

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Recharge artificielle de la nappe (cas du bassin d'nfiltration  
N 02 commune de Chebli.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0019-12

APA Citation ( توثيق APA):

Baslimane, Abderrahmane (2012). Recharge artificielle de la nappe (cas du bassin  
d'nfiltration N 02 commune de Chebli[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPOLAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GINE DE L'EAU

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : Conception des systèmes d'alimentation en eau potable**

### **THEME:**

**RECHARGE ARTIFICIELLE DE LA NAPPE (CAS DU  
BASSIN D'INFILTRATION N° 02 COMMUNE DECHEBLI)**

### **Présenté par:**

**M<sup>r</sup> BASLIMANE Abderrahmane**

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

| <b>Nom et Prénom</b>             | <b>Grade</b>    | <b>Qualité</b>      |
|----------------------------------|-----------------|---------------------|
| <b>M<sup>r</sup> B.SALAH</b>     | <b>M C . A</b>  | <b>Président</b>    |
| <b>M<sup>r</sup> S.BENHAFID</b>  | <b>M A. A</b>   | <b>Examineur</b>    |
| <b>M<sup>r</sup> A .HACHEMI</b>  | <b>M A. A</b>   | <b>Examineur</b>    |
| <b>M<sup>m</sup> W.MOKRANE</b>   | <b>M A. A</b>   | <b>Examinatrice</b> |
| <b>M<sup>r</sup> M.BOUZIANE</b>  | <b>M A. B</b>   | <b>Examineur</b>    |
| <b>M<sup>r</sup> A.BENAOUADJ</b> | <b>Magister</b> | <b>Promoteur</b>    |

**Juillet- 2012**

## ***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*.

*Au terme de ce modeste travail, je tiens à remercier mon promoteur monsieur BENAOUADJ ABDERRAOUF pour son aide appréciable, sa disponibilité, et ses conseils fructueux qui m' ont facilité la réalisation de ce travail.*

*Mon respect s' adresse aux membres de jury qui me feront l' honneur de juger ce travail.*

*Je remercie également tous le corps enseignant de L' ENSH, qui m' ont encadré durant toutes les années d' études.*

*DAJCHANE*



## *DEDICACE*

*Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance envers:*

- *A mes parents.*
  
- *A mon cher frère et à ma sœur.*
  
- *A toute la famille de BASLIMANE.*
  
- *A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour l'élaboration de ce travail.*
  
- *A mes meilleurs amis d'enfance: Omar, Farouk, Yahia, Mohamed et tous mes amis de BERRIANE.*
  
- *A mes meilleurs amis de l'ENSH surtout TAWAT*

*BASLIMANE*

## ملخص:

بهدف اعادة تهيئة نظام تعبئة الطبقة الجوفية لسهل متيجة عن طريق حوض الشحن رقم: 02 قمنا ببحث حول علاقة المياه بالوسط الجوفي و الشحن من أجل معرفة المبادئ والعوامل المؤثرة في عملية التعبئة

لذا قمنا بتهيئة الحوض من أجل رفع التخزين و تجديد القناة بالخرسانة لتقليل التسربات، تقوم القناة بتزويد الاراضي المجاورة بمياه السقي و تنقل مياه الشحن في نفس الوقت وهذا يستلزم منا تحديد أبعاد القناة و مختلف ملحقاتها بعد القيام بحساب الكميات اللازمة للسقي والشحن

## Résumé:

Le but de cette étude est la réhabilitation du système de la recharge artificielle de la nappe de Mitidja par le bassin d'infiltration N°02 (commune de chebli), le travail consiste d'abord à faire une recherche bibliographique sur l'eau et le milieu souterrain et la recharge des nappes pour savoir les facteurs ayant une influence sur la recharge et connaître les principes de fonctionnement du système.

Par la suite un aménagement du bassin a été réalisé pour favoriser l'infiltration ainsi qu'une projection d'un canal en béton a été faite pour faciliter l'écoulement et minimiser les pertes afin d'assurer un certain débit pour les irrigants de la région. Enfin, un dimensionnement des différents ouvrages projetés dans le cadre de cette étude a été fait en se basant sur les besoins d'irrigation et les besoins d'infiltration.

## Abstract:

In order to rehabilitate the system of artificial recharge of groundwater by the Mitidja infiltration basin No. 02, we studied the relationship between the water, the subsurface and groundwater in order to determine the factors that affect the operation of recharging beside the principles of the system.

We built a pool to increase infiltration and to renew a concrete channel to promote flow and minimize losses. Also, the channel-in turn would provide the neighboring fields with water to direct it at the same time. This would be achieved through determining the appropriate quantities to provide irrigation.

# TABLE DES MATIERES

|                            |   |
|----------------------------|---|
| INTRODUCTION GENERALE..... | 1 |
|----------------------------|---|

## CHAPITRE I : Généralité sur le milieusouterrain et la recharge des nappes

|   |          |
|---|----------|
| <b>Introduction .....</b>   | <b>3</b> |
| I.1.Le milieu souterrain et l'eau.....  | 3        |
| I.1.1 .Quelque définitions.....   | 3        |
| I.1.1.1.Le système aquifère.....  | 3        |
| I.1.1.2.L'Aquifère.....   | 3        |
| I.1.1.3.Nappe d'eau souterraine.....  | 3        |
| I.1.2. Classification des nappes aquifères.....   | 3        |
| I.1.2.1.Classification selon des critères piézométriques.....                                     | 3        |
| a)-Les nappes libres.....   | 4        |
| b)-Les nappes captives.....   | 4        |
| c)-Les nappes semi-captives.....  | 5        |
| I.1.2.2.Classification selon des critères lithologiques.....                                      | 5        |
| a)-Nappes de porosité de pores.....   | 5        |
| b)-Nappes de fissures.....  | 5        |
| c)-Nappes de manteau d'altération.....  | 6        |
| I.1.2.3.Classification liée au contexte géologique et géomorphologique.....                       | 6        |
| a)- Les nappes perchées.....  | 6        |
| b)- Les nappes alluviales.....  | 6        |
| I.1.3.Les relations entre nappes.....   | 6        |
| I.2.Caractéristiques hydrodynamique ou hydraulique des aquifères.....                             | 7        |
| I.2.1 .Porosité totale.....   | 7        |
| I.2.2.Porosité efficace.....  | 7        |
| I.2.3.Porosité de drainage.....   | 8        |
| I.2.4. La perméabilité hydraulique.....   | 8        |
| I.2.5.La conductivité hydraulique.....  | 8        |
| I.2.5.1 Définition.....   | 8        |
| I.2.5.2. Coefficient de perméabilité équivalent en terrain stratifié.....                         | 9        |
| I.2.6.La transmissivité.....  | 10       |
| I.2.7.Coefficient d'emmagasinement.....   | 11       |
| I.2.8.Le coefficient de production spécifique.....  | 12       |
| I.2.9.La teneur en eau volumique.....   | 12       |
| I.2.10. Charge hydraulique.....   | 12       |
| I.2.11 .Gradient hydraulique.....   | 13       |
| I.2.12.Relation teneur en eau /potentiel de pression et conductivité / potentiel de pression..... | 14       |
| I.2.12.1 .Relation teneur en eau /potentiel de pression.....                                      | 14       |

|  |    |
|--|----|
| I.2.12.2.Relation conductivité / potentiel de pression.....                                  | 14 |
| I.2.13 .Coéfficient d'infiltration .....   | 14 |
| I.3 .Définition de la recharge des nappes d'eau souterraines.....                            | 15 |
| I.4.Types de recharge .....  | 15 |
| I.4.1 .Recharge naturelle des nappes d'eau souterraines .....                                | 15 |
| I.4.1.1.La recharge directe.....   | 15 |
| I.4.1.2. La recharge indirecte .....   | 16 |
| I.4.1.3. La drainance.....   | 16 |
| I.4.1.4. Alimentations diverses .....  | 16 |
| I.4.2.La recharge artificielle des aquifères.....  | 17 |
| I.4.2.1 .Définition.....   | 17 |
| I.4.2.2. Objectifs de la recharge artificielle des nappes .....                              | 17 |
| I.4.2.3. Inconvénients de la recharge artificielle des nappes.....                           | 18 |
| I.4.2.4. Facteurs de la recharge.....  | 19 |
| A)Facteurs hydrologiques.....  | 19 |
| B) Facteurs topographiques .....   | 19 |
| C)Facteurs pédologiques.....   | 19 |
| D) Facteurs géologiques et hydrogéologiques.....   | 19 |
| I.4.2.5. Moyens de recharge artificielle des nappes .....                                    | 20 |
| 1). Recharge directe depuis la surface .....   | 20 |
| 2). Recharge directe de subsurface.....  | 21 |
| I.4.2.6.Le choix des différents moyens utilisé pour la recharge artificielle des nappes..... | 21 |
| 1). Recharge directe depuis la surface .....   | 21 |
| 2).Recharge directe de subsurface.....   | 21 |
| I.4.2.7.Description de quelques méthodes de recharge artificielle .....                      | 22 |
| A)Recharge par injection directe dans les forages ou les puits pour atteindre la nappe.....  | 22 |
| B) Recharge depuis la surface par infiltration des eaux à travers les filtres naturelle..... | 22 |
| C) Recharge depuis la surface en utilisation des eaux usées pour la réalimentation.....      | 22 |
| D) recharge par les bassins d'infiltration .....   | 22 |
| • principe de la recharge par les bassins d'infiltration .....                               | 22 |
| • forme dimensions des bassins .....   | 22 |
| • construction d'un bassin .....   | 22 |
| • Amenée de l'eau .....  | 23 |
| ➤ Bassins à fond nu .....  | 23 |
| ➤ Bassins à végétation .....   | 23 |
| ➤ Bassin à sable .....   | 23 |
| E) Recharge depuis la surface par l'aménagement des cours d'eau .....                        | 24 |
| F) Puits filtrant .....  | 24 |
| G) Comparaison entre un bassin d'infiltration et un puits d'injection .....                  | 25 |
| I.5.Méthodes d'estimation de la recharge des nappes .....                                    | 25 |
| I.5.1 .Méthode du bilan hydrologique.....  | 25 |
| I.5 .2.Techniques géochimiques.....  | 26 |
| I.5.2.1 .Technique des isotopes radioactifs .....  | 26 |
| I.5.2.2.L'estimation de la recharge en utilisant le bilan de masse du Cl.....                | 27 |
| I.5.2.3.Technique des isotopes stables.....  | 27 |

|   |           |
|---|-----------|
| I.5.2.4. Comparaison entre les trois méthodes géochimiques .....    | 27        |
| I.5.3. Méthode hydrodynamique .....                                 | 27        |
| I.5.4. L'estimation de la recharge par des modèles numériques ..... | 27        |
| <b>Conclusion .....</b>   | <b>28</b> |

## **CHAPITRE II: Présentation de la zone d'étude**

|  |           |
|--|-----------|
| <b>Introduction .....</b>  | <b>29</b> |
| II.1. Situation géographique de la plaine de la Mitidja .....                      | 29        |
| II.2. Délimitation de la zone d'étude .....  | 30        |
| II.3. Importance des bassins d'infiltrations .....                                 | 30        |
| II.4. Impact de la carrière sur la qualité de l'eau .....                          | 32        |
| II.5. Climatologie .....   | 32        |
| II.6. La nature des sols .....   | 33        |
| II.7. la zone non saturée .....  | 34        |
| II.8. L'hydrogéologie .....  | 36        |
| II.9. Piézométrie .....  | 37        |
| II.10. Bilan hydrique .....  | 38        |
| II.11. Géologie .....  | 39        |
| II.11.1. Cadre géologique global .....   | 39        |
| II.11.2. Cadre géologique local .....  | 40        |
| II.12. Caractéristiques physiques du sous bassin versant .....                     | 41        |
| II.12.1. Relief .....  | 41        |
| II.12.2. Pente .....   | 41        |
| II.12.3. Erosion .....   | 41        |
| II.13. Hydrologie .....  | 41        |
| II.13.1. Velu hydrographique .....   | 41        |
| II.13.2. Débits et hauteurs d'eau au niveau de la station -Rocher des pigeon ..... | 42        |
| II.14. La couverture végétale .....  | 43        |
| II.15. Qualité des eaux de l'Oued Hammam El Ouan .....                             | 43        |
| II.15. 1. Principaux paramètres de potabilité .....                                | 43        |
| II.16. Aspects environnementaux .....  | 45        |
| II.17. Etat du réseau d'irrigation et de drainage .....                            | 46        |
| II.18. Aménagements préconisés au niveau des bassins et seguias .....              | 46        |
| <b>Conclusion .....</b>  | <b>47</b> |

## **CHAPITRE III: Données et calculs de base**

|   |           |
|---|-----------|
| <b>Introduction .....</b>                                   | <b>48</b> |
| III.1. Données de base de l'étude .....                     | 48        |
| III.1.1. Objet de l'étude .....                             | 48        |
| III.1.2. Système de recharge artificielle de la nappe ..... | 48        |
| III.1.2.1. Caractérisation du bassin d'infiltration .....   | 48        |
| III.1.2.2. Seguia .....                                     | 49        |
| III.1.2.3. Nature de la seguia projetée .....               | 49        |
| III.1.2.4. Prise d'eau .....                                | 49        |
| III.2. Les cultures adaptées à la zone d'étude .....        | 49        |

|  |           |
|--|-----------|
| III.3. calcul hydrologique .....                       | 50        |
| III.3.1. Ajustement des données .....                  | 50        |
| A) Ajustement à la loi de gauss .....                  | 50        |
| B) Traitement des données .....                        | 51        |
| C) Détermination de l'année de calcul .....            | 52        |
| III.4. Besoin en eau du périmètre .....                | 53        |
| III.4.1. Méthode de PENMAN&MOTHEIT modifiée .....      | 53        |
| a) La pluie efficace .....                             | 54        |
| b) Détermination des besoins en eau d'irrigation ..... | 55        |
| III.4.2. Calcul du débit fictif continu .....          | 56        |
| III.4.3. Calcul du débit caractéristique .....         | 57        |
| III.4.4. Superficie à irriguer .....                   | 58        |
| III.4.5. Les débits du canal .....                     | 59        |
| III.4.6. Calcul des débits .....                       | 59        |
| <b>Conclusion .....</b>                                | <b>61</b> |

## CHAPITRE IV : Ouvrages projetés

|   |           |
|---|-----------|
| <b>Introduction .....</b>   | <b>62</b> |
| IV.1. Généralités .....   | 62        |
| IV.1.1. Les canaux à ciel ouvert .....                                  | 62        |
| IV.1.2. Dimensionnement des canaux trapézoïdaux .....                   | 62        |
| IV.1.3. Le choix de la section de meilleure conductivité .....          | 62        |
| IV.1.4. Calcul du rayon hydraulique maximal .....                       | 63        |
| IV.2. Calcul hydraulique .....  | 63        |
| IV.2.1. Dimensionnement de la conduite de prise (prise par tuyau) ..... | 64        |
| IV.2.2. Dimensionnement de la section d'écoulement .....                | 64        |
| IV.3. Ouvrages .....  | 73        |
| IV.3.1. Prise d'eau – regard ONID .....                                 | 73        |
| IV.3.2. Les répartiteurs .....  | 73        |
| IV.3.3. Débouché (ouvrage de rejet) .....                               | 74        |
| IV.3.4. Ouvrages de franchissement .....                                | 76        |
| IV.3.5. Chutes .....  | 77        |
| IV.3.6. Curage du fond du bassin d'infiltration(B.2) .....              | 77        |
| <b>Conclusion .....</b>   | <b>78</b> |

## CHAPITRE V : Organisation de chantier et devis estimative

|   |           |
|---|-----------|
| <b>Introduction .....</b>                       | <b>79</b> |
| V. 1. Le volume des travaux .....               | 79        |
| V.2. Engins utilisés .....                      | 82        |
| V.2.1. La niveleuse (grader) .....              | 82        |
| a) Constitution .....                           | 82        |
| b) Principe de fonctionnement .....             | 82        |
| c) L'avantage de la niveleuse automotrice ..... | 83        |
| d) Autres utilisations de la niveleuse .....    | 83        |
| V.2.2. La pelle .....                           | 83        |

|   |           |
|---|-----------|
| V.2.3. matériel de compactage .....                   | 84        |
| V.3. Elaboration du réseau selon la méthode CPM ..... | 84        |
| <b>Conclusion</b> .....                               | 85        |
| <br>  |           |
| <b>CONCLUSION GENERALE</b> .....                      | <b>86</b> |

## LISTE DES TABLEAUX

|   |    |
|---|----|
| Tableau.I.1. Valeurs des porosités moyennes pour les principaux réservoirs .....                                  | 8  |
| Tableau.I.2 . Valeurs de coefficient de perméabilité .....  | 9  |
| <br>  |    |
| Tableau II.1.Les flux d'entrée et de sortie oueds .....   | 38 |
| Tableau II.2.Les volumes infiltrés par les oueds .....  | 39 |
| Tableau II.3. Les débits et hauteurs d'eau mesurés au niveau de la station-rocher des pigeons-Hammam El Ouan..... | 42 |
| Tableau II.4. Résultats physico-chimiques des eaux de l'Oued hammam El Ouan.....                                  | 43 |
| <br>  |    |
| Tableau III.1. Les résultats de l'ajustement à la loi normale .....   | 52 |
| Tableau III.2. Précipitation moyenne mensuelle de l'année de calcul.....  | 53 |
| Tableau III.3. Evapotranspiration de référence selon la méthode PENMAN&MONTHEIT.....                              | 54 |
| Tableau III.4. Les précipitations efficaces dans la zone d'étude.....   | 55 |
| Tableau III.5. Besoins en eau des cultures.....   | 56 |
| Tableau III.6. Débits fictifs continus .....  | 57 |
| Tableau III.7. Débits caractéristiques .....  | 57 |
| Tableau III.8. Le débit caractéristique moyen mensuel.....  | 58 |
| Tableau III.9. Variation mensuelle des débits d'alimentation du bassin n°2.....                                   | 60 |
| <br>  |    |
| Tableau.IV.1. Dimensions d'un canal trapézoïdal.....  | 63 |
| Tableau.IV.2. Débit véhiculé par tronçon du canal.....  | 63 |
| Tableau.IV.3.Calcul du diamètre .....   | 64 |
| Tableau.IV.4.Calcul hydraulique de la section du canal par des itérations successives .....                       | 65 |
| Tableau.IV.4.Les résultats des calculs pour différents tronçons.....  | 66 |
| Tableau.IV.5.Débits en fonction du niveau d'ouverture de la vanne.....  | 73 |
| <br>  |    |
| Tableau.V.1. Quantitatif du béton.....  | 80 |
| Tableau.V.2. Equipements et accessoires .....   | 80 |
| Tableau.V.3. Quantitatif du terrassement.....   | 81 |
| Tableau.V.4.Recapitulatif.....  | 81 |

## LSTE DES FIGURES

|   |    |
|---|----|
| FIGURE I-1 : Schéma de l'aquifère a nappe libre. Mesure du niveau piézométrique.....  | 4  |
| FIGURE I-2: Schéma de l'aquifère a nappe captive. Mesure du niveau piézométrique.....   | 5  |
| FIGURE I-3 : Schéma des trois états d'un échantillon de sous-sol montrent les types d'eau souterraine présents dans les vides du réservoir..... | 7  |
| FIGURE I-4 : Calcul du coefficient de perméabilité équivalent en terrain stratifié.....   | 10 |
| FIGURE I-5 : Conductivité/Transmissivité d'un aquifère .....  | 10 |
| FIGURE I-6 : Libération de l'eau gravitaire.....  | 11 |
| FIGURE I-7 : calcul du gradient hydraulique sur le terrain.....   | 13 |
| FIGURE I-8 : calcul du gradient hydraulique par la carte piézométrique.....   | 13 |
| FIGURE I-9 : Rôle des pluies efficaces dans la distribution au sol et dans le sol.....  | 16 |
| FIGURE I-10 : différents méthodes de recharge artificielle des nappes.....  | 21 |
| FIGURE I-11 : quelques méthodes de recharge artificielle des nappes.....  | 24 |
| FIGURE I-12 : bilan hydrologique .....  | 25 |
| <br>  |    |
| FIGUREII-1 : Localisation de la zone d'étude de la recharge artificielle de la nappe de la Mitidja..  | 30 |
| FIGURE II-2 :Vue de l'entrée du bassin 2 et de son étendue.....   | 32 |
| FIGURE II-3 :Pluviométrie moyenne interannuelle (période 1980-2009) .....   | 33 |
| FIGURE II-4 : LOG du piézomètre PZ51(région Bouinan) .....  | 35 |
| FIGURE II-5 : Evolution de la profondeur de la Mitidja en aval des bassins d'infiltration.....  | 38 |
| FIGURE II-6 : Les débits de oued hammam El Ouan.....  | 42 |
| <br>  |    |
| FIGURE III-1 :Ajustement de la station de Soumaa a la loi de gauss .....  | 52 |
| FIGURE III-2 :Histogramme de variation du débit caractéristique .....   | 58 |
| FIGURE III -3 : Histogramme de variation mensuelle des débits.....  | 61 |
| <br>  |    |
| FIGUREIV-1 :Représentations schématiques de la section N°01 .....   | 67 |
| FIGUREIV-2 :Variation de la hauteur en fonction du débit, section N°01 .....  | 67 |
| FIGUREIV-3 :Représentations schématiques de la section N°02.....  | 68 |
| FIGUREIV-4 :Variation de la hauteur en fonction du débit, section N°02 .....  | 68 |
| FIGUREIV-5 :Représentations schématiques de la section N°0 3 .....  | 69 |
| FIGUREIV-6 :Variation de la hauteur en fonction du débit, section N°03 .....  | 69 |
| FIGUREIV-7 :Représentations schématiques de la section N°04.....  | 70 |
| FIGUREIV-8 :Variation de la hauteur en fonction du débit, section N°04.....   | 70 |
| FIGUREIV-9 :Représentations schématiques de la section N°05 .....   | 71 |
| FIGUREIV-10 :Variation de la hauteur en fonction du débit, section N°05.....  | 71 |
| FIGUREIV-11 :Représentations schématiques de la section N°06.....   | 72 |
| FIGUREIV-12 :Variation de la hauteur en fonction du débit, section N°06.....  | 72 |
| FIGURE IV-13 :variation du débit en fonction de l'ouverture de la vanne.....  | 74 |
| FIGUREIV-14 :Représentations schématiques de la section débouchée.....  | 75 |
| FIGUREIV-15 :Variation de la hauteur en fonction du débit, débouchée.....   | 75 |
| FIGUREIV-16 :Représentations schématiques de la buse.....   | 76 |
| FIGUREIV-17 :Variation de la hauteur en fonction du débit, buse .....   | 76 |
| FIGUREIV-18 : Représentation du tracé sur terrain.....  | 77 |
| <br>  |    |
| FIGURE V-1: Pelle équipée en niveleuse.....   | 82 |
| FIGUREV-2:Pelle hydraulique .....   | 83 |



---

# INTRODUCTION GENERAL

---

## INTRODUCION GENERAL

Devant l'accroissement de la population humaine sur terre, l'eau devient de plus en plus, une denrée convoitée. L'eau est tellement précieuse que l'or a pris la couleur bleue. Ainsi, la demande en eau est en éternel accroissement, cela est dû à la multiplication des usages (consommation domestique, agriculture, industrie, loisirs, etc.).

Cet accroissement de la demande en eau a poussé les usagers à rechercher des alternatives pour combler le déficit hydrique. La réalisation de forages constitue la principale alternative dans la région de la Mitidja et cela au détriment de la ressource en eau souterraine. Or, la multiplication de ces forages a entraîné le rabattement du niveau de la nappe, d'où la diminution du débit des forages. Le recours à la technique de recharge artificielle de la nappe peut apporter une solution à cette problématique. Cette technique consiste à introduire artificiellement un certain volume d'eau dans une formation aquifère perméable par l'intermédiaire d'un dispositif aménagé à cet effet, allant de l'épandage sur des terrains perméables ou le simple bassin d'infiltration de surface au puits ou au forage le plus élaboré.

Les buts globaux de la recharge artificielle des nappes sont:

- la satisfaction de besoins en eau croissants et la lutte contre l'intrusion d'eau salée.
- l'utilisation, la conservation et la distribution des ressources en eau ainsi que leur contrôle et protection.
- La diminution de la consommation de l'énergie électrique dans les forages en augmentant le niveau d'eau de la nappe

La recharge artificielle constitue un outil de gestion de l'ensemble des ressources en eau d'un bassin ou d'un groupe de bassins naturels. Elle permet la gestion rationnelle des eaux superficielles et souterraines.

Le but de cette étude est la réhabilitation d'un dispositif permettant la recharge artificielle de la nappe de la Mitidja à partir des eaux de l'oued El Harrach par un bassin d'infiltration situé à Tabaïnet (Daïra de Bouinan).

Ce travail comporte cinq chapitres:

**Le premier chapitre** est consacré à la description du milieu souterrain et ses propriétés, ses caractéristiques et sa relation avec l'eau qu'il contient ainsi que les principes de l'écoulement dans les milieux poreux. Ce chapitre relate également le phénomène de recharge des nappes: la recharge naturelle et artificielle, les conditions de recharge et les moyens utilisés pour la recharge des nappes, les méthodes employées pour la quantification de la recharge des nappes.

**Le deuxième chapitre** est consacré à la présentation de la zone d'étude sur le plan géologique, pédologique, hydrogéologique, topographique, climatique, environnemental et hydrographique afin de caractériser les principaux facteurs intervenant dans la recharge de la nappe.

**Le chapitre trois** consiste à traiter et à ajuster les données et de faire les calculs de base afin d'évaluer les différents débits d'irrigation et d'infiltration en tenant compte des caractéristiques climatiques et pédologiques de la zone d'étude ainsi que la répartition et les types de cultures.

## INTRODUCTION GENERAL

---

**Le chapitre quatre**, consiste à dimensionner le canal d'amenée d'eau de forme trapézoïdal en tenant compte des paramètres avantageux. Ce chapitre vise également la description des différents ouvrages projetés.

**Le chapitre cinq** est consacré à l'organisation du chantier, à l'estimation du volume des travaux et à l'élaboration d'un devis estimatif.

Et pour conclure, une **conclusion générale** est donnée à la fin de ce travail.

**Introduction:**

L'impact démographique et l'évolution des modes de vie ont entraîné une augmentation tout aussi rapide des consommations d'eau et à la dégradation continue de la qualité des eaux de surface, le recours systématique aux réserves en eaux souterraines est devenu partout une nécessité. Et la même question revient continuellement aux hydrogéologues: les ressources exploitées sont-elles renouvelées ? Si oui, comment et à quel taux ?

Dans ce chapitre on va essayer de répondre à ces questions.

**I.1. Le milieu souterrain et l'eau:****I.1.1. Quelques définitions:****I.1.1.1. Le système aquifère:**

C'est l'espace du sous-sol contenant une ressource identifiable, et gérable, en tant que telle. La tendance naturelle de l'eau est de s'écouler toujours vers un "niveau de base" qui est celui de la mer. Elle peut être momentanément ralentie, piégée et peut s'accumuler dans des formations géologiques lui offrant cette place : c'est le système aquifère.

Un système aquifère est donc l'ensemble d'un réservoir naturel souterrain et de l'eau qu'il contient, ou qui le traverse.

**I.1.1.2. L'Aquifère:**

L'eau souterraine exploitée par les hydrogéologues est contenue et se déplace selon les gradients d'élévation et de pression dans les formations géologiques poreuses et perméables (à des degrés divers). L'ensemble formation-eau souterraine est appelé aquifère. D'après le dictionnaire de Castany-Margat, on appelle aquifère un corps de roche perméable comportant une zone saturée - ensemble du milieu solide et de l'eau contenue - suffisamment conductrice d'eau souterraine pour permettre l'écoulement significatif d'une nappe souterraine et le captage de quantités d'eau appréciables.

**I.1.1.3. Nappe d'eau souterraine:**

La nappe d'eau souterraine est constituée par l'ensemble des eaux comprises dans la zone saturée d'un aquifère dont toutes les parties sont en continuité hydraulique. Le mouvement de l'eau est fonction des gradients d'élévation et de pression.

**I.1.2. Classification des nappes aquifères:**

La classification des nappes aquifères peut se faire selon différents critères :

- Des critères piézométriques (niveau d'eau) ;
- Des critères lithologiques ;
- Des critères liés au contexte géologique et géomorphologique.

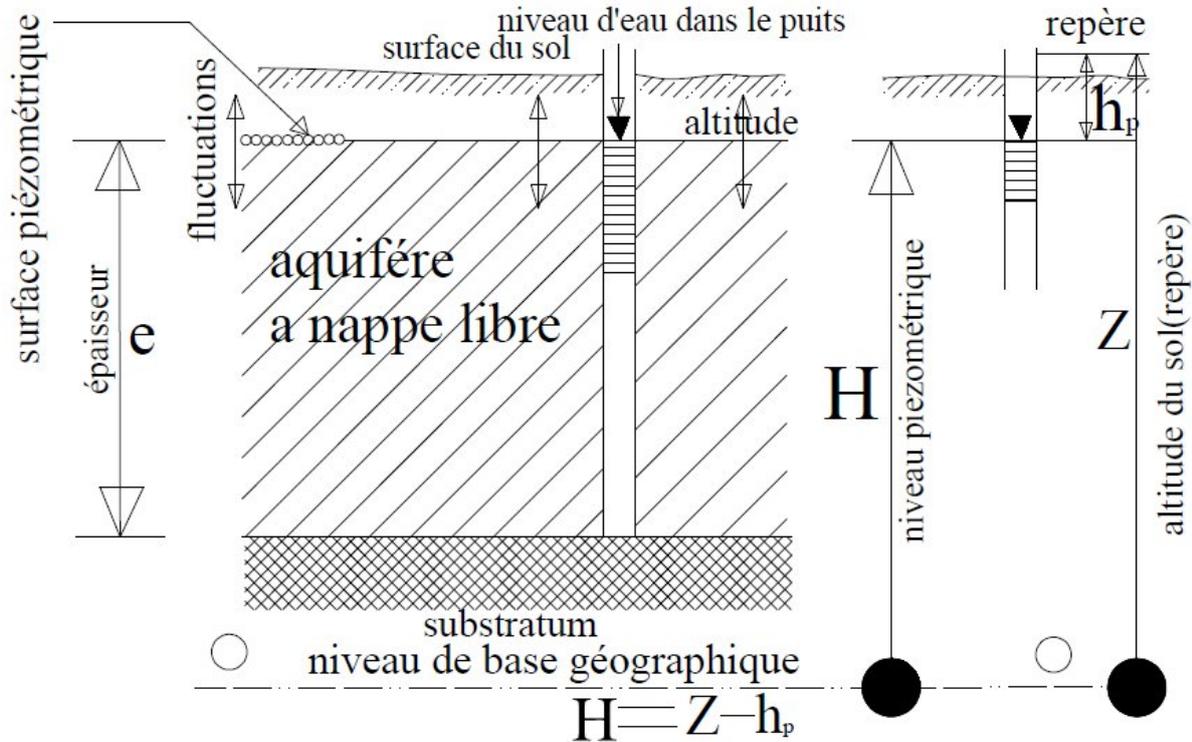
**I.1.2.1. Classification selon des critères piézométriques:**

On peut classer les aquifères selon critères piézométriques comme suit:

- a) Les nappes libres;
- b) Les nappes captives;
- c) Les nappes nappe semi-captive.

**a)-Les nappes libres:**

Dans une nappe libre, la surface piézométrique peut, en fonction des conditions climatiques et de la recharge de la nappe par les précipitations, fluctuer " librement " dans la formation aquifère considérée car celle-ci s'étend au-dessus de la surface piézométrique (voir figure I.1).

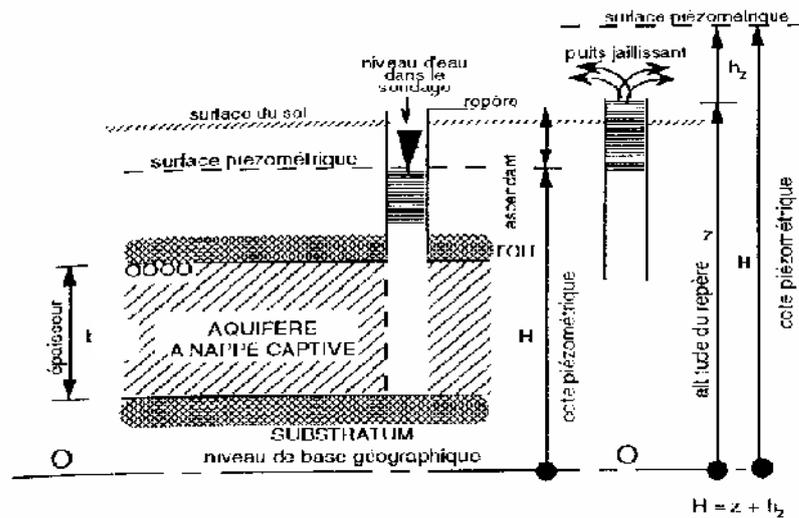


**Figure I.1.** Schéma de l'aquifère à nappe libre, mesure du niveau piézométrique.(GILBERT. 1998)

**b)-Les nappes captives:**

Dans une nappe captive, la formation aquifère est surmontée d'une couche imperméable. Son niveau piézométrique s'équilibre systématiquement au-dessus du toit de la formation aquifère.

Parfois, le niveau piézométrique est supérieur à la cote altimétrique du sol créant, si une connexion est établie (notamment par forage), un phénomène d'artésianisme. (Voir figure I.2).



**Figure I.2.** Schéma de l'aquifère à nappe captive. Mesure du niveau piézométrique. (GILBERT, 1998)

### c)-Les nappes semi-captives:

Le terme de nappe semi-captive est utilisé lorsque l'aquifère est surmonté d'une couche de plus faible perméabilité ou semi-perméable.

#### I.1.2.2. Classification selon des critères lithologiques:

Outre la nature de la formation géologique (sable, grès, calcaire, ...), la cohérence de la roche permet de distinguer, les nappes suivantes :

- Nappes de porosité de pores ;
- Nappes de fissures ;
- Nappes de manteau d'altération.

#### a)-Nappes de porosité de pores :

Elles se trouvent dans les roches meubles (constituées de sables, de graviers, de galets,...). La nappe des sables bruxelliens et la nappe des graviers d'origine alluviale de la Meuse en sont deux exemples.

#### b)-Nappes de fissures:

Dans les formations cohérentes, les nappes sont localisées dans les zones perméables et poreuses qui n'existent que si les roches sont fissurées et altérées. Par exemple, la fissuration puis l'altération des grès en sables entraînent la formation de nappes de fissures au sein des formations gréseuses. Les fissures sont généralement liées à la présence de phénomènes tectoniques (failles ou plis).

Les nappes des formations calcaires, du fait de la dissolution des carbonates provoquant l'apparition de phénomènes karstiques, constituent des aquifères à grand potentiel d'exploitation. Les nappes de ces aquifères sont soumises à de hauts risques de contamination en présence de connexions directes entre la nappe et la surface et au sein même de l'aquifère. Les eaux sont dès lors peu filtrées, ce qui nuit à leur qualité.

La productivité d'un puits foré dans les aquifères de fissures peut être très variable suivant la densité de fissures recoupées. La présence d'une forte fissuration peut-être détectée par différentes méthodes : observations géomorphologiques, prospections géophysiques, etc.

### **c)-Nappes de manteau d'altération:**

Elles sont observées dans les formations cohérentes présentant une forte fissuration et altération. Elles sont souvent localisées sur les crêtes topographiques et présentent des capacités de production moyennes. Les nappes des grès famenniens du Condroz sont des exemples de nappes de manteau d'altération. En effet, outre la présence de plis ayant engendré une bonne fracturation des grès, ces derniers sont altérés en sables ce qui augmente la porosité et la perméabilité de ces formations.

### **I.1.2.3. Classification liée au contexte géologique et géomorphologique:**

On distingue:

- a) Les nappes perchées;
- b) Les nappes alluviales.

#### **a)- Les nappes perchées:**

Les nappes perchées sont généralement de faible extension et situées très au-dessus des nappes régionales profondes dont elles sont isolées par des formations imperméables. Ce sont des nappes de faible capacité présentant de fortes variations saisonnières du niveau piézométrique.

#### **b)- Les nappes alluviales:**

Les nappes alluviales sont localisées dans des aquifères situés dans le fond des vallées, ils sont constitués de sédiments déposés par les rivières. Ces nappes ont des perméabilités et des porosités très variables en fonction de la granulométrie des alluvions; plus la granulométrie est grossière (sables, graviers, galets, ...) et bien classée, plus l'aquifère présente une bonne capacité d'exploitation. La différence de cote piézométrique entre le niveau de la rivière et celle de la nappe aquifère détermine les échanges de flux : la rivière est drainante lorsque son niveau est inférieur à celui de la nappe et infiltrant dans le cas contraire.

Le caractère drainant ou infiltrant d'une rivière peut varier selon les conditions saisonnières.

### **I.1.3. Les relations entre nappes:**

Des nappes qui communiquent entre elles forment des systèmes aquifères et la combinaison naturelle de plusieurs nappes contenues dans des terrains de propriétés diverses, va jouer un rôle modérateur et régulateur des écoulements.

A plus grande échelle, le drainage successif de plusieurs nappes par le réseau hydrographique d'un grand bassin constitue aussi un phénomène compensateur par addition de nappes karstiques à tarissement rapide et de nappes à effet de réserve différée par exemple. Chacune joue alors son rôle le moment venu en fonction de ses capacités.

De plus, la taille des bassins organisés en grappes de sous bassin est aussi responsable de la plus ou moins grande pérennité des écoulements. Ce sont donc les petites nappes de faible capacité de stockage, vite vidées parce que très perméables et situées en tête des bassins qui vont mal supporter la sécheresse.

Dans notre travail, on s'intéresse uniquement à la nappe libre.

**I.2.Caractéristiques hydrodynamique ou hydraulique des aquifères :**

Les aquifères sont caractérisés par les paramètres hydrodynamiques suivants:

**I.2.1.Porosité totale :**

La porosité totale est le rapport des volumes des vides ou des pores avec le volume total de l'échantillon (voir figure I.3), elle est donnée en %.(FREDERIC. 2003)

Un sol à l'état naturel se compose de grains de différentes dimensions. Les fines se logent donc dans les interstices laissés entre les éléments de forte granulométrie ce qui permet une diminution de la porosité, cette dernière dépend donc uniquement de l'arrangement des grains indépendamment de leurs dimensions.

Pour mesurer cette porosité, il faut mesurer le volume des vides, ce qui revient à estimer le volume d'eau pour un aquifère.

On distingue 2 deux catégories d'eau :

- L'eau gravitaire : mobilisable par gravité, elle circule dans les aquifères et alimente les captages et sources ;
- L'eau de rétention ou eau capillaire : non mobilisable, sauf par étuvage, elle est retenue sur la surface des grains, le volume d'eau de rétention est noté par  $V_r$  (voir figure I.3).

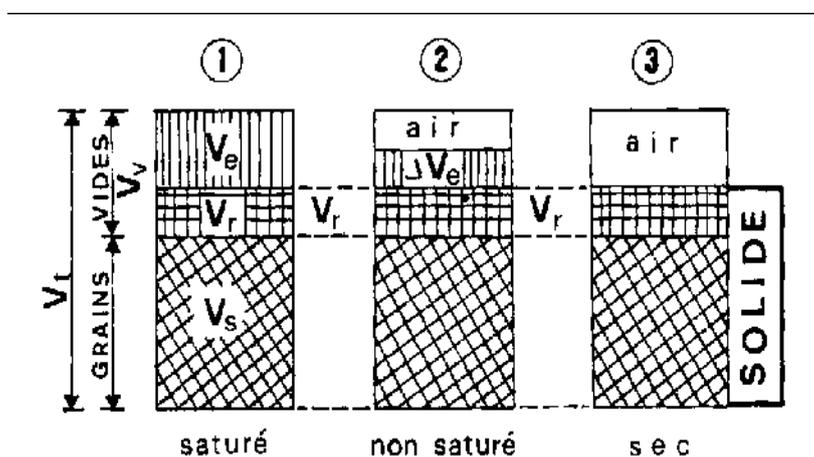
Toutefois, un réservoir n'est jamais dépourvu de son eau de rétention. En hydrogéologie, on préfère donc parler de porosité efficace que de porosité totale plus théorique.

**I.2.2.Porosité efficace :**

La porosité efficace est le rapport du volume d'eau gravitaire au volume total de la roche saturée en eau:

Porosité efficace,  $n_e$  (%) = volume eau gravitaire/ volume total.

$$n_e = \frac{V_e}{V_t} \quad \text{(FREDERIC. 2003)(I.1)}$$



**Figure I.3.**Schéma des trois états d'un échantillon de sous-sol montrent les types d'eau souterraine présents dans les vides du réservoir. (GILBERT. 1998)

$V_s$  : C'est le volume de la phase solide.

Un terrain drainé donne une porosité efficace (eau gravitaire).

L'eau de rétention donne la porosité résiduelle (eau capillaire). La somme de ces deux porosités donne la porosité totale.

Le Tableau (I.1) montre des valeurs des porosités moyennes pour les principaux réservoirs.

**Tableau I.1.** Valeurs des porosités moyennes pour les principaux réservoirs. (GILBERT.1998)

| Sols                | Porosité totale en % | Porosité efficace en % | Sols             | Porosité totale en % | Porosité efficace en % |
|---------------------|----------------------|------------------------|------------------|----------------------|------------------------|
| Vases               |                      | 0,1 %                  | gravier + sable  |                      | 15 à 25 %              |
| Limons              | 36 %                 | 2 %                    | gravier fin      |                      | 20 %                   |
| Argile              | 45 %                 | 3 %                    | gravier moyen    | 45 %                 | 25 %                   |
| sable gros + limons | 32 %                 | 5 %                    | gravier gros     |                      | 30 %                   |
| sable très fin      | 35 %                 | 5 %                    | grès fissuré     | 16 %                 | 2 à 15 %               |
| sable fin           | 35 %                 | 10 %                   | craie            |                      | 2 à 5 %                |
| sable moyen         | 35 %                 | 15 %                   | calcaire fissuré | 4,8 %                | 2 à 10 %               |
| sable gros          | 35 %                 | 20 %                   | granite fissuré  | 1,2 %                | 0,1 à 2 %              |
| Alluvions           |                      | 8 à 10 %               |                  |                      |                        |

### I.2.3. Porosité de drainage:

La porosité de drainage donnée en ( $n_d$ ) appelée aussi porosité d'aération ou porosité utile est la partie de la porosité rendue accessible à l'air par le rabattement d'une nappe. Elle est donnée en %. (HAMDI. 2001)

### I.2.4. La Perméabilité hydraulique:

La perméabilité hydraulique indique le degré de facilité que possède un milieu poreux à laisser écouler l'eau à travers ses interstices. (HAMDI. 2001)

### I.2.5. La conductivité hydraulique:

#### I.2.5.1. Définition:

La conductivité hydraulique est le coefficient de perméabilité de Darcy ou tout simplement coefficient de perméabilité. On peut le définir comme étant le débit obtenu à travers un matériel par unité de surface lorsque l'eau est soumise à un gradient hydraulique unitaire (voir figure I.5). Ce coefficient dépend des propriétés du milieu poreux et aussi des propriétés du fluide, soit sa masse volumique et sa viscosité, et il a la même unité que celle de la vitesse.

$$K = \left( \frac{\rho \cdot g}{\mu} \right) k \quad (I.2)$$

Où K est la conductivité hydraulique et k est la perméabilité. (HAMDI. 2001)

Le tableau I.2 montre les valeurs de coefficient de perméabilité selon le type de la formation aquifère. (GILBERT. 1998)

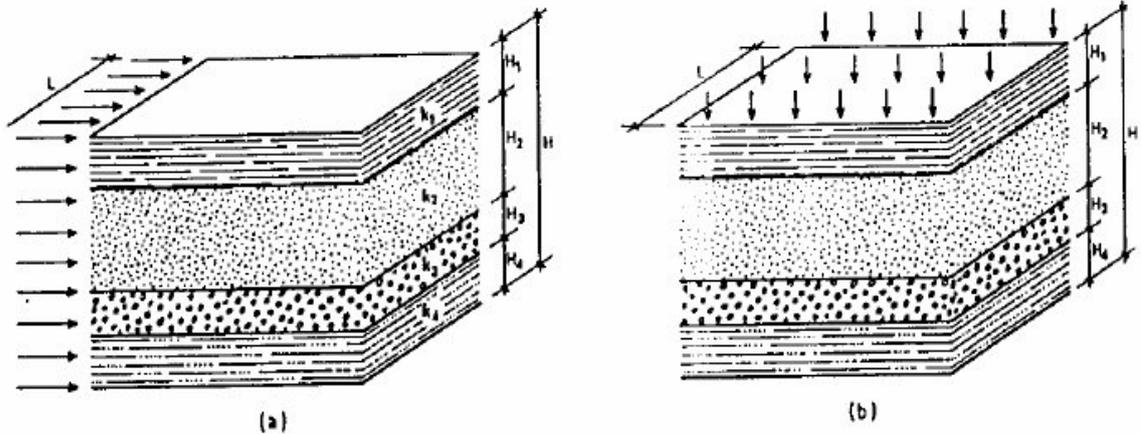
**Tableau I.2.** Valeurs de coefficient de perméabilité. (GILBERT. 1998)

| K en m/s               | 10                  | 1 | 10 <sup>-1</sup> | 10 <sup>-2</sup> | 10 <sup>-3</sup> | 10 <sup>-4</sup>         | 10 <sup>-5</sup> | 10 <sup>-6</sup> | 10 <sup>-7</sup> | 10 <sup>-8</sup> | 10 <sup>-9</sup> | 10 <sup>-10</sup> | 10 <sup>-11</sup> |
|------------------------|---------------------|---|------------------|------------------|------------------|--------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|-------------------|-------------------|
| Granulométrie homogène | gravier pur         |   |                  | sable pur        |                  |                          | sable très fin   |                  |                  | limons           |                  | argile            |                   |
| Granulométrie variée   | gravier gros et moy |   | gravier et sable |                  |                  | sable et limons argileux |                  |                  |                  |                  |                  |                   |                   |
| degrés de perméabilité | TRES BONNE - BONNE  |   |                  |                  |                  | MAUVAISE                 |                  |                  |                  |                  |                  | NULLE             |                   |
| type de formation      | PERMEABLE           |   |                  |                  |                  | SEMI-PERMEABLE           |                  |                  |                  |                  |                  | IMPERMEABLE       |                   |

L'utilisation des coefficients de perméabilité, du tableau I.2 sont valables pour caractériser les aquifères d'eau jusqu'à une profondeur d'un millier de mètres. Au-delà, il faut tenir compte de l'augmentation de température et de pression.

**I.2.5.2. Coefficient de perméabilité équivalent en terrain stratifié:**

La figure I.4 montre la configuration des sols stratifiés pour le calcul de coefficient de perméabilité équivalent. (FREDERIC. 2003)



(a):  $K_{eq} = \frac{1}{H} \sum_1^n K_i H_i$

(b):  $\frac{1}{K_{eq}} = \frac{1}{H} \sum_1^n \frac{H_i}{K_i}$

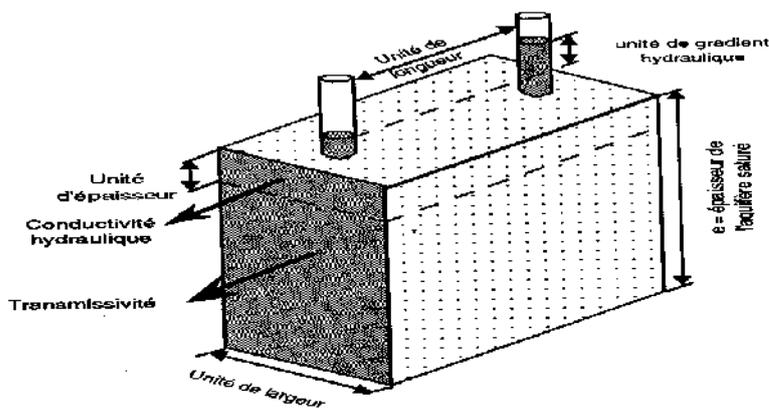
**I.2.6.La transmissivité:**

La transmissivité des aquifères représente, similairement à la conductivité hydraulique, la capacité d'un aquifère à permettre l'écoulement horizontal de l'eau sur toute son épaisseur (figure I.5). (HAMDI. 2001)

Dans le cas d'un aquifère supposé homogène et possédant une valeur unique de conductivité hydraulique, la transmissivité sera uniquement le produit de la conductivité hydraulique par l'épaisseur saturée de l'aquifère. Sa dimension de base est le m<sup>2</sup>/s.

$T(m^2/s) = K(m/s).e(m)$  (I.3)

Pour traiter des situations où l'écoulement n'est pas nécessairement horizontal et l'aquifère n'est pas homogène et isotrope, il faut définir la conductivité hydraulique équivalente dans la direction d'écoulement.



**Figure I.5.** Conductivité/Transmissivité d'un aquifère. (FREDERIC. 2003)

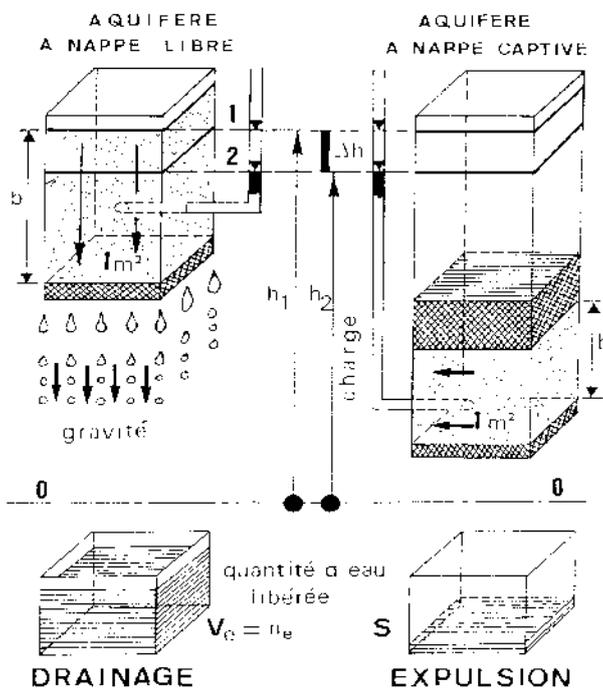
**I.2.7.Coefficient d'emmagasinement:**

Une caractéristique hydraulique importante d'un aquifère est la connaissance du volume d'eau libéré ou emmagasiné par unité de surface à la variation de charge correspondante: C'est le coefficient d'emmagasinement :  $S$  .(FREDERIC. 2003).

Physiquement, on le définit (figure I.6) comme la quantité d'eau libérée (eau gravitaire) d'un prisme vertical de  $1 \text{ m}^2$  de base et de la hauteur de l'aquifère sous une variation unitaire de la charge hydraulique ( $\Delta h=2-1=1$ ).

$S$  s'exprime en %.

$S$  se mesure par des pompages d'essai.



**Figure.I.6.** Libération de l'eau gravitaire. (FREDERIC. 2003)

Dans un aquifère libre, l'eau est libérée par l'action des forces de gravité (drainage). Le coefficient d'emmagasinement  $S$  est égal, en pratique, à la porosité efficace (la porosité résiduelle concerne l'eau de rétention). Les valeurs usuelles vont de 1% pour certains limons et jusqu'à 30-40% pour les alluvions grossiers bien lavés.

Dans un aquifère captif ou semi-captif, l'expulsion de l'eau est le résultat de la compression de l'aquifère et de la baisse du niveau statique lors du pompage provoquant une baisse de pression, une détente élastique et une déformation du solide libérant l'eau (actions d'élasticité de l'eau et du solide). Les modules d'élasticité étant faibles, le volume d'eau libéré est beaucoup plus petit, à caractéristiques égales, que pour les nappes libres. Le coefficient d'emmagasinement  $S$  est ici de 100 à 1 000 fois (voir 10 000 fois) plus petit. Les valeurs usuelles se situent entre 0,1 et 0,01 %.

Dans le cas des nappes captives,  $S$  est égale au produit de l'emmagasinement spécifique  $S_s$  et de l'épaisseur de l'aquifère  $e$ .

$$S = S_s \cdot e \tag{I.4}$$

Où l'emmagasinement spécifique représente le volume d'eau que peut produire une unité de volume d'aquifère, lorsque soumis à un changement unitaire de la charge hydraulique. (FREDERIC.2003)

Le coefficient d'emmagasinement spécifique peut être calculé à partir de la formule suivante :

$$S_s = \rho \cdot g \cdot e (\alpha' + n\beta) \tag{I.5}$$

n:porosité totale.

$\alpha',\beta$ : Compressibilité du matériau de l'aquifère et de l'eau( $m^2/N$ ).

$S_s$  :Coefficient l'emmagasinement spécifique (  $L^{-1}$ ).

e:épaisseur de l'aquifère saturé (L).

**I.2.8.Le coefficient de production spécifique (Specificyield):**

Il est défini pour les aquifère libre par la relation suivante:

$$S_y = S - e \cdot S_s \tag{I.6}$$

Où

$S_y$ : C'est la production spécifique (sans unité).

**I.2.9.La teneur en eau volumique:**

Dans les milieux non saturés, nous définissons la teneur en eau volumique comme suit:(THAIS. 2004)

$$\theta = \frac{V_v}{V} \tag{I.7}$$

La teneur en eau d'un sol varie entre une valeur minimale (la teneur en eau résiduelle,  $\theta_r$ ), et une valeur maximale (la teneur en eau à saturation,  $\theta_s$ ). Ce dernier est en principe égal à la porosité, toutefois, dans les conditions naturelles, un sol ne parvient jamais à la saturation totale, car il reste toujours de l'air piégé.

**I.2.10. Charge hydraulique:**

L'énergie totale de l'aquifère est exprimée par sa charge hydraulique. (FREDERIC. 2003)

Energie totale (charge hydraulique)= Energie potentielle (hauteur d'eau et pression) + Energie cinétique (vitesse)

$$H_M = Z_M + \frac{p_M}{\gamma_w} + \frac{u}{2g} \tag{I.8}$$

-La composante d'énergie cinétique  $\frac{u^2}{2g}$  est négligeable en raison des faibles vitesses d'écoulement dans les sols (quelques cm/s);

-  $\gamma_w$ : poids volumique de l'eau =  $9.81 \text{ kN/m}^3$ ;

-  $p_M$  : pression du fluide =  $u$  (= 0 si sol non saturé) ;

-  $Z_M$  : cote prise depuis la surface de référence.

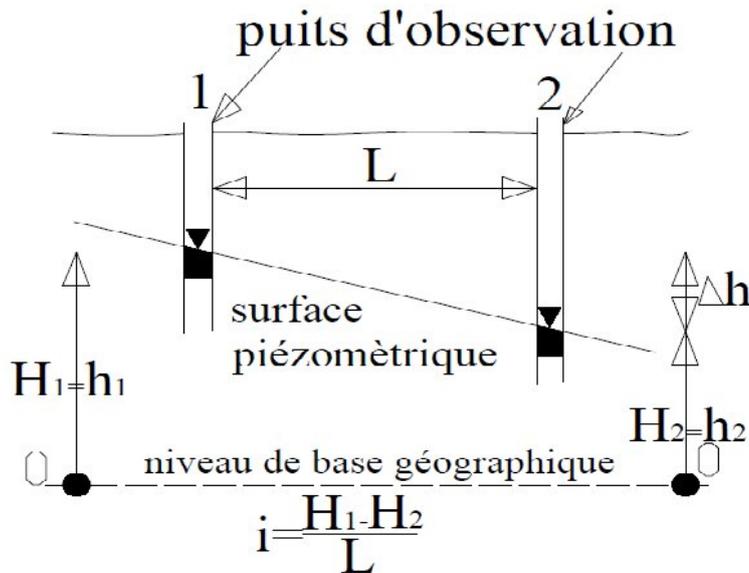
En m, la charge hydraulique, définie à une constante près, devient:

$$H_M = Z_M + \frac{u}{\gamma_w} \tag{I.9}$$

**I.2.11. Gradient hydraulique:**

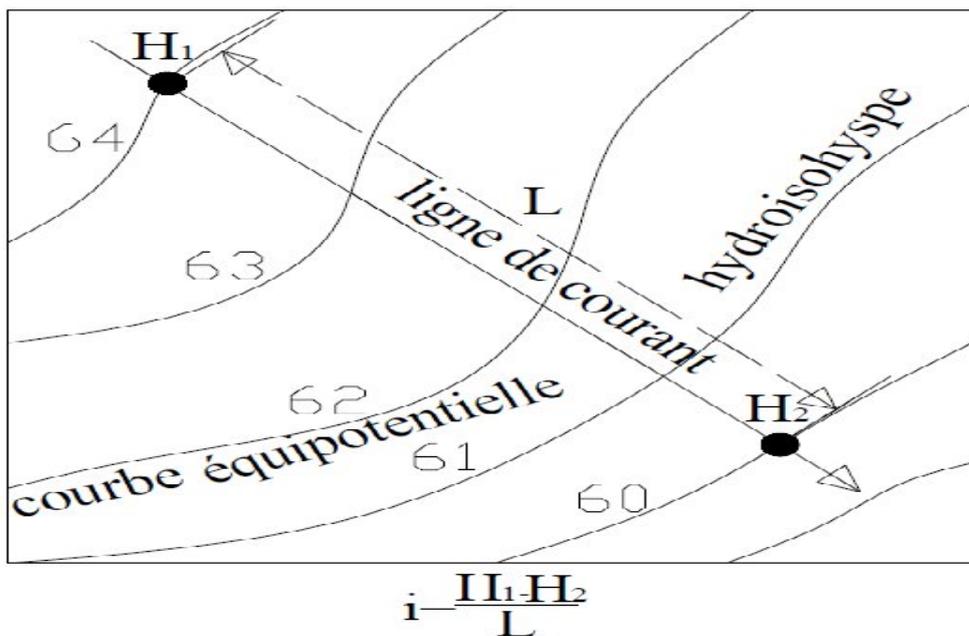
Le gradient hydraulique est la différence de niveau piézométrique entre deux points de la surface piézométrique, par unité de longueur, mesurée le long d'une ligne de courant .il est assimilable à la pente de la surface piézométrique.(GILBERT. 1998)

Dans la pratique, le gradient hydraulique est calculé sur le terrain à l'aide des niveaux piézométriques mesurés dans deux ouvrages d'observation, alignés sur une ligne de courant .l'un amont H1, l'autre aval H2, séparés d'une distance L (voir figureI.8).



**FigureI.7.**calcul du gradient hydraulique sur le terrain. (GILBERT. 1998)

On utilise également les cartes piézométriques en mesurant la distance entre deux courbes iso piézométrique (figureI.7).



**FigureI.8.**calcul du gradient hydraulique par la carte piézométrique. (GILBERT. 1998)

**I.2.12.Relation teneur en eau /potentiel de pression et conductivité / potentiel de pression:**

Le fonctionnement hydrodynamique d'un sol est contrôlé par deux caractéristiques macroscopiques dépendant à la fois de sa texture et de sa structure: (THAIS. 2004)

- a) La courbe de rétention hydrique, qui relie la teneur en eau volumique ( $\theta$ ) au potentiel de pression ( $h$ ), et qui exprime la capacité du sol à retenir l'eau à un état énergétique donné.
- b) La courbe de conductivité hydraulique, qui exprime la capacité du sol à transmettre l'eau en fonction de son état de saturation mesuré par  $h$  ou  $\theta$ .

Ces deux relations peuvent être déterminées expérimentalement : au champ ou au laboratoire.

**I.2.12.1.Relation teneur en eau /potentiel de pression:**

Dans la zone non saturée du sol, la teneur en eau et le potentiel de pression varient de manière concomitante. La relation existant entre ces deux paramètres constitue dès lors un élément essentiel de la description de l'état hydrique du milieu poreux non saturé. Cette relation exprime les variations d'intensité des forces de capillarité en fonction de la teneur en eau. Graphiquement, cette relation  $\theta$  ( $h$ ) est représentée par une courbe, dénommée courbe caractéristique d'humidité du sol ou courbe de rétention hydrique.

Nous pouvons définir deux types de modèles nous permettant de paramétrer  $\theta$  ( $h$ ) : ceux à fondement mathématique et ceux à fondement physique. Les modèles physiques utilisent directement certaines caractéristiques physiques du sol (granulométrie, densité, etc.) pour estimer les propriétés hydrodynamiques.

Plusieurs auteurs ont proposé des expressions mathématiques de la courbe de rétention en eau,  $\theta$  ( $h$ ). Les modèles mathématiques doivent être suffisamment souples pour s'adapter à la texture et à la structure des différentes sortes de sols. (THAIS. 2004)

**I.2.12.2. Relation conductivité / potentiel de pression:**

La courbe de conductivité hydraulique,  $K$  ( $h$ ), peut se déduire de formules empiriques telles que celle de Gardner (1956) ou théoriquement par celle de Mualem(1976), modifiée par van Genuchten (1980).(THAIS. 2004)

**I.2.13.coeficient d'infiltration:**

Le coefficient d'infiltration  $C_i$  (en %) est le rapport caractérisant le volume d'eau qui s'infiltré à travers la surface du sol, au volume d'eau tombée sur cette surface.

Nous avons abordé à la relation eau-sol et les caractéristiques propres au squelette de matière solide défini comme milieu poreux qui contiennent différentes phases non solides. (FREDERIC. 2003)

Maintenant on va essayer de répondre à ces questions :

Les ressources exploitées sont-elles renouvelées ? Si oui, comment et au quel taux ?

### **I.3. Définition de la recharge des nappes d'eau souterraines:**

Le terme de recharge désigne le processus par lequel un aquifère reçoit un apport d'eau, soit d'un autre aquifère saturé, soit de sa partie non saturée.

Depuis les années 1980, une explosion relative des études de recharge de nappes a été notée dans la littérature. Les motivations de ces études sont soit d'ordre quantitatif pour les zones où l'eau souterraine est la seule ressource en eau, soit d'ordre qualitatif dans les zones où les risques de contamination des nappes sont prépondérants. (BENAOU DJ. 2008)

### **I.4. Types de recharge:**

La recharge des nappes souterraines peut se faire naturellement ou artificiellement.

#### **I.4.1. Recharge naturelle des nappes d'eau souterraines:**

On admet généralement que l'alimentation naturelle des aquifères s'effectue suivant les mécanismes suivants :

- 1' Par infiltration directe des précipitations aux aires d'affleurement.
- 2' Par percolation latérale à partir des eaux de surface.
- 3' A travers la contribution d'eau en provenance d'autres aquifères.
- 4' Par Alimentations diverses.

##### **I.4.1.1. La recharge directe:**

La notion de «recharge directe» des aquifères est liée à celle de «l'infiltration efficace », généralement définie comme la part de la pluie qui échappe à l'évapotranspiration et au ruissellement pour rejoindre la nappe. (BENAOU DJ. 2008)

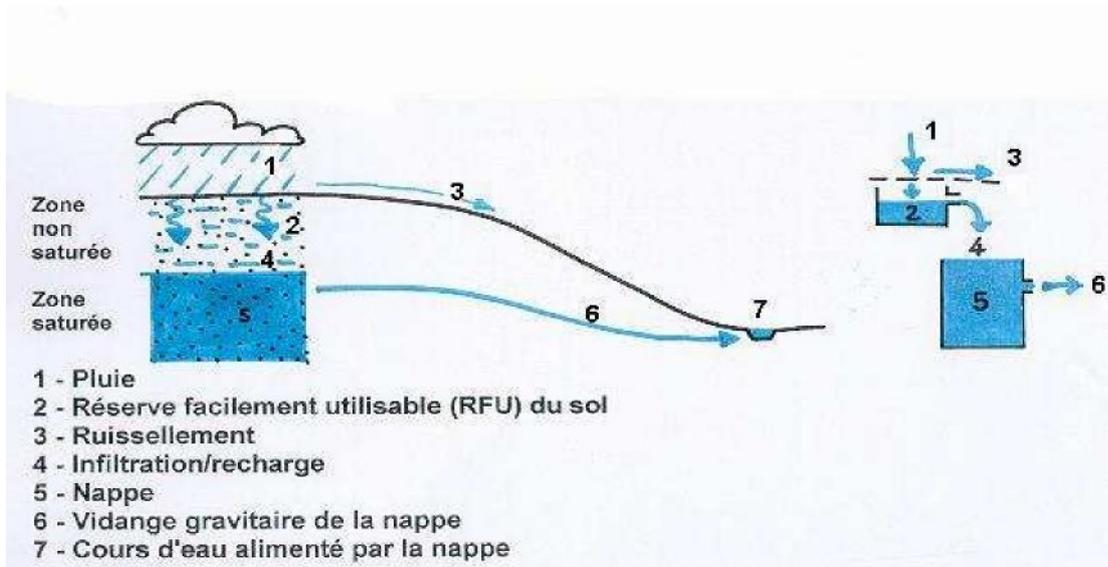
Les couches profondes du sous-sol sont le réservoir des nappes. Ces nappes ne sont pas immobiles. Un flux quasi horizontal les parcourt d'amont en aval, des zones d'infiltration vers les sources et les rivières. Fortement freiné par l'écoulement dans les pores des roches, ce flux est lent. Alors qu'une rivière s'écoule sous nos yeux à environ un mètre par seconde, il faut à l'eau souterraine un jour ou un an pour parcourir le même trajet.

Cette lenteur ne signifie pas pour autant faiblesse des débits. Grâce à la grande largeur des fronts d'écoulement des nappes, des dizaines de milliards de m<sup>3</sup> pour chaque bassin rejoignent ainsi les rivières.

Le devenir d'une pluie va donc être très différent selon l'état de la surface sur laquelle elle tombe. Une faible pluie d'hiver, sur un sol labouré, va humecter le réservoir superficiel qui va se recharger. Avec de nouvelles pluies, le taux d'humidité va croître jusqu'à ce que la terre contienne, selon sa nature, 50 à 150 l d'eau au m<sup>3</sup>. C'est la réserve facilement utilisable par les plantes qui vont y puiser dès le printemps et l'épuiser progressivement, s'il ne pleut pas de nouveau. Si le sol superficiel reçoit plus d'eau que le volume de cette réserve, il ne peut la stocker. Il va alors céder cette eau aux nappes. C'est le phénomène de recharge ou d'infiltration. Le niveau des nappes va commencer à monter mais cela se produit avec un certain décalage dans le temps car l'eau chemine lentement, même verticalement.

Au contraire, si des pluies, mêmes importantes, surviennent alors que la végétation est très active, l'eau de réserve superficielle qui se reconstitue est redistribuée aux plantes qui se servent les premières. Il ne peut y avoir d'infiltration profonde. De très violentes pluies qui n'ont alors pas le temps de s'infiltrer (surtout si le terrain est en pente) peuvent donner lieu à des ruissellements et à des crues.

La figure I.9 montre le rôle des pluies efficaces dans la distribution au sol et dans le sol.



**Figure I.9.** Rôle des pluies efficaces dans la distribution au sol et dans le sol.

#### I.4.1.2. La recharge indirecte:

On entend par « recharge indirecte », celle qui provient de la percolation latérale des eaux de surface. (BENAOU DJ. 2008)

En zones tempérées, au pied des chaînes montagneuses, la recharge (favorisée par le fort gradient hydraulique et la forte transmissivité des relais alluvionnaires) s'effectue principalement par ce mécanisme.

Ce mécanisme de recharge revêt également une grande importance en milieu semi-aride.

En milieu aride, les exemples de recharge de grands aquifères sédimentaires par les eaux du réseau de surface sont par contre extrêmement limités, voire inexistantes. La recharge à partir des rivières est limitée aux seules nappes alluviales contenues dans le lit majeur des cours d'eau.

#### I.4.1.3. La drainance:

C'est les transferts d'eau entre aquifères. la drainance exige deux conditions :

- présence d'une formation hydrogéologique semi-perméable.
- Une différence de charge  $\Delta h$ . (GILBERT. 1998)

#### I.4.1.4. Alimentations diverses:

L'alimentation peut également provenir de zones latérales par exemple par des nappes de pente, ou par le sous-écoulement à partir d'une roche encaissante karstifiée très en charge.

### **I.4.2. La recharge artificielle des aquifères :**

L'alimentation — ou recharge — artificielle des nappes est une approche particulièrement adaptée à la gestion des ressources en eau d'un bassin. En quoi consiste-t-elle, quels sont ses objectifs, les facteurs qui la conditionnent. Les mécanismes mis en jeu, les problèmes qu'elle implique, les méthodes et l'économie de cette pratique? Voilà diverses questions auxquelles cette partie du chapitre cherche à répondre.

#### **I.4.2.1. Définition :**

Il s'agit d'un processus consistant à accroître les quantités d'eau qui alimentent naturellement les nappes.

L'opération comprend donc intervention de l'homme et introduction d'eau dans un aquifère. Cela se traduit soit par un effet volumétrique emmagasinement d'eau soit par un effet piézométrique remise en pression soit par les deux.

Donc un vrai projet de recharge correspondrait, lui, à une action sur l'un des organes d'entrée l'alimentation d'une nappe et plus spécialement à la création d'une nouvelle limite alimentée. (SAINTE-PE. 1970).

#### **I.4.2.2. Objectifs de la recharge artificielle des nappes:**

Les buts globaux de la recharge artificielle des nappes sont: (SAINTE-PE. 1970).

- la satisfaction de besoins en eau croissants et la lutte contre l'intrusion d'eau salée.
- l'utilisation, la conservation et la distribution des ressources en eau ainsi que leur contrôle et protection.
- Le stockage souterrain de résidus liquides en est également un aspect bien qu'on puisse difficilement le prendre pour une opération d'alimentation.

La régularisation semble l'un des aspects les plus séduisants et profitables de l'alimentation artificielle. Ainsi, la capacité de stockage de certains aquifères sera utilisée pour l'emmagasinement d'eaux de surface locales ou importées. La construction de réservoirs de surface coûteux et sujets à destruction sera alors épargnée. Quant à l'eau injectée, elle sera pompée plus tard, soit dans la zone de recharge, soit le plus souvent en aval, en particulier lors des moments de pointe, les périodes d'irrigation par exemple. Une telle mesure permet également d'éviter la construction d'un réseau d'adduction du point de stockage à celui d'utilisation puisque, tout aquifère transmet, par gravité ou par pression, les eaux qu'il contient des zones d'infiltration à celles d'exutoire. Il y a donc déjà là un avantage très substantiel sur la technologie des eaux de surface.

La conservation d'eaux de pluies excédentaires et la constitution de suppléments de ressources en eaux souterraines peuvent être facilement réalisées par recharge artificielle. De même, la restauration de pressions ou la reconstitution de réserves à la suite de surexploitation de nappes captives ou libres est un but fréquent de la recharge. Dans ce cas, l'opération permet non seulement de compenser un débit de sécurité insuffisant mais aussi de pallier à une augmentation des hauteurs, c.-à-d. des coûts, de pompage. A la notion de débit de sécurité, on pourra alors substituer celle de débit optimum qui correspond à des pompages plus intenses et autorise des perspectives de développement moins conservatrices tout en prévenant l'avènement de conséquences indésirables.

Le recyclage d'eaux usées ou le traitement d'eaux à des fins domestiques ou autres sont encore certaines des possibilités offertes par/et l'un des buts de la recharge. On sait en effet que le sol et les aquifères sont des agents épurateurs très efficaces tant du point de vue bactériologique que physico-chimique. Selon les cas, un trajet de quelques mètres à quelques centaines de mètres suffit en effet à éliminer plus ou moins virus et bactéries, pesticides et détergents, à modifier température et turbidité, dureté et alcalinité et à rétablir des propriétés organoleptiques normales. Lorsque ces milieux ne peuvent, ou ont du mal à, traiter les eaux rechargées, on pourra faire précéder l'injection d'un traitement primaire ou secondaire pouvant comprendre par exemple des coagulation, passage sur charbon actif, adoucissement et autres opérations.

Ainsi donc, des quantités importantes d'eaux polluées peuvent être recyclées à bon compte après ou sans traitement préliminaire. On trouve la recharge également dans le cadre du contrôle et de la protection de l'environnement, par exemple lorsqu'il s'agit de rétablir un équilibre perturbé par l'homme. Dans le cas d'aquifères côtiers, une injection d'eau permettra de lutter contre une intrusion d'eau salée, ou de la prévenir, par suite de la remise en charge de la nappe qui l'accompagnera.

De même, un affaissement de terrain pourra être contré par une introduction d'eau dans des assises adéquates. Mais l'un des plus anciens et fréquents exemples en la matière est peut-être dû, non pas aux hydrogéologues, mais aux pétroliers. La remise en pression de gisements sur le déclin par injection d'eau a, en effet, permis de récupérer depuis fort longtemps bien des tonnes d'huile autrement perdues. Par ailleurs, certains envisagent aussi de lutter contre les tremblements de terre à l'aide de cette même technique. Selon certains, cette opération provoque des contraintes locales génératrices de mouvements tout en soulageant ainsi les tensions régionales sources des grands tremblements. Des injections dans des zones appropriées permettraient alors de créer de petits séismes sans gravité minimisant ainsi la formation des grands aux conséquences que l'on sait. Comme ce fût le cas en manière de pétrole, il y a peut-être là une affaire à suivre.

Enfin la recharge conduit à des mixages et dilutions autorisant la récupération de quantités d'eau autrement de qualité insuffisante. Notons qu'il est également possible d'injecter des eaux douces dans des nappes inutilisables pour ensuite en repomper une grande partie sans qu'elles aient subi de détériorations en qualité substantielles.

#### **I.4.2.3. Inconvénients de la recharge artificielle des nappes:**

Pour faire à peu près le tour de la question, il reste à signaler les problèmes spéciaux auxquels la recharge permet de faire face :

- a) Drainage d'une nappe phréatique par injection dans des couches profondes;
- b) Réduction du débit d'une rivière;
- c) Régulation thermique d'une ressource en eau ;
- d) Le stockage souterrain des résidus liquides peut provoquer des risques sur le sous-sol on raison de la nature physico-chimiques de ces résidus liquides comme la détérioration de gisements minéraux et la dégradation d'eaux souterraines. (SAINTE-PE. 1970).
- e) Problème du colmatage: le colmatage est lié à l'apport, par l'eau infiltré, de fines qui colmatent les pores du sol, mais aussi à des réactions physico-chimiques ou biologiques dans le sol entraînant, par exemple, le gonflement des argiles ou la prolifération des bactéries ou d'algues créant un film biologique, que l'on ne peut éliminer totalement car il participe à l'épuration des eaux infiltrées.

**I.4.2.4. Facteurs de la recharge:**

Pour sélectionner un site de recharge et obtenir les résultats cités jusqu'à maintenant, il est deux paramètres qui jouent un rôle fondamental : les caractéristiques des eaux à injecter d'une part et celles du milieu récepteur d'autre part. Dans tout projet de recharge, il y aura donc lieu de considérer les conditions hydrologiques, topographiques, pédologiques, géologiques, et hydrogéologiques qui conditionnent cette réalimentation. Bien entendu, les aspects économiques et juridiques de l'opération ne peuvent non plus être ignorés.

**A) Facteurs hydrologiques:**

Il s'agit tout d'abord d'analyser toutes les sources en eau possibles pour la recharge et de définir leur répartition en débit dans le temps et dans l'espace ainsi que le meilleur moyen de les diriger efficacement sur le site. Par conséquent, s'assurer de disponibilités adéquates en quantité et qualité au moment voulu.

Un projet de recharge comprendra donc une étude des ressources en eau de surface locales et appréciera les possibilités d'importation. En effet, s'il est souhaitable que les eaux à injecter proviennent de cours d'eau proches du site, il n'est pas à exclure d'utiliser les ressources d'un bassin excédentaire. (SAINTE-PE. 1970).

Dans certains temps, il faut que l'eau brute destinée à la recharge soit de qualité acceptable, surtout si notre objectif dans cette opération est de faire de l'eau potable pour l'alimentation humaine. Les eaux contenant une charge en matières en suspension trop importantes doivent aussi être évitées où à rendre potable grâce à divers traitements qui peuvent être très poussés.

**B) Facteurs topographiques:**

Ils ne jouent pas de rôle essentiel dans le cas d'ouvrages d'injection profonde; par contre, ils sont à considérer dans celui de recharge superficielle. Ce sont des pentes de l'ordre de 1 à 2 % environ qui seront en général les plus favorables.

Ce sont, en effet, souvent celles que l'on rencontre dans les portions les plus étalées et les plus perméables des cônes de déjection et des lits des cours d'eau. D'autre part, dans le cas de pentes trop accusées, des hauteurs d'enceinte prohibitives deviendraient nécessaires pour limiter des bassins de volume convenable ou bien il faudrait un grand nombre d'enceintes de hauteur normale ; cela mettrait en cause la rentabilité du projet. (SAINTE-PE. 1970).

**C) Facteurs pédologiques:**

Les caractéristiques des dépôts de surface sont loin d'être négligeables. Par exemple, plus la texture du sol sera grossière plus le taux d'infiltration sera élevé. Outre la texture, interviendront des paramètres tels que: perméabilité, profil et variations avec la profondeur, degré de compactage, présence ou absence de croûte calcaire ou de cuirasse ferrugineuse, de matière organique etc.

Le pédologue aura donc son mot à dire dans les projets de recharge, notamment lors de la préparation de cartes de types de sols auxquels on affectera des caractéristiques chiffrées des taux d'infiltration. Des études sur l'origine et la structure des sols, leur stratification, leur degré de cartographie seront à sa charge. Il aura également à définir la manière la plus parlante de synthétiser ses résultats compte tenu de l'objectif de recharge. (SAINTE-PE. 1970).

**D) Facteurs géologiques et hydrogéologiques:**

Outre une étude géologique générale, une analyse détaillée sera nécessaire afin de reconnaître et délimiter les réservoirs les plus adaptés à l'opération; géophysique et sondages en seront l'un des moyens.

Evidemment ces réservoirs sont rarement simples et s'ils ne sont pas très répandus en zones tempérées où les sédiments sont souvent saturés en eau, ils le sont beaucoup plus en zone aride où les assises non saturées et épaisses sont monnaie courante.

L'analyse aura pour but de déterminer l'origine, la nature et l'extension des sédiments ainsi que leur aptitude à la recharge. Ainsi, il y aura lieu de définir le réservoir, ses profondeurs, structure, lithologie, limites horizontales et verticales et profondeur jusqu'au niveau de l'eau. On devra aussi évaluer ses perméabilités horizontales et verticales qui devront être importantes, sa transmissivité, sa porosité et son coefficient d'emmagasinement ainsi que les variations de ces paramètres. On touche déjà là à l'étude hydrogéologique qui devra établir la piézométrie, chiffrer le gradient hydraulique, apprécier le sens d'écoulement des eaux, définir les limites alimentaires et les exutoires, le réseau d'exploitation, la chimie de l'eau, le bilan hydrologique et chimique. Il faudra également évaluer quelle sera l'influence de la recharge sur ce réservoir, quelles seront les zones qui en profiteront et quand. Tous ces points n'ont pas la même importance et, par exemple, la transmissivité  $T$ , le coefficient d'emmagasinement  $S$  et surtout leur rapport, la diffusivité jouera un rôle très notable.

En effet, il sera nécessaire que la recharge se traduise par une élévation du niveau de l'eau, ce qui est peut-être plus capital que la conservation du volume injecté. Voici pourquoi. Ce volume peut être conservé tout en donnant lieu à une propagation de différences de pression cas des nappes captives où  $S$  est très petit, qui aura pour conséquence une augmentation des débits aux exutoires, c à d une vidange. Ainsi la recharge aurait été «inopérante». Il faudra donc tenir compte du rapport  $T/S$  qui, s'il est trop élevé, se traduira par un effet sur les exutoires trop rapide. Corollairement, la connaissance des conditions aux limites et notamment de ces mêmes exutoires sera fondamentale et la nappe devra être assez étendue pour ne pas se vidanger au fur et à mesure du remplissage. C'est ce qui se produit souvent en milieu karstique, excepté lorsqu'il s'agit de massifs de très grande étendue où des stockages suffisamment longs sont possibles.

Enfin, il faudra s'assurer que le taux d'infiltration se maintiendra, ce qui pourra nécessiter des traitements, et que la récupération de l'eau ne donnera pas lieu à des hauteurs de pompage prohibitives.(SAINTE-PE. 1970).

#### **I.4.2.5. Moyens de recharges artificielles des nappes:**

On dispose généralement trois moyens de recharge artificielle des nappes (voir figure I.9):(ABADA. 2007)

- Recharge directe depuis la surface.
- Recharge directe de subsurface.
- Combinaison des méthodes de surfaces et de subsurface.

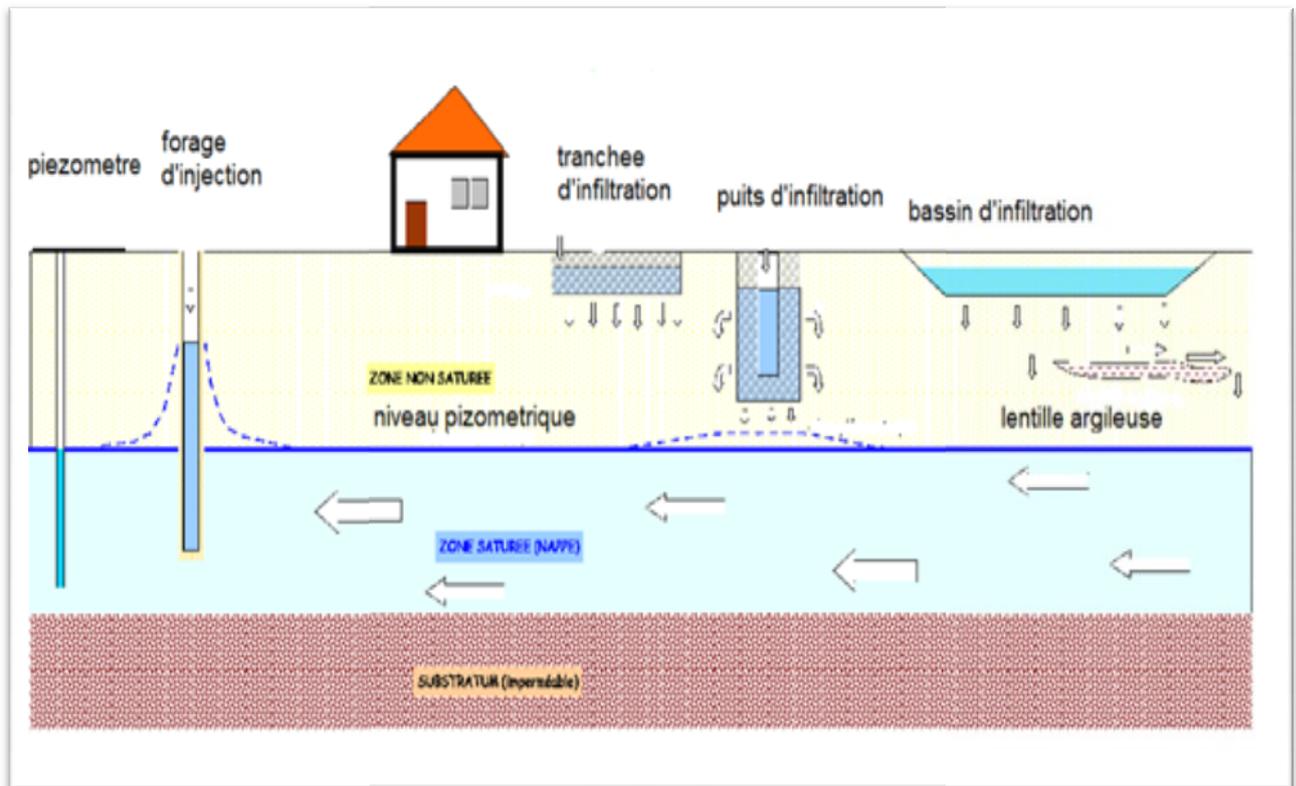
##### **1).Recharge directe depuis la surface:**

De nombreuses méthodes ont été développées afin de réintroduire artificiellement des eaux de surface dans un aquifère depuis la surface, parmi lesquelles en site:

- Dérivation de rivières;
- Fossés et sillons;
- Irrigation intensive;
- Recharge par aspersion;
- Aménagement de cours d'eau ;
- bassins d'infiltration.

**2). Recharge directe de subsurface :**

- fosses et puits ;
- inondation de cavités naturelles ;
- épandage souterrain;
- forage d'injection.



**Figure.I.10.**différent méthodes de recharge artificielle des nappes. (ERIC. 2006)

#### **I.4.2.6. Le choix des différents moyens utilisé pour la recharge artificielle des nappes:**

##### **1) Recharge directe depuis la surface:**

L'application de cette méthode est souvent recherchée en raison de coûts généralement plus avantageux et de problèmes d'opération et d'entretien moins complexes.(SAINTE-PE. 1970)

##### **2) Recharge directe de subsurface:**

On a généralement recours à cette dernière lorsque le sol est séparé des aquifères par des couches imperméables, lorsqu'il est difficile de créer des aménagements de surface ou lorsqu'on ne peut ou ne veut, pour des raisons techniques ou économiques, recharger des nappes captives dans leur zone d'alimentation.

**I.4.2.7. Description de quelques méthodes de recharge artificielle:****A) Recharge par injection directe dans les forages ou les puits pour atteindre la nappe:**

Cette méthode d'alimentation se fait par l'intermédiaire d'ouvrage dont la conception est identique à celle des ouvrages de pompage pour atteindre directement l'horizon imperméable. (ABADA. 2007)

**B) Recharge depuis la surface par infiltration des eaux à travers les filtres naturelle du sol:**

C'est la méthode la plus simple pour obtenir des débits élevés avec un minimum d'aménagement physique sur le terrain. En effet, les surfaces nécessaires sont très importantes ce qui signifie une mobilisation de terrain très étendue, donc des coûts d'acquisition élevés.

Par contre, les charges d'exploitation seront beaucoup plus faibles que dans le cas d'une injection directe. Par ailleurs, le pouvoir d'autoépuration du sol joue un rôle prépondérant grâce à l'utilisation du réacteur du sol de la zone non saturée avec des vitesses d'infiltration peuvent varier de quelques centimètres à quelques mètres par jour et la hauteur du bassin sera plus de 0.4 mètres. (ABADA. 2007)

**C) Recharge depuis la surface en utilisation des eaux usées pour la réalimentation:**

La réutilisation partielle et non contrôlée d'eau usée, comme source d'eau brute, pour faire de l'eau potable est un phénomène très courant.

Le cas le plus fréquent est représenté par l'utilisation d'eau de rivière avec la présence des rejets de station. Les eaux usées présentent une source intéressante pour lutter contre un problème comme celui de l'intrusion marine. (ABADA. 2007)

La figure I.11 montre quelques méthodes de recharge artificielle des nappes.

**D) Recharge par les bassins d'infiltration :****• Principe de la recharge par les bassins d'infiltration :**

Il peut s'agir d'une excavation faite dans le sol et pouvant avoir des origines divers (anciennes carrières par exemple), ou bien d'un ouvrage de génie civil comportant la construction de berge. Le bassin ainsi formé reçoit une certaine quantité d'eau qui, sous l'effet de la charge hydraulique, va pénétrer dans le sol.

**• Forme dimensions des bassins :**

La forme des bassins peut être quelconque. Cependant lorsque l'on utilise plusieurs bassins, on cherchera un encombrement au sol minimum.

Le nombre de bassins dépend de la gestion de ceux-ci ; nous aborderons ce point plus loin, dans la réalisation d'un bassin d'infiltration, ou plus généralement d'un dispositif d'infiltration, une contrainte importante est la distance entre le sol et le niveau de la nappe. On estime qu'une distance de 3 à 5 m est un minimum pour assurer la bonne marche d'un bassin.

**• construction d'un bassin :**

La construction d'un bassin ne peut se faire que sur des terrains relativement plats. Sa mise en œuvre peut se faire à l'aide d'un bulldozer ou par des moyens plus simples.

Toutefois, en cas d'utilisation d'engins lourds, il faudra prendre garde à ce que leurs passages successifs n'entraînent pas un tassement excessif du sol qui se traduirait par une réduction significative du taux d'infiltration.

Les berges des bassins doivent être rendues imperméables par bétonnage ou dépôt de sédiments très fins ; ceci afin d'éviter toute infiltration horizontale. La pente recommandée pour les berges d'un bassin est de 2 pour 1 : on limite ainsi l'érosion due aux mouvements de l'eau dans le bassin. Enfin, pour faciliter la vidange du bassin, on procède à la création d'un point bas.

- **Amenée de l'eau :**

L'amenée de l'eau dans le bassin peut se faire par gravité ou par pompage. Ces dispositifs sont, en général, aussi des dispositifs aérateurs : en favorisant les conditions aérobies dans le bassin, on permet une épuration importante des eaux dans celui-ci.

- **Bassins à fond nu :**

Leur mise en œuvre est simple car sont utilisés tels quels. Cependant ils sont soumis à un colmatage rapide pour diminuer l'importance de ce colmatage et pour assurer l'entretien on peut utiliser divers procédés simples tels que le labourage ou l'épandage de paille de blé (AFEE conférence). La lame d'eau dans ces bassins doit être de quelques décimètres.

- **Bassins à végétation :**

L'effet de la végétation est multiple : perméabilité supplémentaire due aux racines, protection du sol contre les gouttes d'eau lors des périodes pluvieuses, exportation d'éléments minéraux si toutefois la végétation est récoltée (5% environ). Par ailleurs elle favorise la dénitrification. Cependant la présence de végétation dans le bassin présente certains inconvénients : niveau assez faible d'effluent dans le bassin (au printemps et en été, notamment, quelques centimètres seulement), assèchement périodique du bassin pour permettre la récolte.

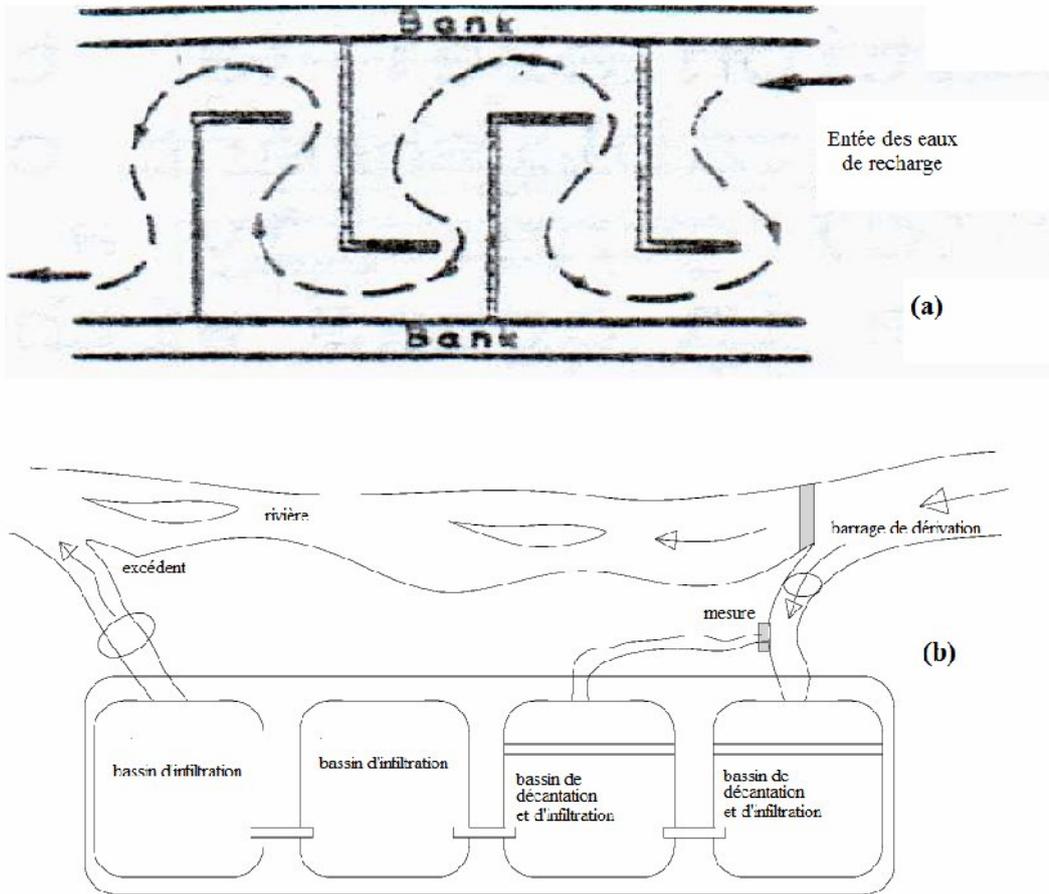
Malgré tous ces inconvénients, de nombreuses études ont montré l'intérêt de la végétation dans un bassin. Le bermuda-grass géant riz et le souclan-grass paraissent bien s'adapter à ces conditions de vie.

- **Bassin à sable :**

Le fond du bassin est alors tapissé d'une couche de sable rapportée. Le diamètre efficace du sable est, en général compris entre 0,2 et 0,3 mm. Cette couche sert de support mécanique et biochimique à l'épuration des eaux. Son épaisseur doit être de l'ordre de 50 cm.

Le sable agissant comme un filtre subit un colmatage progressif et demande donc un entretien périodique : après vidange du bassin on procède à un remaniement du sable par différents moyens allant du simple grattage, à l'explosif, ou bien on procède à un lavage du sable après ramassage.

L'épaisseur de la lame d'eau, dans tel bassin, peut varier de quelques décimètres à plusieurs mètres. (AFEE conférence).

**FIGURE.I.11.** quelques méthodes de recharge artificielle des nappes:(ERIC. 2006)

(a): cas d'aménagement d'un oued pour diminuer la vitesse d'écoulement et augmenter le parcours des eaux de recharge.

(b): recharge par les bassins d'infiltration.

### E) Recharge depuis la surface par l'aménagement des cours d'eau:

Dans le but d'augmenter l'infiltration des eaux provenant des précipitations, un aménagement par des seuils installés le long des cours d'eau afin de briser l'énergie cinétique et diminuer la vitesse d'écoulement de ces eaux et en favorisant l'infiltration.( ABADA. 2007)

### F) Puits filtrant :

Le puits filtrant se différencie du puits d'eau par le fait qu'il n'atteint pas la nappe,c'est un procédé assez peu utilisé.

**G) Comparaison entre un bassin d'infiltration et un puits d'injection :**

Nous avons vu que, à débit annuel fixe, le cout d'investissement moyen dans le cas d'un bassin d'infiltration est 2 à 3 fois plus élevé que dans le cas d'un puits d'injection. Cependant, le prix de revient d'un m<sup>3</sup> d'eau infiltre dans un bassin est en général, un tant soit peu moins élevé qu'un m<sup>3</sup> d'eau injecte dans un puits. Ceci s'explique par trois faits :

- Les couts de traitement sont réduits dans le cas d'une installation de recharge fonctionnant avec des bassins ;
- L'entretien des bassins est beaucoup plus aise que celui des puits d'injection : les frais d'entretien des bassins sont moindres ;
- La durée de vie des ouvrages d'injection est, en général, beaucoup plus que celle des bassins. Par conséquent, l'amortissement des premiers doit se faire plus rapidement que celui des seconds.

Pour être compétitifs vis-à-vis des bassins d'infiltration, les puits d'injection doivent donc être conçus et gérés de manière rigoureuse. C'est pourquoi, dans bien des cas, on a préfère, malgré leur prix, les bassins aux puits d'injection.

**I.5.Méthodes d'estimation de la recharge des nappes:**

**I.5.1.Méthode du bilan hydrologique:**

Il s'agit de calculer le taux de recharge annuelle en surface du sol, partir de l'infiltration efficace dans le sol. Celle-ci est déterminée en utilisant l'équation du bilan hydrologique:(NELSON. 1996)

$$P = ETR + R + I \tag{I.10}$$

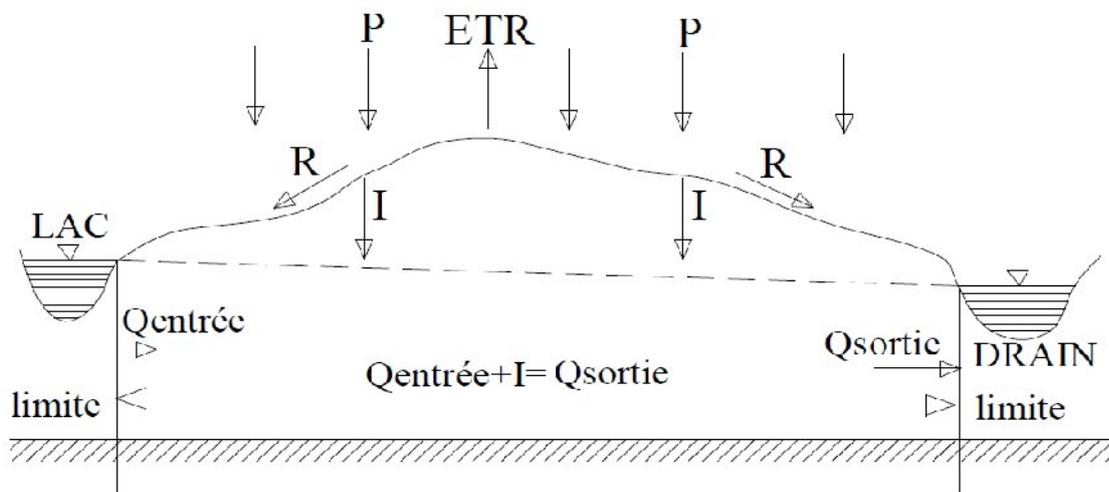
Où:

P : précipitation totale moyenne annuelle en mm/an;

ETR : évapotranspiration réelle moyenne annuelle en mm/an;

R : ruissellement moyen annuel en mm/an;

I : infiltration efficace moyenne annuelle en mm/an = Rg (ou q): recharge ou taux de rechargement.



**Figure I.12.** bilan hydrologique. (NELSON. 1996)

L'évapotranspiration et la précipitation sont des données météorologiques. Le ruissellement dépend essentiellement de la perméabilité du sol.

L'évapotranspiration est calculée en fonction de la température et la lame d'eau précipitée. En plus, l'évapotranspiration dépend de la nature et du type d'utilisation des sols. La méthode de calcul la plus utilisée pour l'évaluation de l'évapotranspiration potentielle est celle de Thornthwaite (1948). Cette méthode est basée sur la corrélation entre la température moyenne annuelle et l'évapotranspiration réelle (ETR). La détermination de l'évapotranspiration potentielle (ETP) est complexe et sa valeur réelle est supérieure à celle de l'évapotranspiration réelle (ETR). Plusieurs méthodes ont donc été développées pour l'évaluation d'une valeur plus réelle de l'ETR. Nous prenons comme exemple la méthode de Turc (1954) qui est très utilisée. Cette méthode est basée sur des études statistiques qui relient l'évapotranspiration aux précipitations et à la température et au pouvoir évaporant de l'atmosphère (L) calculé comme suit:

$$L=300+25T+0.05T^3 \quad (I.11)$$

Où

L : pouvoir évaporant de l'atmosphère (sans unité); T : température moyenne annuelle en °C.

Pour l'ETR, on a : (I.12)

$$ETR = \frac{P}{\left[0.9 + (P/L)^2\right]^{1/2}}$$

ETR : évapotranspiration réelle moyenne annuelle en mm/an; P: précipitation totale moyenne annuelle en mm/an;

L : pouvoir évaporant de l'atmosphère.

Il existe une autre formule pour calculer le taux de rechargement de la nappe (q), ce dernier est donné par le produit de la pluie moyenne (P) et d'un coefficient d'infiltration (Ci): (OULD BABA, 2005)

$$q=P.Ci(I.13)$$

Le débit d'alimentation ou débit de rechargement (Q') est alors donné par le produit de la pluie moyenne (P), de la surface (S) et d'un coefficient d'infiltration (Ci) :

$$Q' = P.S.Ci= q.S \quad (I.14)$$

## I.5.2. Techniques géochimiques:

### I.5.2.1. Technique des isotopes radioactifs:

Développée depuis plusieurs décennies (le premier colloque sur ce thème a lieu à Tokyo en 1963), l'application des techniques nucléaires et isotopiques, notamment celles mettant en œuvre les isotopes radioactifs, a largement contribué à répondre à ces questions en améliorant la connaissance des mécanismes de recharge et de la dynamique des aquifères.

La mise en œuvre de ces techniques, jadis réservées à quelques initiés, s'est heureusement étendue au fil des années.

Il ne peut être actuellement envisagé d'étude complète de systèmes aquifères sans faire appel, parallèlement aux méthodes de la « hydrogéologie classique », aux techniques de la géochimie isotopique.

Des études antérieures se sont spécialement intéressées à l'utilisation des radio-isotopes  $^{14}\text{C}$  et  $^3\text{H}$ . Ces auteurs ont évalué l'alimentation de la nappe à partir de la vitesse de circulation de l'eau souterraine déduite des activités du  $^{14}\text{C}$ . (OULD BABA. 2005)

#### **I.5.2.2.L'estimation de la recharge en utilisant le bilan de masse du Cl (chlorure):**

L'estimation de la recharge à partir de chlorure se fait à l'aide de la formule suivante on considère comme hypothèse que tout le Cl est dérivé de l'atmosphère:

$$R_g = P \cdot C_p / C_s \quad (\text{I.15})$$

Où:  $R_g$ : recharge ou taux de rechargement (mm/an);

$P$  : est la pluie moyenne (mm/an);

$C_p$  : est la concentration moyenne du Cl dans l'eau de pluie en mg/l (3 mg/l pour l'Algérie);

$C_s$  : est la concentration moyenne du Cl dans l'eau interstitielle de la zone non saturée en mg/l.

#### **I.5.2.3.Technique des isotopes stables:**

En utilisant les isotopes stables  $^{18}\text{O}$  et  $^2\text{H}$  cette méthode a permis à Allison et al. (1984), à l'aide d'un modèle simple qui calcule l'évaporation en fonction du temps, de faire des observations pour une gamme de recharge de 1 à 140 mm/an dans des sites sélectionnés en Australie. Ce modèle montre la relation entre l'enrichissement en isotope lourd et la recharge et permet de la quantifier, cette méthode s'est avérée approximative et il est difficile de fixer des limites de confiance aux estimations de la recharge. Elles devraient être confortées par d'autres méthodes de calcul plus directes. (OULD BABA. 2005)

#### **I.5.2.4.Comparaison entre les trois méthodes géochimiques:**

Sur les trois méthodes de traceurs possibles (isotopes radioactifs, Isotopes Stables et Chlorures) la méthode du chlorure attire plus spécialement parce qu'il est le traceur le moins coûteux pour l'estimation de la recharge. (OULD BABA. 2005)

#### **I.5.3.Méthode hydrodynamique:**

Dans la méthode hydrodynamique, la recharge est déterminée par le calcul de flux de l'eau souterraine. Ce flux est déterminé par des mesures séparées du gradient hydraulique et de la conductivité hydraulique. (OULD BABA. 2005)

#### **I.5.4.L'estimation de la recharge par des modèles numériques :**

La modélisation numérique des recharges des nappes a déjà fait l'objet de nombreuses recherches. Plusieurs modèles numériques sont développés afin d'évaluer le taux de recharge des nappes et de définir le mécanisme de ce processus. (OULD BABA. 2005)

La modélisation d'aquifère par un maillage rectangulaire en régime transitoire pour le calcul de la recharge est utilisée avec la méthode des différences finies et celle des éléments finis.

**Conclusion:**

Pour conclure, on peut dire que la ressource d'eau souterraine peut être renouvelée. Ce renouvellement ou recharge peut se faire naturellement surtout par infiltration des précipitations ou artificiellement par divers moyens dont le but surtout de satisfaire les besoins en eau et de lutter contre l'intrusion marine.

Néanmoins ce recharge artificielle nécessite certains condition qu'il faut tenir on compte avant toute opération de recharge artificielle.

On a vue aussi que le processus de recharge peut être quantifié par plusieurs méthodes et techniques .certains de ces méthodes sont de type hydrologique, d'autre sont de caractères géochimiques ou hydrodynamiques et certains d'autres sont basées sur des modèles numériques.

**Introduction :**

La nappe de la Mitidja se trouve actuellement dans un état de surexploitation de ses eaux car elle est très sollicitée par à la fois, l'agriculture (irrigation des cultures), AEP et les besoins industriels. Ces exhaures en continu des eaux ont entraînés un rabattement spectaculaire de la nappe avec l'apparition plus au Nord d'un phénomène marin (l'intrusion marine) : avancée de la mer dans le continent suite à la baisse du niveau d'eau. Actuellement, ce front salé se retrouve à une distance de 2Km par rapport au bord de la mer au niveau du champ de captage du Hamiz.

Des bassins d'infiltrations ont été installés pour remédier en partie au déséquilibre relevé au niveau de la nappe de la Mitidja.

C'est des bassins de grandes dimensions (50 à 100 m de longueur sur 30 à 50 m de largeur) qui sont alimentés par des canaux d'irrigation datant de 1827 (période Ottomane) qui véhiculaient les eaux d'une prise d'eau de l'oued Hammam El Ouan, affluent de l'oued El Harrach, vers les parcelles plus en aval pour l'irrigation des cultures et pour la recharge de la nappe.

**II.1. Situation géographique de la plaine de la Mitidja**

La plaine de la Mitidja est située au Sud d'Alger elle s'étend sur les territoires ; Wilaya d'Alger, Boumerdes, Tipaza et Blida. D'une orientation WSW-ENE et d'une altitude moyenne de 100 m, elle s'étend sur une superficie de 1300 km<sup>2</sup> depuis l'oued Boudouaou à l'Est jusqu'au bassin de Menacer à l'Ouest, sur une longueur de 100 km avec une largeur qui varie de 8 à 18 km, elle est limitée :

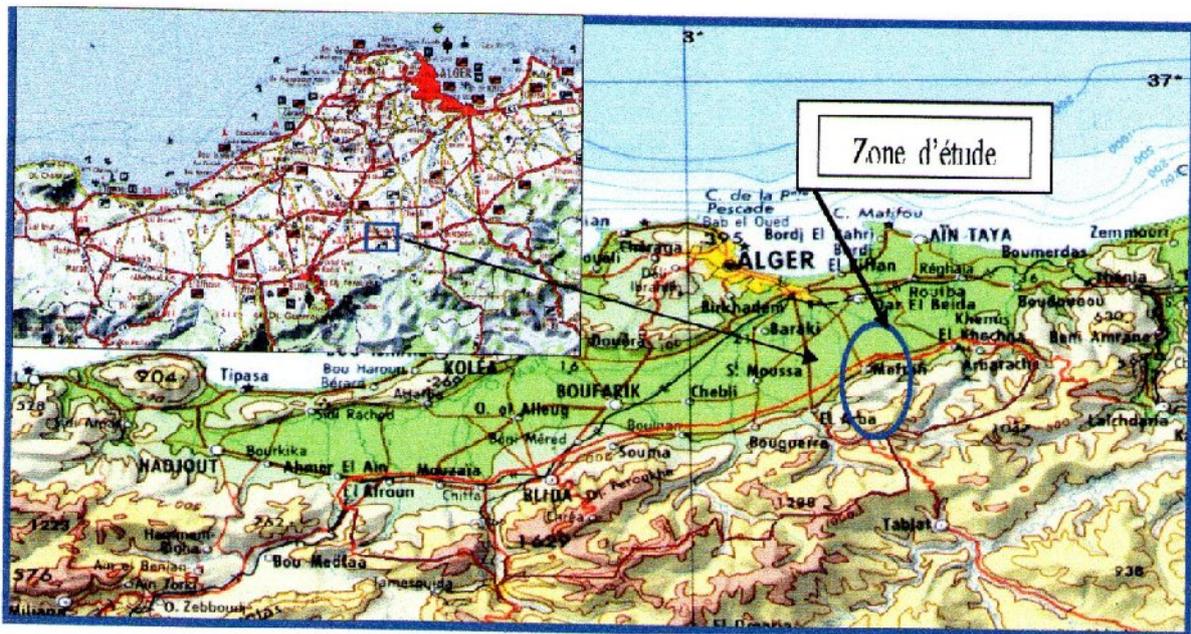
- Au Sud par les piémonts de l'Atlas,
- Au Nord par la ride du Sahel.

Elle est formée de la juxtaposition de sous bassins versants, se regroupant en quatre ensembles, drainés du Sud au Nord par le réseau hydrographique. Ces principaux bassins sont:

- Bassin occidental (Oued. Nador)
- Bassin du Mazafran (Oued Mazafran)
- Bassin d'El Harrach ( Oued Harrach) qui constitue la limite entre la Mitidja Centre et la Mitidja Est. Cet oued se jette dans la baie d'Alger. L'Oued Djemaa, confluent de l'Oued Harrach
- Bassin oriental (O. Hamiz et O. Réghaia).

## II.2. Délimitation de la zone d'étude :

La zone d'étude se trouve sur les terres de la commune de Chebli situé entre l'oued El Harrach à l'Est et la commune de Bouinan à l'Ouest. Longeant la rive gauche de l'oued El Harrach, l'accessibilité à la zone est très facile à partir de la RN 29 et les CW 61 et 114 qui relie l'aire d'étude aux chefs lieu des communes de la zone à savoir : Bouinan, Bougara, Chebli et Hammam El Ouan. Ce périmètre couvre une superficie brute estimée à environ 1200 ha dont approximativement 800 ha était presque totalement irriguée annuellement à partir de la prise d'eau d'El Magrounatte jusqu'au début des années 1990. Elle comprend des bassins d'infiltration, un canal d'amenée d'eau (Seguia) dans la partie aval et l'Oued Hammam El Ouan (partie amont) qui alimente la plaine de la Mitidja. (figure II.1)



**Figure II.1.** Localisation de la zone d'étude de la recharge artificielle de la nappe de la Mitidja

## II.3. Importance du bassin d'infiltration :

Durant ces dernières années, les oueds qui traversent la plaine de la Mitidja (El Harrach, Chiffa, Djemaa et Mazafran) coulent à grand débit, même en période d'étiage.

Malheureusement la nappe de la Mitidja qui est un réservoir souterrain stratégique est en état de surexploitation, n'en bénéficie que faiblement de ces apports (**environ 10% seulement**) et le reste se jette essentiellement dans la mer méditerranée avec une petite partie qui s'évapore et une autre infime qui est récupérée par la végétation.

Conscient de cette importante déperdition d'eau vers la mer qui se pose comme un véritable problème de gestion de la ressource et ayant souffert durant plus de deux décennies pour assurer l'alimentation en eau potable de la région, la mise en place des bassins d'alimentation de la nappe à partir des eaux de surface de l'oued El Harrach - Hammam ElOuan commence à donner leur premier résultat concret à travers la remontée du niveau de la nappe, l'amélioration des débits des forages et surtout la reprise de l'activité agricole aux alentours des points d'eau de recharge.

C'est des bassins de grande dimension (50 à 100 m de long sur 30 à 50 m de largeur) qui sont alimentés par des canaux d'irrigation qui véhiculent des eaux d'une prise d'eau de l'oued Hammam ElOuan. Les colons ont perpétué ce système et ont créé des petits bassins de stockage à l'instar de celui de Legros et qui ont été presque totalement abandonnés. Actuellement cinq (05) bassins ont été réalisés dans la région comprise entre Bouinan et Bougara et qui rechargent la nappe avec de grand débit :

- Bassin 1 : à un débit d'infiltration variant de **40 à 70 l/s**,
- Bassin 2 : à un débit de **306 l/s** [jaugeage du 14/03/2005](Figure.II.2)
- Les deux autres bassins reçoivent de **20 à 40 l/s**
- Le grand bassin de décantation qui n'est encore achevé a un débit entrant de **986 l/s**.

Ces notions de débits d'infiltrations ont été effectuées par des jaugeages au sein de ces bassins.



**Figure.II.2.** Vue de l'entrée du bassin 2 et de son étendue

#### **II.4. Impact de la carrière sur la qualité de l'eau et sur le débit véhiculé par l'Oued Hammam El Ouan :**

Au niveau de l'ancienne prise d'eau, une carrière a été ouverte pour l'exploitation des matériaux de calcaires. Celle-ci a fonctionné depuis plusieurs années et a eu un impact négatif sur la qualité des eaux de Hammam El Ouan. Ces eaux ont charriées toutes les matières en suspension et ont eu un impact réel sur l'efficacité de l'infiltration au niveau des bassins ; les matières comme les gravats de cette carrière ont été déposés au niveau du lit de l'oued (remblaiement) qui ont pour conséquence la diminution du débit écologique à ce niveau-là.

De ce constat, nous pouvons déduire que le colmatage des parois du bassin ainsi que le fond du bassin a été provoqué, en grande partie, par le transport de ces matières fines essentiellement de la carrière associées aux particules provenant de l'altération en contact avec l'eau des matériaux de l'oued et du canal jusqu'au bassin d'infiltration.

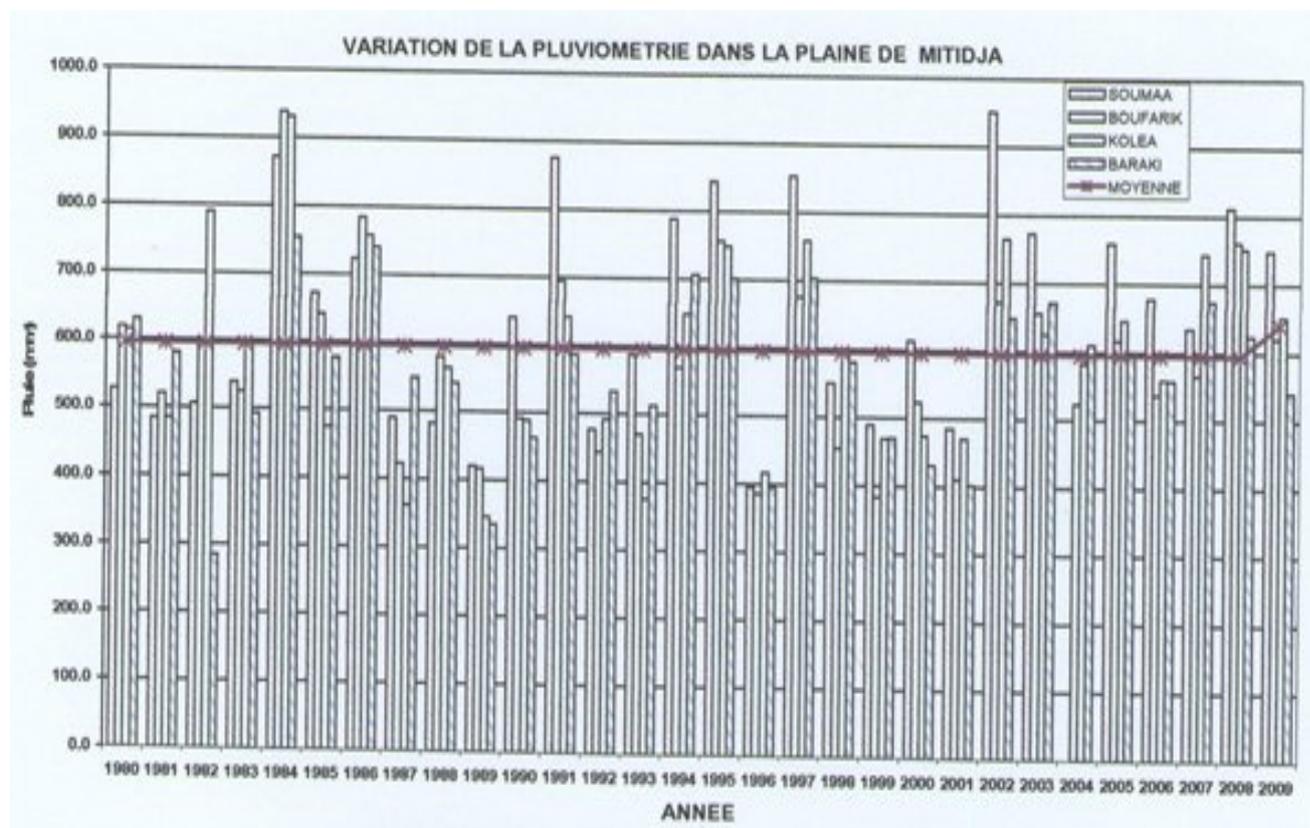
#### **II.5. Climatologie :**

La plaine de la Mitidja est soumise à un climat régional subhumide littoral caractérisant l'ensemble des plaines côtières. Au fur et à mesure que l'on s'éloigne du littoral, le climat devient de plus en plus continental et l'on enregistre une baisse sensible des températures.

Les valeurs des précipitations varient de 284 mm à 951 mm, concentrées sur une période pluvieuse d'octobre en février.

Les précipitations moyennes interannuelles dans la plaine de la Mitidja sont irrégulièrement réparties. L'évolution interannuelle des pluies calculées sur 29 années

d'observations, entre 1980 jusqu'à 2009 a mis en évidence une phase de stabilité des précipitations qui a voisine les 524,6 mm, avec une tendance à la hausse durant l'année 2009 avec une moyenne de l'ordre de 641.1 mm, (Voir figure.II.3)



**Figure.II.3.** Pluviométrie moyenne interannuelle (période 1980-2009)(source ANRH)

La température moyenne annuelle est d'environ 18°C avec des températures estivales d'environ 25°C et des températures hivernales aux alentours de 11 °C, les températures moyennes maximum et minimum étant respectivement 33°C et 6°C.

## II.6. La nature des sols :

L'infiltration des eaux dépend en grande partie des propriétés intrinsèques du sol. Des études pédologiques sur la Mitidja (centre) ont été réalisées à différentes échelles (1/50.000è et au 1/25.000è). Les résultats descriptifs et analytiques ont donné les informations suivantes :

Au niveau de la zone des bassins d'infiltration, les sols sont de type peu évolué d'apport alluvial à textures fines dans les horizons de surface (0-15 cm, 15-30 cm), de type limono-argileuse à argilo-limoneuse. Alors que dans les horizons profonds (à partir de 35 cm jusqu'à 80cm à 1 m), les textures deviennent nettement argileuse le long de l'oued El Harrach, les sols sont du type argilo limoneux à argileux avec un caractère hydro-morphe.

La perméabilité dans ces sols est faible, donc les volumes qui seront infiltrés seront limités donc la recharge à partir de la surface ne permet pas une recharge efficace d'où la

nécessité de l'installation de bassins afin de favoriser l'infiltration en profondeur à partir de 2-3 m où on rencontre des graviers jusqu'à la zone non saturée (profondeur = 30m à 40 m).

En amont des bassins d'infiltration, dans la commune de HammamEl Ouan, Les sols de la zone d'étude sont généralement grossiers et jeunes, ils se sont développés sur des terrains schisteux à argileux calcaires (marnes) formés d'éléments empruntés au substratum colluvionné. Dans la classification, ils correspondent à des lithosols lorsque le soubassement est constitué de roches dures, tels que les calcaires, les grès et les poudingues, ... soit des régosols, lorsque le substratum est formé de roches tendres, telles que les argiles, les marnes. Les sols sont argileux, très accidentés et lors des saisons d'hiver et de printemps, plusieurs glissements de terrains se produisent provoqués par la présence d'éléments argileux et l'apport de fortes quantités d'eau qui engorgent le sol en le disséquant quand la couverture végétale fait défaut ceci est dû en générale à l'érosion et aux incendies des forêts.

Plus en amont, il existe des sols forestiers, de couleur noire, où les versants sont couverts de forêts et de maquis.

Quant aux oueds, ils sont occupés des sols bruts, non évolués sur les fonds d'oueds.

### **II.7. La zone non saturée :**

De la même façon que pour les sols, l'infiltration dans les terrains de la zone non saturée est fonction de la nature et de la texture des terrains. Des sondages électriques réalisés dans la zone d'étude ont révélés l'existence d'une couche alluvionnaire aquifère d'une épaisseur allant de 75m à 100 m, puis par une couche argileuse d'une épaisseur qui est comprise entre 15 à 20 m. Juste après nous avons une formation alluvionnaire d'une épaisseur comprise entre 80-100m.

On note que dans la succession des couches, nous relevons une discontinuité représentée par une formation argileuse à une profondeur allant de 75 m à 85 m. Cette formation représente une contrainte à l'infiltration profonde des eaux ; seulement la zone aquifère de surface reçoit des quantités importantes par infiltration.

L'analyse des Logs de piézomètres (PZ49, PZ50, PZ51) localisé en aval de la région de Tabainet a révélé l'existence des couches suivantes :

- De 0-2m : couche argilo sableuse au niveau du carrefour menant à Tabainet (PZ49) alors qu'au niveau du PZ50, elle est plus argileuse. Pour le PZ 51, elle est graveleuse dès la surface donc favorable, pour les infiltrations. Il est à signaler que les piézomètres PZ50 et PZ51 sont localisés pas loin du bassin d'alimentation.
- De 2m jusqu'à 30 m : elle est graveleuse à graveleux argileuse.
- De 30-40m : la matrice est de type argileux graveleux à argileuse.

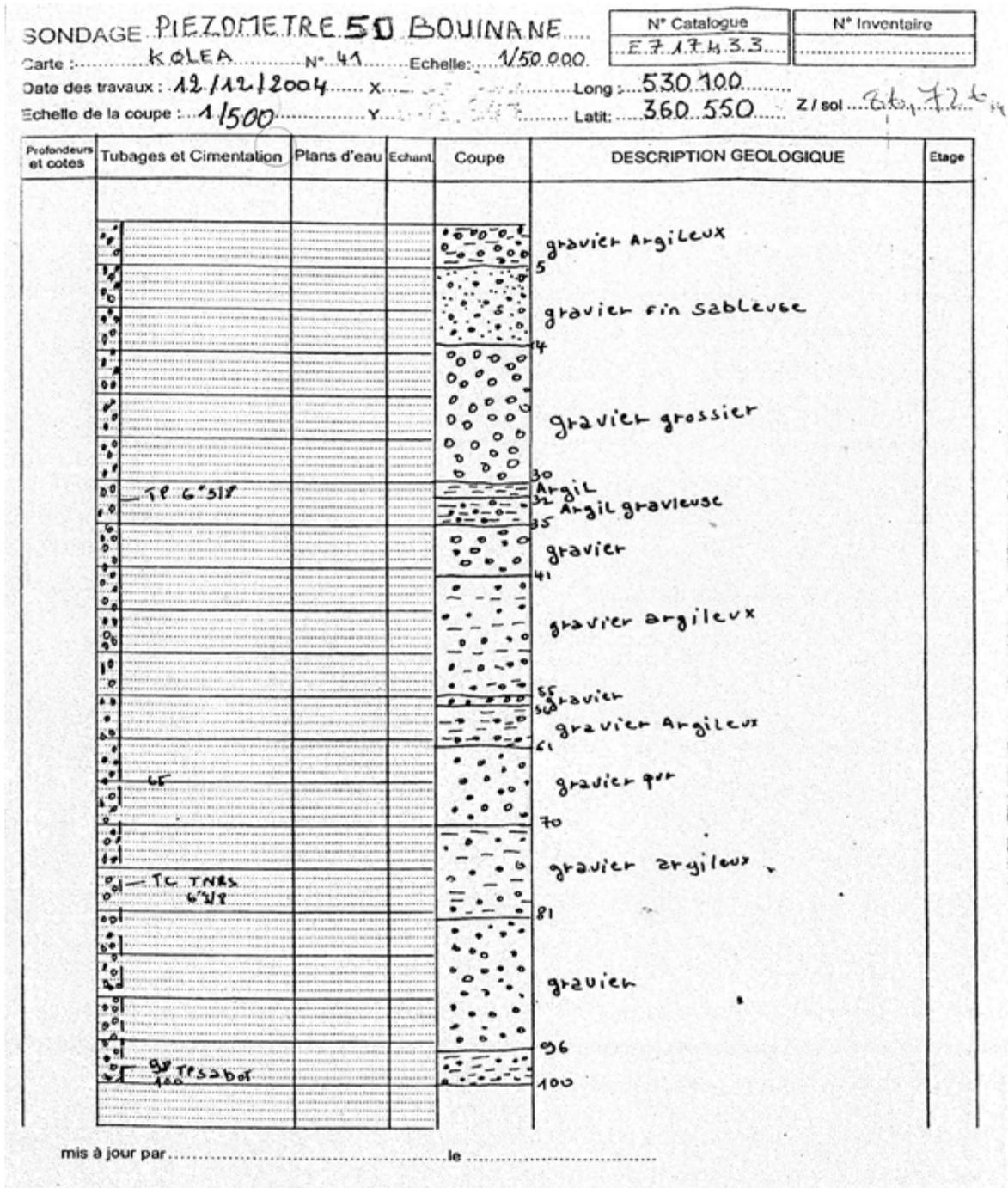


FIGURE.II.4. LOG du piézomètre PZ51(région Bouinan)

La zone d'implantation du bassin d'infiltration se caractérise par une couche de surface (0-2m) de texture argileuse a graveleuse argileuse donc une formation pouvant ralentir la vitesse d'infiltration des eaux de ruissellement vers la profondeur. Au niveau de la zone d'étude, la profondeur du bassin d'infiltration atteint étant de 5 m. donc on se retrouve, en plein, dans la formation graveleuse d'une épaisseur de 3m qui va recevoir les eaux du canal d'amené pour s'infiltrer en profondeur. Pour information, le niveau statique se situe à une profondeur comprise entre 30 à 50 m.

## II.8. L'hydrogéologie :

Dans la région d'étude, on peut distinguer les aquifères :

- De la formation de l'Astien.
- Et ceux de la formation de la Mitidja (Soltanien-Tensiftien).

Ils reposent sur les marnes du Plaisancien formant la limite inférieure imperméable de presque tout le bassin. Ces deux aquifères sont séparés par la formation semi-perméable des marnes d'El Harrach. **L'Aquifère de l'Astien :**

Le réservoir astien est généralement constitué par le faciès des grès fins consolidés. Il est généralement captif et libre dans les zones d'affleurement de l'Astien dans le Sahel.

Les écoulements souterrains se font depuis les bordures du Sahel vers la plaine du Mazafran.

L'alimentation de cet aquifère se fait essentiellement par les infiltrations des eaux de pluie sur le Sahel ou il affleure. Il est également alimenté par la nappe alluviale sus-jacente par drainage à travers les marnes jaunes peu épaisses et dont la perméabilité varie de  $10^{-7}$  à  $10^{-8}$  m/s

### L'aquifère des alluvions :

Les sédiments élastiques de la formation de la Mitidja et les sédiments fluviatiles récents constituent l'aquifère le plus important de la plaine de la Mitidja

Cet aquifère, composé de graviers et de galets alternant avec des limons et argiles, occupe toute l'étendue de la plaine sa limite inférieure est constituée par les marnes de la formation d'El Harrach et sa limite supérieure est libre sauf dans la zone du Mazafran où la nappe est captive sous les limons du Rharbien

La nappe alluviale de la Mitidja est alimentée par :

- Infiltration des précipitations sur la plaine.
- Infiltration à partir des cours d'eau et du ruissellement sur les piémonts de l'Atlas.
- Ecoulement souterrain de l'Atlas.
- Fuites des réseaux de distribution en eau.
- Infiltrations des eaux d'irrigation excédentaires.

Les exhaures sont assurées par :

- Pompage dans les puits et forages de la plaine.
- Drainage des Oueds dans leur cours aval.
- Fuites souterraines vers la mer.
- Ecoulement vers les limons de la formation du Mazafran par drainage.

Les transmissivités sont très variables, mais très élevées et reflètent très exactement la morphologie des comblements alluviaux récents. Faibles sur les hauts fonds marneux et dans les piémonts de l'Atlas ( $10^{-3}$  à  $5.10^{-3} \text{m}^2/\text{s}$ ), elles atteignent  $4.10^{-2} \text{m}^2/\text{s}$  dans les chenaux correspondant aux anciennes vallées de la Chiffa et du Mazafran. Les coefficients d'emmagasinement sont moyens: de  $6.10^{-2}$  à  $7.10^{-2}$  dans la partie libre de la nappe et de  $2.10^{-4}$  dans la partie captive de la nappe, près du Mazafran.

Les courbes isopièzes sont presque parallèles à l'Atlas Blidéen, ce qui témoigne que la zone d'alimentation des nappes souterraines se situe au niveau du piémont de l'Atlas. En outre, dans la partie Est de la plaine nous pouvons observer un axe de drainage sensiblement parallèle à l'oued Chiffa qui se jette dans la cluse de Mazafran de direction Sud-Est Nord-Ouest.

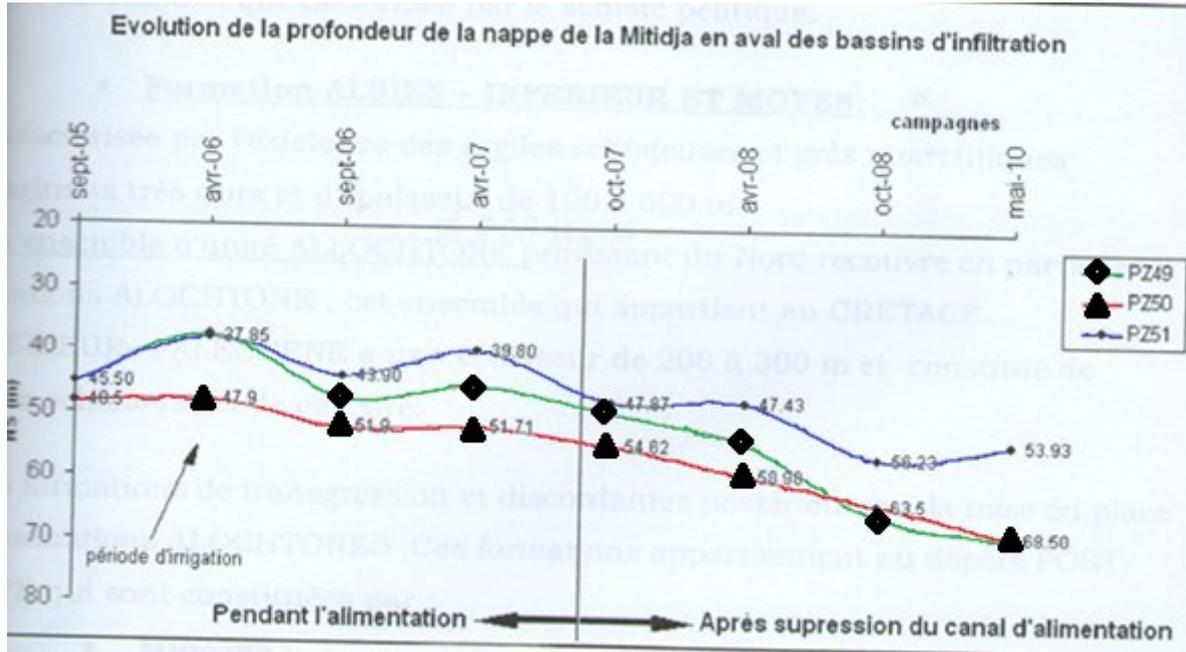
Une ligne de partage des eaux est également localisable au centre de la plaine, qui partage les deux bassins hydrogéologiques Harrach- Hamiz et le Mazafran. Le gradient hydraulique n'est pas assez différent, il est de 0.9 % à l'ouest de la plaine et 1 % à l'Est comme dans le Mazafran.

### **L'aquifère des alluvions dans la Mitidja centre (Bassins d'infiltration)**

Les sédiments élastiques de la formation de la Mitidja et les sédiments fluviaux récents constituent l'aquifère le plus important de la plaine de la Mitidja (Ouest, centre et Est).

### **II.9. Piézométrie :**

Dans la région de Tabainet, zone d'implantation de bassins d'infiltration, nous avons relevé un abaissement du niveau de la nappe : au niveau du piézomètre PZ49, le niveau statique se trouve à 30m de profondeur alors qu'au niveau du piézomètre PZ50, il se retrouve à une profondeur de 27m. Cette chute du niveau d'eau est due en partie au non fonctionnement des bassins d'infiltration depuis plusieurs années dues au problème d'entretien de ces bassins. Il est à rappeler que les bassins de recharge ont été réalisés en 2004.



**FIGURE.II.5.** Evolution de la profondeur de la Mitidja en aval des bassins d'infiltration. (Source ANRH)

**II.10. Bilan hydrique:**

Le tableau II.1 présente les flux d'entrée et de sortie au sein du système hydrogéologique de la Mitidja. On note que le principal pôle de recharge de la nappe est la recharge directe des précipitations. Tandis que les principales sorties sont les prélèvements anthropiques dans la nappe des alluvions.

**Tableau II.1.** Les flux d'entrée et de sortie oueds : (source ANRH)

|              | Entrées m <sup>3</sup> /j | Sorties m <sup>3</sup> /j |
|--------------|---------------------------|---------------------------|
| Pluies       | 353 500                   | -                         |
| Oueds        | 203 500                   | 71 000                    |
| Atlas        | 216 500                   | -                         |
| Astien       | 59 000                    | -                         |
| Petit Sahel  | 9 000                     | -                         |
| Prélèvements |                           | 765 000                   |
| Mer          |                           | 28 500                    |
| <b>TOTAL</b> | <b>841 500</b>            | <b>864 500</b>            |

En régime permanent (1982), les volumes infiltrés par les oueds seront calés par rapport aux ordres de grandeurs présentés dans les études antérieures (Tableau II.2).

**Tableau II.2.** Les volumes infiltrés par les oueds : (source ANRH)

| Oued       | Géohydraulique<br>(m <sup>3</sup> /j) |          | Binnie & Partners<br>(m <sup>3</sup> /j) | Mac Donald & Partners<br>(m <sup>3</sup> /j) |
|------------|---------------------------------------|----------|--|--|
|            | infiltration                          | drainage |  |  |
| Djer       | 60                                    | 50       | 1 200                                    | 1 000  |
| Bou roumi  | 6 300                                 |          | 7 100                                    | 7 100  |
| Chiffa     | 30 000                                | 40 à 70  | 47 000                                   | 46 100                                       |
| Mazafran   |                                       | 200      |  |  |
| El Harrach | 64 000                                | 140      | 132 000                                  | 114 000                                      |
| Djemma     | 37 000                                |          | 56 000                                   | 46 100                                       |
| Hamiz      | 14 000                                | 30 à 150 | 6 400                                    | 5 350  |

## II.11. Géologie :

### II.11.1. Cadre géologique global :

La zone d'étude appartient à l'ensemble structural appelé l'Atlas Blidéen qui fait partie de l'Atlas tellien

Les trois grands ensembles structuraux constituant ce massif sont :

- Une série AUTOCHÈNE qui apparaît en fenêtre dans l'anticlinal de BLIDA et à l'emplacement du barrage de Bou-Roumi affecte de Schistosité et de Métamorphisme de faible intensité. Dans cette série, on distingue deux formations :

- Formation NEOCOMIEN - BARREMIEN –AFTIEN :

Cette formation a une épaisseur de plus de 300 m que l'on observe dans les gorges de Chiffa et qui est formée par le schiste pélitique.

- Formation ALBIEN - INFÉRIEUR ET MOYEN

Caractérisée par l'existence des argiles schisteuses et grès quartzitiques ferrugineux très durs et d'épaisseur de 100 à 600 m.

- Un ensemble d'unité ALLOCHTONE provenant du Nord recouvre en partie les formations ALOCHTONE ; cet ensemble qui appartient au CRETACESUPERIEUR- PALEOCENE a une épaisseur de 200 A 300 m et constitué de marne schisteuse et de calcaire.

- Des formations de transgression et discordantes postérieures à la mise en place des formations ALOCHTONES .Ces formations appartiennent au dépôt POST-NAPPE qui sont constituées par :

•Miocène :

Les matériaux miocéniques qui comblent le bassin de Médéa sont formés essentiellement par des marnes argileuses grises et des grès de grains fins.

• Quaternaire :

Les matériaux quaternaires sont formés par des dépôts alluvionnaires et de terrasses qui jalonnent les cours des rivières et la plaine de MITIDJA où se trouve notre site

### II.11.2 Cadre géologique local :

Aux alentours de la zone d'étude (sous bassin versant), les formations qui affleurent sont :

-Le Quaternaire : alluvions anciennes constituées de dépôt caillouteux du pied de l'Atlas, constituées de déjection.

- Le Miocène inf (m1-d) : Calcaire blancs avec foraminifères.

- Le Miocène. inf (cartenien m1-c) : calcaires bleuâtres à cassures conchoïdes.

- Le Miocène inf (cartenien m1-a) : poudingues et grès cartenien, développés d'une façon irrégulière, ils peuvent atteindre 150m d'épaisseur au-dessus de Hammam El Ouane.

- Eocène moyen : Grés micacés gris et jaunâtres intercalés de brèches agros éléments ; provenant principalement des lias

-Eocène moyen (étage infra nummulitique) : puissante assise complexe des marnes grises et jaunâtre, marnes violacés, calcaires gréseux avec nummulites.

- Danien : argiles feuilletés verdâtres et quartzites à surface ondulée, marquée de saillies en relief ; forme le prolongement de la zone de crétacé supérieur qui se développe sur tout le flanc de l'Atlas avec le même faciès depuis la région de Palestro. A la partie supérieure dominant les grés quartzeux quelquefois friables, recouverts d'une zone forestière au Koudiat Osfène (Sud Bouinane).

-Sénonien : Marnes bleuâtres, feuilletés, avec rognons de calcaire jaunissant à des marnes noires parfois très foncées.

-Cénomaniens : Calcaires et marnes en couches bien réglées ; les bonscalcaires parfois puissants, donnent lieu à des escarpements remarquables. Les fossiles sont rares

-Albien : Argiles grises ou noires feuilletées intercalées de quartzites avec grès ferrugineux, les fossiles sont très rares.

-Crétacé : Puissante série d'argiles schisteuses, avec grès et quartzites surmontées de marnes bleuâtre avec l'intercalation de lentilles calcaires

## **II.12. Caractéristiques physiques du sous bassin versant :**

### **II.12.1 Relief:**

Le sous bassin alimentant la zone de la recharge artificielle au niveau de la plaine de la Mitidja centre appartient à une zone montagneuse, défilé alpin, très accidenté dont le point culminant atteint 710m. Les sapelets de surélévations rudes et accentués apparaissent dans toute la région. La déclivité est très souvent d'ordre de 20-25 %

### **II.12.2 Pente :**

La dénivellation qui sépare la prise (ancienne prise : rocher des pigeons) et la zone d'alimentation (recharge artificielle) est d'environ 200m d'où la pente est moyennement accentuée dépassant en tous les points une moyenne de 10-15 % sur les hauteurs et deviennent relativement plates aux abords de la zone d'alimentation de la nappe.

### **II.12.3. Erosion :**

La montagne reçoit une quantité de précipitation élevée en hiver. Le régime pluvial provoque des processus érosifs intenses. On rencontre dans certains endroits, des ravins et des morsures béantes affectant le sous bassin en pentes douces ou à forte déclivité, dénudés ou supportant un couvert végétal plus ou moins dense.

Le manque d'aménagement au niveau de l'oued Hammam El Ouan et des seguias (recalibrage) ainsi que l'ouverture de la carrière au niveau du rocher des pigeons ont entraîné la mise en solution des particules en suspension ont eu un impact sur la quantité et la qualité des eaux.

## **II.12. Hydrologie :**

### **II.12.1. Réseau hydrographique :**

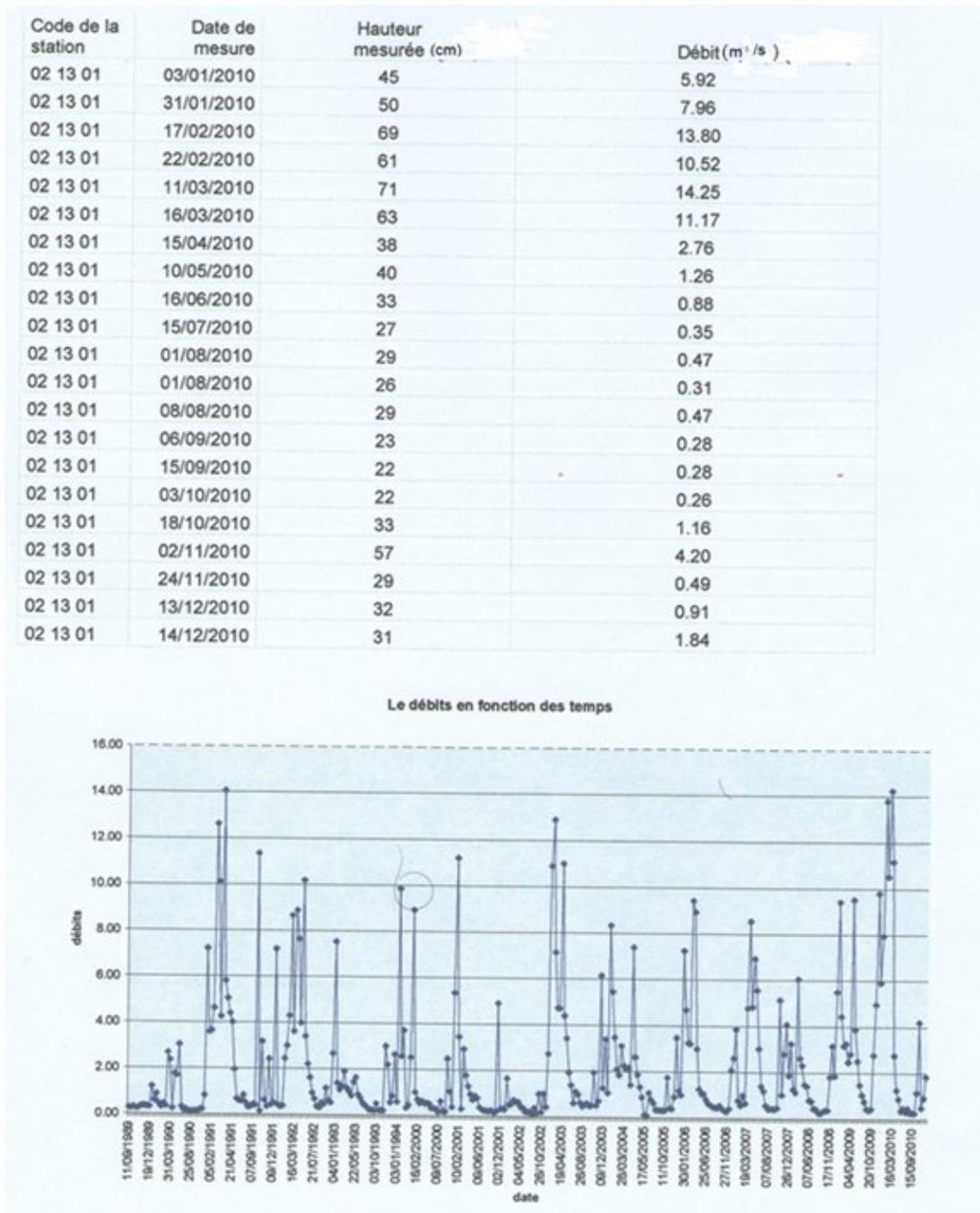
Le réseau hydrographique est du type ramifié, assez dense. Vers l'amont le chevelu est beaucoup plus ramifié, il est constitué en petits ruisseaux et chéabas et devient moins dense au milieu de parcours (Oued Hammam El Ouan) .

La densité du chevelu hydrographique est due à la quantité d'eau ruisselée, à la pente et à la nature des sols imperméables.

### II.12.2 Débits et hauteurs d'eau au niveau de la station Rocher des pigeons:

Les débits mesurés au niveau de la station Rocher des pigeons ont des valeurs comprises entre  $0.3 \text{ m}^3/\text{s}$  à  $14 \text{ m}^3/\text{s}$ . Les hauteurs des débits d'eau correspondantes oscillent entre 20- 70 cm. (tableau II.3)

**Tableau II.3.** Les débits et hauteurs d'eau mesurés au niveau de la station-rocher des pigeons-Hammam El Ouan (source ANRH)



**Figure II.6.** Les débits de l'Oued hammam El Ouan (source ANRH)

### II.14. La couverture végétale :

La commune de Hammam El Ouan est presque dans sa totalité montagneuse, 85% de l'espace est couvert de forêt, maquis, broussailles avec une dominance d'arbres forestières qui se sont développés sur des matériaux à dominance argileux calcaires (marnes), schisteux et gréseux calcaires.

L'anthropisation de ce massif a ajouté aux contraintes de la déclivité, de la fragilité lithologique et de l'érosion qui ne cesse d'affecter et de gagner du terrain

### II.15. Qualité des eaux de l'Oued Hammam El Ouan :

Les résultats des analyses des échantillons d'eau pour analyse sont ceux de la station des pigeons de l'ANRH les coordonnées du point de prélèvement sont les suivantes : X= 532060 Y= 358000. Les données concernent ceux de l'année 2009 (Données entre 2005-2008 : voir annexe)

**Tableau II.4. Résultats physico-chimiques des eaux de l'Oued hammam El Ouan (station de recharge des pigeons) (source ANRH)**

| Point d'eau | Année | Haut. (cm) | Ca mg/l | Mg mg/l | Na mg/l | K mg/l | Cl mg/l | SO4 mg/l | CO3H mg/l | CO3 mg/l | OH mg/l | NO3 mg/l | CE us/cm | Minér.n mg/l | R.Sec mg/l | pH  | TH °F | TAC °F | TA °F |
|-------------|-------|------------|---------|---------|---------|--------|---------|----------|-----------|----------|---------|----------|----------|--------------|------------|-----|-------|--------|-------|
| 01          | 2009  |            | 94      | 52      | 140     | 1      | 200     | 250      | 211       | 22       | 0       | 8.0      | 1,580    | 980          | 981        | 8.6 | 45    | 21     | 4     |
| 02          | 2009  |            | 90      | 51      | 145     | 1      | 195     | 253      | 275       | 0        | 0       | 7.0      | 1,562    | 969          | 912        | 8.1 | 44    | 22     | 0     |
| 03          | 2009  |            | 68      | 38      | 60      | 1      | 66      | 157      | 240       | 10       | 0       | 6.0      | 743      | 461          | 561        | 8.5 | 33    | 21     | 2     |
| 04          | 2009  |            | 57      | 32      | 60      | 1      | 50      | 124      | 223       | 4        | 0       | 0.0      | 814      | 504          | 460        | 8.4 | 28    | 19     | 1     |
| 05          | 2009  |            | 50      | 30      | 48      | 2      | 57      | 150      | 181       | 0        | 0       | 6.0      | 700      | 434          | 516        | 7.8 | 25    | 15     | 0     |
| 06          | 2009  |            | 50      | 33      | 50      | 2      | 46      | 164      | 183       | 0        | 0       | 5.0      | 852      | 528          | 508        | 7.6 | 26    | 15     | 0     |
| 07          | 2009  | 110.0      | 40      | 16      | 24      | 2      | 29      | 91       | 107       | 0        | 0       | 4.0      | 420      | 260          |            | 7.3 | 17    | 9      | 0     |
| 08          | 2009  | 80.0       | 48      | 31      | 100     | 3      | 88      | 180      | 159       | 0        | 0       | 5.0      | 930      | 577          | 683        | 6.8 | 25    | 13     | 0     |
| 09          | 2009  | 67.0       | 52      | 32      | 60      | 6      | 96      | 180      | 92        | 0        | 0       | 5.0      | 920      | 570          | 632        | 8.2 | 26    | 7      | 0     |
| 10          | 2009  | 48.0       | 50      | 36      | 65      | 8      | 96      | 180      | 92        | 0        | 0       | 22.0     | 830      | 515          | 732        | 7.9 | 28    | 7      | 0     |
| 11          | 2009  | 8.0        | 73      | 38      | 78      | 4      | 67      | 189      | 182       | 11       | 0       | 5.0      | 840      | 521          | 603        |     | 34    | 16     | 2     |
| 12          | 2009  | 40.0       | 70      | 35      | 60      | 3      | 65      | 168      | 183       | 9        | 0       | 7.0      | 870      | 539          | 621        |     | 32    | 16     | 2     |

#### II.15. 1. Principaux paramètres de potabilité :

La qualité d'une eau souterraine est caractérisée par un certain nombre de paramètres physiques et chimiques, déterminant à leur tour des caractères organoleptiques immédiatement perceptibles pour le consommateur. Les eaux de la nappe de la Mitidja sont fortement sollicitées pour l'AEP de la population. Le classement des eaux de l'oued s'avère nécessaire afin d'éviter tout problème de pollution au niveau de la nappe. Les eaux de l'Oued Hammam utilisées pour la recharge artificielle doivent être de bonne qualité pour préserver cette ressource contre toute forme de pollution les paramètres pris en compte sont:

- la dureté de l'eau correspondant à sa minéralisation en calcium et magnésium.

- le pH qui dépend de la teneur en ions.
- la teneur en gaz dissous issus de l'atmosphère (O<sub>2</sub> et CO<sub>2</sub>)
- la teneur en substances minérales dissoutes généralement sous forme anionique (bicarbonates chlorures, sulfates, nitrates, fluorures) et cationique (calcium, magnésium sodium, potassium, fer, manganèse, ammonium).
- la turbidité, produite par des matières en suspension (argiles).

A ces paramètres physico-chimiques s'ajoutent des paramètres microbiologiques souvent déterminants dans les aquifères alluvionnaires.

- Le Résidu sec :

Les eaux de la station Hammam El Ouan ont un résidu compris entre 515 et 981 mg/l (Normes NA6360). Elle correspond à une eau moyennement minéralisée.

Le pH :

Le pH de l'eau conditionne les équilibres physico-chimiques, en particulier l'équilibre calco-carbonique et donc l'action de l'eau sur les carbonates (attaque ou dépôt).

Les eaux de l'Oued Hammam El Ouan au niveau de la station des pigeons ont un pH compris entre 6,8 -8,4. Ces valeurs rentrent dans les normes Algériennes (NA 6360 : 6,5-8,5) ainsi que ceux de l'OMS et AFNOR

La turbidité :

La turbidité lorsqu'elle est forte occasionne des désagréments dans l'aspect de l'eau et sa saveur (goût de terre). Les pics de turbidité suivent les fortes précipitations. Tout aménagement augmentant le ruissellement superficiel et l'érosion des sols accentue la turbidité au niveau de la prise d'eau, une nouvelle carrière a été ouverte et qui aura un impact réel sur la qualité de l'eau (ruissellement) en plus des métaux lourds qui seront présents dans les eaux de la nappe de la Mitidja car ces gisements recèlent des quantités non négligeables d'éléments traces, à titre d'exemple le cadmium et le plomb qui vont se retrouver soit dans l'atmosphère puis vont se précipiter par les pluies soit dans la matière qui va se retrouver dans les eaux de la région.

Au niveau de la station des pigeons (Hammam El Ouan, nous ne disposons pas de valeurs sur la turbidité.

- Les sulfates :

Les sulfates contenus dans l'eau souterraine sont fournis par la dissolution du gypse. Le gypse est un sulfate de calcium hydraté qui est faiblement soluble (7 g/l dans les conditions normales).

Les eaux de la station du rocher des pigeons présente une concentration en sulfates de 90 à 250mg/l,elles sont en adéquation avec les normesAlgériennes (NA 6360 : 400 mg/l)

- Les Chlorures :

Les eaux de la station du rocher des pigeons présentent des concentrations comprises entre 29 à 200 mg/l, alors que les limites admises en chlorures sont consécutivement de 250mg/l pour les normes AFNOR et de 400 mg/l pour OMS et normes Algériennes (NA6360). Nous relevons de fortes variations dans les teneurs des chlorures durant l'année 2009 dans les eaux de l'Oued Hammam El Ouan.

- Le Sodium :

Les valeurs présentées sont ceux de l'année 2009, elles oscillent entre 24-150 mg/l alors que la norme Algérienne (NA6360) est de 200mg/l.

-La dureté :

La dureté totale d'une eau est produite par les sels de calcium et de magnésium qu'elle contient. On distingue:

- une dureté carbonatée qui correspond à la teneur en carbonates et bicarbonates de Ca et Mg;
- une dureté non carbonatée produite par les autres sels la dureté est mesurée par le titre hydrométrique exprimé en °F (degré français); 1 °F correspond à 10 mg de carbonate de Ca dans 1 litre d'eau

En ce qui concerne les eaux de la station du rocher des pigeons, l'estimation de la quantité de calcium et magnésium exprimé en mg/l nous a permis de consulter que la concentration ne dépasse pas la norme, elle prend une valeur de 17°F - 45°F, le plus souvent supérieur à 25°F et selon la classification des eaux en fonction de leur degré hydrométrique voir le tableau n°6 nous pouvons dire que cette eau est semi dure à dure par suite de sa charge en calcium et magnésium.

La pollution microbiologique :

Les germes pathogènes sont généralement associés aux coliformes et streptocoques fécaux: la présence de ces derniers indique une pollution par les eaux station d'épuration, les rejets d'élevages industriels

L'analyse des germes pathogènes doit se faire au niveau des eaux au niveau de l'entrée au bassin d'infiltration et de même au niveau de la prise d'eau de l'ONID car la recharge artificielle peut entraîner une pollution microbiologique suite aux rejets des collectivités de Hammam El Ouan et plus en amont au niveau des agglomérations de Magtaa Lazreg

## **II.16. Aspects environnementaux de la recharge artificielle de la nappe de la Mitidja dans un cadre de développement durable :**

L'aspect environnemental est lié à l'activité humaine dans la zone de la recharge et à la nature des matériaux provenant des gisements de montagne (fond géochimique).

L'eau destinée à être introduit dans la nappe doit être de bonne qualité physico-chimique et ne contient aucun polluant (chimique et/ou organique) car de grandes quantités vont être déversées dans la nappe dans une zone fortement perméable. D'après les études faites par SOGREAH. La zone d'étude présente une vulnérabilité moyenne.

### **II.17. Etat du réseau d'irrigation et de drainage :**

En général, il semble que, qu'aucun entretien, ou très peu, n'est effectué de façon régulière sur le réseau d'irrigation et de drainage. Par conséquent, une grande partie du réseau, en particulier les canaux artificiels sont en mauvais état comme c'est le cas de la seguia. Dans de nombreux endroits, les rives et le lit du cours d'eau sont fortement encombrés par la végétation, en particulier lorsque l'écoulement d'eau est pérenne (généralement dû au rejet des eaux usées), ainsi que par des déchets. Le lit s'envase également dans certains endroits, et un grand nombre d'ouvrages de franchissement sont en partie ou entièrement bouchés par des sédiments et toutes sortes de débris. Il est à noter qu'un grand nombre de cours d'eau sont bordés, souvent sur les deux rives, de rangées d'arbres qui sont très rapprochées le cas dans la région de Tabainet.

Outre leur valeur esthétique, ces arbres ont d'autres avantages en ce qu'ils servent de brise-vent et fournissent de l'ombre qui permet de réduire la croissance d'autres espèces végétales à l'intérieur du lit. Cependant, ils ont aussi l'inconvénient de rendre l'accès très difficile, et dans certains cas pratiquement impossible, pour l'entretien.

### **II.18. Aménagements préconisés au niveau des bassins et seguias :**

Suite à la recherche bibliographique effectuée sur la zone d'étude de Hammam El Ouan et les observations de terrain sur le plan topographique, état des bassins et des seguias, les activités menées par les fellahs, nous avons appréhendé toute la problématique de la situation qui prévaut au niveau de ce système de recharge artificielle tout d'abord, il est à mentionner qu'une surveillance de près tout au long du transfert de l'eau depuis l'amont jusqu'au bassin d'infiltration doit être assurée par des personnes qualifiées dans ce domaine et ceci d'une façon permanente.

Le diagnostic relevé sur terrain a fait ressortir plusieurs contraintes liées à plusieurs paramètres comme : les rejets des eaux usées des agglomérations de Hammam El Ouan dans l'Oued ; ajouté à cela, l'ouverture d'une nouvelle carrière juxtaposant la prise d'eau ONID en plus de celle déjà existante en amont de la station du rocher des pigeons. Ces trois paramètres sont sources de pollution par les métaux lourds et bactériologiques (présence de germes pathogènes) qui peuvent se retrouver dans les eaux de la nappe de la Mitidja et le danger potentiel, est que ces eaux alimentent en grande partie la population de la capitale d'Alger.

Dans un cadre de développement durable, et pour une meilleure protection de la ressource dans une zone vulnérable, il est recommandé la fermeture des deux carrières existantes pour enrayer tout risque de pollution.

Quant au choix entre les deux variantes :

-Variante 1 :

L'alimentation du bassin d'infiltration à partir de l'ancienne prise. Cette alternative est toujours possible mais passe par la réhabilitation de la galerie ainsi que la prise d'eau (ancienne) ce qui engendre des dépenses supplémentaires, mais elle offre l'avantage que les eaux sont mobilisées en amont donc de meilleure qualité, dépourvues de toute matière en suspension.

Variante 2 :

Cette variante consiste en la prise des eaux à partir de la nouvelle station de prise d'eau (Station ONID) ce qui est moins coûteux ; Dans ce cas-là, si les carrières restent en activités, il est nécessaire de mettre en place des filtres en aval pour éviter que les eaux soient chargées en matière en suspension.

Seulement, le problème de contamination par les métaux lourds persiste toujours. Par ailleurs, on recommande au niveau du bassin, de curer le fond de cette cuvette pour accélérer la circulation des eaux en profondeur. La profondeur à atteindre doit dépasser 6m (voir coupe lithostratigraphique). Le levé topographique montre la possibilité d'assurer un écoulement par gravité des eaux, par un aménagement de la seguia qui sera cimentée pour éviter toute infiltration latérale des eaux et le développement de la végétation, en assurant un débit satisfaisant qui assurera l'alimentation en eau du bassin d'une façon permanente.

### **Conclusion :**

Sur le plan géologique, l'étude a montré que les formations rencontrées sont constituées de graviers et des sables avec des intercalations de niveaux argileux. Les transmissivités très élevées reflètent très exactement la morphologie des comblements alluviaux récents, la pollution des eaux souterraines provient essentiellement des rejets urbains, industriels et de l'agriculture, ces différents types de pollution peuvent atteindre les eaux de la nappe souterraine. Actuellement, le principal problème de pollution et qui est ponctuel de la nappe est la présence des nitrates, les analyses des échantillons des eaux de l'oued Hammam El Ouane ont montré que ces dernières sont riches en calcium et magnésium qui correspondent à des eaux semi dure à dure. Bien sûr, des analyses complémentaires bactériologiques doivent être faites pour éviter tout risque de contamination des eaux souterraines de la nappe.

**Introduction :**

Le but de ce chapitre est de déterminer les besoins en eau des cultures. La quantité d'eau donnée à la culture n'est pas entièrement absorbée par la culture, une partie percole et se perd en profondeur.

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 et pédologiques de la région, les données climatiques donneront les indications concernant les besoins en eau des cultures, les paramètres pédologiques permettront d'estimer la réserve en eau utile du sol. Les données culturales préciseront la réserve en eau facilement utilisable par la plante.

**III.1. Données de base de l'étude :****III.1.1. Objet de l'étude :**

La réhabilitation du système de recharge artificielle de la nappe de la Mitidja centre est composée du bassin d'infiltration n°2 et du canal principal qui assure une double fonction à savoir l'acheminement de l'eau vers le bassin et la distribution des eaux d'irrigation aux exploitations des terres avoisinantes. Il s'agit des terres du périmètre appelé communément le périmètre du syndicat d'irrigation Hammam El Ouane.

**III.1.2. Système de recharge artificielle de la nappe :****III.1.2.1. Caractérisation du bassin d'infiltration :**

Le bassin d'infiltration est alimenté par une seguia à partir d'une prise d'eau réalisée sur la rive gauche de l'oued El Harrach. Les caractéristiques du bassin n° 2 sont les suivantes:

- ✓ Dimensions : 80m x 40m x 5m,
- ✓ Couche de surface de 0 à 2m : texture argileuse à graveleuse argileuse,
- ✓ Couche de 2 à 5m : formation graveleuse favorisant l'infiltration des eaux en profondeur,
- ✓ Volume moyen d'infiltration :  $Q = 0,094 \text{ l/s/m}^2$ ,
- ✓ Volume d'infiltration par jour :  $Q = 26\,000 \text{ m}^3$ .

Dans l'état actuel, et suite au phénomène d'envasement, la profondeur du bassin est inférieure à 4 m. d'ailleurs, dans ce sens l'étude a proposé le curage du fond de la cuvette du bassin jusqu'à une profondeur supérieure à 6m, afin de favoriser l'infiltration des eaux en profondeur et augmenter les capacités de la recharge artificielle de la nappe. Un talutage des parois du bassin d'infiltration est également recommandé. Cette opération d'approfondissement et de talutage nécessitent des travaux de terrassement (déblaiement) d'un volume d'environ  $3840 \text{ m}^3$  (sur une profondeur d'environ  $H=1,0\text{m}$ ).

### III.1.2.2. Seguia :

S'étalant sur une longueur avoisinant 5000 m, la seguia en terre a toujours assuré la distribution l'eau d'irrigation au niveau du périmètre. Malheureusement pour chaque compagne d'irrigation, son entretien pose problème, particulièrement après la disparition de Dar El Maa.

Le rôle de la seguia a pris une autre dimension en assurant une double fonction à savoir, l'alimentation en eau du bassin d'infiltration n°2 d'une part et la distribution d'eau durant la période des irrigations d'autre part.

### III.1.2.3. Nature de la seguia projetée:

La seguia projetée est en béton de section trapézoïdale. Pour ce type de canaux, il faut prévoir un compactage du sol suivi d'un réglage du fond et des talus. Le revêtement en béton est le plus utilisé. Il a une bonne résistance à l'érosion, une grande durée de vie, nécessite peu d'entretien et supporte des vitesses d'eau élevées. Ce type de canaux, permet aussi d'éviter les infiltrations latérales des eaux et le développement de la végétation dans la seguia. Les deux modes de mise en œuvre sont réalisables par :

- ✓ Un revêtement coulé sur place avec du béton dosé à 300 kg/m<sup>3</sup> et une épaisseur d'environ 10 cm, ce mode est plus facile à réaliser, plus utilisé et le plus recommandé.
- ✓ Un revêtement préfabriqué composé de dalles ou des dallettes fabriquées en usine. Leur mise en place est souvent délicate, coûteuse et fastidieuse.

### III.1.2.4. Prise d'eau :

La seguia est alimentée à partir d'une prise d'eau réalisée par piquage sur une conduite en acier Ø 1500 mm alimentée à partir de l'ouvrage de dérivation de Douéra. Il s'agit d'une prise par tuyau qui présente des avantages certains tels que :

- ✓ L'alimentation du canal est assurée pour autant qu'il y'a de l'eau dans le seuil de dérivation.
- ✓ Le niveau de l'eau à la prise conserve une régularité plus ou moins constante, permettant l'alimentation en eau du périmètre.

La prise d'eau réalisée avec une conduite enterrée sera dotée d'une vanne pour une régulation des débits selon les périodes, d'un réducteur de pression et d'un débitmètre.

## III.2. Les cultures adaptées à la zone d'étude :

L'évolution des superficies irriguées dans la zone est tributaire de plusieurs facteurs à savoir les moyens financiers et particulièrement le facteur limitant qui est celui de la ressource en eau, qui conditionne le plus souvent le choix des cultures à mettre en place.

Dans l'état actuel, et à défaut de disponibilité d'eau, les superficies irriguées sont variables d'une année à l'autre, mais ne dépassent généralement dans les meilleures années 400 ha, le souhait des irrigants est de relancer l'activité agricole par l'extension des superficies irriguées.

Au niveau de la zone de Chebli – Bouinan, la superficie irriguée, à partir de la prise d'eau, est dominée par l'arboriculture fruitière couvrant pas moins de 70% avec une prédominance des agrumes, pêcher et pommier, quant aux superficies irriguées réservées aux grandes cultures, elles occupent une superficie avoisinant les 20%, le maraîchage en irrigué est pratiqué sur de faibles superficies.

### III.3. calcul hydrologique:

#### III.3.1. Ajustement des données :

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions d'homogénéité et de stationnarité sont réunies parmi lesquelles :

- Loi de Laplace-Gauss, loi normale, et loi de Galton ou loi log-normale.
- Loi de Fuller ou loi Exponentielle.
- Loi Gamma, loi de Pearson I et II.
- Loi de Gumbel ou loi doublement exponentielle.

Ces comportements de deux à trois paramètres sont estimés par différentes méthodes :

- Méthodes des moments.
- Méthode du maximum de vraisemblance.
- Méthode du maximum d'entropie.

Les critères de choix sont liés à un ajustement graphique d'abord, et ensuite un test de dispersion.

L'allure des points sur du papier à prime abord d'accepter ou de rejeter la loi. Le problème pose : quelle loi choisir lorsque plusieurs d'entre elles sont adéquates ?

Donc les critères de choix pouvant être retenus sont :

- A qualité égale, la loi qui a le moins de paramètres est à retenir
- A qualité égale et nombre de paramètres égal, il faut comparer les estimations des deux lois ;

Si ces estimations sont voisines, il faut retenir la plus simple, si elles sont nettement différentes, il faut prendre une nouvelle loi quitte à prendre un paramètre supplémentaire.

#### A) Ajustement à la loi de Gauss:

Puisque la loi de Gauss est la plus adéquate, alors nous la retenons pour l'ajustement et l'estimation de la pluviométrie moyenne mensuelle représentative de la région. Le procédé de calcul consiste à :

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

$$F(x) = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (\text{III.1})$$

Avec

$n$  : Numéro d'ordre

$N$  : Numéro d'années observées.

-Calculer les caractéristiques empiriques de l'échantillon.

-La moyenne arithmétique. 
$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} \quad (\text{III.2})$$

-L'écart type 
$$\delta = \sqrt{\frac{1}{n-1} * \sum_{i=1}^{i=n} (X_i - \bar{X})^2} \quad \text{Si } n < 30 \text{ans} \quad (\text{III.3})$$

- 
$$\delta = \sqrt{\frac{1}{n} * \sum_{i=1}^{i=n} (X_i - \bar{X})^2} \quad \text{Si } n > 30 \text{ans} \quad (\text{III.4})$$

## B) Traitement des données :

La simulation des apports annuels avec le logiciel HYFRAN nous donne les résultats suivants :

Station Soumaa

Statistiques de base

Nombre d'observations 14

Minimum 396

Maximum 898

Moyenne 682

Ecart-type 158

Médiane 688

Coefficient de variation (Cv) 0.232

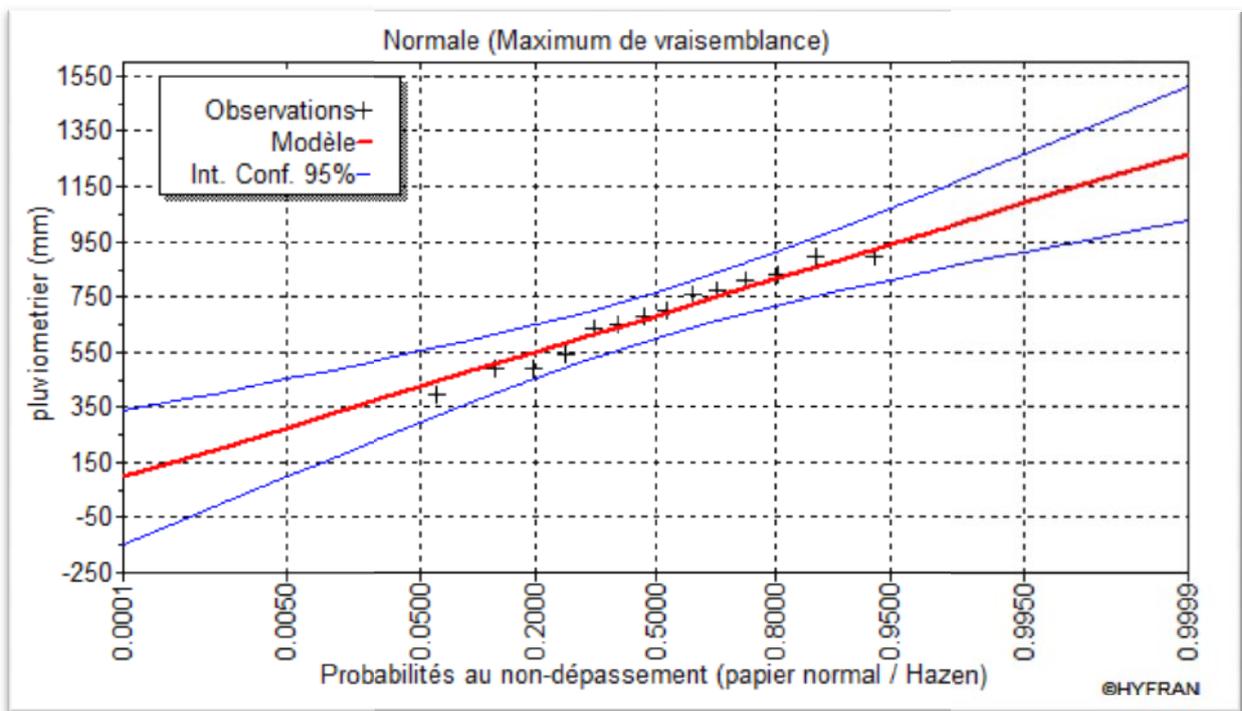
Coefficient d'asymétrie (Cs) -0.327

Coefficient d'aplatissement (Ck) 1.71

Les résultats de l’ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station Soumaa à la loi normale sont regroupés dans le tableau (III.1), et sont représentés par la figure (III.1).

**Tableau III.1.** Les résultats de l’ajustement à la loi normale.

| per .Ret | U.Gauss | val.theo | Ecart-type | les bornes |
|----------|---------|----------|------------|------------|
| 2.0      | 0.5000  | 664      | 44.3       | 577 - 750  |
| 5.0      | 0.8     | 819      | 64.3       | 693 - 945  |
| 10.0     | 0.9     | 914      | 83.9       | 750 - 1080 |



**FIGURE III.1.** Ajustement de la station de Soumaa a la loi de gauss.

**C) Détermination de l’année de calcul :**

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

$$P_{\text{moy}80\% \text{ de chaque mois}} = P_{\text{moy de chaque mois}} \times \frac{(\quad \%)}{(\quad \%)}$$

Donc les valeurs de  $P_i$ , sec 80% devient comme suit : (Tableau III.2)

**Tableau III.2.** Précipitation moyenne mensuelle de l'année de calcul :

| Mois                   | Sept  | octobre | novem | decem  | janv  | fevr  | mars  | avril | mai   | juin | juil | aout | annuel |
|------------------------|-------|---------|-------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|------|------|------|--------|
| P <sub>moy</sub> (mm)  | 40.22 | 63.24   | 98.40 | 100.59 | 98.18 | 66.39 | 65.10 | 76.71 | 58.99 | 3.74 | 2.82 | 7.68 | 682.05 |
| P <sub>moy</sub> (80%) | 32.61 | 51.27   | 79.78 | 81.55  | 79.60 | 53.83 | 52.78 | 62.19 | 47.82 | 3.03 | 2.29 | 6.23 | 552.97 |

### III.4.Besoin en eau du périmètre:

Les besoins en eau des cultures, peuvent être définis comme dose apportée à la plante dans des moments propices, afin de mettre celle-ci dans les meilleures conditions d'humidité requises, pour obtenir son rendement maximal. L'évaluation des besoins en eau du périmètre et basée sur la détermination des besoins de chaque culture retenue dans le calendrier agronomique.

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

#### III.4.1.Méthode de PENMAN&MOTHEIT modifiée :

En Angleterre, précisément en 1948, MrPENMAN&MOTHEIT a proposé une étude théorique de l'évapotranspiration en reliant inséparablement l'énergie solaire incidente. Cette formule est limitée ou bien incomplète, du fait que cette dernière ne prenne pas en considération l'effet de quelques paramètres météorologiques.

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

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

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

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

Où:

ET<sub>0</sub> : Représente l'évapotranspiration de référence, exprimées en mm/jour.

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

R<sub>n</sub> : Rayonnement net en évaporation équivalente, exprimé en mm/jour.

F(u) : Fonction liée au vent.

e<sub>a</sub> : Tension de vapeur saturante à la température moyenne de l'air, en millibars.

e<sub>d</sub> : Tension de vapeur réelle moyenne de l'air, exprimée en millibars. La différence (e<sub>a</sub> - e<sub>d</sub>) constitue le facteur de correction, afin de compenser les conditions météorologiques diurnes et nocturnes.

Dans le tableau (III.3), nous représentons l'évapotranspiration de référence  $ET_0$ , calculée à l'aide du logiciel CROPWAT. 8, selon la formule de Penman&Monteith, modifiée.

**Tableau III.3.** Evapotranspiration de référence selon la méthode PENMAN&MONTHEIT

| Month     | Min Temp | Max Temp | Humidity | Wind   | Sunshine | Radiation              | ETo    |
|-----------|----------|----------|----------|--------|----------|------------------------|--------|
|           | °C       | °C       | %        | km/day | hours    | MJ/m <sup>2</sup> /day | mm/day |
| January   | 4.5      | 21.7     | 73       | 84     | 5.4      | 9.2                    | 1.48   |
| February  | 4.7      | 24.0     | 68       | 85     | 6.2      | 12.1                   | 2.15   |
| March     | 5.0      | 27.2     | 67       | 93     | 7.4      | 16.4                   | 3.20   |
| April     | 7.9      | 28.7     | 68       | 82     | 8.1      | 20.1                   | 3.92   |
| May       | 12.3     | 34.7     | 67       | 75     | 8.6      | 22.3                   | 4.91   |
| June      | 16.0     | 37.9     | 74       | 78     | 10.0     | 24.9                   | 5.71   |
| July      | 25.4     | 39.0     | 77       | 79     | 10.6     | 25.4                   | 6.13   |
| August    | 22.5     | 39.2     | 76       | 86     | 9.8      | 23.0                   | 5.55   |
| September | 23.0     | 36.5     | 77       | 78     | 8.4      | 18.7                   | 4.26   |
| October   | 11.9     | 32.9     | 79       | 72     | 7.2      | 14.1                   | 2.83   |
| November  | 7.8      | 27.0     | 75       | 83     | 5.5      | 9.8                    | 1.85   |
| December  | 5.3      | 22.5     | 73       | 84     | 5.0      | 8.2                    | 1.39   |
| Average   | 12.2     | 30.9     | 73       | 82     | 7.7      | 17.0                   | 3.61   |

#### a) La pluie efficace:

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

Les valeurs de précipitations de probabilité de 80% (P80%) et la pluie efficace (Pefi) sont regroupées dans le tableau ci-après : (Tableau III.4)

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

| Station          | soumaa       | Eff. rain method | Fixed percentage |
|------------------|--------------|------------------|------------------|
|                  | Rain         | Eff. rain        |                  |
|                  | mm           | mm               |                  |
| <b>January</b>   | 32.6         | 26.1             |                  |
| <b>February</b>  | 51.3         | 41.0             |                  |
| <b>March</b>     | 79.8         | 63.8             |                  |
| <b>April</b>     | 81.5         | 65.2             |                  |
| <b>May</b>       | 79.6         | 63.7             |                  |
| <b>June</b>      | 53.8         | 43.0             |                  |
| <b>July</b>      | 52.8         | 42.2             |                  |
| <b>August</b>    | 62.2         | 49.8             |                  |
| <b>September</b> | 47.8         | 38.2             |                  |
| <b>October</b>   | 3.0          | 2.4              |                  |
| <b>November</b>  | 2.3          | 1.8              |                  |
| <b>December</b>  | 6.2          | 5.0              |                  |
| <b>Total</b>     | <b>552.9</b> | <b>442.3</b>     |                  |

**b) Détermination des besoins en eau d'irrigation :**

Les besoin en eau d'irrigation (B), est la quantité d'eau que l'on doit apporter à la culture pour être sûr qu'elle reçoit la totalité de son besoin en eau.

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

Les besoins théoriques mensuels sont déterminés par le bilan hydrique

$$B = ETP - (P_{c\text{ff}} + \text{RFU})$$

B : besoin en eau d'irrigation (mm)

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

RFU : réserve facilement utilisable

$$\text{RFU} = Y (H_{cc} - H_{pf}) \cdot D_a \cdot Z$$

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

Pef : pluie efficace

Pef = A. Pluie ; ou A = 0,8 à 0,9 (pour notre cas on a prendre A = 0,8)

L'irrigation est fait lorsque  $B > 0$ ,

- Pour notre travail on a utilisé le logiciel CROPWAT

Le résultat de calcul des différents cultures est résume dans le tableau: (Tableau III.5)

**Tableau III.5.** Besoins en eau des cultures en (mm) :

| culture              | Désignation | Besoins mensuel (mm/mois) |      |     |   |   |     |      |      |      |        |       |       | Total |
|----------------------|-------------|---------------------------|------|-----|---|---|-----|------|------|------|--------|-------|-------|-------|
|                      |             | S                         | O    | N   | D | J | F   | M    | A    | M    | J      | JUIL  | AOUT  |       |
| Arboriculture        | agrumes     | 29.2                      | 3.1  |     |   |   |     | 20.5 | 45   | 68   | 84.7   | 110.4 | 80.6  | 441.5 |
|                      | Vignes      | 61.9                      | 25.7 |     |   |   |     |      | 1.4  | 16.7 | 46.7   | 89.6  | 92.2  | 334.2 |
|                      | pommier     | 76.3                      | 54   | 7.1 |   |   |     |      |      | 4.5  | 73.4   | 122.8 | 106.2 | 444.3 |
|                      | Moyenne     | 55.8                      | 27.6 | 7.1 |   |   |     | 20.5 | 23.2 | 29.7 | 68.3   | 107.2 | 92.97 | 363.0 |
| céréale              | blé         |                           |      |     |   |   | 4.2 | 43.3 | 74.1 | 46.1 | 17.5   |       |       | 185.2 |
|                      | orge        |                           |      |     |   |   | 4.2 | 43.3 | 74.2 | 46.1 | 15     |       |       | 182.8 |
|                      | Moyenne     |                           |      |     |   |   | 4.2 | 43.3 | 74.2 | 46.1 | 16.2   |       |       | 184   |
| Cultures maraichères | p. terre    |                           |      |     |   |   |     | 0.11 | 22.4 | 101  | 169    | 105.3 |       | 397.8 |
|                      | tomate      | 91.9                      | 9.2  |     |   |   |     |      |      | 25.6 | 99.7   | 171.3 | 171.1 | 565.6 |
|                      | Moyenne     | 91.9                      | 9.2  |     |   |   |     | 0.11 | 22.4 | 63.3 | 134.35 | 138.3 | 171.1 | 481.7 |

Il ressort du tableau III.5 que la période des irrigations s'étale entre les mois d'mars et octobre. Ce qui est confirmé sur le terrain que l'irrigation au niveau du périmètre commence généralement entre mars et avril. Ce sont des pratiques anciennes relatives à la gestion de l'irrigation dans la zone du projet. Néanmoins, la fin de la période des irrigations est généralement la fin du mois de septembre et se prolonge rarement jusqu'au mois d'octobre.

#### III.4.2. Calcul du débit fictif continu :

Exprimé en l/s/ha, le débit fictif continu est le débit nécessaire en 24h/24h, il est calculé sur la base des besoins en eau nets des cultures et en prenant en considération l'efficacité globale du réseau d'irrigation retenue qui est de 65%, sachant que la technique d'irrigation gravitaire est la plus pratiquée dans la plaine de Mitidja centre avec environ 70% de la superficie totale irriguée.

$$qf = (B/eff) / (Mj * 86400)$$

Où :

qf : débit fictif continu,

B : besoins en eau des cultures (mm),

Mj : nombre de jours du mois calendaire,

eff : efficacité du système d'irrigation (65%).

Les résultats de calcul du débit fictif continu sont représentés dans le tableau (Tableau III.6) :

**Tableau III.6.** Débits fictifs continu en l/s/ha :

|                        | Jan | Fev   | Mars  | Avr   | Mai   | Jin   | Jllet | Août  | Sept  | Oct   | Nov   | Dec |
|------------------------|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-----|
| Arboriculture (l/s/ha) | -   | -     | 0.118 | 0.138 | 0.176 | 0.405 | 0.616 | 0.534 | 0.311 | 0.159 | 0.042 | -   |
| Céréales (l/s/ha)      | -   | 0.028 | 0,249 | 0.440 | 0.265 | 0.096 | -     | -     | -     | -     | -     | -   |
| C.Maraîchère (l/s/ha)  | -   | -     | -     | 0.133 | 0.364 | 0.797 | 0.794 | 0.983 | 0.545 | 0.055 | -     | -   |

### III.4.3. Calcul du débit caractéristique :

Le débit caractéristique est donné en fonction du débit fictif continu, et en tenant compte du nombre d'heures d'irrigation par jour.

$$q_c = q_f \cdot (24/T)$$

Où :

$q_c$  : débit caractéristique,

T : nombre d'heures d'irrigation maximales par jour.

Pour le calcul du débit caractéristique nous retenons deux temps d'irrigation journalier, à savoir : 16 heures et 12 heures. Les résultats de calcul du débit caractéristique mensuel sont présentés dans le tableau III.7 ci-dessous.

**Tableau III.7.** Débits caractéristique en l/s/ha.

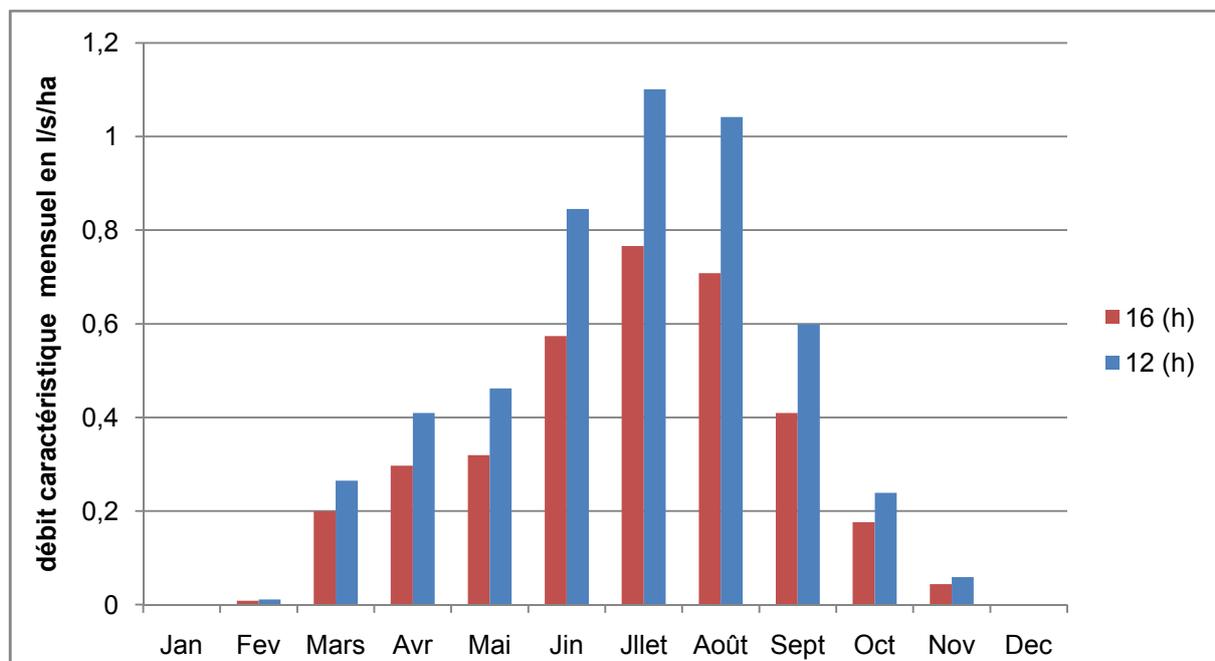
|                | T (H) | J | F     | Mars  | Avr   | Mai   | Jin   | Jllet | Août  | Sept  | Oct   | Nov   | Dec |
|----------------|-------|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-----|
| Arboriculture  | 16    | - | -     | 0.177 | 0.207 | 0.264 | 0.608 | 0.924 | 0.801 | 0.467 | 0.239 | 0.063 | -   |
|                | 12    | - | -     | 0.236 | 0.276 | 0.352 | 0.81  | 1.232 | 1.068 | 0.622 | 0.318 | 0.084 | -   |
| Céréales       | 16    | - | 0.042 | 0.373 | 0.66  | 0.397 | 0.144 | -     | -     | -     | -     | -     | -   |
|                | 12    | - | 0.056 | 0.498 | 0.88  | 0.53  | 0.192 | -     | -     | -     | -     | -     | -   |
| C. Maraîchères | 16    | - | -     | -     | 0.199 | 0.545 | 1.196 | 1.192 | 1.474 | 0.818 | 0.082 | -     | -   |
|                | 12    | - | -     | -     | 0.399 | 1.091 | 2.392 | 2.383 | 2.948 | 1.636 | 0.164 | -     | -   |

Le tableau (III.7) ci-dessus fait apparaître la variation du débit caractéristique, le maximum est enregistré durant le mois de juillet (mois de pointe), il varie en fonction des spéculations et du nombre d'heures d'irrigation par jour.

Considérant l'occupation actuelle dominée par l'arboriculture qui couvre environ 70% de la superficie utile, suivie des céréales 20% et du maraîchers 10%, la pondération du débit caractéristique par rapport à cette occupation, nous donne le débit caractéristique mensuel moyen, les résultats de calcul sont présentés dans le tableau III.8 ci-dessous :

**Tableau III.8.** Le débit caractéristique moyen mensuel en l/s/ha.

| T         | Jan | Fev   | Mars  | Avr   | Mai   | Jin   | Jllet | Août  | Sept  | Oct   | Nov   | Dec |
|-----------|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-----|
| <b>16</b> | -   | 0.008 | 0.199 | 0.297 | 0.319 | 0.574 | 0.766 | 0.708 | 0.409 | 0.176 | 0.044 | -   |
| <b>12</b> | -   | 0.011 | 0.265 | 0.409 | 0.462 | 0.845 | 1.101 | 1.042 | 0.599 | 0.239 | 0.059 | -   |



**Figure III.2.** Histogramme de variation du débit caractéristique mensuel.

#### III.4.4. Superficie à irriguer :

Le maximum de la superficie à irriguer dépend du débit caractéristique du mois de pointe et du débit à mobiliser. Considérant la superficie totale (brute) de l'aire d'étude (1 200 ha). Le débit nécessaire pour l'irrigation de cette superficie pour le mois de pointe est de 919.2 l/s pour 16 heures d'irrigation par jour, et 1321.2 l/s pour un temps d'irrigation de 12 heures par jour.

Les volumes d'eau mobilisés avec cette dernière valeur seront majorés de plus de 30% par rapport au débit mobilisé avec 16 heures d'irrigation. De ce fait, le temps d'irrigation de 16 heures par jour est plus raisonnable, il est retenu pour la suite des calculs. Avec un débit majoré de 1000 l/s, la superficie à irriguée est estimée à 908 ha pour un temps d'irrigation de 12 heures par jour.

#### III.4.5. Les débits du canal :

Le canal (segua) projeté est en béton, il est conçu pour véhiculer le débit d'irrigation et/ou le débit correspondant au volume d'infiltration journalier du bassin n°2 destiné à la recharge de la nappe. Ainsi, les volumes d'eau transportés par le canal sont définis comme suit:

➤ **Débit d'irrigation :**

C'est le débit nécessaire pour satisfaire les besoins en eau du périmètre, il atteint sa valeur maximale ( $Q = 1000$  l/s) durant la période de pointe (juillet).

➤ **Débit d'infiltration :**

C'est le débit correspondant au volume d'infiltration journalier du bassin n°2 ( $26\ 000$  m<sup>3</sup>/j = 300 l/s). Ce débit destiné à la recharge de la nappe, est transporté en sa totalité, par le canal en dehors de la période des irrigations. Par contre durant cette période, la recharge de la nappe peut être effectuée partiellement ou totalement en fonction des débits d'irrigation.

#### III.4.6. Calcul des débits :

Considérant la superficie à irriguer et le débit caractéristique moyen, le débit d'irrigation mensuel nécessaire pour satisfaire les besoins en eau des cultures durant la période de pointe est de l'ordre de 1000 l/s, ce débit est assuré par la prise d'eau. Quand, au débit d'infiltration conditionné par les caractéristiques du sol, il est de l'ordre de 300 l/s au maximum.

En dehors de la période de pointe, les fluctuations du débit du canal, sont en fonction de la demande en eau des cultures. Le débit de 1000 l/s est le débit maximal fourni par la prise d'eau, et véhiculé gravitairement vers le bassin n°2 et les canaux qui alimentent le périmètre en eau d'irrigation.

Le tableau ci-dessous (Tableau III.9) présente la variation du débit de la prise en fonction du débit destiné pour la recharge de la nappe et du débit d'irrigation.

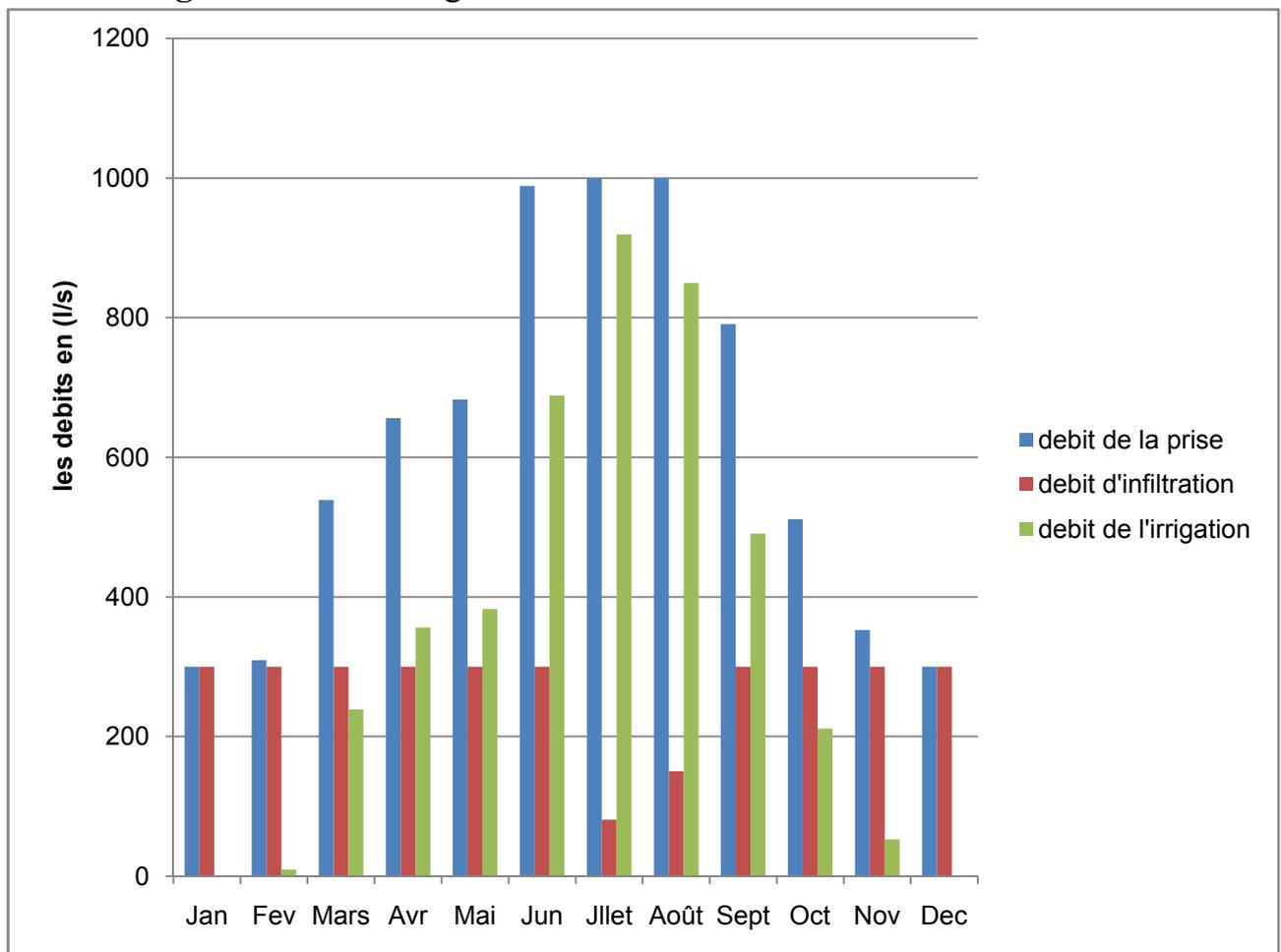
**Tableau III.9.** Variation mensuelle des débits d'alimentation du bassin n°2

| Désignation                | Jan | Fev   | Mars  | Avr   | Mai   | Jun   | Jllet | Août  | Sept  | Oct   | Nov   | Dec |
|----------------------------|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-----|
| Débit d'irrigation (l/s)   | -   | 9.6   | 238.8 | 356.4 | 382.8 | 688.8 | 919.2 | 849.6 | 490.8 | 211.2 | 52.8  | -   |
| Débit d'infiltration (l/s) | 300 | 300   | 300   | 300   | 300   | 300   | 80.8  | 150.4 | 300   | 300   | 300   | 300 |
| Débit de la prise (l/s)    | 300 | 309.6 | 538.8 | 656.4 | 682.8 | 988.8 | 1000  | 1000  | 790.8 | 511.2 | 352.8 | 300 |

Le tableau III.9 ci-dessus et la figure III.3 ci-dessous, font apparaître les remarques suivantes :

- Durant le mois de juillet, la recharge de la nappe est pratiquement faible pendant l'irrigation (16 heures). Elle reste possible avec la totalité de débit d'infiltration uniquement en dehors des heures d'irrigation (durant huit heures).
- Le débit de recharge de la nappe (300 l/s) est possible durant dix mois de l'année : du mois de septembre au mois de juin.
- Pendant la période d'irrigation, si le débit d'irrigation est inférieur ou égal à 700 l/s, le débit d'infiltration (recharge de la nappe) est assuré dans sa totalité.
- Si  $700 \text{ l/s} < Q \text{ d'irrigation} < 1000 \text{ l/s}$ , la différence entre l'offre (1000 l/s) et le débit d'irrigation servira pour la recharge de la nappe durant la période des irrigations (juin et août). Dans ce cas le débit d'infiltration est inférieur à 300 l/s.
- Durant la période estivale (juin, juillet et août), le débit de la prise est au maximum (1000 l/s).
- En dehors de la période estivale, le débit de la prise d'eau est appelé à diminuer conformément aux valeurs, présentées dans le tableau III.9 et illustrées par la figure III.3.

Le débit maximum de 1000 l/s véhiculé par le canal est enregistré durant la période de pointe. Par contre, le débit minimum de 300 l/s est enregistré en dehors de la période des irrigations, la variation mensuelle des débits d'infiltration et de la prise d'eau en fonction du débit nécessaire pour l'irrigation est présentée dans l'histogramme ci-dessous (Figure.III .3 ).

**Figure.III .3 .** Histogramme de variation mensuelle des débits

## Conclusion

L'évaluation quantitative des besoins en eau d'irrigation, nécessite de prendre en compte l'information météorologique, pédologique et culturale. L'étude des besoins en eau permettra aux agriculteurs de permuter et de diversifier leur plan de cultures, tout en garantissant leurs besoins en eau.

Ce chapitre a permis de déterminer les besoins des cultures ainsi que le volumenécessaire pour le mois de pointe a apporté pour les différentes cultures et cela à l'aide dulongicielCROPWAT 8.0.

**Introduction :**

Le calcul hydraulique s'inspire de la règle des valeurs extrêmes (débit et vitesse d'écoulement); donc les canaux doivent assurer l'amené d'eau pour les débits donnés en évitant les problèmes de dépôt et d'érosion afin d'assurer une longue durée de vie.

**IV.1. Généralités :****IV.1.1. Les canaux à ciel ouvert :**

On appelle canal, un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique, le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum. Pour un canal de pente "I" et de coefficient de rugosité "n", la section qui véhicule le débit maximum est celle où le rayon hydraulique est maximal, avec une section minimale. Parmi toutes les formes de section, la semi-circulaire est celle qui satisfait au rayon hydraulique maximum, dans les conditions techniques de réalisation, la forme semi-circulaire sera la plus coûteuse que la trapézoïdale, et qui présente des avantages de simplicité dans la réalisation.

**IV.1.2. Dimensionnement des canaux trapézoïdaux :**

Pour un écoulement lentement variable, on peut admettre qu'en toute section la pente de la ligne de charge est celle d'un régime uniforme.

La vitesse d'écoulement peut être déterminée par plusieurs formules déduites de la formule de CHEZY, on a donc:

$$V = C \cdot R_h^{1/2} \cdot I^{1/2} \quad (\text{IV.1})$$

Où :

C : coefficient de CHEZY.

$R_h$  : le rayon hydraulique (m).

I : la pente du radier.

Le coefficient C est donné par la formule de Manning:

$$C = (1/n) \cdot R_h^{1/6} \quad (\text{IV.2})$$

Où, n est le coefficient de rugosité du matériau

**IV.1.3. Le choix de la section de meilleure conductivité :**

Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum.

Pour un canal de pente I et de coefficient de rugosité n, la section qui véhicule le débit maximum ( $Q_{max}$ ) est celle où le rayon hydraulique  $R_h$  est maximal, la section S est minimale. ( $R_h$  étant la surface mouillée  $S_m$  sur le périmètre mouillé  $P_m$ ).

Parmi toutes les formes de section, la semi-circulaire est celle qui satisfait au rayon hydraulique maximum.

On a:

$$S_m = \pi \cdot r^2 / 2 \quad (\text{IV.3})$$

$$R_h = r/2 = h/2 \quad (\text{IV.4})$$

Mais cette forme n'est réalisée que dans les canaux artificiels en béton ou en métal. Dans les conditions techniques de réalisation, la forme semi-circulaire sera plus coûteuse que la forme trapézoïdale qui présente des simplicités de réalisation.

A cet effet notre choix portera sur la section trapézoïdale, dont les caractéristiques sont les suivantes :

$m$  : Le fruit des talus, on prend le plus avantageux ( $m=1/\sqrt{3}$ ).

$h$  : Le tirant d'eau maximum (pour  $Q_{max}$ ), en m.

$b$  : La largeur inférieure du canal, en m.

$B$  : La largeur supérieure du canal, en m.

On définit la surface mouillée  $S$  et le périmètre mouillé  $P$  par

$$S = h \cdot (b + m \cdot h) \text{ (IV.5)}$$

$$P = b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2} \text{ (IV.6)}$$

#### IV.1.4. Calcul du rayon hydraulique maximal:

On a:

$$R_h = S/P$$

Alors:

Le rayon hydraulique sera max pour une valeur de  $P_{min}$ .

Le périmètre soit min pour  $dP=0$ .

On a:

$$dS = h \cdot db + (b + m \cdot h) \cdot dh = 0 \text{ (IV.7)}$$

$$dP = db + 2(1 + m^2)^{0.5} \cdot dh = 0 \text{ (IV.8)}$$

Les équations (IV.7) et (IV.8) donnent :

$$b = 2h(1 + m^2)^{0.5} - m$$

Avec cette valeur de  $b$  on trouve que :

$$R_h = h/2$$

Alors les paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale sont les suivantes

**Tableau.IV.1.** Dimensions d'un canal trapézoïdal

| Désignation | Expression               |
|-------------|--------------------------|
| $B$         | $2h(\sqrt{1 + m^2}) - m$ |
| $B$         | $b + 2mh$                |
| $S$         | $h(b + mh)$              |
| $P$         | $b + 2h \sqrt{1 + m^2}$  |
| $R_h$       | $h/2$                    |

Où  $m = 1/\sqrt{3}$  pour un fruit de talus avantageux

#### IV.2. Calcul hydraulique :

La distribution d'eau à travers les quatre (04) répartiteurs, qui alimentent en eau les différentes zones du périmètre, est réalisée en même temps d'où le débit dérivé est égale à 1000/4 soit 250 l/s. Les débits véhiculés par les différents tronçons du canal sont présentés dans le tableau IV.2 ci-dessous :

**Tableau.IV.2.** débit véhiculé par tronçon du canal

| Tronçons du canal    | Prise/ Répartiteur N° 1 | Répartiteur N°1/ Répartiteur N°2 | Répartiteur N°2/ Répartiteur N°3 | Répartiteur N°3/ Répartiteur N°4/ | Répartiteur N°4/ Bassin N°2 |
|----------------------|-------------------------|----------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------|
| Débit du tronçon l/s | 1000                    | 750                              | 500                              | 300                               | 300                         |

### IV.2.1. Dimensionnement de la conduite de prise (prise par tuyau) :

Il s'agit d'une prise par tuyau en acier, le dimensionnement de la conduite est réalisé sur la base des calculs suivant (tableau IV.3) :

**Tableau.IV.3.** Calcul du diamètre pour ( $Q_{\min}=300\text{l/s}$  et  $Q_{\max}=1000\text{l/s}$ )

| diametre(m) | section(m) | Vmax(m/s) | Vmin(m/s) | $\lambda$ | $\Delta(h)$ |
|-------------|------------|-----------|-----------|-----------|-------------|
| 0.4         | 0.126      | 7.962     | 2.389     | 0.015     | 16.694      |
| 0.5         | 0.196      | 5.096     | 1.529     | 0.014     | 5.225       |
| 0.8         | 0.502      | 1.990     | 0.597     | 0.013     | 0.454       |
| 1           | 0.785      | 1.274     | 0.382     | 0.012     | 0.143       |

On opte pour le diamètre **DN 800 mm** qui admet de bonnes vitesses :

-  $Q_{\max}=1000\text{l/s}$  ,  $V_{\max}=1,99\text{m/s}$

-  $Q_{\min}=300\text{l/s}$  ,  $V_{\min}=0,60\text{m/s}$

La pression piézométrique (P) défavorable à l'entrée de l'ouvrage (B) dans le cas ou ( $Q=1000\text{l/s}$ ) est :

$L=141,5\text{m}$  ;  $\Delta H=0,45\text{mce}$ , La pression au niveau du point de piquage désigné

est de (1,5) bars, donc la pression à l'entrée de l'ouvrage est de 15m

$0,45=14,55\text{m}$                        $P(B)=14,55\text{m}$

### IV.2.2. Dimensionnement de la section d'écoulement:

Les différents tronçons du canal sont dimensionnés en considérant la diminution successive des débits alimentant les différentes zones à travers les répartiteurs en allant de l'amont vers l'aval (voir tableau IV.2 ci-dessus), le débit de pointe à l'amont (la prise d'eau-ONID) est de 1000 l/s.

Néanmoins, les conditions hydrauliques d'écoulement sont vérifiées également pour le débit minimal de 300 l/s.

Pour un profil équilibré, les pentes du projet sont les pentes moyennes de chaque tronçon pour minimiser les travaux du terrassement.

Pour la protection du canal contre les effets d'excès d'eau qui peuvent causer un soulèvement et une dégradation du revêtement, un système de drainage est réalisé par l'installation d'une couche drainante de 10 cm de sable grossier ou gravier roulé fin, sous le canal et talus compris.

Le calcul des dimensions du canal est réalisé à l'aide de la méthode du calcul itérative successive et la représentation fait à partir du logiciel CANAL 21. Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau ci-dessous, suivi de représentations schématiques relatives à la coupe en travers de la section et la courbe  $h = f(Q)$ , et cela pour les tronçons calculés.

Avec :

Q : débit en  $\text{m}^3/\text{s}$

V : vitesse d'écoulement (m/s),

K : coefficient de rugosité ;  $K = 77$  pour les canaux revêtus en béton,

I : pente,  
R : rayon hydraulique,  
R = S/P.

Avec:

S: section mouillée (m<sup>2</sup>),  
P : périmètre mouillé (m) ;  
h: hauteur d'eau (m),  
b : largeur du fond (m),  
L : largeur du front du canal (m),  
m : talus (m=1/√3) pour la section trapézoïdale.

**Tableau.IV.4.**Calcul hydraulique de la section du canal par des itérations successives

Pour une valeur de I=0.3%

| b,m  | P,m  | Rh   | h, m | s(m <sup>2</sup> ) | v(maning)<br>m/s | Q m <sup>3</sup> /s | c de agroski | V<br>(agroski) | Q m <sup>3</sup> /s | froude |
|------|------|------|------|--------------------|------------------|---------------------|--------------|----------------|---------------------|--------|
| 0.40 | 1.20 | 0.17 | 0.35 | 0.21               | 1.31             | 0.27                | 63.43        | 1.45           | 0.30                | 0.78   |
| 0.41 | 1.23 | 0.18 | 0.36 | 0.22               | 1.33             | 0.29                | 63.62        | 1.47           | 0.32                | 0.79   |
| 0.42 | 1.26 | 0.18 | 0.36 | 0.23               | 1.35             | 0.31                | 63.81        | 1.49           | 0.34                | 0.79   |
| 0.43 | 1.29 | 0.19 | 0.37 | 0.24               | 1.37             | 0.33                | 63.99        | 1.51           | 0.36                | 0.79   |
| 0.44 | 1.32 | 0.19 | 0.38 | 0.25               | 1.40             | 0.35                | 64.16        | 1.53           | 0.39                | 0.79   |
| 0.45 | 1.35 | 0.19 | 0.39 | 0.26               | 1.42             | 0.37                | 64.34        | 1.56           | 0.41                | 0.80   |
| 0.46 | 1.38 | 0.20 | 0.40 | 0.27               | 1.44             | 0.39                | 64.51        | 1.58           | 0.43                | 0.80   |
| 0.47 | 1.41 | 0.20 | 0.41 | 0.29               | 1.46             | 0.42                | 64.67        | 1.60           | 0.46                | 0.80   |
| 0.48 | 1.44 | 0.21 | 0.42 | 0.30               | 1.48             | 0.44                | 64.83        | 1.62           | 0.48                | 0.80   |
| 0.49 | 1.47 | 0.21 | 0.42 | 0.31               | 1.50             | 0.47                | 64.99        | 1.64           | 0.51                | 0.80   |
| 0.50 | 1.50 | 0.22 | 0.43 | 0.32               | 1.52             | 0.49                | 65.15        | 1.66           | 0.54                | 0.81   |
| 0.51 | 1.53 | 0.22 | 0.44 | 0.34               | 1.54             | 0.52                | 65.30        | 1.68           | 0.57                | 0.81   |
| 0.52 | 1.56 | 0.23 | 0.45 | 0.35               | 1.56             | 0.55                | 65.45        | 1.70           | 0.60                | 0.81   |
| 0.53 | 1.59 | 0.23 | 0.46 | 0.36               | 1.58             | 0.58                | 65.60        | 1.72           | 0.63                | 0.81   |
| 0.54 | 1.62 | 0.23 | 0.47 | 0.38               | 1.60             | 0.61                | 65.74        | 1.74           | 0.66                | 0.81   |
| 0.55 | 1.65 | 0.24 | 0.48 | 0.39               | 1.62             | 0.64                | 65.88        | 1.76           | 0.69                | 0.81   |
| 0.56 | 1.68 | 0.24 | 0.48 | 0.41               | 1.64             | 0.67                | 66.02        | 1.78           | 0.73                | 0.82   |
| 0.57 | 1.71 | 0.25 | 0.49 | 0.42               | 1.66             | 0.70                | 66.16        | 1.80           | 0.76                | 0.82   |
| 0.58 | 1.74 | 0.25 | 0.50 | 0.44               | 1.68             | 0.73                | 66.29        | 1.82           | 0.80                | 0.82   |
| 0.59 | 1.77 | 0.26 | 0.51 | 0.45               | 1.70             | 0.77                | 66.42        | 1.84           | 0.83                | 0.82   |
| 0.60 | 1.80 | 0.26 | 0.52 | 0.47               | 1.72             | 0.80                | 66.55        | 1.86           | 0.87                | 0.82   |
| 0.61 | 1.83 | 0.26 | 0.53 | 0.48               | 1.73             | 0.84                | 66.68        | 1.88           | 0.91                | 0.82   |
| 0.62 | 1.86 | 0.27 | 0.54 | 0.50               | 1.75             | 0.88                | 66.80        | 1.90           | 0.95                | 0.83   |
| 0.63 | 1.89 | 0.27 | 0.55 | 0.52               | 1.77             | 0.91                | 66.93        | 1.91           | 0.99                | 0.83   |
| 0.64 | 1.92 | 0.28 | 0.55 | 0.53               | 1.79             | 0.95                | 67.05        | 1.93           | 1.03                | 0.83   |
| 0.65 | 1.95 | 0.28 | 0.56 | 0.55               | 1.81             | 0.99                | 67.17        | 1.95           | 1.07                | 0.83   |
| 0.66 | 1.98 | 0.29 | 0.57 | 0.57               | 1.83             | 1.03                | 67.28        | 1.97           | 1.11                | 0.83   |
| 0.67 | 2.01 | 0.29 | 0.58 | 0.58               | 1.85             | 1.08                | 67.40        | 1.99           | 1.16                | 0.83   |

Pour une valeur de  $I=0.25\%$

| b(m) | p(m) | Rh   | h(m) | s(m <sup>2</sup> ) | v(manning)m/s | Q(m <sup>3</sup> /s) | c de agroski | v(agroski)m/s | Q(m <sup>3</sup> /s) | froude |
|------|------|------|------|--------------------|---------------|----------------------|--------------|---------------|----------------------|--------|
| 0.40 | 1.20 | 0.17 | 0.35 | 0.21               | 1.20          | 0.25                 | 63.43        | 1.32          | 0.27                 | 0.72   |
| 0.41 | 1.23 | 0.18 | 0.36 | 0.22               | 1.21          | 0.27                 | 63.62        | 1.34          | 0.29                 | 0.72   |
| 0.42 | 1.26 | 0.18 | 0.36 | 0.23               | 1.23          | 0.28                 | 63.81        | 1.36          | 0.31                 | 0.72   |
| 0.43 | 1.29 | 0.19 | 0.37 | 0.24               | 1.25          | 0.30                 | 63.99        | 1.38          | 0.33                 | 0.72   |
| 0.44 | 1.32 | 0.19 | 0.38 | 0.25               | 1.27          | 0.32                 | 64.16        | 1.40          | 0.35                 | 0.72   |

Pour une valeur de  $I=0.2\%$

| b(m) | p(m) | Rh   | h(m) | s(m <sup>2</sup> ) | v(manning)m/s | Q(m <sup>3</sup> /s) | c de agroski | v(agroski)m/s | Q(m <sup>3</sup> /s) | froude |
|------|------|------|------|--------------------|---------------|----------------------|--------------|---------------|----------------------|--------|
| 0.40 | 1.20 | 0.17 | 0.35 | 0.21               | 1.07          | 0.22                 | 63.43        | 1.18          | 0.25                 | 0.64   |
| 0.41 | 1.23 | 0.18 | 0.36 | 0.22               | 1.09          | 0.24                 | 63.62        | 1.20          | 0.26                 | 0.64   |
| 0.42 | 1.26 | 0.18 | 0.36 | 0.23               | 1.10          | 0.25                 | 63.81        | 1.22          | 0.28                 | 0.64   |
| 0.43 | 1.29 | 0.19 | 0.37 | 0.24               | 1.12          | 0.27                 | 63.99        | 1.23          | 0.30                 | 0.65   |
| 0.44 | 1.32 | 0.19 | 0.38 | 0.25               | 1.14          | 0.29                 | 64.16        | 1.25          | 0.31                 | 0.65   |
| 0.45 | 1.35 | 0.19 | 0.39 | 0.26               | 1.16          | 0.30                 | 64.34        | 1.27          | 0.33                 | 0.65   |
| 0.46 | 1.38 | 0.20 | 0.40 | 0.27               | 1.17          | 0.32                 | 64.51        | 1.29          | 0.35                 | 0.65   |

**Tableau.IV.4.** Les résultats des calculs pour différents tronçons

| tronçon | début           | fin                   | Débit dimensionnement | pente I(%) | b(m) | h(m) | V (m/s) | froude |
|---------|-----------------|-----------------------|-----------------------|------------|------|------|---------|--------|
| 01      | conduite Ø 800  | Répartiteur 0 1       | Max 1000 l/s          | 0,30       | 0,66 | 0,57 | 1,97    | 0,83   |
|         |                 |                       | Min 300 l/s           |            |      | 0,28 | 1,46    | 0,88   |
| 02      | Répartiteur 0 1 | Répartiteur 0 2       | Max 750 l/s           | 0,30       | 0,59 | 0,51 | 1,84    | 0,82   |
|         |                 |                       | Min 300 l/s           |            |      | 0,30 | 1,47    | 0,86   |
| 03      | Répartiteur 0 2 | Répartiteur 0 3       | Max 500 l/s           | 0,30       | 0,51 | 0,44 | 1,68    | 0,81   |
|         |                 |                       | Min 300 l/s           |            |      | 0,32 | 1,47    | 0,83   |
| 04      | Répartiteur 0 3 | Répartiteur 0 4       | Max 300 l/s           | 0,30       | 0,42 | 0,36 | 1,49    | 0,79   |
|         |                 |                       | Min 250 l/s           |            |      | 0,32 | 1,41    | 0,88   |
| 05      | Répartiteur 0 4 | Point N°245           | Max 300 l/s           | 0,25       | 0,43 | 0,37 | 1,38    | 0,72   |
|         |                 |                       | Min 80 l/s            |            |      | 0,17 | 0,99    | 0,77   |
| 06      | Point N° 246    | Bassin d'infiltration | Max 300 l/s           | 0,20       | 0,45 | 0,39 | 1,27    | 0,65   |
|         |                 |                       | Min 80 l/s            |            |      | 0,18 | 0,89    | 0,69   |

**REMARQUE :** à partir du tableau les vitesses minimales sont supérieures à la vitesse d'auto curage et les vitesses maximales sont inférieures à la vitesse d'érosion

Figure.IV.1. Représentations schématiques de la section N°01

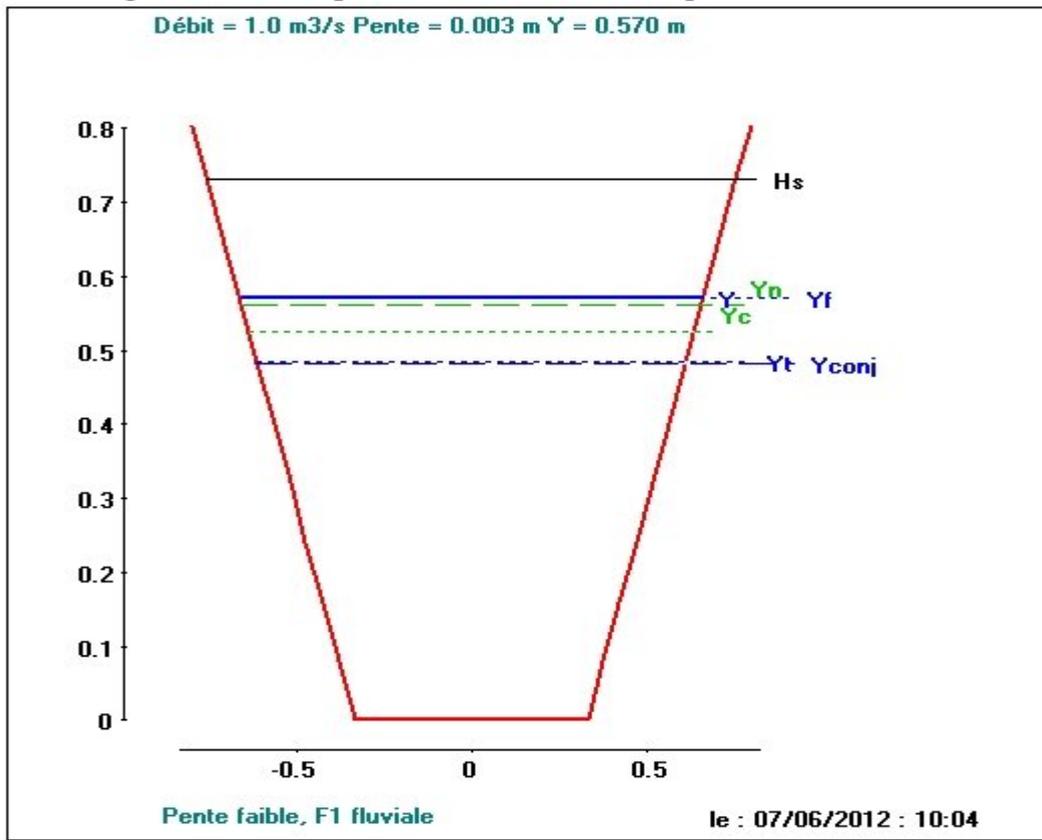


Figure.IV.2. Variation de la hauteur en fonction du débit, section N°01

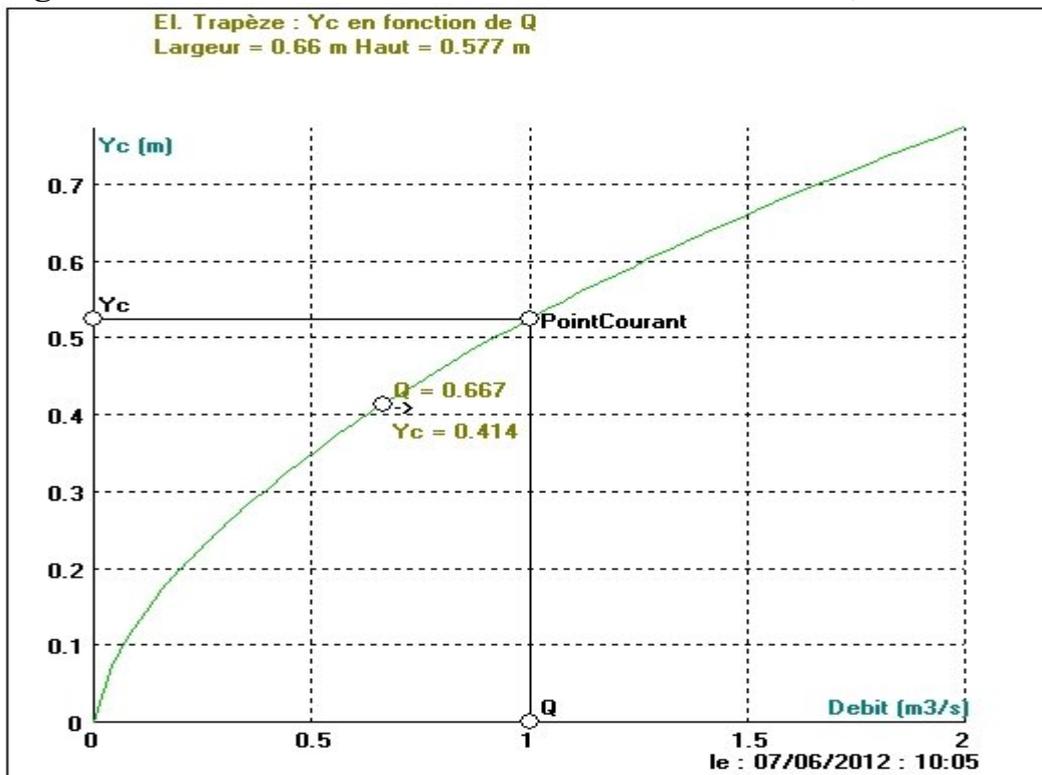


Figure.IV.3. Représentations schématiques de la section N°02

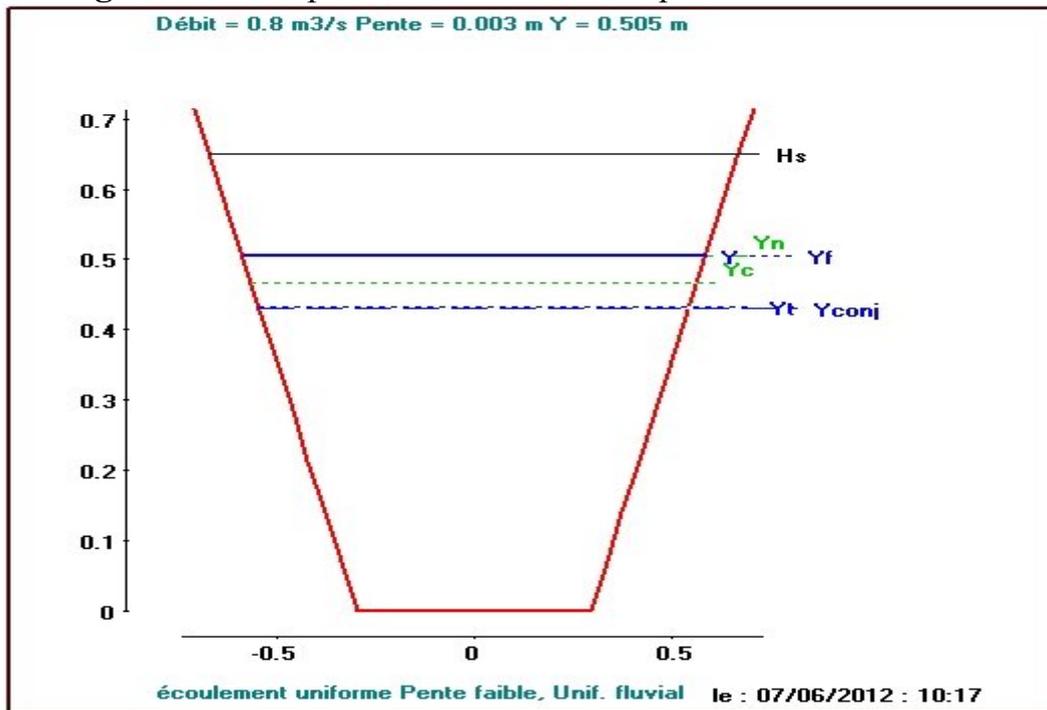


Figure.IV.4. Variation de la hauteur en fonction du débit, section N°02

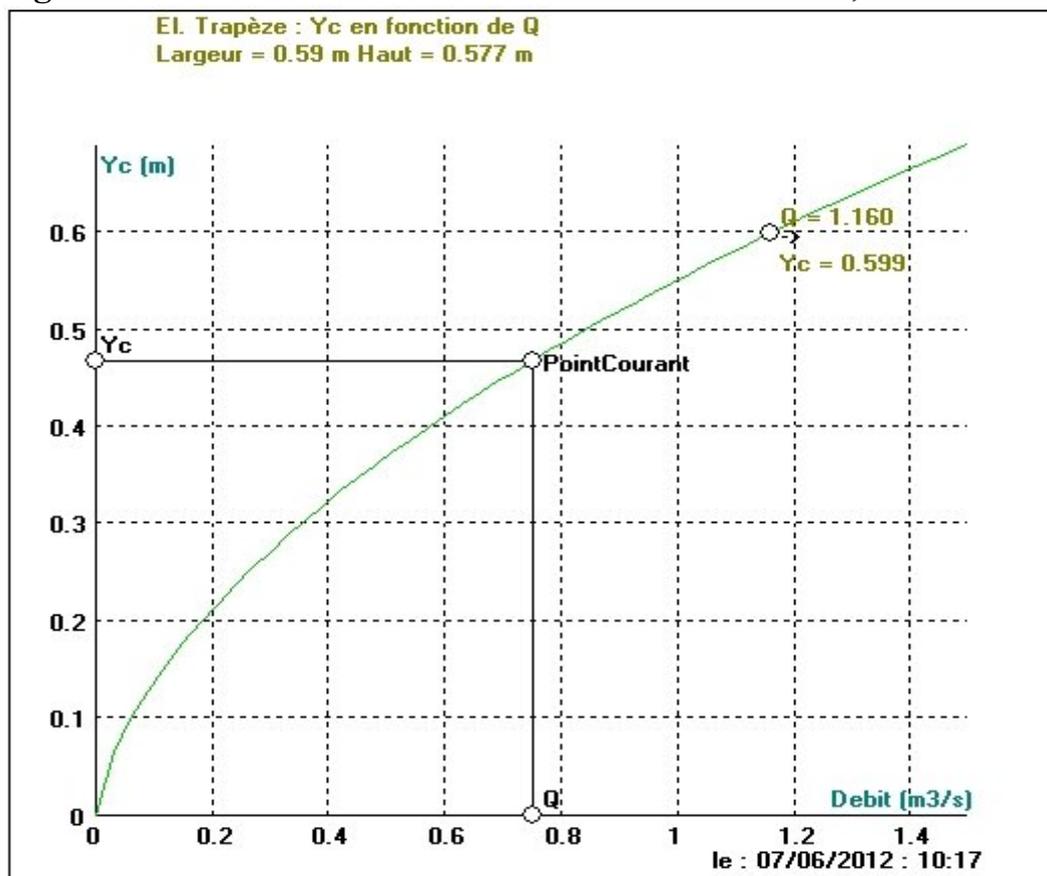


Figure.IV.5. Représentations schématiques de la section N°0 3

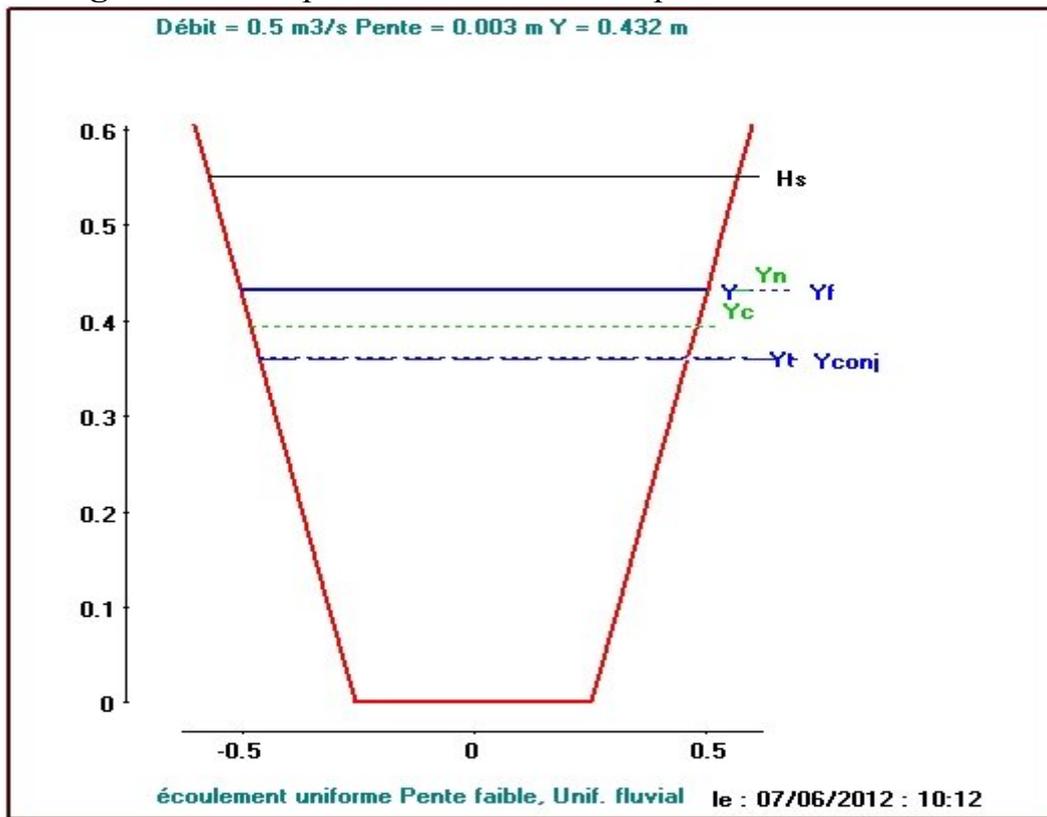


Figure.IV.6. Variation de la hauteur en fonction du débit, section N°03

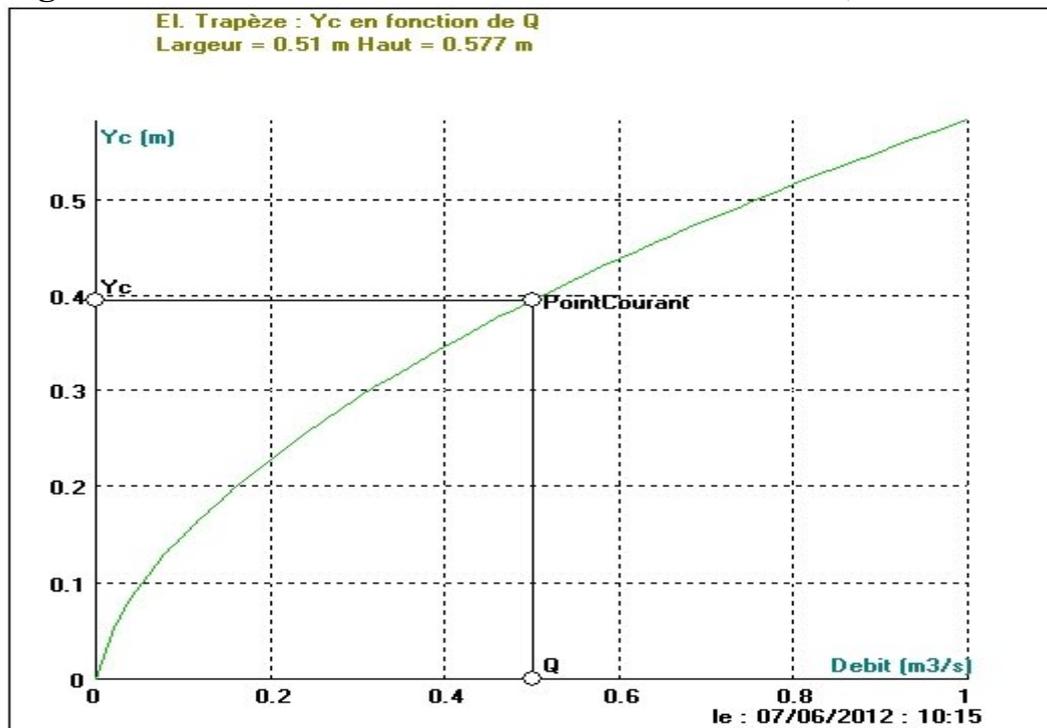


Figure.IV.7. Représentations schématiques de la section N°04

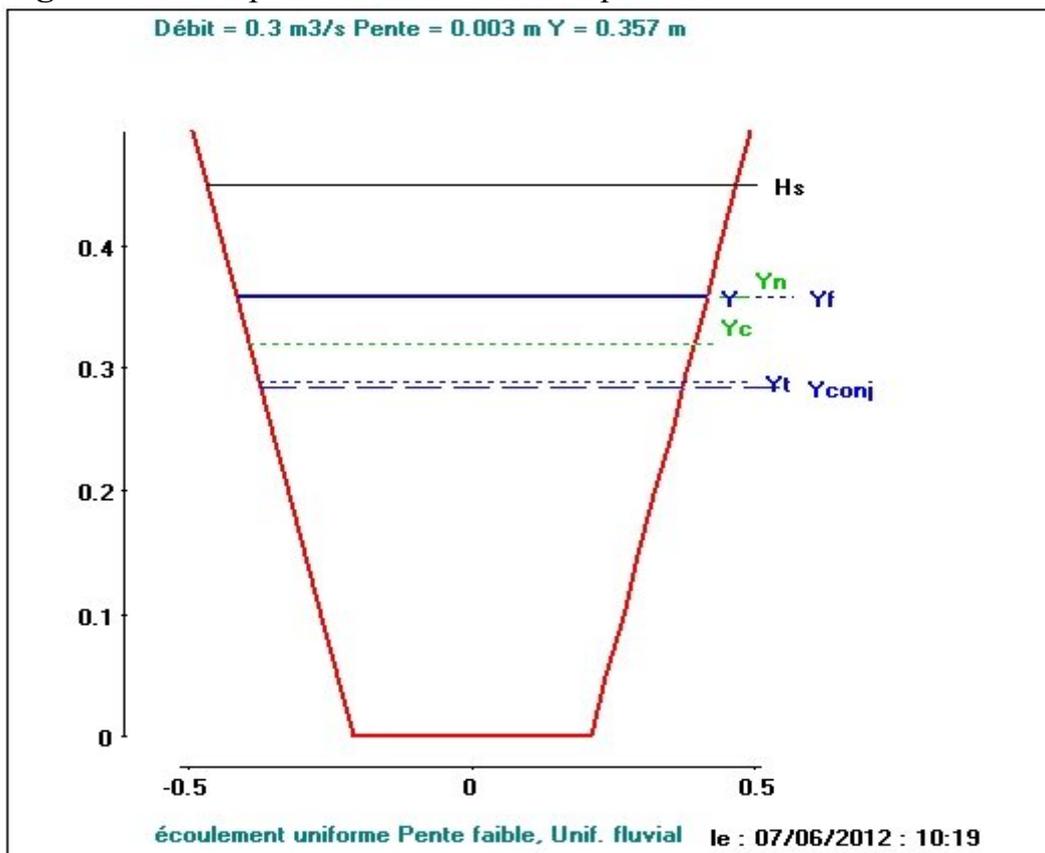


Figure.IV.8. Variation de la hauteur en fonction du débit, section N°04

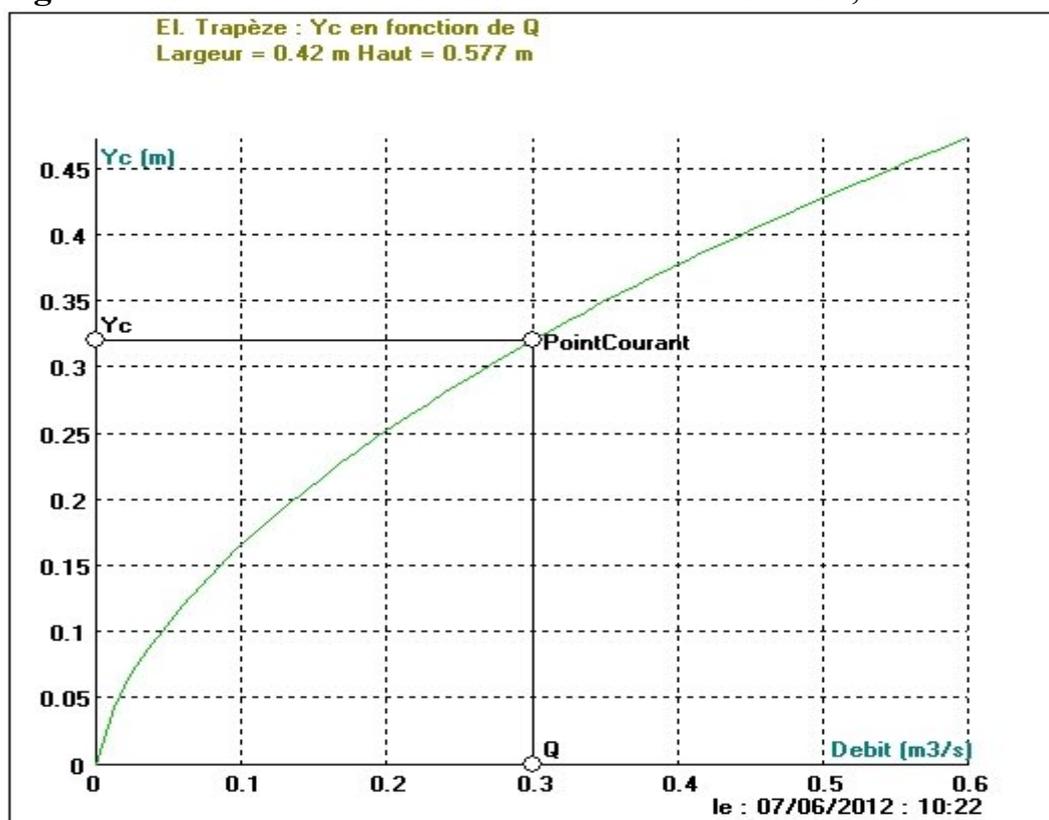


Figure.IV.9. Représentations schématiques de la section N°05

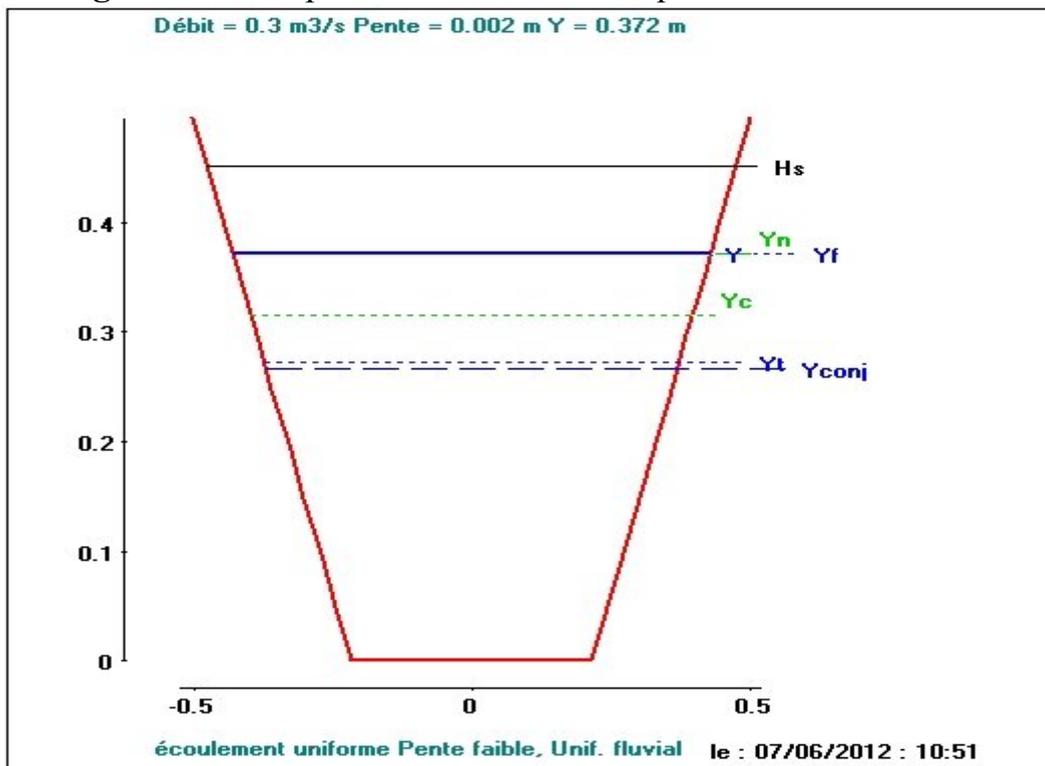


Figure.IV.10. Variation de la hauteur en fonction du débit, section N°05

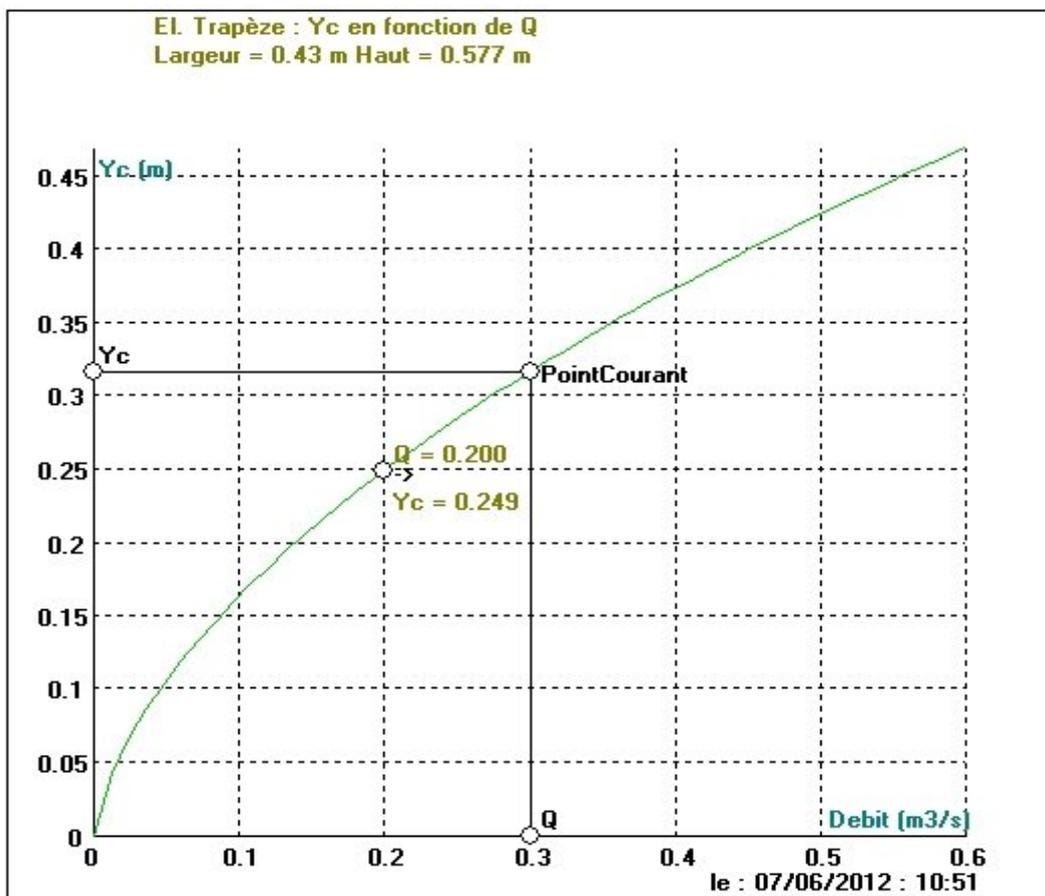


Figure.IV.11. Représentations schématiques de la section N°06

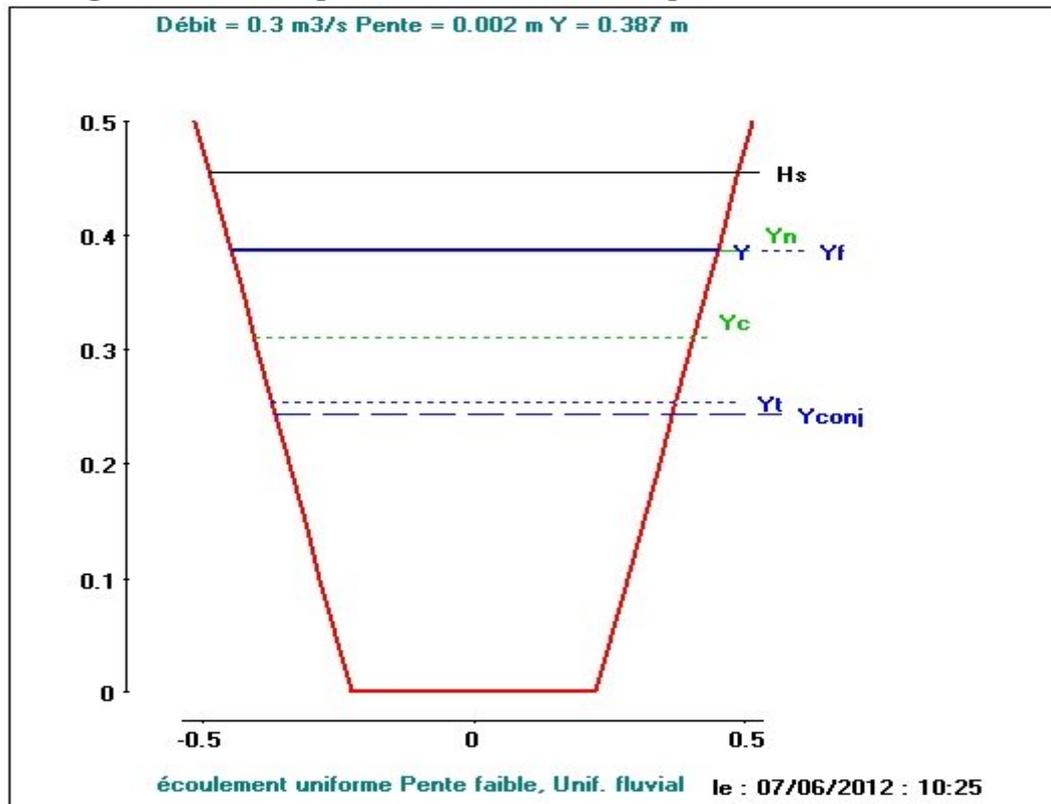
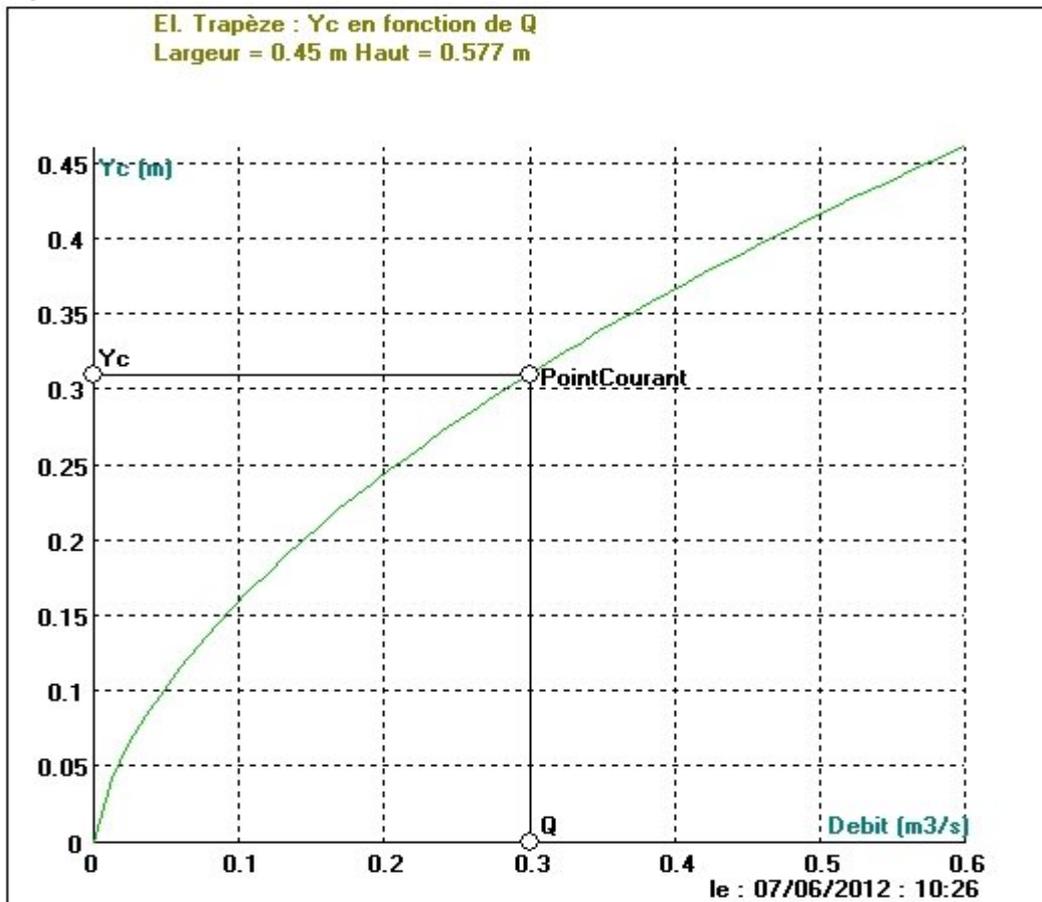


Figure.IV.12. Variation de la hauteur en fonction du débit, section N°06



### IV.3.Ouvrages :

#### IV.3.1. Prise d'eau – regard ONID :

La prise d'eau est considérée comme une prise par tuyau, elle est réalisée par un piquage dans la conduite en acier Ø 1500 mm au niveau du regard ONID, la conduite de prise est également en acier Ø 800 mm, cette dernière est équipée d'une vanne de sectionnement, d'un réducteur de pression et d'un débitmètre.

La vanne de sectionnement est montée sur la conduite de prise (Ø800 mm), elle est placée juste au niveau du branchement avec le réducteur de pression et le débitmètre. Cette vanne de sectionnement permet la régulation du débit de la prise selon les besoins en eau mensuelles d'irrigation et/ou de recharge de la nappe.

#### IV.3.2. Les répartiteurs :

L'ouvrage de répartition du débit du canal affluent dans les canaux dérivés est conçu d'une façon à assurer le débit à livrer et permet d'éviter les tentatives de fraude de la part des usagers.

L'irrigation est au tour d'eau, et le débit véhiculé par le canal affluent est réparti équitablement entre les quatre (04) répartiteurs qui fonctionnent simultanément.

Quatre (04) répartiteurs sont installés au niveau des quatre (04) premiers nœuds du canal. Chaque répartiteur est composé d'un regard équipé de deux vannes guillotines, réglables et à manipulation manuelle. Les niveaux de réglage des vannes en fonction des débits sont donnés dans le tableau suivant (Tableau.IV.5) et représenté par la figure.IV.13:

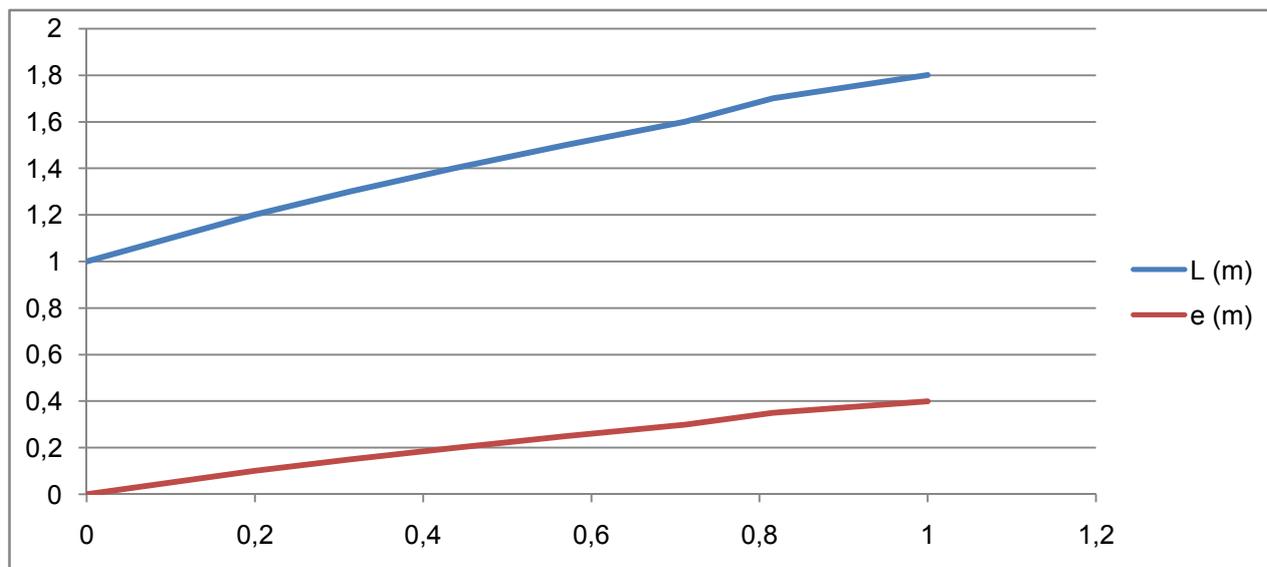
**Tableau.IV.5.**Débits en fonction du niveau d'ouverture de la vanne.

|                       |       |       |       |      |       |       |     |
|-----------------------|-------|-------|-------|------|-------|-------|-----|
| L (m)                 | 1,2   | 1,3   | 1,4   | 1,5  | 1,6   | 1,7   | 1,8 |
| e (m)                 | 0,1   | 0,15  | 0,2   | 0,25 | 0,3   | 0,35  | 0,4 |
| Q (m <sup>3</sup> /s) | 0,199 | 0,313 | 0,437 | 0,57 | 0,712 | 0,816 | 1   |

L : largeur de l'ouverture de la vanne (égale à la largeur du canal en mètre),

e : levée de la vanne en mètre.

Les résultats du tableau sont présentés dans la figure ci-dessous :

**Figure.IV.13.** variation du débit en fonction de l'ouverture de la vanne

### IV.3.3. Débouché (ouvrage de rejet):

Le canal se débouche dans le bassin d'infiltration n° 2 par l'intermédiaire d'un ouvrage de rejet. Cet ouvrage est constitué d'une bouche de décharge en béton Ø 1000 mm.

Compte tenu de l'importance des débits transités et afin d'éviter l'érosion, cet ouvrage est équipé à sa sortie d'un coursier en béton armé, muni éventuellement de blocs dissipateurs d'énergie, il est également muni d'une grille amovible empêchant les corps étrangers d'y pénétrer.

Figure.IV.14. Représentations schématiques de la section débouchée

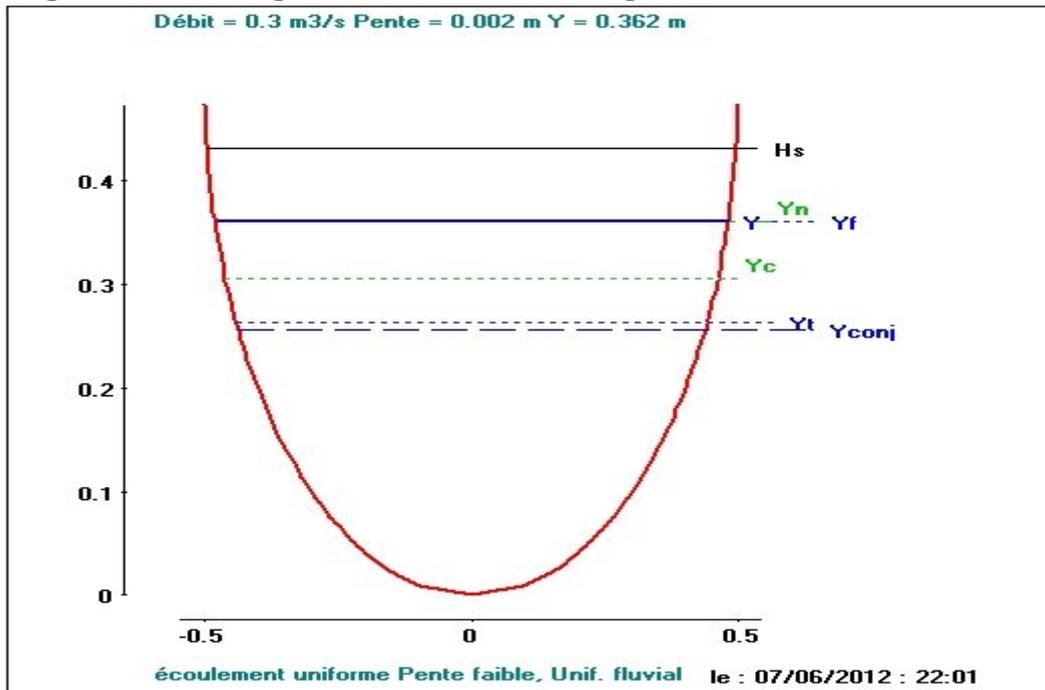
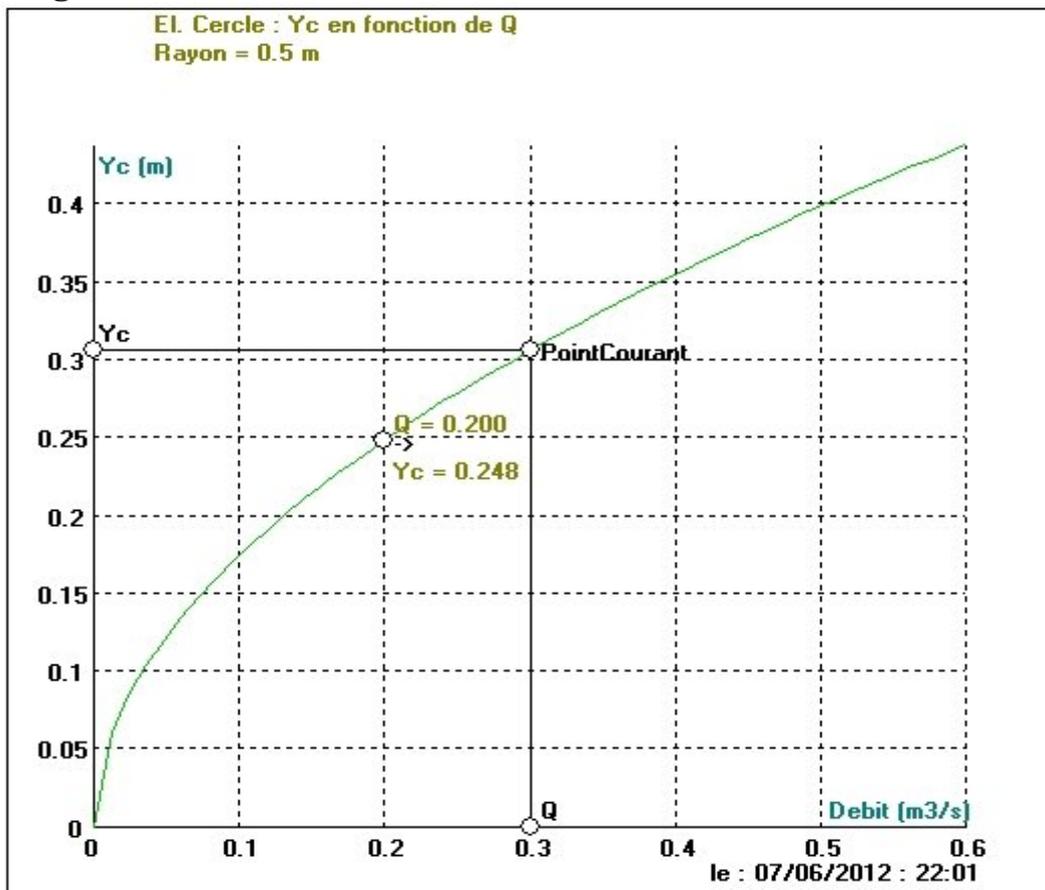


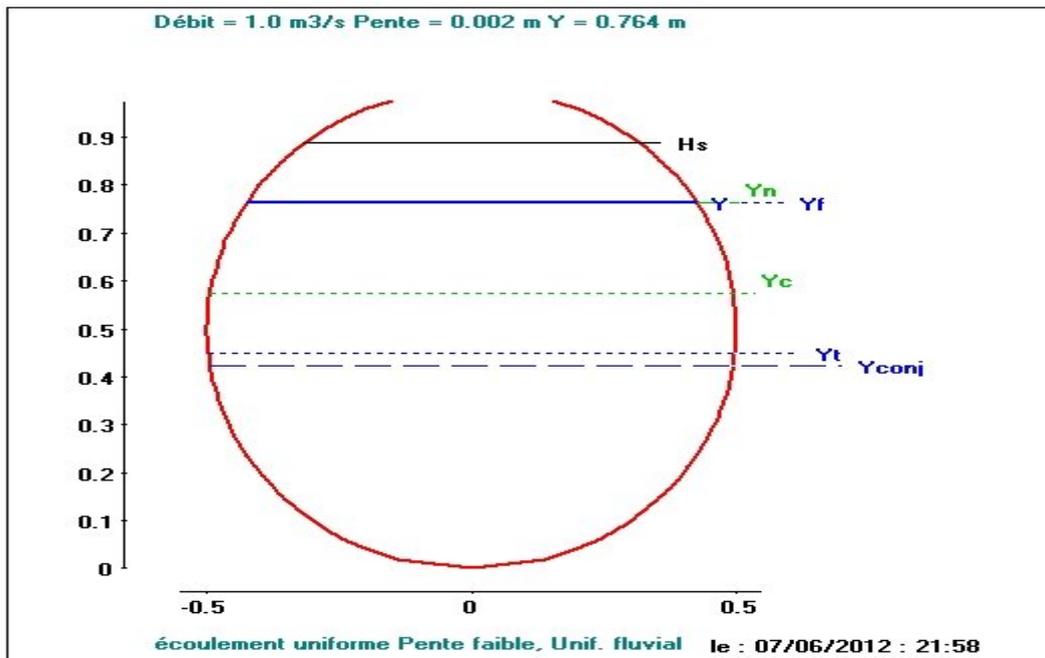
Figure.IV.15. Variation de la hauteur en fonction du débit, débouché



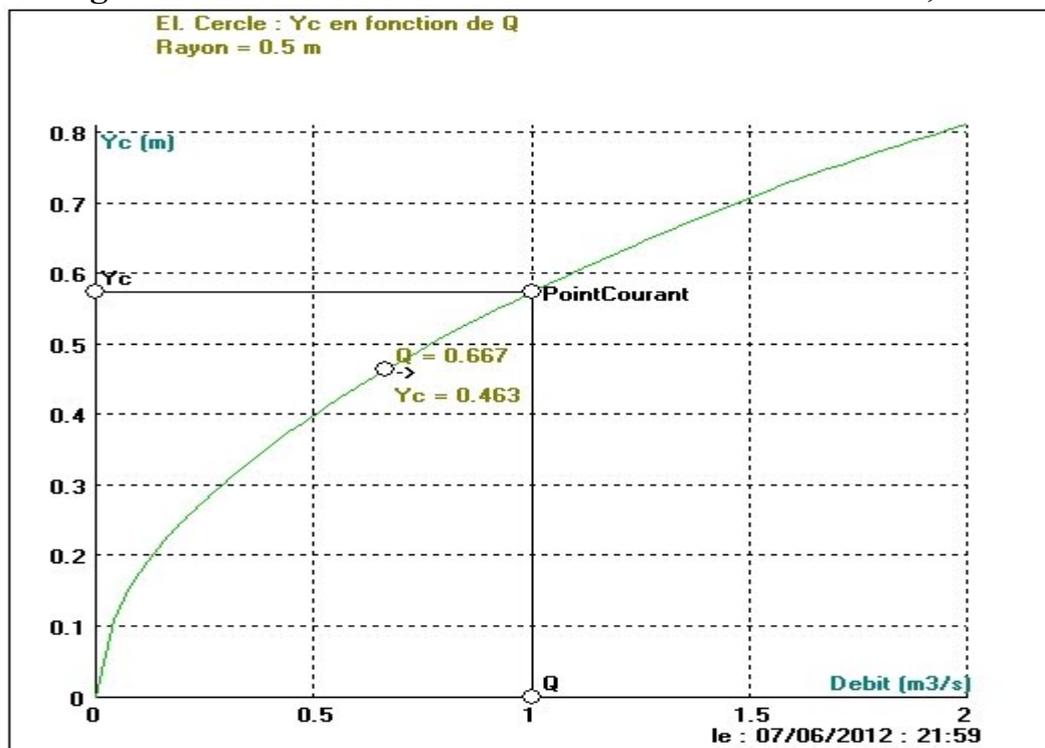
**IV.3.4. Ouvrages de franchissement :**

Ouvrages préconisés pour assurer les écoulements naturels et protéger les corps des chaussées. Des passages busés simples  $\varnothing$  1000 mm sont prévus au franchissement des pistes et routes

**Figure.IV.16.** Représentations schématiques de labuse



**Figure.IV.17.** Variation de la hauteur en fonction du débit, buse



### IV.3.5. Chutes :

Les chutes sont projetées lorsque la pente du canal est trop forte. Dans ce cas, la diminution de la pente est réalisée à l'aide de chutes qui permettent de ramener la vitesse d'écoulement dans le canal à une valeur admissible. La pente moyenne de la seguia, de l'ordre de 0,8%, est très forte pour offrir un écoulement fluvial dans le canal. A cet effet, le fractionnement du parcours du canal en biefs successifs, à pente plus faible, et à relier ces biefs entre eux par des chutes, est obligatoire.

Al'avalde la chute on améliorant la qualité du béton du canal pour éviter tout risque d'érosion, et pour supporter l'effort physique appliquer

### IV.3.6. Curage du fond du bassin (B.2)

Lors de notre prospection sur terrain, nous avons réalisées des sondages à partir du fond du bassin sur une profondeur de 2 mètre pour analyser la nature des matériaux sous l'effet des apports d'eau (turbidité).

Les sondages ont été faits à l'aide d'une tarière.

L'analyse de carotte a montré que les matériaux sont constitués essentiellement de graviers avec un dépôt assez important d'éléments fins (argile et limon). Cette présence d'éléments fins dans la formation sur au moins 80cm trouve son origine de la matière en suspension contenue dans les eaux de l'Oued El Hammam, chargés en MES provenant des carrières situées en amont.

Afin de favoriser les infiltrations en profondeur et en même temps d'éviter l'érosion des berges du bassin, il est nécessaires d'entreprendre un curage sur au moins 80 cm à partir du fond du bassin. Reste à aménager le bassin sous une forme trapézoïdale afin de répartir la charge hydraulique sur une surface évasée et diminuer de surcroit l'éboulement des terres.



Figure.IV.18. Représentation du tracé sur terrain

**Conclusion**

Les calculs hydrauliques nous aidons à réaliser une étude permettant de vérifier les conditions d'écoulement ainsi que les conditions économiques en même temps, à partir de la section et de fruit du talus avantageux.

Dans ce chapitre nous avons dimensionner les différents paramètres des ouvrages ainsi de faire une représentation de la section d'écoulement pour chaque tronçon du système à l'aide du logiciel CANAL21 .

## INTRODUCTION

L'organisation de chantier a pour but d'apporter une contribution à l'organisation des travaux, qualifiant les choix des engins et de successions des tâches qui influent sur les coûts du projet et son délai d'exécution.

Ainsi il est pratiquement impossible d'obtenir qu'un engin de terrassement fonctionne heure par heure, minute par minute, sans interruption, pour une durée de marche déterminée fatalement surviennent quelques arrêts imprévus : petites réparations, quelques pertes de temps dues à des conditions indépendantes de la ou la, mauvaise conduite de chantier, problèmes topographiques défavorables, influence des saisons, aussi la mauvaise coordination du travail entre les différents services d'entretiens ou d'approvisionnements, en carburant, en huile en rechanges...etc. Tous ces facteurs ont naturellement une influence sur le rendement du chantier que l'on avait tenu en considération, ainsi que dans le rendement des engins.

Le but de ce chapitre est de faire une organisation de chantier de travaux de réhabilitation du système bassin d'infiltration le canal d'amené d'eau et donner un devis estimatif. Pour cela, on doit définir:

- Les volumes des travaux à réaliser (excavation et bétonnage).
- Pour chaque partie du projet les engins adaptés aux usages envisagés.
- Le coût des travaux à réaliser.
- Elaborer le réseau selon la méthode CPM.
- Donner un devis estimatif

Les canaux d'amené qui sont projetés ont des sections trapézoïdales, dont leurs dimensions se différencient d'un canal à un autre. Alors; pour chaque canal, on doit déduire son volume d'excavation et de bétonnage et on a utilisé le logiciel COVADIS pour déduire les différentes sections à partir du coupe transversal du canal.

### V.1. Le volume des travaux :

Suivant le terrain naturel. Les calculs des volumes des remblais, déblais, béton et lit de sable sont faites par le logiciel COVADIS.

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux suivants(V.1, V.3).

Tableau V.1. Quantitatif du béton.

| N° | Type : canal                  | Volume en m <sup>3</sup> |                            |
|----|-------------------------------|--------------------------|----------------------------|
|    |                               | Béton de propreté        | Béton armé (Légerement.T8) |
| 1. | Conduite en acier             | 0.2                      | 0.2                        |
| 2. | Canal trapézoïdal             | 533                      | 575                        |
| 3. | Répartiteurs                  | 3                        | 11                         |
| 4. | Débouché                      | 0,25                     | 1,5                        |
| 5  | <b>TOTAL (Béton)</b>          | 536,45                   | 587.70                     |
| 6  | <b>Prix Unitaires (DA/m3)</b> | <b>6.000</b>             | <b>35.000</b>              |
|    | MONTANT (H.T)                 | <b>3218700,00</b>        | <b>20569500,00</b>         |
|    | TOTAL (H.T)                   |                          | <b>23.788200,00</b>        |
|    | TVA (17%)                     |                          | <b>4.214249,00</b>         |
|    | TOTAL (T.T.C)                 |                          | <b>29003949,00</b>         |

Tableau V.2. Equipements et accessoires

| N° | Désignation                         | Unité | Quantité | P.U            | MT(H.T)            |
|----|-------------------------------------|-------|----------|----------------|--------------------|
| 1. | Conduite en acier DN 800            | MI    | 130      | <b>40.000</b>  | 5200.000           |
| 2. | Vanne DN 800                        | U     | 01       | <b>100.000</b> | 100.000            |
| 3. | Vanne Murale                        | U     | 08       | <b>200.000</b> | 1.600.000          |
| 3. | Te 1500/800                         | U     | 01       | <b>150.000</b> | 150.000            |
| 4. | Débitmètre, régulateur de pression. | U     | 02       | <b>150.000</b> | 300.000            |
|    |                                     |       |          | TOTAL (H.T)    | <b>7350.000,00</b> |
|    |                                     |       |          | TVA (17%)      | <b>1249.500,00</b> |
|    |                                     |       |          | TOTAL (T.T.C)  | <b>8599.500,00</b> |

Tableau V.3. Quantitatif du terrassement

| N° | Type : canal                  | Volume en m <sup>3</sup> |               |                           |                          |
|----|-------------------------------|--------------------------|---------------|---------------------------|--------------------------|
|    |                               | Déblais                  | Remblais      | Sable grossier (drainage) | Sable fin (lit de sable) |
| 1. | Conduite en acier             | 145                      | 83            | -                         | 15                       |
| 2. | Canal trapézoïdal             | 185                      | 135           | 500                       | -                        |
| 3. | Répartiteurs                  | 12.5                     | -             | 6                         | -                        |
| 4. | Débouché                      | 01                       | -             | -                         | -                        |
| 5. | Bassin d'infiltration B.2     | 3840                     | -             | -                         | -                        |
| 6. | <b>TOTAL(Terrassement)</b>    | 14201.50                 | 218,00        | 517                       | 15                       |
| 7. | <b>Prix Unitaires (DA/m3)</b> | <b>450,00</b>            | <b>500,00</b> | <b>1200,00</b>            | <b>1000,00</b>           |
| 8. | Montant (H.T)                 | 6390675,00               | 109000,00     | 620400,00                 | 15.000                   |
|    | TOTAL (H.T)                   | <b>7135075,00</b>        |               |                           |                          |
|    | TVA (17%)                     | <b>1212962,75</b>        |               |                           |                          |
|    | TOTAL (T.T.C)                 | <b>8348037,75</b>        |               |                           |                          |

Tableau V.4. Recapitulatif

| DESIGNATION                            | MONTANT(T.T.C)     |
|--|--------------------|
| <b>TOTAL BETON</b>                     | <b>29003949,00</b> |
| <b>TOTAL EQUIPEMENT ET ACCESSOIRES</b> | <b>8599.500,00</b> |
| <b>TOTAL TERASSEMENT</b>               | <b>8348037,75</b>  |
| TOTAL (T.T.C)                          | <b>45951486,75</b> |

Arrêté le présent devis en TTC à la somme de : **Quarante-cinq million neuf cent cinquante un mille quatre cent quatre-vingt-six et un mille dinars en TTC soit : (45951486,75DA TTC)**

**V.2. Engins utilisés :**

La première opération pour la construction de notre réseau c'est le découpage de terre végétale sur des faibles profondeurs. Dans ce cas nous allons utiliser la niveleuse automotrice.

**V.2.1. La niveleuse (grader):**

**Figure.V.1.** Pelle équipée en niveleuse

**a) Constitution :**

La niveleuse automotrice appelée également moteur grader. Elle est constituée de :

- un tracteur à roues prolongées vers l'avant par un long bras coudé reposant lui même à son extrémité sur un essieu à deux roues directrices commandées depuis le tracteur.
- toutes les roues sont inclinables sur leur essieux pour permettre à la niveleuse de se déplacer en toute terrain.
- une couronne circulaire .
- une lame (outil de travail monté sur la couronne).

**b) Principe de fonctionnement :**

La lame est montée sur la couronne et par rapport à laquelle elle peut tourner ou se déplacer dans son prolongement, c'est à dire prendre toutes les positions possibles dans le plan de la couronne.

En faisant pivoter le bras portant la couronne on peut donner à celle-ci une inclinaison.

Les deux mouvements combinés de la lame et de la couronne permettent donc à l'outil d'occuper toutes les positions possibles dans l'espace. Cette mobilité de l'outil constitue le principal avantage de l'engin et lui permet d'effectuer une gamme de travaux.

**c) L'avantage de la niveleuse automotrice :**

Le principe d'organisation de chantier c'est de minimiser les coûts et gagner de point de vue durée de réalisation, à partir de cela on peut trouver que la niveleuse automotrice ne nécessite qu'un seul conducteur pour assurer tout fonctionnement possible.

**d) Autres utilisations de la niveleuse :**

La niveleuse en plus de son travail de terrassement est un engin de finition en plus ces emplois sont multiples :

- **Debroussillage** en terrain léger ne comportant pas des gros arbustes ou de grosses pierres ;
- **Décapage** des terrains végétaux sur une faible épaisseur ;
- **Creusement** ou **Curage** des fossés en inclinant la lame sur le coté, les terres extraites par la lame remontent le long de celle-ci et viennent se déposer en cavalier sur le bord du fossé.

**V.2.2. La pelle :**

Les pelles sont des engins de terrassement conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- 1- Temps de fouille ;
- 2- Temps de transport ;
- 3- Temps de déchargement ;
- 4- Temps de remise en position de déblais.

Ces sont des engins très réponsus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir. On distingue deux (02) types: Hydraulique et mécanique.



**Figure.V.2.** Pelle hydraulique

**CONSTITUTION DES PELLE :**

La pelle est constituée de :

- D'un châssis-truck généralement monté sur chenilles.
- D'une cabine montée sur le truck et pivotant autour d'un axe vertical grâce à un chemin de roulement circulaire (couronne de galère).
- D'une flèche adaptée à la cabine et variable suivant l'usage que l'on veut faire de la pelle.
- D'un godet monté sur la flèche par l'intermédiaire d'un bras mobile ou de câbles (vérins hydrauliques).

Le moteur généralement diesel contenu dans la cabine pour faire contre poids à la flèche.

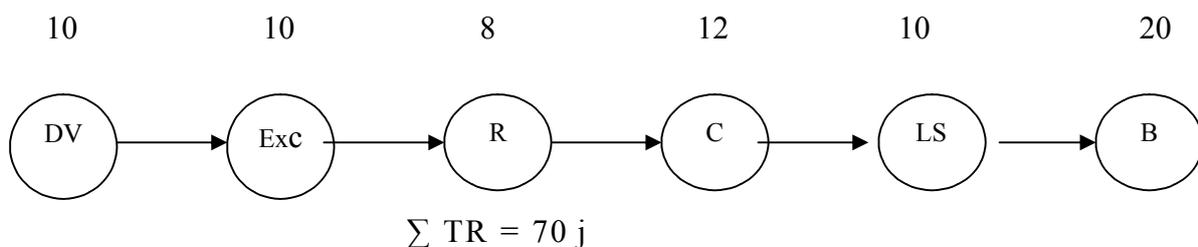
**V.2.3. matériel de compactage :**

Puisque on a une petite surface on peut utiliser les **compacteurs à main**.

**V.3. Elaboration du réseau selon la méthode CPM :**

La méthode du CPM est une méthode de planification, elle a pour objectif de réduire le temps et le coût de réalisation de projet et augmenter le rendement du travail. Pour la construction du réseau il faut d'abord établir les différentes taches des travaux. Ces derniers sont les suivantes :

- ✓ Décapage de la terre végétale - DV
- ✓ Excavation de la tranchée - Exc.
- ✓ Remblai – R
- ✓ Compactage – C
- ✓ Lit de sable - LS
- ✓ Le bétonnage – B



**Conclusion :**

D'après ce chapitre on a conclu que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous définit tous les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.

D'autre part on peut prendre une information sur le coût total de projet ainsi que leur temps de réalisation. L'organisation de chantier définit aussi tous les engins utilisés dans le chantier et le choix final des engins est basé sur une étude économique.

---

# CONCLUSION GENERALE

---

## Conclusion générale

L'objectif principal de ce travail était de faire une étude de réhabilitation du système de la recharge par le bassin d'infiltration N°02 située à Tabainet (Commune de CHEBLI). Pour atteindre l'objectif escompté, il était nécessaire de :

- Définir les différents termes ainsi que les différentes notions qui interviennent lors des études de la recharge des nappes et qui sont nécessaires à la compréhension de ce phénomène et cela à travers une synthèse bibliographique.

- Faire une présentation de la zone d'étude de point de vue topographique, climatique, pédologique, géologique et hydrogéologique. Cette présentation a montré que la zone d'étude, de part ses caractéristiques, favorise le phénomène de recharge.

- Faire un diagnostic du dispositif permettant la recharge de la nappe par le bassin d'infiltration N°02 (Prise d'eau, Canal d'amenée en terre et bassin d'infiltration). Ce diagnostic a permis de constater ce qui suit :

- La prise d'eau existante n'est plus en fonctionnement. La solution de réhabiliter cette prise d'eau a été écartée car la prise d'eau existante est située en Amont. Cela signifie un linéaire important pour le canal d'amenée. En plus, l'existence d'une carrière à l'aval de la prise d'eau existante peut influencer sur la qualité des eaux. Ainsi, la prise d'eau existante est située dans un terrain très accidenté et l'accès est difficile. Cela peut causer des problèmes par la suite lors de la réalisation des travaux. Sans oublier le facteur économique car la réhabilitation de la prise d'eau existante coûte extrêmement cher. Pour ces raisons le choix a été fait pour l'installation d'une nouvelle prise d'eau au niveau de l'ouvrage de transfert de l'ONID située à Tabainet à l'aval de la prise d'eau existante. Cette solution technico-économique a permis de diminuer le linéaire du canal d'amenée et d'assurer une bonne qualité d'eau car il y a des bassins de décantation au niveau de l'ouvrage de transfert de l'ONID.
- Le bassin d'infiltration N°02 nécessite des travaux de curage et une augmentation de la profondeur.
- La projection d'un canal d'amenée en béton est indispensable pour faciliter l'écoulement ainsi que pour éviter les pertes par infiltration.

- Evaluer les besoins en eau des périmètres d'irrigation ainsi que les besoins de la recharge afin de dimensionner le canal d'amenée et les différents ouvrages étant donné qu'il y a des consommations d'eau par les agriculteurs le long du canal qui alimente le bassin d'infiltration. L'évaluation des besoins en eau des périmètres d'irrigation a été faite à l'aide du logiciel CROPWAT. Le débit véhiculé par le canal (segua) projeté en béton de forme trapézoïdale est égal à la somme des deux débits : le débit d'irrigation et le débit d'infiltration journalier du bassin n°2 destiné à la recharge de la nappe. Ainsi, les débits d'eau transportés par le canal sont définis comme suit :

- **Débit d'irrigation :**

Il atteint sa valeur maximale ( $Q = 1000$  l/s) durant la période de pointe (juillet).

- **Débit d'infiltration :**

Ce débit ( $Q = 300$  l/s) est transporté en totalité, par le canal, en dehors de la période d'irrigation. Par contre durant la période d'irrigation, la recharge de la nappe peut être effectuée partiellement ou totalement.

## CONCLUSION GENERALE

---

- Faire les calculs hydrauliques du canal par la méthode des itérations successives. Ces calculs sont vérifiés par le logiciel CANAL 21. Les calculs ont été effectués pour des sections avantageuses et pour un fruit du talus avantageux

-Enfin, Estimer le volume des travaux et élaborer un devis estimatif

## **Références bibliographiques**

**ABADAAEK:** l'étude de l'intrusion marine, thèse de MAGISTER, centre universitaire de KhemisMelyana ,2007. P 67, 82,

**AFEE** conférence, (Orleans, 1970)

**BENAOUADJ ABDERRAOUF :** modélisation numérique de la recharge des nappes libres, thèse d'ingénieur, ENSH, 2008.P 47,57, 89

**ERIC GILLI, CHRISTIAN MANGAN ET JAQUES MUDRY:** hydrogéologie: objets, méthodes, applications. 2<sup>e</sup> cycle, DUNOD, PARIS, 2006.P 205

**FREDERIC PORTET:** interprétation d'essais de pompage, octobre 2003.P 13

**GILBERT CASTANY:** hydrogéologie principes et méthodes, 2<sup>e</sup> cycle, DUNOD Paris, 1998.P54

**HAMDI YASSER :** contribution à la modélisation numérique du cycle de l'eau, Thèse de PH.D, université Laval, Québec, 2001.P 57-206

**NELSON ACEVEDO:** méthodes d'étude d'un aquifère à nappe libre, Ecole Polytechnique de Montréal, décembre 1996.P 51,78, 90, 101

**OULD BABA SY MOHAMED:** Recharge et Paléo recharge du système aquifère du Sahara septentrional. Thèse de DOCTORAT en géologie, université de Tunis El-manar, janvier 2005.P 50-100

**SAINTE-PEMAXA.:** alimentation artificielle des nappes, colloque international sur les eaux souterraines, décembre 1970.P 6-78

**THAIS PARIS ANGUENA :** étude du transport d'eau et de solutés dans un sol a nappe superficielle drainée artificiellement, Thèse de DOCTORAT, Paris 2004.P 90