.
  - $h_v$  : tension de vapeur d'eau (m.c.e)

- Tableau V-10: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

$T^\circ (\text{°C})$	5	10	20	30	40	50	80	100
$h_v \text{ (m.c.e)}$	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

- La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de  $20^\circ\text{C}$
- $\Delta h_{asp}$  : Perte de charge totale du coté aspiration.
  - $\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin}$  (V-26)
  - $\Delta h_{asp}^{lin}$  : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left( \frac{L_r * Q_{app}^2}{D_C^{5,3}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right)$$

(V-27)

- $L_r$  : longueur du collecteur d'aspiration principale ;
- $l_r$  : longueur de la conduite d'aspiration secondaire ;

$Q_a$  : débit refoulé par une seule pompe ( $m^3/s$ ) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \quad (V-28)$$

Avec :  $n$  : nombre de pompes en parallèles.

$D_c$  : diamètre du collecteur d'aspiration principale (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}} \quad (V-29)$$

Avec :  $V_c$  : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s),

On prend:  $V_c = 1,5$  m/s.

$D_a$  : diamètre de la conduite d'aspiration, donné en première approximation :

$$D_a = (1,2 - 1,5) * da \quad (V-30)$$

Avec :  $da$  : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

### ➤ **Calage de la pompe**

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration afin d'éviter la cavitation.

Pour les installations en charge :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (V-31)$$

$\nabla_{axe}$  : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;

$\nabla_{min}$  : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

$$\nabla_{min} = C_R + h_{inc} \quad (V-32)$$

$C_p$  : côte du radier de réservoir (mNGA) ;

$h_{inc}$  : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

$r$  : marge de sécurité,  $r = (0,1 - 0,3)$  m.

**AN :**

- La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 4,97$  m (figure V-1-)
- La pression atmosphérique :  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 635 \Rightarrow P_{at} = 09,45$  mce
- La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 20$  °C :  $h_v = 0,24$  mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = 1,2 * da$

$da = 150$  mm (figure- V-1-)

Donc :  $D_a = 1,5 * 150 \Rightarrow D_a = 250$ (mm)

- La vitesse d'aspiration :  $V_a = \frac{4 * 0,1057}{3,14 * 0,25^2} \Rightarrow V_a = 2,15$ (m/s)

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 0,423}{3,14 * 1,5}} \Rightarrow D_c = 0,6$$

$$D_c = 0,7 \text{ m} \Rightarrow V_c = \frac{4 * 0,423}{3,14 * 0,7^2} \Rightarrow V_c = 1,49 \text{ m/s}$$

Cette vitesse est admissible alors on prend :  $D_c = 600\text{mm}$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left( \frac{5 * (0.423)^2}{0,6^{5,3}} + \frac{2 * (0.1058)^2}{0,21^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,175\text{m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :  $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,175 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,20\text{m}$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 4,97 + 0,3 - 9,45 + 0,24 + \frac{2.15^2}{2 * 9,81} + 0,20 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -3.5 \text{ m}$$

Donc il faut changer le type d'installation

- Le niveau minimum du plan d'aspiration :  $\nabla_{min} = 634.5 + 0,6 \Rightarrow$

$$\nabla_{min} = 635.1\text{mNGA}$$

- La côte de l'axe de la pompe :  $\nabla_{axe} = 635,1 + 3.5 - 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 638.3(\text{m})$

## V.13. CHOIX DU MOTEUR ELECTRIQUE

### V.13.1. Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

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

### V.13.2. Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn} \quad (\text{V-33})$$

Où:

$N_m$  : vitesse de rotation du moteur (tr/mn) ;

$N_p$  : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn),

### V.13.3. Puissance fournie par le moteur

La puissance qui devra être fournie par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{max} * HMT_{min} * K}{\eta_p * \eta_{acc} * \eta_m} \quad (\text{V-34})$$

Où :

$P_m$  : puissance du moteur (watt) ;

$\varpi$  : poids volumique de l'eau,  $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$  ;

$Q_{max} = Q_{app}$  : débit refoulé par une pompe ;

HMT : hauteur manométrique totale minimum ;

$\eta_p$  : rendement de la pompe ;

$\eta_{acc}$  : rendement de l'accouplement,  $\eta_{acc} = 0,93$  ;

$\eta_m$  : rendement du moteur,  $\eta_m = (92-95) \%$ ,

On prend :  $\eta_m = 94 \%$ .

K : coefficient de correction de puissance, il fonction de la puissance de la pompe ;

Tableau V-11: Coefficient de correction en fonction de la puissance

$P_{abs}$ (Kw)	1-2	2-10	10-50	50-100	100-200	$> 200$
K	2	2 -1,3	1,3 - 1,2	1,2 - 1,1	1,1 - 1,05	1,05

**- Puissance du moteur :**

- Le rendement après réglage est : 64.58 %.
- La hauteur manométrique totale est : 36.4 m.
- Le débit d'une pompe est : 0,110 m<sup>3</sup>/s.
- Nombre de tour de la pompe :Np=2900 tr/min
- La puissance absorbée de la pompe est : 75 KW  $\Rightarrow$  K = 1,2.
- La puissance du moteur est :

$$AN : P_m = \frac{9,81 * 0,110 * 36,4 * 1,2}{0,76 * 0,93 * 0,93} \Rightarrow P_m = 71.70 \text{ Kw.}$$

On note les caractéristiques du moteur électrique dans le tableau (V-12).

Tableau (V-12) : Type et caractéristiques des moteurs

Type du moteur	f (Hz)	$P_m$ (KW)	$N_m$ (tr/min)	$\eta_m$ (%)	Masse (Kg)
280S2-75	50	71.70	2950	94	807

**V-14: Calcul du rendement de la station :**

Le rendement de la station de est déterminer comme suit :

$$\eta_{sp} = \eta_p \eta_m \eta_{tr} \eta_{rés} \dots \quad (V-35)$$

Avec  $\eta_p$  : rendement de la pompe choisie qui est égale à 0,71.

$\eta_m$  : rendement du moteur électrique qui est égale à 0,94.

$\eta_{tr}$  : rendement du transmission qui est égale à 1.

$\eta_{rés}$  : rendement du réseau électrique qui est égale à 0,99.

$$\eta_{sp} = 0,71 * 0,94 * 1 * 0,99 \quad \eta_{sp} = 0,66 \quad \eta_{sp} = 66 \%$$

**V-15 : Bâtiment de la station de pompage :**

1/ Types des bâtiments des stations de pompage :

Y a plusieurs types de bâtiments des stations de pompes dont on cite :

Bâtiment type surface.

Bâtiment type bloc.

Bâtiment type bache mouillée avec une pompe noyée

Bâtiment type bâche mouillée avec une pompe dénoyée

Bâtiment type puits bloc.

Bâtiment type bâche sèche

Bâtiment type puits bâche sèche.

**-Remarque :**

Le type de bâtiment le plus rependu en Algérie est le bâtiment type surface ou semi enterré

2/Construction du bâtiment :

La construction de bâtiment dépend de plusieurs facteurs dont on cite :

-de la façon du raccordement bâtiment prise d'eau (type séparé ou bien assemblé)

-Type de pompes et de moteur électrique.

-Variation de plan d'eau dans l'Oued.

-Conditions géologique et hydrologique.

-Type de matériaux de construction et sa disponibilité sur le marché.

3/Choix du type de bâtiment :

Pour le choix de type de bâtiment on a se repère au tableau VI-09

**Tableau V-13:** Choix du type de bâtiment :

Pour le choix de type de bâtiment on a se repère au tableau V-13

paramètres	Type de bâtiment.			
	type bloc	bâche sèche	bâche mouillée	de surface.
Q (m <sup>3</sup> /s).	> 2	< 2	< 6	< 1,5
Type de pompe.	Axiale : Horizontale Verticale	Pompes centrifuges	Axiale : Verticale	Pompes centrifuges.
h <sub>a</sub> <sup>ad</sup> (m).	< 0	< 0 ; > 0	< 0 ; > 0	> 0
Variation de plan D'eau (m).	1 ÷ 2	1 ÷ 3	1	Importante.

On prend un bâtiment de type (surface ou semi-enterré)

**V-16 : . Bâtiment de la station de pompage et son génie civil**

Bâtiment de la station de pompage qui se compose des éléments suivants :

-



- Une salle des machines
- Une salle de commande
- Bureau de chef personnel
- Un magasin
- Un atelier
- Des systèmes auxiliaires
- Un équipement sanitaire.

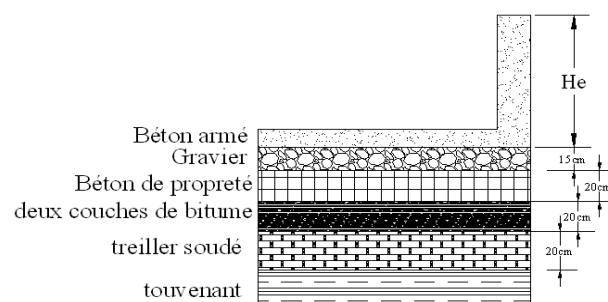


Figure V-7. Partie inférieure d'un bâtiment

Le bâtiment de la station se compose d'une partie supérieure et d'une autre inférieure.

#### V-16-1 Partie inférieure du bâtiment

La partie inférieure est construite et projetée suivant la partie supérieure et le type de sol.

Dans la figure IV-12 nous avons le schéma type d'une partie inférieure d'un bâtiment.

#### V-16-2 Partie supérieure du bâtiment

Le bâtiment est construit sous forme rectangulaire et comporte une salle des machines, plus une plate forme de montage et de démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle de commande où on trouve les armoires électriques).

Il est recommandé de prendre :

Une hauteur normalisée de la station de pompage ( $H_b$  : 3,5 m ; 4,2 m ; 4,8 m ; 5,4 m ; 6 m....)

Une longueur du bâtiment  $L_b = 3, 6, 18, 21, 24$  m .....

Une distance entre les poteaux (3, 6, 9, 12 ..).

Si la longueur du bâtiment dépasse 18 m, on prévoit deux sorties.

la plate forme de montage se trouve juste à l'entrée du bâtiment.

On note aussi que dans la réalisation il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité.

On note quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment :

Distance entre les pompes entre 0,8 et 1,2 m ;

Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de 1 à 2m.

La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

#### V-16-3 Dimensionnement du bâtiment

Pour le dimensionnement de la station de pompage il faut prendre en considération tous les éléments qui se trouvent à l'intérieur et au voisinage de la station de pompage comme les conduites d'aspiration et de refoulement.

L'élément essentiel pour le dimensionnement de la station de pompage réside en l'encombrement des groupes et des conduites, ainsi que les pièces spéciales, le nombre des pompes, et la pompe de secours qui doit être installée.

Remarque

Les équipements dont le poids dépasse 100Kg doivent être placés sous le pont roulant.

### 1- La hauteur du bâtiment :

Les hauteurs recommandées sont 3.6m, 4.2m, 4.8m, 5.5m et 6m  
8.4m, 9.6m, 10.8m, 12.6m, 14m, 18m.

$$\boxed{Hb = h5 + h6 + h7 + h8 + h9} \quad (V-35)$$

$h5$  : Distance verticale  $h5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$

$h_{\text{reserve}} = 0,5 \text{ m}$

$h_{\text{socle}} = (20 \div 60) \text{ cm}$  en prend  $h_{\text{socle}} = 55 \text{ cm}$

$h_p$  : Hauteur de la pompe et le moteur est égale à  $h_p = 0.91 \text{ m}$  (annexe VI-2)

$h6$  : Hauteur réservée à l'homme.

$h7$  : Hauteur de chariot

$h8$  : Hauteur profilée

$h9$  : Hauteur de sécurité

Donc :

$$Hb = 1.96 + 2.2 + 0.3 + 0.8 + 0.5 = 5.76 \text{ m} \quad \text{on } \boxed{Hb=6\text{m}}$$

prend

### 2- Largeur du bâtiment :

$$\boxed{l = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2s} \quad (V-36)$$

$s$  = épaisseur du mur  $s = 20 \text{ cm}$

$l_1$  : Distance entre les murs et le premiers organe  $l_1 = (20-30) \text{ cm}$

$l_2$  : Distance entre les tubulures  $l_2 > (20-30) \text{ cm}$ .

$l_3 + l_4 = L_p + L_{tr} + L_{tas} + L_c + L_j$

$L_p$  : longueur de la pompe = 1,7m (annexe VI-2)

$L_{tas}$  : longueur du tronçon d'aspiration

$L_{tr}$  : longueur du tronçon de refoulement

$L_j$  : longueur du joints = 1m

$L_c$  : longueur du convergent

$L_{tr} = L_{tas} > 2D_r$  on prend  $L_{tr} = 2 \text{ m}$

$L_c = (3.5 \div 4)(0.75 D_a) = 4 * 0.75 D_a = 4 * 0.75 * 0.5 = 1.5 \text{ m}$

$L_3 + L_4 = 1.682 + 2 + 2 + 1.5 + 1 = 8.182 \text{ m}$

$L = 0.3 + 0.25 + 8.182 + 2.0.2 = 9.132 \text{ m}$  on  $\boxed{L=10\text{m}}$  prend

### 3-longueur de bâtiment :

$$L_{\text{bât}} = N_p \cdot B + L_{\text{int}} + L_{\text{pf}} + L_r + L_p \quad (V-37)$$

Avec:  $N_p$ : nombre de pompes=5

$B$ : largeur de la pompe=1m

$L_{int}$  : distance entre deux pompes voisines=3m

$L_{pf}$  : longueur de la plateforme de montage=4.1m

$L_r$  : longueur de l'armoire électrique ( $L_r=3m$ )

$L_p$  : longueur de salle d'équipement=5m

$L_{bât}=20.7m$  on prend  $L_{bât}=21m$

**Le nombre de fenêtres :**

$n_f = \dots$

$S_f$  : La surface des fenêtres := (10÷15)% surface de la salle des machines

: surface d'une fenêtre=1.67\*2.2

$n_f = \dots \approx 8$

**4-bureaux :**

-du chef d'exploitation :  $h=3m$  ,  $S=4*5.08m^2$

-du personnel (magasin) ;  $h=3m$  ,  $S=6*5.08m^2$

**II-17): Les équipements auxiliaires de la station :**

Quand on dit station de pompage c'est que les éléments principaux dans cette station sont les pompes et les moteurs, viennent par la suite les équipements en amont et en aval de la pompe. Mais une station de pompage sans équipements auxiliaires ne peut jamais fonctionner dans de bonne condition.

C'est pour cela qu'on a projeté dans notre station des équipements auxiliaires nécessaires à la bonne gestion de cette dernière, et qui sont les suivants :

- Un système de levage
- Un système de dégrillage.
- Un système anti-incendie.
- Un système d'éclairage.
- Equipement sanitaire.
- Un système de ventilation.
- Un système de drainage.

**III-17-1- Le système de levage :**

Afin d'assurer le bon fonctionnement de la station de relevage des entretiens périodique doit être faites, ces entretiens généralement nécessitent des appareils tel que le système de levage, ce système est installé dans le bâtiment de la station afin de permettre de surélever et de transporter à l'intérieure de la station les groupes de pompage tels que : les pompes, les vannes, les moteurs, ... etc. sur la plate forme de démontage, le choix du dispositif se fait en fonction des pièces lourdes à déplacer et des dimensions du bâtiment.

Et comme tout autre appareil le système de levage nécessite des entretiens périodiques pour assurer le bon fonctionnement.

### **V-17.2: Système anti-incendie:**

Si par malheur un incendie se propage dans la station, un dispositif de lutte contre les feux et indispensable pour l'arrêter.

Pour l'arrêter il faut disposer des équipements suivants

- Des bacs à sable mis aux prés des moteurs d'entraînements
- Des extincteurs mis dans des endroits accessibles par le personnel de gestion
- Une bouche d'incendie alimenté par une filière de la conduite d'aspiration.
- Pompes d'incendie.

Pour un volume du bâtiment inférieur à  $5000\text{m}^3$

Le débit nécessaire à maîtriser l'incendie survenu à l'extérieur du bâtiment sera pris égal à 10 l/s. et pour pouvoir atteindre le feu à l'intérieur, on ajoute encore 5 l/s environ.

D'où le débit totale de la pompe  $Q_{\text{tot}} = Q_{\text{ext}} + Q_{\text{int}} = 10 + 5 = 15 \text{ l/s}$ .

$$Q_{\text{tot}} = 15 \text{ l/s}.$$

La charge de la pompe d'incendie est déterminée en fonction de la hauteur du bâtiment.

$$H_{\text{Pinc}} = H + H_{\text{bat}} + h_p$$

Ou : H : la hauteur du bâtiment.

$H_{\text{bat}}$  : pression au niveau de la bouche d'incendie.

$h_p$  : pertes de charge (1-2) m.

Dans notre cas  $H = 6\text{m}$ ,  $H_b = 10\text{m}$ ,  $h_p = 2\text{m}$ .

$H_{\text{pinc}} = 23\text{ m.}$
----------------------------------

Un débit  $Q = 54\text{m}^3/\text{h}$ , et la charge calculée  $H = 18\text{m}$ , on utilise le logiciel Caprari pumpTutor pour déterminer le type de pompe les résultats sont les suivants :

**Tableau V-14: caractéristiques de la pompe d'incendie**

Type	MEC-A1/100
Nombre de tours	2850tr / min
Puissance absorbée	15 Kw
Rendement	79.5 %

#### **V-17.3-- Système d'éclairage :**

Il faut prévoir un éclairage de 12,5% de la surface de la station de pompage en plus éclairage électrique, pour que l'équipe de gestion de la station travaille dans de bonne condition, il faut lui assurer un éclairage, de façon à ce qu'elle puisse voir tous les coins et les angles du bâtiment.

L'éclairage du bâtiment est assuré par des lampes à incandescence, des néons et des tubes fluorescents en cas de coupure du courant.

On doit aussi disposer de torches alimentées aux batteries de forte puissance.

#### **V-17 -4- Equipement sanitaire :**

On sait qu'une station de pompage ne fonctionne pas sans gestion des personnels,

- Un chef d'exploitation
- Un technicien en électricité industrielle
- Un électromécanicien qualifié
- Trois agents de surveillance qui travaillent (8/24) pour chacun.

#### **V-17 -5- Système de ventilation :**

Le débit d'air nécessaire à la ventilation est calculé de trois méthodes qui sont :

- La méthode d'alimentation minimum.

- La méthode du taux de ventilation.
- La méthode de l'accroissement de chaleur.

Pour calcul le débit d'air en choisies la méthode de l'alimentation minimum.

**V-17-5-1- par la méthode de l'alimentation minimum :**

Cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de 30m<sup>3</sup> par personne et par heure, ceci permet le renouvellement de l'air.

$$Q = N. 30 \quad (\text{V-37})$$

N : nombre de personnel = 4

$$Q = 4. 30 = 120 \text{ m}^3/\text{h}. \quad \quad \quad Q = 120\text{m}^3/\text{h}.$$

**V-17 -5-2-Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation par la méthode de taux de ventilation :**

Ce procédé consiste à calculer le volume total de la salle des machines et à le multiplier par le coefficient K qui est le taux de renouvellement.

$$Q=V/K \quad (\text{V-38})$$

**Avec:**

**Q:** débit d'aire en (m<sup>3</sup>/h).

**K:**taux de ventilation K=(3 à 6) heures .

**V:** volume de la station= 1260m<sup>3</sup>

K = 4 heures.

Donc:  $Q = \frac{1260}{4} = 315 \text{ m}^3/\text{h}.$

**V-17-5-3-Calcul de la ventilation basée sur les accroissements de chaleur.**

Il est recommandé de baser les calculs par rapport au mur qui reçoit le maximum de chaleur solaire au moment le plus chaud de la journée c'est à dire lorsque la différence entre températures extérieure et intérieure est minimale.

La ventilation nécessaire pour évacuer la chaleur pourra être calculée à partir de l'accroissement total de chaleur en Kcal/h par la formule suivante.

$$Q = \frac{\Sigma}{, \times ( )}$$

(V-39)

Avec:  $\Sigma L$  : somme des accroissements de la chaleur dues aux murs, toitures, fenêtrés et électromoteurs:

$t_i$ : température intérieure

$t_e$  : température extérieure

Calculons l'accroissement de la chaleur due aux moteurs :

$$L = 860 \times P_m \times N \times K \times (1 - R_m) / R_m \quad (V-40)$$

Avec :

L: chaleur produite par les moteurs en (Kcal/h).

$P_m$ : puissance installée du moteur  $P_m = 275.75$  Kw.

K: coefficient de la charge de moteur  $K = P_p / P_m$

$P_p$ : puissance absorbée par la pompe  $P_p = 75$  Kw.

$$K = \frac{75}{275.75} = 0,27$$

$R_m$ : rendement moyen de moteur  $R_m = 0,94$

Donc:  $L = 860 \cdot 275.75 \cdot 5 \cdot 0,27 \cdot (1 - 0,94) / 0,94 = 20435$  Kcal/h .

Accroissement de la chaleur à travers les murs :

$$L_m = S \cdot \alpha_m$$

Généralement , on considère que la chaleur produite par les murs, et les fenêtrés et de 10% celle des moteurs.

Donc :

$$\Sigma L = 1,1 \cdot 20435 = 22478.5 \text{ (kcal/h).}$$

La température de sortie de l'aire =45C°

La température extérieure =43C°

$$Q = 22478.5 / 0,288 \cdot (45 - 43) = 39025.17 \text{ m}^3/\text{h}.$$

#### V-17 -6 - Alimentation en eau de la station de pompage :

Le débit nécessaire pour l'alimentation en eau de la station de pompage est  $q$  tel que :  $q = m \cdot Q_j$  ; d'où  $Q_j$  : débit journalier en fonction de la dotation et le personnel ;

$m$  : Coefficient dépendant de  $Q_j$  ;

**Tableau V-15-**Dans le tableau suivant on a les valeurs de  $Q_j$  et  $m$

$Q_j$ ( $m^3/j$ )	< 5	5÷10	10÷25	>25
<b>m</b>	0,0232	0,0116	0,007	0,0047

On prend  $Q_j = 20 m^3/j \Rightarrow q = 0,007.20 = 0,14m^3/j$

Donc **q = 140 l/j**

### **Conclusion :**

A partir de ce que nous avons vu, on peut dire que nous avons pu déterminer le type de pompe favorable aux conditions de refoulement et le diamètre économique de la conduite de refoulement ainsi que les dimensions des différents équipements en amont et en aval de la pompe et les dimensions du bâtiment, on a pu équiper notre station par des équipements auxiliaires afin d'améliorer le mode de fonctionnement de la station et d'assurer une durée de vie appréciable pour la station à travers la bonne gestion.



**CHAPITRE VI**

**PROTECTION CONTRE LE**  
**COUP DE BELIER**

## INTRODUCTION

Le coup de bélier est une étape de régime transitoire à paramètres hydrauliques prépondérants (pression, vitesse) sont rapidement variables dans le temps et dans l'espace.

Il se produit un phénomène oscillatoire d'onde de pression qui se propage sur toute la longueur de la conduite en s'amortissant progressivement, il a pour conséquences un déboîtement des conduites et détérioration de robinetterie ou appareils de comptage, il peut entraîner des dégâts considérables sur les appareils de pompage.

Donc elle est importante de protéger les équipements contre les conséquences néfastes de ce phénomène, cela par des appareils qui auront pour rôle l'atténuation et la limitation des variations brusques de pression (surpression et dépression).

### VI.1. LES CAUSES DE COUP DE BELIER

Les causes les plus fréquentes de coup de bélier sont les suivantes :

- Arrêt brutal d'un ou plusieurs groupes électropompes.
- Démarrages d'un ou plusieurs groupes électropompes,
- Fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement.

### VI.2. LES RISQUES DUS AUX COUPS DE BELIER

- **Fortes pressions** : Si la somme de la surpression et de la pression initiale dépasse la pression maximale admissible (PMA) de la conduite, il peut y avoir fissuration, des cassures de cette dernière, et dislocation des joints.
- **Pression négative**: apparaît soit à la suite d'une forte pression, soit à suite d'un arrêt brusque de la pompe. si la pression devient inférieure à 10 m.c.e entraîne une implosion de la conduite, cavitation, l'aspiration des joints, décollement de l'enduit interne de protection.
- **Fatigue de la conduite** : l'alternance des surpressions et des dépressions provoque la fatigue de la conduite.

### VI.3. LE CALCUL DU COUP DE BELIER

Les hypothèses dans le calcul de coup de bélier :

- 1) Les paramètres de la conduite (diamètre, épaisseur) sont constants.
- 2) Le niveau de l'eau dans le réservoir est invariable.
- 3) La conduite d'arrivée vers le bas dans le réservoir.
- 4) L'eau supposée compressible monophasique.

**VI.3.1. La valeur numérique de coup de bélier** : Pour déterminer la vitesse de propagation de l'onde de surpression (dépression) ou la célérité « c », celle-ci fonction de fluide véhiculé et des caractéristiques de la conduite et du sol de recouvrement, selon la formule de **SALAH.B** :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad (\text{VI-1})$$

Cette formule est trouvée par monsieur **SALAH.B**, elle est plus répandue au cas réel, elle donne la célérité d'onde du coup de bélier quand la conduite est enterrée. Elle donne de bons résultats quelque soit le type d'installations.

**Avec :** C: célérité d'onde en (m/s)

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ;  $K = 2,07 * 10^9$  Pascal.

$\rho$  : Masse volumique de l'eau ;  $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$

$E_m$  : module de Young du matériau de la conduite ;  $E_m = 2 * 10^{11}$  pour l'acier.

$E_m = 3 * 10^9$  pour le PVC.

$E_m = 17 * 10^{10}$  pour la fonte ductile

$E_s$  : module de Young du sol ;  $E_s = 2 * 10^8$  Pascal.

$\nu_m$  : coefficient de poisson du matériau.  $\nu_m = 0,3$  (acier et fonte),  $\nu_m = 0,46$  (PVC)

$\nu_s$  : coefficient de poisson du sol entourant la conduite.  $\nu_s = 0,33$

$e_m$  : Epaisseur de la conduite (m). = 9mm(annexe VI-3 )

a : rayon intérieur de la conduite (m).

On détermine ensuite la durée du phénomène, c'est-à-dire le temps nécessaire par l'onde de surpression(ou dépression) pour faire l'aller et le retour sur la totalité du tronçon, ce temps est calculé selon la formule suivante :

$$= \text{---} \quad (\text{VI-2})$$

Soit :

L : longueur de la conduite en mètre.

T : durée de l'aller et retour de l'onde en seconde.

C : la célérité (m/sec).

On fait la comparaison entre la durée de la surpression (dépression), et le temps de la manœuvre de fermeture normale du robinet de vanne t :

$t < T$  la fermeture est brutale

$t > T$  la fermeture est progressive

Si la manœuvre de fermeture en situation normale et brutale, le coup de bélier sera plus élevé et son calcul ne dépendra pas du temps de fermeture.

Si la manœuvre de fermeture normale est progressive, le coup de bélier sera moins élevé et son calcul dépendra effectivement du temps nécessaire à effectuer la manœuvre.

On détermine la valeur de coup de bélier selon les formules suivantes et pour les cas examinés :

➤ Formule de JOUKOSWSKI (manœuvre brutale)

$$= \text{---} \quad (\text{VI- 3})$$

➤ Formule de MICHAUD –ALLIEVI (manœuvre lente)

$$= \text{---} \quad (\text{VI-4})$$

$V_0$  : la vitesse initiale de l'eau dans la conduite (en régime permanent)

**Remarque** : pour les conduites de refoulement, le temps «t» signifie le temps mis par le groupe électropompe pour s'arrêter.

Il est donc possible, d'avoir, comme valeur maximale de la pression dans une conduite, exprimé en mètres de colonne d'eau, si  $H_0$  est la pression avant l'apparition du coup de bélier :

$$= + \text{---} \quad (\text{Cas de la surpression}) \quad (\text{VI-5})$$

Est comme valeur minimale :

$$= - \text{---} \quad (\text{Cas de dépression}) \quad (\text{VI- 6})$$

Les maximum et minimum ci-dessus ont lieu, soit au droit du robinet de réglage (conduite gravitaire), soit au droit de la pompe (conduite de refoulement).

#### **VI.4.LES MOYENS DE PROTECTION DES INSTALLATIONS CONTRE LE COUP DE BELIER [2]**

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets de coup de bélier, mais il convient de rechercher leur limitation à une valeur compatible avec la résistance des installations.

Les appareils anti-bélier devront donc pour effet :

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

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- **Les volants d'inertie**, qui interviennent dans la protection contre les dépressions, elle est déconseillée grâce à leur encombrement.
- **Les soupapes de décharge**, qui interviennent dans la protection contre les surpressions, elle est aussi déconseillée, car elle conduit à des pertes d'eaux. (utilisé dans le domaine de l'irrigation).

- **Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre**, qui interviennent, à la fois, dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

**Remarque :**

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

**VI.5. LES RESERVOIRS D'AIR**

**VI.5.1. Principe de fonctionnement :** L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air. et en marche normale, la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré.

A la disjonction, le clapet se ferme, puisque la pompe ne fournit plus de pression : une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir. après diminution progressive, puis annulation de sa vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement.

**VI.5.2. Méthodologie de calcul des réservoirs d'air**

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthode de calcul, on distingue la méthode de VIBERT, BERGERON, méthode des caractéristiques,.....etc.

Pour notre cas on utilise la méthode de VIBERT, car elle donne des résultats majorants, plus c'est une méthode simplifiée.

VIBERT arrive à une expression relativement simple qui donne le volume  $U_0$  de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse  $V_0$ .

En marche normale, les caractéristiques de l'air dans le réservoir d'air sont données par  $Z_0$  et  $U_0$ ,  $Z_0$  étant la pression absolue exprimée en mètres d'eau.

C'est à dire pratiquement égale, si l'on néglige la hauteur de l'eau dans le réservoir d'air au dessus de l'axe de la conduite, à la hauteur géométrique de refoulement plus 10m.

**Les étapes à suivre pour déterminer le volume du réservoir d'air :**

- 1) Calcul de la célérité on utilise la formule (VI-1) de SALAH.B.
- 2) Calcul de la charge absolue en m.c.e pratiquement égale à :

$$Z_0 = H_g + 10$$

$H_g$  : étant la hauteur géométrique (m).

3) Calcul de La charge maximale absolue (au moment de retour de l'onde):

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g}$$

On a :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe})$$

VI-4)

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0 * Z_0}{Z_{\min}}$$

En tenant compte de la sécurité le volume de réservoir est  **$U_{\max} + 100$  litres**

**\*Application**

✓ **Les données de base**

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

**Tableau VI-1: Les caractéristiques de la conduite de refoulement.**

station	Type de matériau	D (mm)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
	Fonte ductile	500.00	0.196	1.95	1700	36.40

**Calcul de la célérité d'onde C**

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI-2: Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement.

station	K (Pa) (*10 <sup>9</sup> )	P (Kg/m <sup>3</sup> )	a (m)	$\square_m$	$\square_s$	E <sub>s</sub> (Pa) (*10 <sup>8</sup> )	E <sub>m</sub> (Pa) (*10 <sup>10</sup> )	e <sub>m</sub> (mm)	C (m/s)
	2.07	1000	0.241	0.3	0.33	2	17	9	1148.58

**Calcul des capacités du réservoirs d'air**

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI-3: Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement.

station	Z <sub>0</sub> (m)	Z <sub>max</sub> (m)	V <sub>0</sub> (m/s)	h <sub>0</sub>	$\frac{h_0}{Z_0} * 10^{-4}$	$\frac{U_0}{L * S} * 10^{-2}$	$\frac{Z_{\min}}{Z_0}$	U <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> )	100+ U <sub>max</sub> (L)	Volume normalisé (l) (Litre)
	27.5	279.22	2.15	0.235	0.854	5	0.58	16.66	28824.13	30000

### **VI.5.2. Installation du réservoir d'air**

Le réservoir d'air sera installé après le clapet (la pompe), à une distance « L » fonction du temps de fermeture de clapet et la célérité d'onde,

Elle est préférable d'être installée à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur le génie civil.

#### **VI.5.2.1. Raccordement du réservoir d'air avec la conduite de refoulement**

Le fait de raccorder la cloche à air sur le refoulement sans interposer d'organe de freinage entraînerait une succession d'oscillation qui ne serait pas, ou que très peu amorties.

Il sera donc nécessaire de disposer à la base de la cloche un étranglement qui amortira rapidement les oscillations et permettra aussi de réduire le volume de la cloche.

Cet étranglement sera constitué :

- Soit par un diaphragme,
- Soit par une tuyère ;
- Soit par un battant à clapet percé.

Dans notre cas on utilise des tuyères, parce qu'elle donne une plus grande perte de charge au retour de l'eau dans le réservoir d'air qu'à l'aller, dans le cas réservoir d'air-conduite.

La tuyère fonctionnant au retour de l'eau comme un ajutage rentrant de BORDA, permet, théoriquement d'avoir une perte de charge quatre fois plus grande au retour qu'à l'aller.

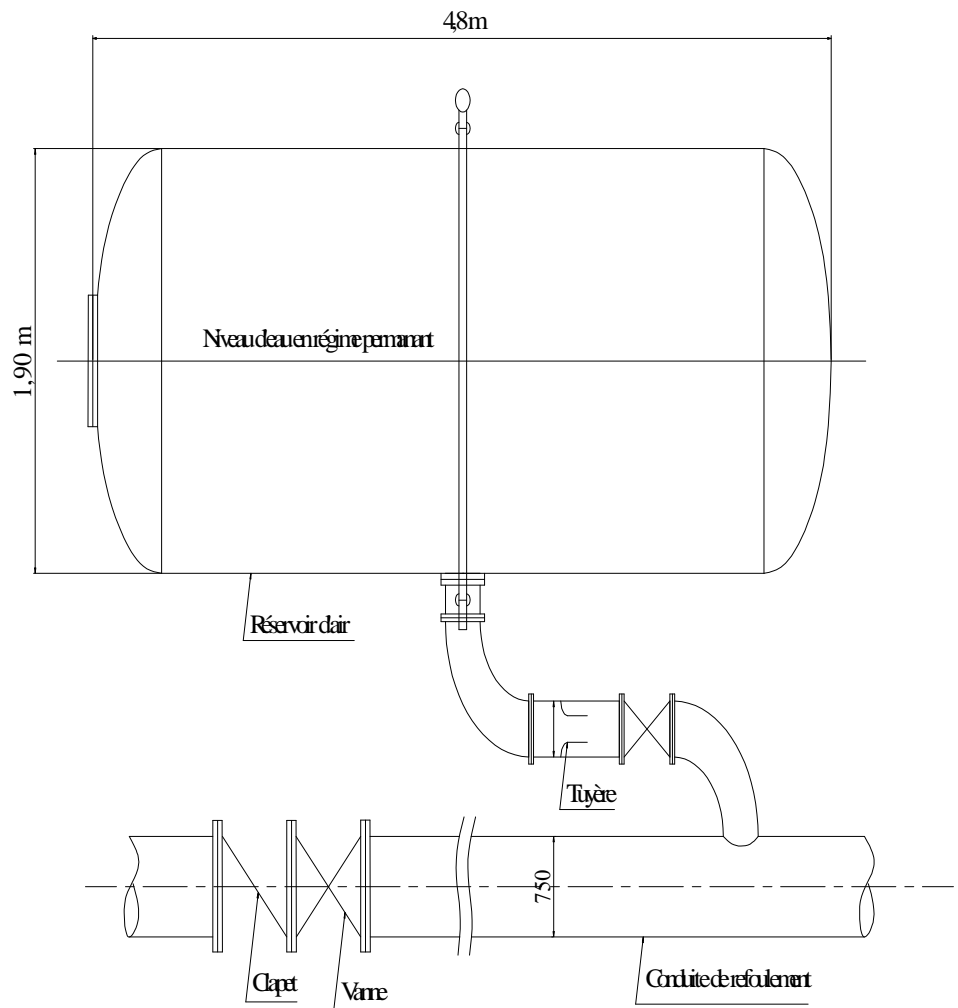


Figure VI-1: Schéma d'installation du réservoir d'air.

## VI.6. LES TECHNIQUES POUR PREVENIR LES COUPS DE BELIER

Puisque les surpressions et les dépressions peuvent endommager la canalisation, il faut toujours essayer de limiter cette surpression et dépression provoquée par le coup de bélier.

Les techniques les plus courantes pour prévenir les coups de bélier sont :

- Limiter la vitesse dans la conduite (la surpression et dépression est proportionnelle à la vitesse)
- Réduire la vitesse de manœuvre à la fermeture des vanne pour éviter le coups de bélier en prenant en compte que les deux premiers tiers de la manœuvre de fermeture sont sans risque alors que le dernier tiers pour obtenir l'obturation complète de la canalisation reste critique.
- Manœuvre progressivement tous les appareils hydrauliques du réseau.



- Installation de ventouses automatiques pour l'évacuation des poches d'air dans la conduite afin de prévenir la cavitation et la dépression.
- Utilisation des conduites avec des caractéristiques de résistance supérieures ou avec des parois plus épaisses.
- Installation de soupapes de décharge anti-bélier pour limiter la surpression dans la conduite.

## **CONCLUSION**

Il ne nous échappe certainement pas que le coup de bélier est un phénomène qui engendre des effets très néfastes à la canalisation, tels que la fatigue, l'implosion, voire même des cassures franches. Donc l'installation des réservoirs d'air permettent de limiter ces effets.

Il en résulte donc, que la méthode de SALAH.B, permet de donner un volume du réservoir d'air inférieur à celui correspondant au cas de la conduite est libre, donc une économie sur le dimensionnement de ce moyen de protection.

**CHAPITRE VII**  
**ORGANISATION DE**  
**CHENTIER**

## **Introduction**

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moins nécessaire pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter, ces travaux sont les opérations concourantes à la construction, la réparation, l'entretien ou la démolition d'un édifice de nature hydraulique ou génie civil.

Et avant d'aller sur chantier et commencer la réalisation de travaux il faut toujours commencer par une étude donnant les meilleurs outils de travail (engins) la stratégie des travaux et leur organisation et cherche constamment la meilleure façon la plus économique d'utilisation des moyens fournis

### **VII.1 Quelques règles et conditions avant la réalisation des travaux :**

1-Connaissance des lieux : C'est-à-dire le responsable(le cocontractant comme exemple) est censé avoir une parfaite connaissance des lieux et des sujétions d'exécution résultant des conditions du site.

2-Documentation sur les conditions de réalisation des travaux :

- Le cocontractant sera réputé avoir examiné le site, les zones d'emprunt, les carrières, la nature du sol, les relevés de sondages, les puits, les échantillons mis à sa disposition pour examen, les résultats d'essais de laboratoire et avoir, après examen, fait toutes les études qu'il pourrait désirer pour juger par lui-même des conditions de travail.

-Il est aussi réputé avoir une connaissance détaillée de la situation des ouvrages, des ressources en matériaux, des moyens d'accès, des moyens d'alimentation en électricité et en eau, ainsi que de tous autres moyens ou possibilités dont il pourra disposer sur son chantier, enfin des sujétions dues notamment au maintien des voies de communication.

3-Agrément du directeur d chantier.

4-Emplacements à la disposition de cocontractant (et même son domicile).

5-Usage des voies de communication et d'accès.

6-Réseau divers desservant les installations de chantiers.

7-Hygiène des cites.

8-Service social et médical.

9-Personnel de l'entreprise : Dans tous les cas, il faut utiliser le plus possible de main d'œuvre locale, et se conformer aux lois et règlements en vigueur, en particulier dans les domaines suivants :

- horaires et conditions de travail (embauche et licenciement, congés),
- salaires et rémunérations assimilées, charges sociales,
- conditions de logement et de transport,
- règlements sanitaires,

10-Les installations industrielles de chantier.

**a.** Voix de communication et piste d'accès : Pour la réalisation des travaux sur chantier

on prévoit des routes de chantier et des routes définitives.

**b.** Alimentation en électricité : Un transformateur doit être installé aux abords du chantier pour assurer l'alimentation en électricité.

**c.** Alimentation en eau potable : Elle doit être assurée pendant la période de réalisation.

**d.** Réseau d'égout : Il sert à l'évacuation des eaux usées et surtout indispensable au niveau des baraquements destinés pour la main d'œuvre et les agents de maîtrise (base de vie).

11-Gardiennage et protection contre l'incendie dans le chantier.

12 -Stockage des matières.

13-Protection contre les intempéries et inondations :

-Il faut prendre tous les moyens nécessaires pour protéger les installations générales de chantier et les installations spécifiques des travaux qui lui sont propres, contre toutes venues d'eau (crues, infiltrations, eaux de ruissellement notamment).

-En cas de dégâts ou dommages causés aux installations générales, aux ouvrages existants ou en construction, ou à des tiers par suite de venues d'eau, quelle que soit leur origine, dues à une faute ou négligence du responsable , ce dernier procèdera aux réparations indispensables, à ses frais et dans les meilleurs délais.

14-Liste de matériel de chantier :

Pour chaque type de matériel, il fournira les renseignements suivants :

a)Caractéristiques techniques et marque,

b) Nombre,

- c) Age, au début du chantier, durée de vie moyenne théorique,
- d) Lieu de dépôt actuel ou, le cas échéant, nécessité de passer commande,
- e) Date de l'arrivée sur le chantier et, le cas échéant, date de commande.

## **VII.2 Les actions à prendre en compte :**

Les actions (les déformations imposées à la construction, complétées éventuellement par des données spécifiques pour certains types d'ouvrages) , à prendre en compte pour le calcul des ouvrages comprennent :

### **VII.2.1 Les actions permanentes :**

- Le poids propre de la construction ;
- Le poids des équipements fixes ;
- Le poids des superstructures (par exemple l'étanchéité gravillonnée, d'éventuelles antennes ou stations géodésiques, etc.) ;
- La précontrainte ;
- Le poids et les poussées des terres ;
- Le poids et la pression de l'eau extérieure pour les valeurs constantes dans le temps ;
- Les déplacements imposés.

### **VII.2.2 Les actions variables :**

- Le poids et la pression du liquide contenu ;
- Les charges de neige et de vent ; pour les réservoirs surélevés, le site n'est jamais considéré comme protégé ;
- Les charges dues à l'exploitation de l'ouvrage ;
- Les charges dues à l'entretien des installations éventuellement.
- Les variations de pression de l'eau extérieure à l'ouvrage ;
- Les charges sur terre-plein ;
- Les charges au moment de la construction ;
- Les variations de températures tant intérieures qu'extérieures ;
- Le gradient thermique entre deux faces opposées, ou génératrices, dû à un ensoleillement différent.

Les actions variables non définies par des textes réglementaires, sont précisées dans les STP. A défaut d'une telle précision pour les charges d'entretien sur les planchers

### **VII.2.3 Les actions accidentelles :**

-Eventuellement le séisme ; Pour les autres actions accidentelles (plus hautes eaux, chocs, avalanches, etc.) les éléments techniques à prendre en compte sont définis dans les STP.

### **VII.3.Différents travaux à entreprendre**

#### **VII.3.1.Travaux concernant l'adduction (Réalisation du réseau)**

##### **VII.3.1.1 Terrassement**

On commence par le terrassement qui a des travaux préalables

Ils comprennent

- a)-L'abattage et le dessouchage des arbres, taillis, et haies situés dans l'emprise.
- b)-L'extraction des racines restantes et des anciennes souches mises à jour au cours de l'exécution de ces travaux,
- c)-L'évacuation ou la destruction sur place des produits de ces opérations,
- d)-La démolition des constructions, ceci après en avoir fait la demande à l'Ingénieur quelques jours fixées à l'avance, le défaut de réponse valant autorisation.

Les arbres dont la conservation est prescrite dans le marché doivent être soigneusement repérés lors de la reconnaissance initiale et faire l'objet d'une protection particulière.

«»Les terrassements en tranchées pour pose de conduites seront exécutés à la pelle mécanique ou à la main dans les passages délicats, à proximité des canalisations ou câbles existants.

«»Les tranchées seront ouvertes à la plus petite largeur possible permettant la pose convenable de la conduite.

«»Les tranchées comporteront des niches pour la réalisation des joints entre tronçons de conduite. Les parois des fouilles seront verticales ou réalisées avec un fruit compatible avec la stabilité du sol.

«»Les tranchées ne seront commencées qu'après approvisionnement des conduites à pied d'œuvre ou bardage et l'Ingénieur pourra fixer la longueur à ouvrir en avancement sur la pose des tuyaux.

«»Toutes précautions seront prises pour éviter de détériorer les conduites d'eau, les câbles d'électricité ou de téléphone, etc ... qui seront rencontrés dans les fouilles. Les dommages qui seraient causés aux ouvrages publics ou privés seront à la charge du cocontractant.

«»Le fond des tranchées sera parfaitement réglé de manière à réaliser exactement la pente conforme aux plans d'exécution approuvés par l'Ingénieur.

«L'Entreprise prendra les précautions spéciales de soutènement et de blindage, du commencement de l'excavation jusqu'au remblaiement des tranchées, pour empêcher toute désorganisation des ouvrages, chaussées ou terrains adjacents.

En cas de rencontre en cours de terrassement d'une canalisation existante non prévue, il est expressément rappelé que les frais de dévoiement sont à la charge de l'Entreprise

### **VII.3.1.2 Les essais pour les joints et la canalisation :(démonstration)**

On fait des essais de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement.

Cette démonstration doit durer quelques minutes (environ de 30min) où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar

### **VII.1.1.3 Remblaiement des tranchées :**

Il sera effectué en deux étapes : Remblai de calage et remblai tout -venant.

**a)Le remblai de calage:** sera constitué des matériaux et mis en place par couches de 20 cm damées au moyen de matériel approprié.

La zone d'enrobage inclus un lit de sable sous la conduite d'une épaisseur minimale de 15cm.

**b) Remblaiement tout -venant :** Après la pose de conduite ; et avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille.

Le remblai tout-venant avec les déblais de la tranchée (après approbation de l'Ingénieur) remplira la partie supérieure de la tranchée.

### **VII.3.1.4 Nivellement et compactage**

Après le remblaiement on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

### **VII.3.2.Travaux concernant les stations de pompage**

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage.
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.

- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.

## VII.4.Calcul des volumes des travaux de l'adduction

### VII.4.1. Excavation :

Selon les caractéristiques du terrain ; l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excavée atteint 1 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Pour protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être d'une façon qu'un homme puisse y travailler sans difficulté ; et elle est augmentée au diamètre des conduites à mettre en place ; on pratique aux endroits des joints des tuyaux ; des élargissements et approfondissement de la tranchée appelée « niches »

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

- Profondeur de la tranchée «  $H_{tr}$  »
- Largeur de la tranchée «  $b$  »
- Distance de la mise de la cavalière.

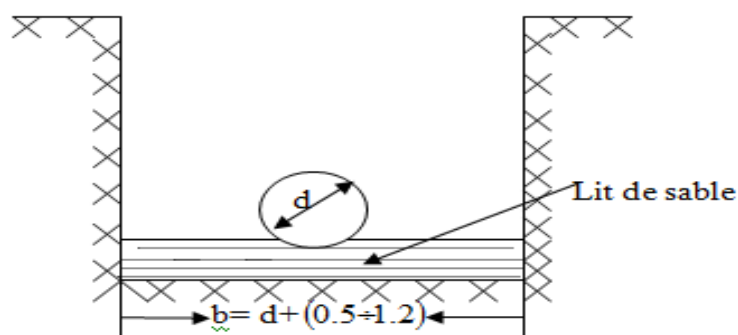


Schéma d'une tranchée

### VII.4.2.Déblais d'excavation



Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers

Sachant que :

$$S = b * h \quad (\text{VII.1})$$

S : surface des déblais de chaque coupe;

b : largeur de la tranchée;

h : profondeur de la tranchée ;

$$V = S * L \quad (\text{VII.2})$$

V: volume des déblais entre deux coupes consécutives;

L : distance entre deux coupes consécutives.

#### VII.4.2.1.La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (\text{VII.3})$$

H<sub>tr</sub> : 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=1m.

h<sub>1</sub> : épaisseur du lit de pose h<sub>1</sub> = 0,15 m.

#### VII.4.2.2.Largueur de la tranchée

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,5 \text{ m.}$$

b : largeur de la tranchée (m) et D : diamètre de la conduite (m).

**Tableau VII.1:** calcul du volume du déblai de l'adduction

D (mm)	L (m)	b (m)	H <sub>tr</sub> (m)	S <sub>D</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>D</sub> (m <sup>3</sup> )
500	1700	1.1	1.65	1.815	3085.5

#### VII.4.2.Lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

$$V_s = b * e * L \quad (\text{VII.4})$$

$V_s$  : volume du lit de sable (m<sup>3</sup>) ;

$e$  : épaisseur du lit de sable,  $e = 15$  cm ;

$L$  : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau (VII.2)

**Tableau VII.2:** calcul du volume du lit de sable

<b>D (mm)</b>	<b>L (m)</b>	<b>b (m)</b>	<b>e(m)</b>	<b>V (m<sup>3</sup>)</b>
500	1700	1,1	0,15	280.5

### VII.4.3.Remblais compacté

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et

du volume du lit de sable :

$$V_r = V_e - V_s - V_c \quad \text{(VII.5)}$$

$V_r$  : volume du remblai

$V_e$ : volume du déblai (volume excavé)

$V_{cond}$  : volume occupé par la conduite.

$V_s$  : volume du lit de sable.

### VII.4.4.Volume de la conduite

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{(VII.6)}$$

$S_c$  : section de la conduite (m<sup>2</sup>) ;

$D$  : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad \text{(VII.7)}$$

$V_c$  : volume de la conduite (m<sup>3</sup>) ;

**Tableau VII.3:**calcul du volume des conduites

<b>D (mm)</b>	<b>L (m)</b>	<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Vc (m<sup>3</sup>)</b>
500	1700	0.19625	333.625

Alors :

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_e - V_s - V_c \quad \text{(VII.8)}$$

$$\text{Donc : } V_r = 3085.5 - 280.5 - 33.625 = 2471.375 \text{ m}^3$$

**Tableau VII.4:** Volumes des travaux de l'adduction

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m <sup>3</sup>	3085.5
2	Lit de sable	m <sup>3</sup>	280.5
3	Les conduites	m <sup>3</sup>	333.625
4	Remblais	m <sup>3</sup>	2471.375

## **VII.5. Planification des travaux :**

### **VII.5.1. Planification des travaux de l'adduction**

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui recherche constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail se fait :

- dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- sans retard ;
- aussi économique que possible.

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technique) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps ; le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement). Cette méthode a été élaboré en 1958 par les Américains.

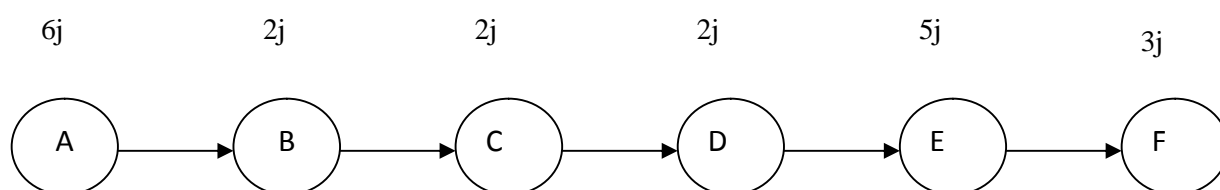
### **VII.5.2. Définitions des tâches et leurs durées**

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VII.5

**Tableau VII.5 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction**

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Excavation de la tranchée	6
B	Lit de sable	2
C	Pose de conduite	2
D	Epreuve de joint et de la canalisation	2
E	Remblais	5
F	Compactage	3

Donc le réseau à nœud de ces tache est représenté comme suit :



**Figure VII.1 : Réseaux à nœuds**

**Donc :**

Le temps de réalisation de l'adduction du projet est de 20 jours

**VII.5.1-Station de pompage :**

- A. Décapage de la couche de terre végétale
- B. piquetage
- C. Excavation
- D. Construction des baches en béton armé
- E. Construction de chambre des vannes
- F. La dalle inférieure
- G. Les poteaux
- H. La dalle supérieure
- I. Les murs de surface
- J. Fixation de l'appareil de levage
- K. Clôture de sécurité

**Tableau V-3: Détermination du délai de la réalisation (station de pompage)**

OPERATION	TR(jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	1	0	1	0	1	0
B	1	1	2	1	2	0
C	12	2	14	2	14	0
D	35	14	49	14	4	0
E	30	14	44	19	49	5
F	21	49	70	49	70	0
G	14	70	84	70	84	0
H	21	84	105	84	105	0
I	10	105	115	109	11	4
J	7	105	112	112	119	7
K	14	105	119	105	119	0
L	15	119	134	119	134	0

**L.**

**M.** Avec : TR: temps de réalisation, MT : marge totale.

**N.** DCP : date de commencement au plutôt.

**O.** DFP : date de finition au plutôt. DCPP: date de commencement au plutard.

**P.** DFPP : date de finition au plutard

**Q.** Le chemin critique : **A-B-C-D-F-G-H-K-L**  $\sum$  TR = 134 jours

## VII.6.Choix des engins de terrassement

L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- 1- La pelle hydraulique ;
- 2- Le bulldozer ;

3- Le chargeur ;

4- Le compacteur ;

### **VII.6.1.Pelle hydraulique**

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

-Godet normal pour travail en butée.

-Godet retro pour travail en fouille et en tranché.

-Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.

-Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).

-Dragline pour travail en fouille.

-Un tel engin pouvant également travailler comme grue ou recevoir un équipement spécial de sonnette pour le battage des pieux, permet donc sept emplois différents.

Dans notre projet on utilise la pelle avec un godet équipé en retro pour faire les fouilles et les tranchés.



(1)



(2)

**Figure VII.2 : (1) ;(2) Pelle hydraulique**

### **V II-6-2. Bulldozer :**

Grâce à sa puissance qui est caractérisée par celle du tracteur et qui varie jusqu'à 400 ch, ainsi que par la longueur de sa lame qui varie de 1,8 à 6m le bulldozer permet de préparer les terrains à excaver, et d'éliminer les obstacles.

Ce bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ; caractérisé par une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever. En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.



**Figure VII.3 : Bulldozer**

### **VII.6.3.Chargeur :**

Est un engin pour le remblaiement ; il est comme un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant deux bras.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.





**Figure VII.4** Chargeur.

**Engin de transport :**

Un camion rigide et pouvant circuler sur des terrains accidentés et pour les longs distance.



**-VII-7- Devis pour le réseau d'irrigation :**

**-Devis estimatif pour réseau de goutte à goutte**

**Tableau VII-6:** Calcul le cout du réseau de goutte à goutte :

N°	Matérielle	diamètre (mm)(PEHD)	Unité	longueur (m)	Nombre des conduites	prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	rampe	20	Lm	250	1728	34.01	14692320
2	porte rampe	160	Lm	250	48	1336.43	16037160
3	conduite principal(1)	315	Lm	2494.	1	4789.47	11944938.18
4	conduite principal(2)	160	Lm	764	6	1336.43	6126195.12
4	conduite principal(3)	400	Lm	500	1	7837.53	3918765

## **Conclusion**

L'organisation d'un chantier repose essentiellement sur plusieurs Critères, à savoir :

Qualification du personnel assurant des tâches spécialisées.

Compétence du staff technique dirigeant.

Permanence et suivi des travaux à réaliser.

Respect des normes techniques.

Financement à payer à terme pour entrepreneur des travaux qui la déjà réalisés.

Matériel de réalisation adéquat

## **CONCLUSION GENERALE :**

L'objectif de ce mémoire de fin d'étude, est de dimensionner la station de pompage qui sert à refouler l'eau de la retenue de barrage de Boughzoul vers un Réservoir pour alimenter le périmètre d'irrigation gravitairement. Et parmi les caractéristiques de cette station de pompage le débit refoulé à partir des besoins en eau de notre culture est  $Q = 423$  l/s.

Nous avons vu la situation de la zone d'étude de point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydrologie.

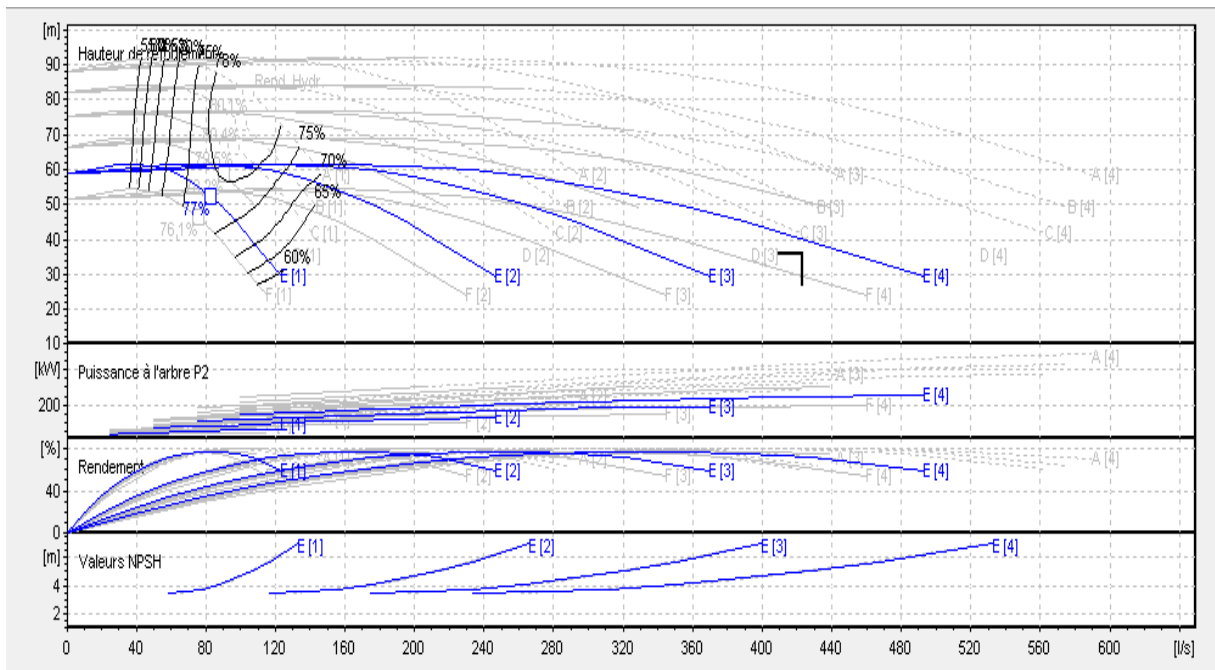
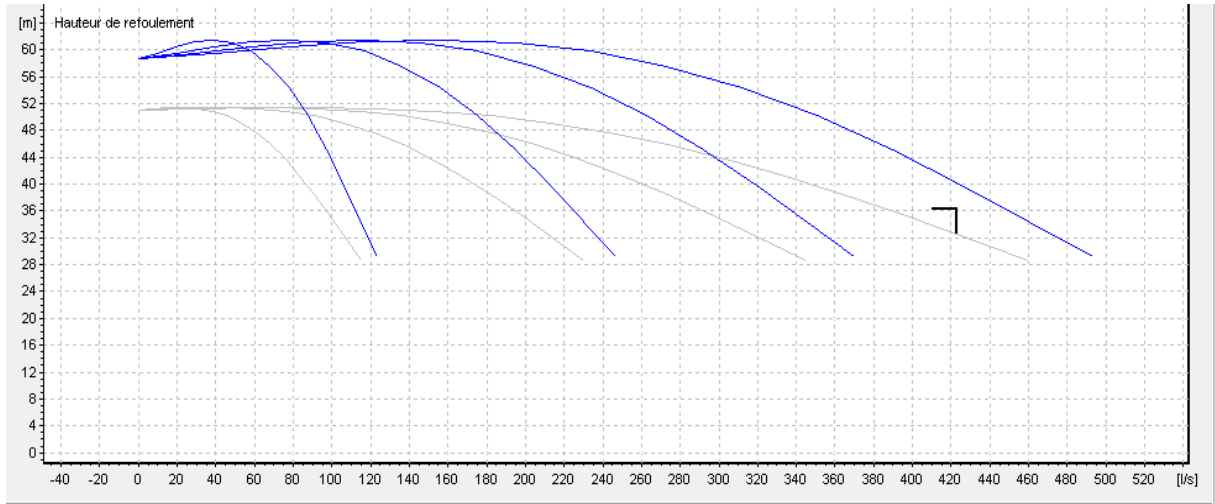
D'après l'étude hydrogéologique La région d'étude est située dans une structure complexe allochtone à faciès gréseux souvent mêlés de marnes intercalées entre les bancs de grès de miocène inférieur. Ces formations font partie de nappes telliennes. La pluviométrie annuelle varie de 200 à 300 mm, elle atteint rarement 400 mm exceptionnellement durant les années pluvieuses.

Les ressources aquifères sont extrêmement réduites et seul les grés d'age Miocène inférieur qui présente un intérêt hydrogéologique mais avec des débits qui ne dépassent pas les 2l/s.

L'estimation des besoins en eau du périmètre pour l'assolement donne un volume de 534840 m<sup>3</sup> et la capacité de la retenue est 50Mm<sup>3</sup> et le volume régularisé est 45Mm<sup>3</sup>/an donc la retenue garantit les besoins du périmètre dans ces conditions.

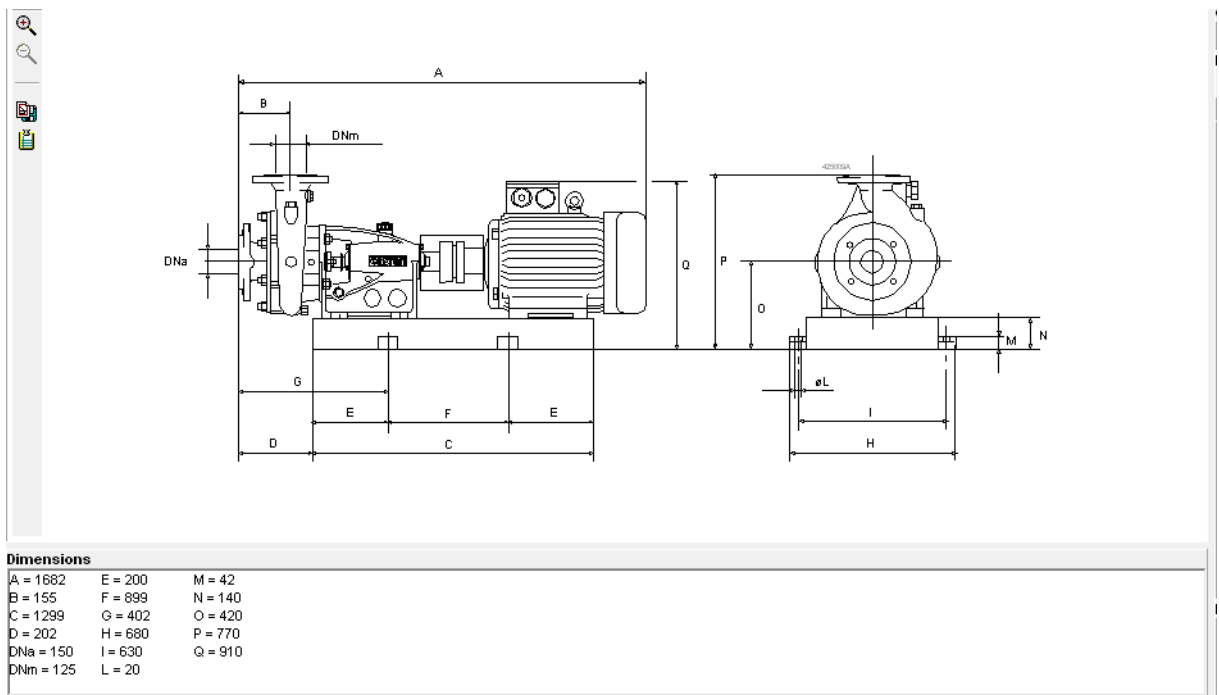
D'après la détermination des différentes compositions du réseau; le dimensionnement de ces composantes est nécessaire pour chaque projet d'irrigation.

# **ANNEXES**



## Annexe V-1

## Annexe VI-2



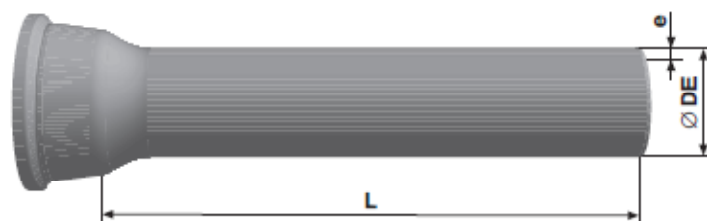




Annexe VI-3 : caractéristiques des conduites en fonte ductile zingué complété par un vernis bitumineux

**Tuyaux en fonte ductile, zinc + peinture bitumineuse**

**DN 60 - 2000**



DN mm	L m	DE mm	e fonte mm	Masse moy. par tuyau kg	Masse moy. métrique m
60	6,00	77	6,0	60,1	10,0
80	6,00	98	6,0	78,2	13,0
100	6,00	118	6,1	95,4	15,9
125	6,00	144	6,2	118,0	19,7
150	6,00	170	6,3	145,0	24,2
200	6,00	222	6,4	203,0	33,8
250	6,00	274	6,8	267,0	44,5
300	6,00	326	7,2	337,0	56,2
350	6,00	378	7,7	480,0	80,0
400	6,00	429	8,1	567,0	94,5
450	6,00	480	8,6	671,0	111,8
500	6,00	532	9,0	775,0	129,2
600	6,00	635	9,9	1007,0	167,8
700	7,00*	738	10,8	1515,0	216,4
800	7,00*	842	11,7	1856,0	265,1
900	7,00*	945	12,6	2223,0	317,6
1000	7,00*	1048	13,5	2621,0	374,4
1000	8,27*	1048	13,5	3085,0	373,0
1100	8,27*	1151	14,4	3604,0	435,8
1200	8,26*	1255	15,3	4153,0	502,8
1400	8,19	1462	17,1	5543,0	676,8
1500	8,18	1565	18,0	6236,0	762,3
1600	8,18	1668	18,9	6942,0	848,7
1800	8,17	1875	20,7	8430,0	1031,8
2000	8,13	2082	22,5	10093,0	1241,5

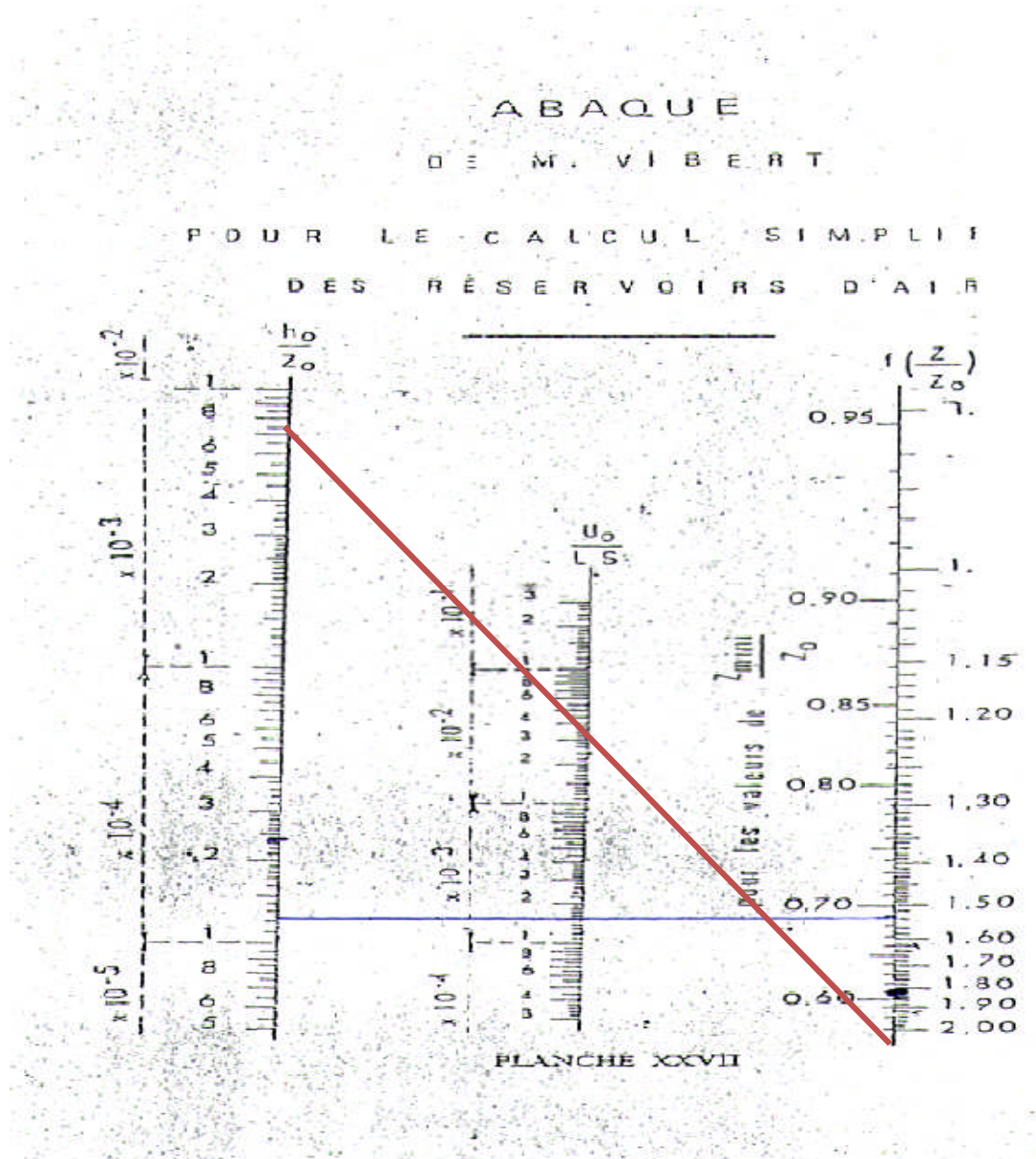
\* La longueur utile des tuyaux dépend de la profondeur de l'emboîtement. Consultez-nous pour les dimensions exactes.  
Tolérances: voir norme NBN EN 545

**Joints disponibles:**

**Non verrouillé:** DN 60 – 2000 Standard  
DN 80 – 300 Tyton

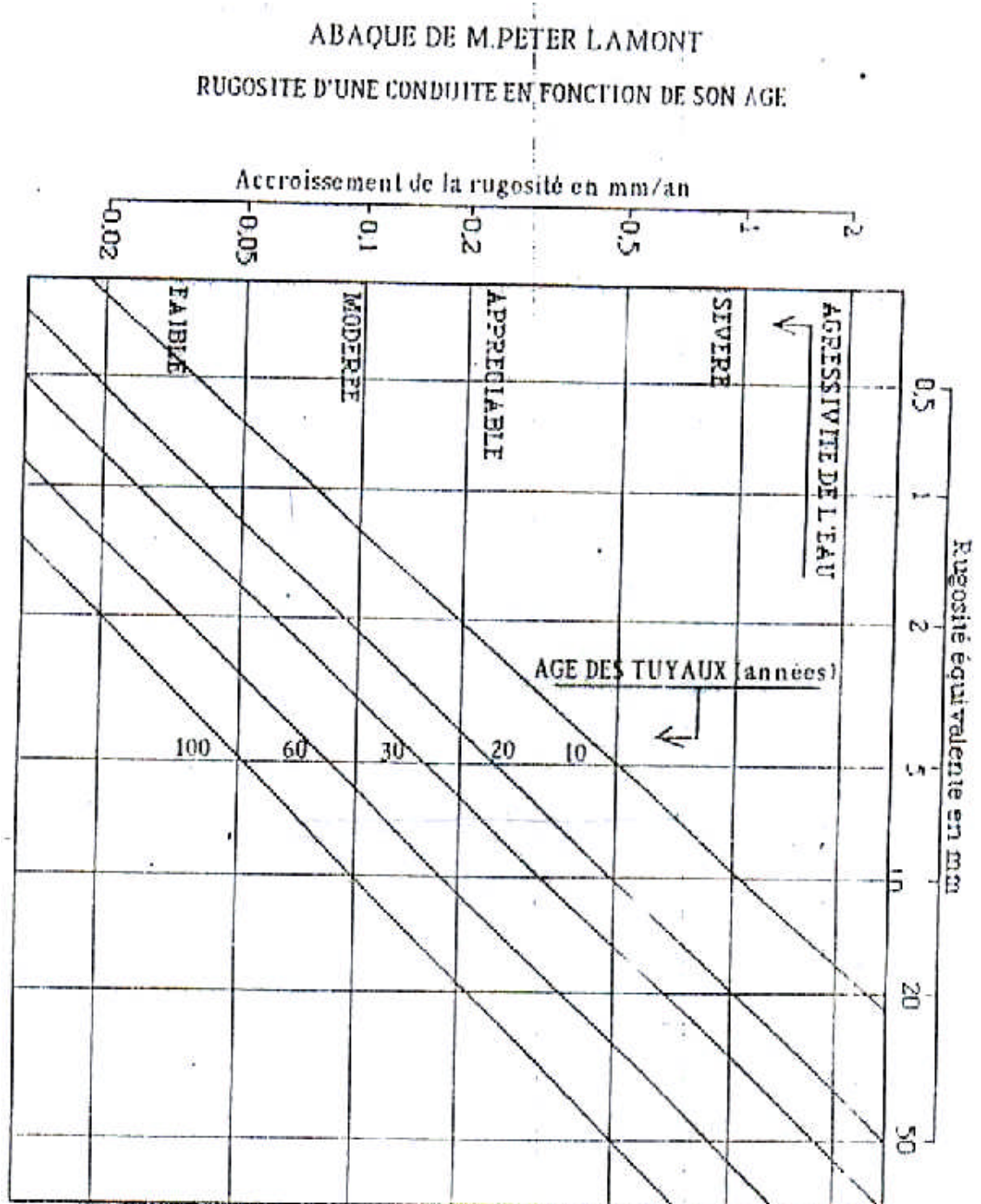
**Verrouillé:** DN 60 – 600 Standard Vi  
DN 80 – 300 Tyton Sit ou Tyton Sit +  
DN 350 – 600 Standard V+i  
DN 350 – 600 Universal Standard Vi  
DN 350 – 1200 Universal Standard Ve  
DN 350 – 1200 Standard Ve  
DN 1400 – 1800 Pamlock (nous consulter)  
DN 2000 nous consulter

Annexe VI



Annexe VI-4: Abaque de VEBERT pour le calcul du volume des réservoirs d'air

Annexe V-2: Abaque de M.PETER LAMON (Rugosité d'une conduite en fonction de son âge)



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	-			PE80
13003	Ø25	-	36,28	42,45	PE80
13006	Ø32	-	46,35	56,67	PE80
13009	Ø40	2.0	64,6	76,58	PE80
13012	Ø50	2.4	88,25	114,95	PE80
13015	Ø63	3.0	160,25	187,49	PE80
13018	Ø75	3.6	225,21	263,48	PE80
13022	Ø90	4.3	296,03	348,35	PE80
13025	Ø110	4.0	357,96	418,70	PE80
13040	Ø125	-	473,08	553,50	PE100
13030	Ø160	5.8	770,86	891,89	PE80
13044	Ø200	7.2	1 163,39	1 361,17	PE100
13056	Ø250	9.1	1 850,00	2 281,5	PE100
13062	Ø315	11.4	3 080,00	3 603,6	PE100
13039	Ø400	14.5	6 134,24	6 907,08	PE100
13051	Ø500	19.1	8 938,13	9 117,61	PE100
13052	Ø630	24.1	12 682,50	14 838,53	PE100

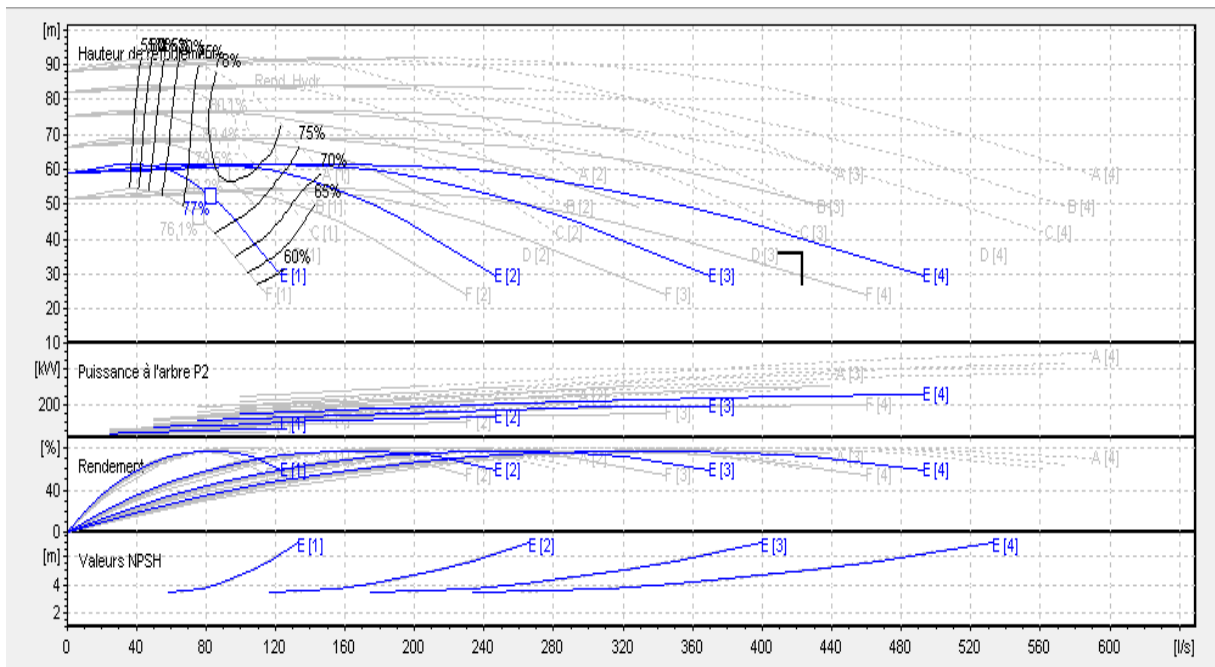
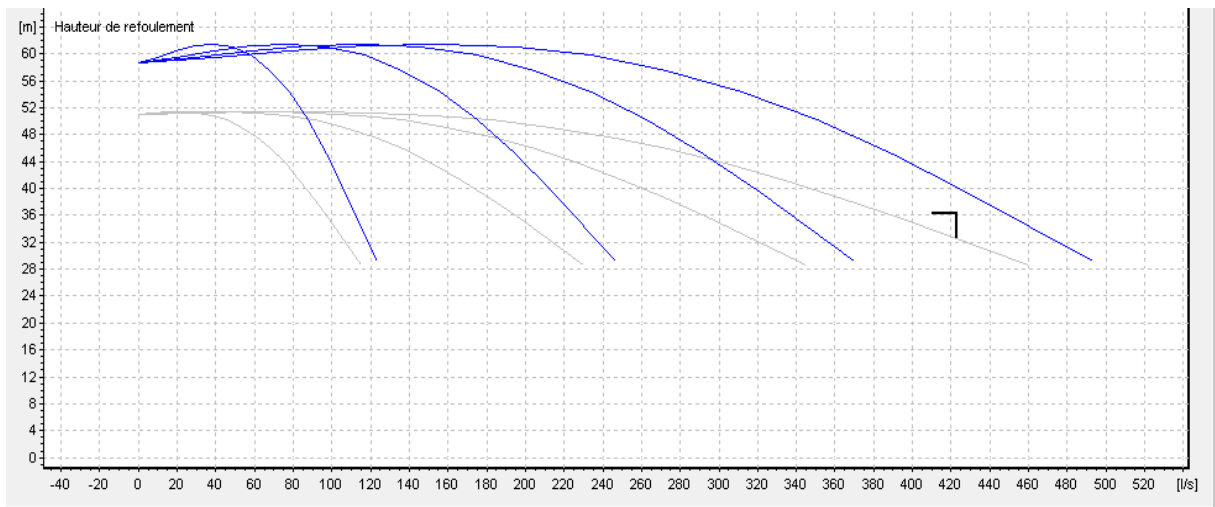
TUBES PEHD : PN 10					
Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
P3513003	Ø20	-	29,07	34,01	PE80
P3513004	Ø25	2.5	38,28	44,79	PE80
P3513007	Ø32	2.5	58,48	64,81	PE80
P3513010	Ø40	3.0	84,10	98,40	PE80
P3513013	Ø50	3.7	135,28	158,25	PE80
P3513016	Ø63	4.7	209,89	246,34	PE80
P3513019	Ø75	5.6	300,60	351,58	PE80
P3513023	Ø90	5.4	359,09	420,14	PE100
P3513026	Ø110	6.6	540,50	632,39	PE100
P3513028	Ø125	7.4	680,13	772,35	PE100
P3513031	Ø160	9.5	1 142,25	1 336,43	PE100
P3513033	Ø200	11.9	1 690,84	1 931,48	PE100
P3513035	Ø250	14.8	2 595,00	3 036,16	PE100
P3513041	Ø315	18.7	4 093,67	4 789,47	PE100
P3513038	Ø400	23.7	6 888,74	7 837,63	PE100
P3513043	Ø500	29.7	10 152,81	11 878,44	PE100
P3513048	Ø630	37.4	15 738,78	18 414,38	PE100

TUBES PEHD : PN 16					
Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
01	Ø20	2.3	32,18	37,68	PE80
03	Ø25	2.8	50,88	59,48	PE80
05	Ø32	3.6	78,51	91,88	PE80
07	Ø40	4.5	120,85	141,51	PE80
11	Ø50	5.6	188,28	220,29	PE80
17	Ø63	7.1	297,95	348,80	PE80
19	Ø75	8.4	407,8	477,13	PE80
24	Ø90	8.2	510,71	597,53	PE100
27	Ø110	10.0	757,19	885,91	PE100
29	Ø125	11.4	967,80	1 132,44	PE100
2	Ø160	14.6	1 860,00	1 828,20	PE100
4	Ø200	18.2	2 472,00	2 892,24	PE100
6	Ø250	22.7	3 815,00	4 463,86	PE100
8	Ø315	28.6	6 850,00	8 044,50	PE100
10	Ø400	36.3	9 320,00	10 904,40	PE100
12	Ø500	45.4	14 911,00	17 445,67	PE100
14	Ø630	57.2	23 123,50	27 064,50	PE100

TUBES PEHD : PN 20					
Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
P3513101	Ø20	2.3	38,07	44,47	PE100
P3513102	Ø25	3.0	52,28	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	398,31	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	1 947,69	2 278,68	PE100
P3513112	Ø200	22,4	3 121,70	3 652,39	PE100
P3513113	Ø250	27,9	4 848,33	5 670,21	PE100
P3513114	Ø315	35,2	7 588,86	8 875,48	PE100
P3513115	Ø400	44,7	12 110,03	14 168,74	PE100
P3513044	Ø500	55,8	19 063,81	22 304,66	PE100
	Ø630	-			PE100

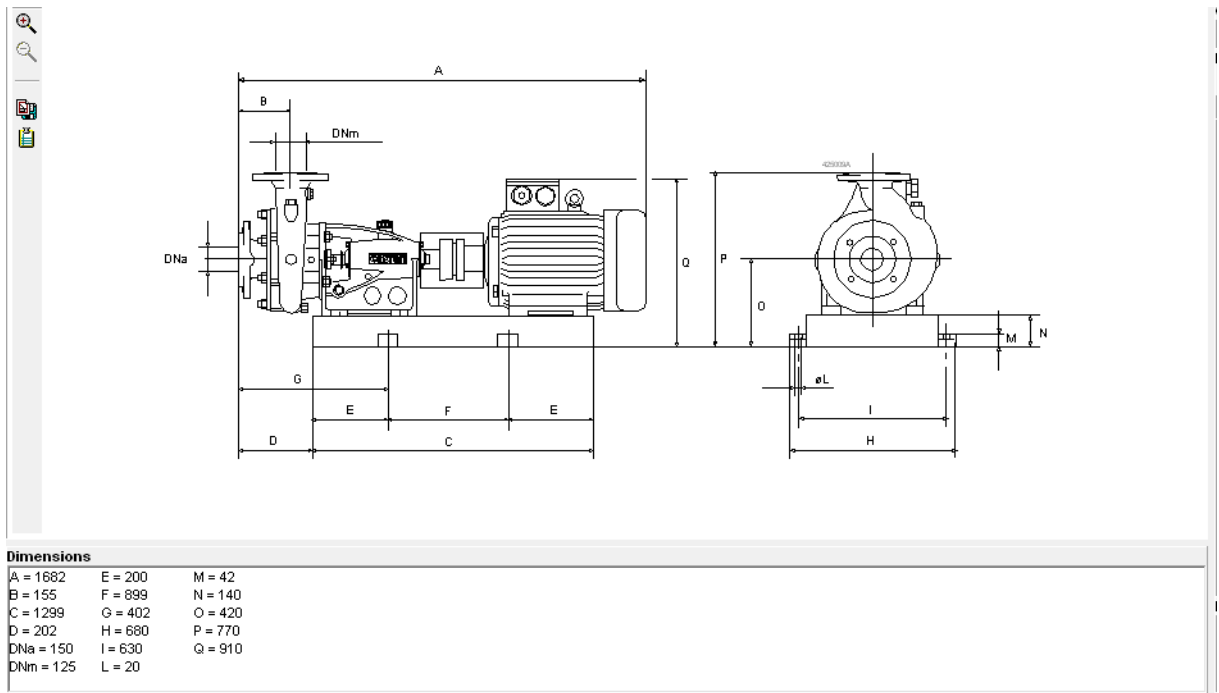
Longueur de Tubes : du Diamètre 25 mm au 110 mm sont des Couronnes (Rouloaux) de 100 ML.  
Longueur de Tubes : du Diamètre 125 mm au 400 mm sont des tubes de 12 ML.  
Longueur de Tubes : du Diamètre 500 mm au 630 mm sont des tubes de 66 ml.

**SARL K-PLAST**  
Transformation de Plastiques



Annexe V-1

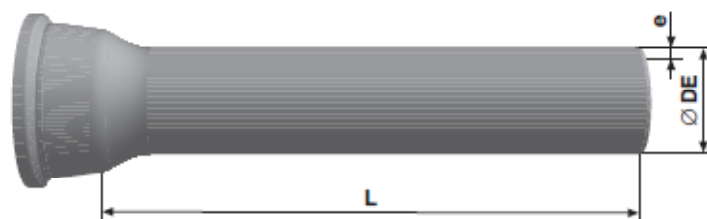
## Annexe VI-2



Annexe VI-3 : caractéristiques des conduites en fonte ductile zingué complété par un vernis bitumineux

## Tuyaux en fonte ductile, zinc + peinture bitumineuse

DN 60 - 2000



DN mm	L m	DE mm	e fonte mm	Masse moy. par tuyau kg	Masse moy. métrique m
60	6,00	77	6,0	60,1	10,0
80	6,00	98	6,0	78,2	13,0
100	6,00	118	6,1	95,4	15,9
125	6,00	144	6,2	118,0	19,7
150	6,00	170	6,3	145,0	24,2
200	6,00	222	6,4	203,0	33,8
250	6,00	274	6,8	267,0	44,5
300	6,00	326	7,2	337,0	56,2
350	6,00	378	7,7	480,0	80,0
400	6,00	429	8,1	567,0	94,5
450	6,00	480	8,6	671,0	111,8
500	6,00	532	9,0	775,0	129,2
600	6,00	635	9,9	1007,0	167,8
700	7,00*	738	10,8	1515,0	216,4
800	7,00*	842	11,7	1856,0	265,1
900	7,00*	945	12,6	2223,0	317,6
1000	7,00*	1048	13,5	2621,0	374,4
1000	8,27*	1048	13,5	3085,0	373,0
1100	8,27*	1151	14,4	3604,0	435,8
1200	8,26*	1255	15,3	4153,0	502,8
1400	8,19	1462	17,1	5543,0	676,8
1500	8,18	1565	18,0	6236,0	762,3
1600	8,18	1668	18,9	6942,0	848,7
1800	8,17	1875	20,7	8430,0	1031,8
2000	8,13	2082	22,5	10093,0	1241,5

\* La longueur utile des tuyaux dépend de la profondeur de l'emboîtement. Consultez-nous pour les dimensions exactes.  
Tolérances: voir norme NBN EN 545

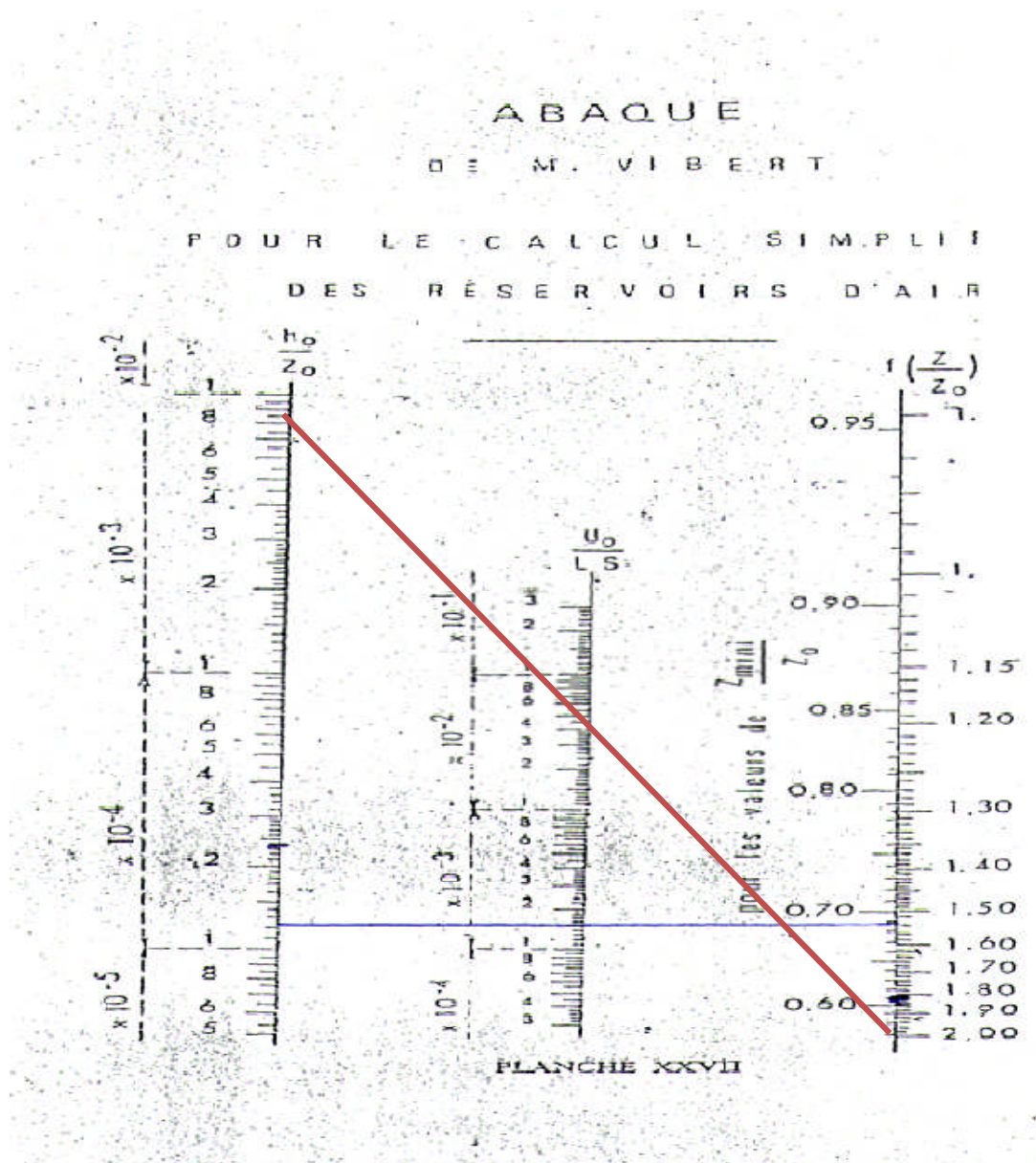
### Jointes disponibles:

Non verrouillé: DN 60 – 2000 Standard  
DN 80 – 300 Tyton

Verrouillé: DN 60 – 600 Standard Vi  
DN 80 – 300 Tyton Sit ou Tyton Sit +  
DN 350 – 600 Standard V+i  
DN 350 – 600 Universal Standard Vi  
DN 350 – 1200 Universal Standard Ve  
DN 350 – 1200 Standard Ve  
DN 1400 – 1800 Pamlock (nous consulter)  
DN 2000 nous consulter

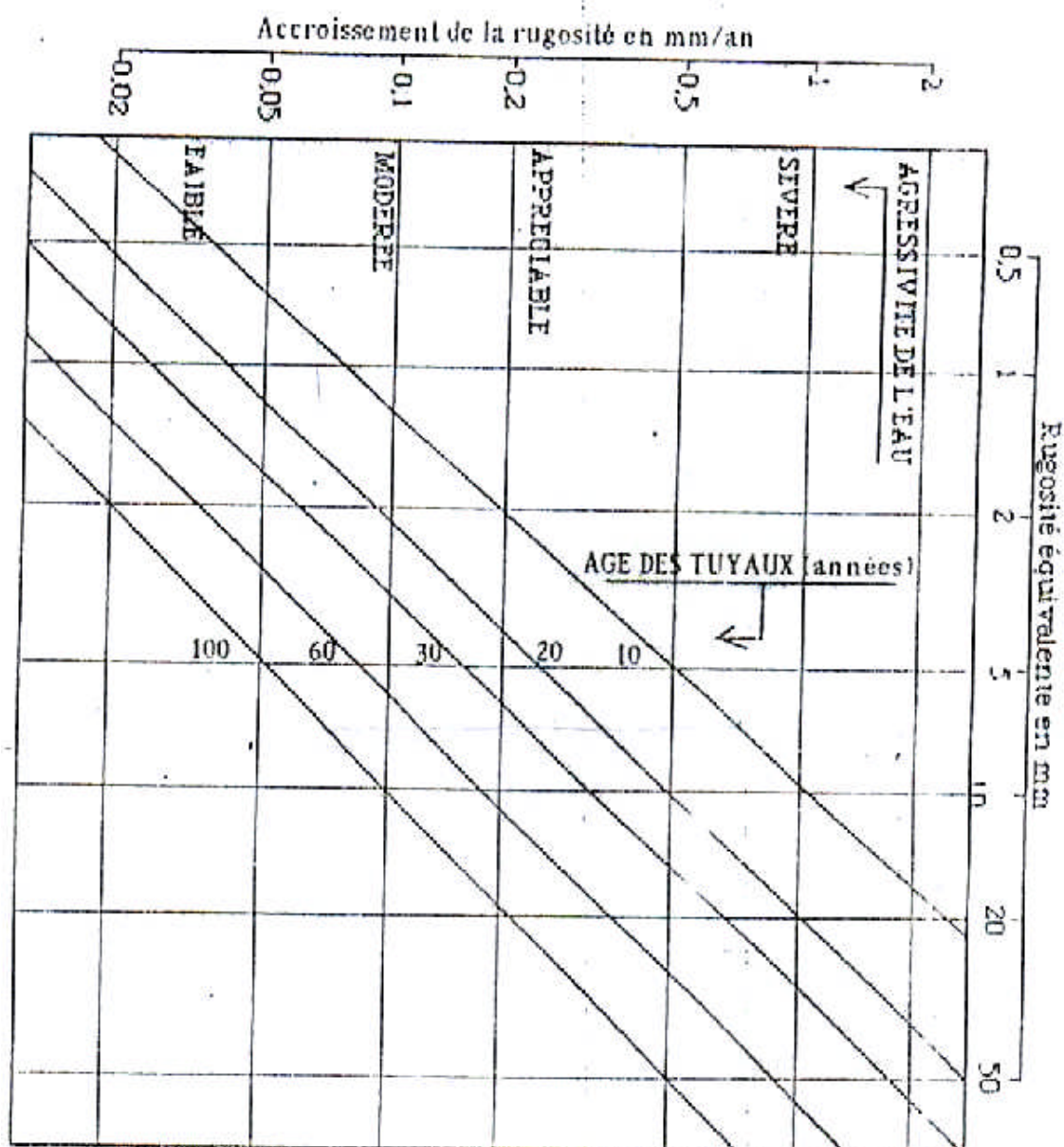
## Annexe VI

### Annexe VI-4: Abaque de VEBERT pour le calcul du volume des réservoirs d'air





ABAQUE DE M.PETER LAMONT  
 RUGOSITE D'UNE CONDUITE EN FONCTION DE SON AGE



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	-			PE80
13003	Ø25	-	36,28	42,45	PE80
13006	Ø32	-	46,35	56,67	PE80
13009	Ø40	2.0	64,6	76,58	PE80
13012	Ø50	2.4	88,25	114,95	PE80
13015	Ø63	3.0	160,25	187,49	PE80
13018	Ø75	3.6	225,21	263,48	PE80
13022	Ø90	4.3	296,03	346,35	PE80
13025	Ø110	4.0	357,96	418,70	PE80
13040	Ø125	-	473,08	553,50	PE100
13030	Ø160	5.8	770,86	891,89	PE80
13044	Ø200	7.2	1 163,39	1 361,17	PE100
13056	Ø250	9.1	1 850,00	2 281,5	PE100
13042	Ø315	11.4	3 080,00	3 603,6	PE100
13039	Ø400	14.5	6 134,24	6 907,08	PE100
13051	Ø500	19.1	8 938,13	9 117,61	PE100
13052	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	58,48	64,81	PE80
P3513010	Ø40	3.0	84,10	98,40	PE80
P3513013	Ø50	3.7	135,28	158,25	PE80
P3513016	Ø63	4.7	209,89	246,34	PE80
P3513019	Ø75	5.6	300,60	351,58	PE80
P3513023	Ø90	5.4	359,09	420,14	PE100
P3513026	Ø110	6.6	540,50	632,39	PE100
P3513028	Ø125	7.4	680,13	772,35	PE100
P3513031	Ø160	9.5	1 142,25	1 336,43	PE100
P3513033	Ø200	11.9	1 690,84	1 931,45	PE100
P3513035	Ø250	14.8	2 595,00	3 036,16	PE100
P3513041	Ø315	18.7	4 093,67	4 789,47	PE100
P3513038	Ø400	23.7	6 888,74	7 837,63	PE100
P3513043	Ø500	29.7	10 152,81	11 876,44	PE100
P3513048	Ø630	37.4	15 738,78	18 414,38	PE100

TUBES PEHD : PN 16					
Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
01	Ø20	2.3	32,18	37,68	PE80
03	Ø25	2.8	50,88	59,48	PE80
05	Ø32	3.6	78,51	91,88	PE80
07	Ø40	4.5	120,85	141,51	PE80
11	Ø50	5.6	188,28	220,29	PE80
17	Ø63	7.1	297,95	348,80	PE80
19	Ø75	8.4	407,8	477,13	PE80
24	Ø90	8.2	510,71	597,53	PE100
27	Ø110	10.0	767,19	885,91	PE100
29	Ø125	11.4	967,80	1 132,44	PE100
2	Ø160	14.6	1 860,00	1 828,20	PE100
4	Ø200	18.2	2 472,00	2 892,24	PE100
6	Ø250	22.7	3 816,00	4 463,86	PE100
8	Ø315	28.6	6 850,00	8 044,50	PE100
10	Ø400	36.3	9 320,00	10 904,40	PE100
12	Ø500	45.4	14 911,00	17 445,67	PE100
14	Ø630	57.2	23 123,50	27 064,50	PE100

TUBES PEHD : PN 20					
Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
P3513101	Ø20	2.3	38,07	44,47	PE100
P3513102	Ø25	3.0	52,28	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	1 947,69	2 278,68	PE100
P3513112	Ø200	22,4	3 121,70	3 652,39	PE100
P3513113	Ø250	27,9	4 848,33	5 670,21	PE100
P3513114	Ø315	35,2	7 588,86	8 875,48	PE100
P3513115	Ø400	44,7	12 110,03	14 168,74	PE100
P3513044	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 (Rouloaux) 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 66 ml.

**SARL K-PLAST**  
Transformation de Plastiques

## RESERVE D'HUMIDITE FACILEMENT UTILISABLE (REFU)

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>ca</sub> = 5-6 mm/jour

Culture	Profondeur d'enracinement (d) m	Fraction (p) de l'eau utilisable'	Réserve d'eau facilement utilisable (p.Sa) mm/m		
			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
Datte	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
Maïs <sup>2</sup>	1.0-1.7	0.6	120	80	40
Maïs-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
Porreau 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
Frassier	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 - finit.	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

Quand ET<sub>ca</sub> < 3 mm/jour, augmenter les valeurs de 30 % ; quand ET<sub>ca</sub> > 8 mm/jour, réduire les valeurs de 20 %. Ceci suppose des conditions non salines (CE < 2.45/m).

<sup>2</sup> Des valeurs supérieures à celles indiquées ici sont observées durant la maturation.

Sources: Taylor (1965), Stuart et Hagan (1912), Salter et Goode (1967), Rijtema (1965), etc.

Source: Bulletin FAO d'Irrigation et Drainage N° 24, Tableau 39 (nouvelle version).

2. COEFFICIENTS CULTURAUX (Kc)

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.

## ***REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES***

## Bibliographie

- [1] ANDRE DUPONT : Editions Eyrolles Paris 1988  
Hydraulique urbaine tome 2
- [2] Dr BOUALEM SALAH : ENSH 1993  
Cours D'alimentation En Eau Potable
- [3] Mr BEN HAFID MS :  
Cours De Protection et Sécurité Du Travail
- [4] **M. CARLIER** Paris 1972 « Hydraulique générale et appliquée »,  
édition Eyrolles, p.289
- [5] **A. LENCASTRE** Paris 1983 « Hydraulique générale », édition  
Eyrolles, p.349.
- [6] **A.G.H.T.M** Paris 1982 « les stations de pompage », édition  
Technique et Documentation,p.101.
- [7]-Mr: OMAR KHODJET KESBA, cours pompe et station de pompage  
ENSH.**
- [8]: Mme :W.MOKRANE, cours pompe et station de pompage  
ENSH.2011/20012**
- [9]: Mme :BAHBOUH, cours dimensionnement de périmetre  
d'irrigation**

