

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
Département Hydraulique
Laboratoire LRS/EAU-Algérie



Mémoire de fin d'étude pour l'obtention d'un diplôme
D'ingénieur d'état en hydraulique

Thème :

**SIMULATION DE LA RECHARGE
ARTIFICIELLE DES NAPPES
SOUTERRAINNES**

(Application à la nappe de la Mitidja)

Réaliser par :

BOUDJANA YUCEF

LAOUAMRI SAID

Dirigé par :

M : S. BENZIADA

JUIN 2012

Remerciements

Nous remercions Allah de nous avoir prêté vie, santé et volonté pour achever ce travail.

Nous remercions Mr BENZIADA pour ses précieux conseils, son soutien et son aide tout au long de ce travail.

Les travaux présentés dans ce mémoire ont été réalisés au sein de l'entreprise SEAAL, nous remercions Mr NARBÉY et particulièrement Mlle AOUAR pour son aide capital et sa gentillesse phénoménale.

Nous remercions aussi les membres participons a ce travail au niveau de l'A.N.R.H Mr MESRATI ainsi que Mme LARBI, sans oublier Mr Cherif AOUDJIT au bureau du programme G.I.R.E.

Nous voudrions aussi remercier très particulièrement Mme LEHTIHET pour son parrainage exceptionnel, sa courtoisie et sa gentillesse.

Nous adressons notre profonde reconnaissance a l'ensemble des professeurs du département hydraulique de l'Ecole Nationale Polytechnique.

Nous remercions aussi tous qui ont participés de prés ou de loin à ce travail.

Dédicaces

*A mes inestimables parents qui ont tout sacrifié pour que je
puisse réussir,*

A mes très chères sœurs,

A toute ma famille,

A tous mes amis,

*Je tiens aussi à dédié ce travail à mon binôme Said, ainsi
qu'à Chouaib et Tarek et tous mes camarades.*

Un grand merci à tous.

Youssef

Dédicaces

*Je dédie ce travail a mes parents et mes deux sœurs pour
leur soutien toute au lent de ces années,*

*Très particulièrement à l'ensemble de la famille DOUMI
AREZKI, fils, femmes et petits enfants,*

A houssem mon cousin le meilleure ami du monde,

*Je tiens aussi a dédié ce travail a mon binôme youcef, ainsi
qu'a tarek et chouaib pour les moments merveilleux passé
ensemble,*

*L'ensemble de la promotion hydraulique 2012, et
particulièrement l'équipe hydraulique hichem, djamel, zaki
``assem``, bilbel,.....*

Un grand merci a tous

Saïd

الملخص

يعاني الخزان الجوفي لسهل متيجة من تدهور منسوب المياه بسبب الاستغلال المكثف و سوء تسير الموارد المائية و هذا ما دفع بمسؤولي قطاع المياه للبحث عن حلول لعلاج هذا المشكل باستغلال تجارب مستعملة في بلدان أخرى كالتغذية الاصطناعية والتي تتناسب مع المشكل المطروح في خزان متيجة. الهدف الرئيسي من هذا العمل هو تقييم فعالية التغذية الاصطناعية للخزانات الجوفية من خلال دراسة للتجربة الأولية للوكالة الوطنية للموارد المائية في خزان متيجة من أجل تعميم التجربة بتطبيق محاكاة للتغذية على نطاق أوسع في نموذج رقمي تم انشاؤه ببرنامج FEFLOW والذي يعتبر ملك لمؤسسة المياه والتطهير للجزائر العاصمة.

الكلمات المفتاحية : التغذية الاصطناعية للخزانات الجوفية- محاكاة – نموذج رقمي- انسلال- خزان متيجة- FEFLOW.

Résumé

La nappe souterraine de la plaine de la Mitidja est en état de surexploitation à cause de la mauvaise gestion, cette situation a poussé les responsables du secteur de l'eau à chercher des solutions pour remédier à ce problème.

La recharge artificielle des nappes est une approche de la gestion des ressources en eaux souterraines qui a été appliqué dans quelques pays et qui est particulièrement adaptée à ce type de problème.

L'intérêt majeur de notre travail est d'évaluer l'efficacité de la recharge artificielle des nappes souterraines à travers l'expérience pilote de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques au niveau de la Mitidja ainsi qu'une simulation à grande échelle sur un modèle numérique établi sous FEFLOW appartenant a la Société des Eaux et de l'Assainissement d'Alger.

Mots-clés : *Recharge artificielle des nappes- simulation- modèle numérique-infiltration-nappe de la Mitidja –FEFLOW.*

Abstract

The groundwater table of Mitidja is overexploited due to mismanagement of the groundwater resource; in fact, officials of the water sector seek solutions to remedy this problem. Artificial recharge of groundwater is an approach of management of groundwater resources which has been applied in some countries and is particularly suited to this type of problems.

The objective of our study is to evaluate the efficiency of artificial recharge of groundwater through a pilot project of the National Agency of Water Resources at the water table of Mitidja and a large-scale simulation on a numerical model established in FEFLOW belonging to the to the Company for Water and Sanitation of Algiers.

Keywords: *Artificial recharge of groundwater - simulation- numerical model -infiltration-water table of Mitidj--FEFLOW.*

Liste des Tableaux

Tableau I.1 : différence en eau souterraine et surfacique	4
Tableau I.2 : Valeurs des porosités moyennes pour les principaux réservoirs.	12
Tableau I.3 : Valeurs de coefficient de perméabilité.	13
Tableau II.1: Objectifs et régimes adoptés pour La Recharge artificielle des nappes.	38
Tableau II.2 : Exemples de recharge artificielle de longue durée .	38
Tableau III.1: Etapes de l'évolution de la Mitidja.	46
Tableau III.4 : Log Litho-stratigraphique Synthétique de la Mitidja	48
Tableau III.2 : Précipitation moyenne de la Mitidja (1971-2005)	51
Tableau III.3 : Températures moyennes mensuelles de la station de Dar El Beida	52
Tableau III.4 : Températures moyennes mensuelles de la station de Mouzaïa (1971-2005)	52
Tableau III.5 : Humidités relatives moyennes mensuelles (%) à la station d'El Harrach	53
Tableau III.6 : ETP mesurée en mm/an (1970-1971).	54
Tableau III.7 : ETP calculée en mm/an à la station de Dar El Beida	54
Tableau III.8 : Potentiel aquifère de la Mitidja.	56
Tableau III.9 : Transmissivité de la Mitidja	55
Tableau III.10 : coefficient d'emmagasinement de la Mitidja	57
Tableau III.11 : coefficient d'emmagasinement [Mac Donald 1992].	57
Tableau III.12 : perméabilité vertical.	58
Tableau III.13 : Débits d'infiltration des oueds.	58
Tableau III.14 : Débits d'infiltration des oueds.	59
Tableau III.15 : Réseau de surveillance de la nappe alluviale de la Mitidja	60
Tableau III.16 : Bilan hydrique de l'année (1970-1971).	61
Tableau III.17 : Bilan hydrique de l'année (1980-1981).	62
Tableau III.18: Débits prélevés de la nappe en hm ³ /an.	63
Tableau III.19: Débits prélevés en hm ³ /an pour l'AEP d'Alger.	63
Tableau III.20: Débits prélevés en hm ³ /an par champs de captage.	63
Tableau III.21: Tableau récapitulatif de l'inventaire des points d'eau et des débits extraits (1997-2002).	64
Tableau III. 22: Débits prélevés en hm ³ /an pour l'AEP du centre Mazafran.	64
Tableau III.23: Débits prélevés pour l'AEP en hm ³ dans les quatre wilayas de la Mitidja.	65
Tableau V.1 : Coordonnées géologiques des sept piézomètres	93
Tableau V.2 : Evapotranspiration Moyennes Mensuelles (Blida 2003).	94
Tableau V.3 : Coordonnées des ponts R1 et R13 proches de P1.	97
Tableau VI.1 : Différentes estimations des prélèvements agricoles.	102
Tableau VI. 2: Stations de jaugeage avec suivi à long terme.	103

Liste des Tableaux

PEF 2012

Tableau VI. 3: Coordonnées des points d'observation	106
Tableau VI.4 : Piézométrie mesurés et simulés.	116
Tableau VI.5 : Piézométries simulés pour Mars et septembre 2005.	118
Tableau VI.6: Piézométries simulés de septembre 2003, 2004 et 2005.	118
Tableau VI.7 : Dimensions des bassins modélisés.	121
Tableau VI.8 : Volumes d'eau infiltrés par bassin (scénario de recharge).	123

Liste de Figures

Figure I.1: principaux usages de l'eau souterraine.	4
Figure I.2 : Schéma de l'aquifère a nappe libre. Mesure du niveau piézométrique.	7
Figure I.3 : Schéma de l'aquifère a nappe captive. Mesure du niveau piézométrique.	7
Figure I.4 : isotropie (1) et anisotropie (2, 3, 4).homogénéité (2 et 3) et hétérogénéité (4).	9
Figure. I.5 : Montage conceptuel pour la définition opérationnelle de la viscosité	10
Figure I.6 : Schéma des trois états d'un échantillon de sous-sol montrent les types d'eau souterraine présents dans les vides du réservoir.	12
Figure I.7: Calcul du coefficient de perméabilité équivalent en terrain stratifié.	13
Figure I.8 : Conductivité/Transmissivité d'un aquifère.	14
Figure I.9 : Libération de l'eau gravitaire.	14
Figure I.10 : Calcul du gradient hydraulique sur le terrain.	16
Figure I.11 : Calcul du gradient hydraulique par la carte piézométrique.	16
Figure I.12 : Expérience de Darcy.	20
Figure I.13 : Volume de contrôle infinitésimal.	22
Figure I.14 : Mécanisme d'emmagasinement dans un aquifère phréatique.	24
Figure I.15 : Erreur de la théorie de Dupuit en présence de surface de suintement.	25
Figure I.16 : Erreur de la théorie de Dupuit près d'une frontière imperméable verticale.	25
Figure I.17 : Représentation Schématique d'un domaine et de ces frontières.	27
Figure I.18 : Exemple de conditions aux limites. Vue en plan d'un aquifère.	28
Figure II.1 : Bassin d'infiltration	34
Figure II.2 : Puits d'injection profonde	35
Figure II.3 : Bassins d'Infiltration avec couche de colmatage	36
Figure III.1 : carte des principaux bassins versant de la Mitidja	42
Figure III.2 : Situation de la plaine alluviale de la Mitidja	43
Figure III.3: Configuration géologique actuelle de la Mitidja	48
Figure III.4 : Log Litho-stratigraphique Synthétique de la Mitidja	48
Figure III.5 : Coupes géologiques au niveau de la Mitidja Est	49
Figure III.6 : Sismicité de la région d'Alger.	50
Figure III.7 : Carte sismotectonique du bassin de la Mitidja.	50
Figure III.8 : Précipitations moyennes annuelles (1971-2005)	51
Figure III.9 : Températures moyennes mensuelles de la station de Dar El Beida	52
Figure III.10 : Températures moyennes mensuelles de la station de Mouzaïa (1971-2005)	53
Figure III.11: Fonctionnement des nappes de la Mitidja.	55
Figure III.12 : Evolution de la profondeur de la nappe alluviale de la Mitidja avec le temps	61
Figure IV.1 : schéma illustrant le passage du modèle mathématique vers le numérique.	68
Figure IV.2: Exemple de résultat d'un calcul numérique.	69

Liste de Figures

PFE 2012

Figure IV.3 : Exemple de modèle numérique en éléments finis. Discrétisation de la géométrie.	70
Figure IV.4 : Procédure usuelle pour rendre un modèle opérationnel.	71
Figure IV.5 : Utilisation et rôle des modèles dans la résolution des problèmes hydrogéologiques	77
Figure IV.6 : Exemples d'interface graphique sous FEFLOW.	81
Figure IV.7: Exemples de simulation d'écoulement souterrain.	82
Figure IV 8 :Simulation d'évacuation d'eau de mine	82
Figure IV. 9 : Simulation dans un système géothermique.	83
Figure IV. 10 : Résultat de simulation d'intrusion saline.	83
Figure IV. 11: Simulation dans un milieu variablement saturé.	84
Figure V.1: Situation géographique des différentes expériences de recharge au niveau de la Mitidja.	89
Figure V.2 : Bassins d'infiltration (photo Google Earth)	90
Figure V. 3 : Schéma du système d'adduction des bassins de la recharge artificielle.	91
Figure V.4 : Amenée d'eau et bassin de décantation	92
Figure V.5 : Bassin d'infiltration	92
Figure V.6 : Echelle limnimétrique au niveau d'un bassin d'infiltration	93
Figure V.7 : Evolution des niveaux statiques mensuels pour les sept piézomètres.	95
Figure V.8 : Evolution du débit moyen mensuel au niveau de la station de jaugeage rocher des pigeons.	96
Figure V.9 : Station de jaugeage rocher des pigeons (vue Google-Earth)	96
Figure V.10 : Comparaison du niveau statique avant et après recharge pour le piézomètre P1.	97
Figure V.11 : Niveaux statiques des sept piézomètres.	98
Figure V.12 : Différentes phases d'écoulement sous les bassins d'infiltration.	98
Figure VI.1 : Extension verticale du modèle SOGREA	101
Figure VI.2 : Discrétisation spatial de la nappe.	104
Figure VI.3: Coupe sud-sud-est/nord-nord-ouest au niveau du Mazafran	105
Figure VI.4 : Coupe sud-ouest/ nord-est au niveau en zone de contact direct alluvions/ Astien.	105
Figure VI.5 : Coupe sud-sud-est/nord-nord-ouest au niveau de Baraki.	106
Figure VI .6 : Situation géographique des points d'observation sur le modèle.	108
Figure VI.7 : Exemples d'une zone de recharge naturelle sur Feflow.	109
Figure VI.8 : Exemples d'un point de prélèvement sur FEFLOW.	109
Figure VI.9 : Visualisation des différents points avant la simulation.	110
Figure VI.10 : Lancement du scénario de référence (temps initial)	110
Figure VI.11 : Scénario de référence (en cours d'exécution)	111
Figure VI.12 : Evolution des niveaux piézométrique pour le point d'observation 12 (scénario 1)	111
Figure VI.13: Evolution des niveaux piézométrique pour le point d'observation 13 (scénario1)	112
Figure VI.14: Evolution des niveaux piézométrique pour le point d'observation 5 (scénario1)	112
Figure VI.15: Evolution du niveau piézométrique pour le point d'observation 8 (scénario1)	113

Liste de Figures

PFE 2012

Figure VI.16 : Evolution du niveau piézométrique pour le point d'observation 22 (scénario1)	113
Figure VI.17 : Carte piézométrique de la nappe alluviale simulé sur FEFLOW (septembre 2011-Scénario1).	114
Figure VI.18: Carte piézométrique de la nappe alluviale simulé sur FEFLOW (septembre 2025-Scénario1).	114
Figure VI.19 : Positionnement des sept piézomètres sur le modèle.	115
Figure VI.20 : Emplacement du nœud le plus proche de chaque piézomètre.	116
Figure VI.21 : Corrélation entre piézométrie mesuré et simulés.	117
Figure VI.22 : simulation mars 2005.	118
Figure VI.23 : Localisation des zones de Forte transmissivité à partir de la carte piézométrique (1973).	120
Figure VI.24 : Zone de Baraki (vue Google-earth)	120
Figure VI.25 : Zone de Mazafran (vue Google-earth)	121
Figure VI.26 : Localisation des bassins d'infiltration.	122
Figure VI.27 : Localisation des bassins sur Mapinfo.	122
Figure VI.28: Exemple de bassin d'infiltration sur FEFLOW Viewer.	123
Figure VI.29 : Evolution du niveau piézométrique pour le point d'observation 12 (Scénario2)	124
Figure VI.30 : Evolution du niveau piézométrique pour le point d'observation 13(Scénario2)	125
Figure VI.31 : Evolution du niveau piézométrique pour le point d'observation 5 (Scénario2)	125
Figure VI.32 : Evolution du niveau piézométrique pour le point d'observation 8 (Scénario2)	126
Figure VI.33 : Evolution du niveau piézométrique pour le point d'observation 22(Scénario2)	126
Figure VI.34 : Carte piézométrique de la nappe alluviale simulé sur FEFLOW (septembre 2025-Scénario2).	127

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I	
Partie1: L'eau et le milieu souterrain	
Introduction	3
I.1.Origine des eaux souterraines	3
I.2. Usage de l'eau souterraine	3
I.3.Particularités des eaux souterraines par rapport aux eaux superficielles	4
I.3.1.disponibilité	4
I.3.2.Qualité	4
I.3.3.Dynamique	5
I.3.4.Echelles d'espace et de temps	6
I.4.Le milieu souterrain et l'eau	6
I.4.1.Définitions	6
I.4.2.Classification des nappes aquifères	6
I.4.3.Les relations entre nappes	8
I.5.Caractéristique physique du milieu perméable	8
I.6.Caractéristiques des fluides	9
I.6.1.La viscosité	9
I.6.2.La masse volumique, la compressibilité et l'équation d'état	10
I.7.Caractéristiques hydrodynamique ou hydraulique des aquifères	11
I.7.1.Porosité totale	11
I.7.2.Porosité efficace	11
I.7.4.La perméabilité hydraulique	12
I.7.5.La conductivité hydraulique	13
I.7.6.La transmissivité	13
I.7.7.Coefficient d'emmagasinement	14
I.7.8.Le coefficient de production spécifique	15
I.7.9.La teneur en eau volumique	15
I.7.10. Charge hydraulique	15
I.7.11.Gradient hydraulique	16
I.7.12.Relation teneur en eau / potentiel de pression et conductivité / potentiel de pression	17
I.7.13.Coefficient d'infiltration	17
I.8. Types d'écoulement	17

SOMMAIRE

PFE 2012

I.8.1. Ecoulement laminaire et écoulement turbulent	17
I.8.2. Ecoulement uniforme	17
I.8.3. Ecoulement permanent et écoulement transitoire	18
I.9.Zonalité sol/eau	18
I.9.1.La zone non saturée	18
I.9.2. La zone saturée	18
Conclusion	18
Partie2 : Description mathématique des équations de l'écoulement souterrain	
Introduction	19
II.1.Loi de comportement	19
II.1.1.Description expérimentale de loi de comportement (loi de Darcy)	19
II.1.2.Description mathématique de loi de Darcy	21
II.1.3.Limites de la loi de Darcy	21
II.2.Le Principe de continuité	21
II.2.1.Première forme de loi de continuité	22
II.2.2.Deuxième forme de loi de continuité	22
II.3.Modèles d'écoulement	23
II.3.1.Modèle (équations) d'écoulement en milieu saturé	23
II.3.2.Modèle d'écoulement en milieu variablement saturé (saturé/non saturé)	25
II.4.Solutions analytiques de l'équation d'écoulement	26
II.5. Les conditions aux limites	26
III.5.1.Dirichlet (potentiel imposé)	26
III.5.2.Limites aux débits prescrits (Type Newman)	27
III.5.3.Limite mixte Cauchy-Euler (flux imposé fonction du potentiel)	27
III.5.4.Les conditions initiales	28
Conclusion	28

Chapitre II

Recharge artificielle des nappes souterraines

I. Introduction	29
II. Définition de la Recharge artificielle	29
III. Recharge planifiée et non planifiée	29
III. 1 Recharge planifiée	29
III. 2 Recharge non planifiée	29
III. Procédé, objectifs et historique de la recharge artificielle	30
III .1 Comment procède-t-on pour réaliser une telle opération	30
III .2 Objectifs	30

III .3 Historique	30
IV. Facteurs de la recharge	31
IV.1 Facteurs hydrologiques	32
IV.2 Facteurs Topographiques	32
IV.3 Facteurs Pédologiques	32
IV.4 Facteurs Géologiques et Hydrogéologiques	32
V. Types de recharge artificielle	33
V.1 Ouvrages de Recharge Superficielle (infiltration de surface)	33
V.1.1 Bassins d'infiltration	33
V.1.2 Amélioration du Lit des Cours d'Eau	34
V.1.3 Fosses et Canaux	34
V.1.4 Gravière	34
V.1.5 Epanchage de Crues	34
V.1.6 Sur-irrigation	35
V.2 Ouvrages de Recharge Profonde	35
V.2.1 Puits, tranchées et Forages d'injection	35
V.2.2 Drains	36
VI. Aspects de la gestion	36
VI . 1 Le colmatage	36
VI.2.2 Le taux d'infiltration	37
VI.2.3 Contrôle de colmatage	37
VII. Expérience international dans le domaine de la recharge	38
VII. 1 Recharge artificielle au Pays-Bas	38
VII. 2 Injection et la récupération dans les mêmes puits (IER)	39
VII. 3 Applications de la recharge artificielle dans la région du golfe	39
VII. 4 Recharge artificielle en Palestine	39
VII. 5 Application de la IER en Royaume-Uni	40
Conclusion	40

Chapitre III

Description de la nappe Mitidja

I. Introduction	41
II. Présentation et délimitation de la plaine de la Mitidja	41
III. Aspects généraux	41
III.1 Aspects hydrographique	41
III.2 Aspect géomorphologique	42
III.2.1 Topographie	42
III.2.2 Géologie	44

III.3 Aspect sismotectonique	49
III.3.1 Sismicité de la région d'Alger	51
III.3.2 Historique sismique de l'Algérois	51
III.4 Aspect climatique	51
III.5 Aspect hydrogéologique	54
III.6 Aspects hydrodynamique	56
IV. Constats actuels	59
V. Evolution piézométrique-bilan-exploitation de la Mitidja	59
V.1 Caractéristiques piézométriques	59
V.2 Suivi Piézométrique:	60
V.3 Bilan des nappes (études antérieures)	61
V.3.1 Bilan d'eau de la nappe de l'Astient	61
V.3.1 Bilan d'eau de la nappe du Quaternaire	61
CONCLUSION	65

Chapitre IV

PARTIE1: Méthodologie des modèles de simulation en hydrogéologie

I. Introduction	66
II. Définition	66
III. Modèles mathématiques	67
IV. Modèles numériques	68
IV.1 Méthode des différences finies	69
IV.2 Méthode des éléments finis	69
V. Techniques des solutions matricielles	70
VI. Généralités sur les étapes de conception et de développement d'un modèle	70
VII. Conception et construction du modèle d'une nappe	71
VII.1 L'analyse des données naturelles	72
VII.1.1 Structure de la nappe	72
VII.1.2 Typologie de l'écoulement et du système	72
VII.1.3 Paramètres structuraux	72
VII.1.4 Conditions aux limites des systèmes	72
VII.1.5 Conditions internes – singularités	73
VII.1.6 Les lignes de changement de nature d'écoulement	74
VII.1.7 Analyse des comportements (régimes d'écoulement)	74
VII.2 Résultat de la caractérisation	75
VII.2.1 Choix d'une stratégie de modélisation	75
VII.2.2 Choix des caractéristiques du modèle	75
VII.3 Calage et vérification de la représentativité	75

SOMMAIRE

PFE 2012

VII.3.1 Calage d'un modèle hydrogéologique	76
VII.3.2 Règle pratique d'identification	77
VII.3.3 Vérification	78
VII.4 Exploitation du modèle calé	78
Conclusion	79

PARTIE2: présentation du code de calcul FEFLOW

I. Introduction	80
II. Présentation du code FEFLOW	80
II.1 Caractéristiques	81
II.2 Domaines d'application	81
II.2.1 Gestion de l'eau	81
II.2.2 Eau de mine	82
II.2.3 Energie géothermique	82
II.2.3 Intrusion d'eau salée	83
II.2.4 Milieux variablement saturés	83
II.3 Equations de base	84
II.3.1 Equation de Darcy	84
II.3.1 Equation de l'écoulement souterrain	84
II.4 Avantages et inconvénients	86
II.4.1 Avantages	86
II.4.2 Inconvénients	86
Conclusion	86

Chapitre V

Expérience de la recharge artificielle par bassin d'infiltration en zone pilote (Tabainet-Mitidja centre)

I. Introduction	88
II. Les expériences de recharge artificielle en Algérie	88
III. Projet pilote de recharge artificielle par bassins d'infiltration	89
III.1 Situation géographique du site	89
III.1 Objectifs visés par l'ANRH	90
III.2 Dispositif d'infiltration	90
III.3 Dispositif d'adduction des bassins et équipements utilisés dans l'expérimentation	90
III.3 Coupe géologique S-NO dans le site de recharge (Nature de la plage d'infiltration)	93
IV. Etat piézométrique de la nappe (février et aout 2003)	94
IV.1 Interprétation des cartes piézométrique	94

IV.2 Quantification de la recharge artificielle	94
IV.2.1 Estimation du volume réel infiltré pendant la recharge	94
IV.2.2 Analyse des données piézométrique	95
IV.2.3 Analyse physique de la recharge :	97
Conclusion et recommandation	99

Chapitre VI

Simulation de la recharge artificielle sous le modèle de la nappe Mitidja

I.	Introduction	100
II.	Présentation du modèle de la nappe de la Mitidja (SEAAAL)	100
	II.1 Formations prises en compte dans le modèle	100
	II.1.1 Epaisseurs des différentes formations	100
	II.1.2 Extensions du système modélisé	100
	II.2 Paramètres hydrodynamiques	101
	II.2.1 Transmissivité-perméabilité	101
	II.2.2 Coefficient d'emmagasinement	101
	II.3 Points de contrôle	101
	II.4 Conditions aux limites	102
	II.5 Prélèvements	102
	II.5.1 Prélèvements AEP	102
	II.5.2 Prélèvements agricoles	102
	II.5.3 Prélèvements industriels	103
	II.6 Recharge naturelle de la nappe	103
	II.6.1 Recharge des pluies	103
	II.6.2 Recharge et drainage des oueds	103
	II.7 Elaboration du modèle numérique	104
	II.7.1 Discrétisation de l'espace et du temps	104
	II.7.2 Réalisation d'un maillage adapté à la problématique	104
	III.3 Discrétisation des pas de temps	106
	III.4 Le calage du modèle	106
	III.5 Suivi du niveau piézométrique	106
III.	Simulation de la recharge artificielle par bassins d'infiltration	108
	III.1 Scénario de référence (scénario 1)	108
	III.1.1 Préparation des données	108
	III.1.2 Interprétation des résultats du scénario de référence	111
	III.2 Localisation du site Pilote de l'ANRH et des piézomètres de mesure	115

SOMMAIRE

PFE 2012

III.3 Visualisation de l'impact du projet pilote A.N.R.H sur la piézométrie de la nappe	117
III.4 Scénario de la recharge artificielle (scénario 2)	119
III.4 .1 Choix des sites des bassins :	119
III.4 .2 Introduction des bassins dans le modèle :	121
III.4.3 Caractéristiques du scénario de recharge	123
III.4.3.1 Volumes de recharge	123
III.5 Interprétation des résultats du scénario de recharge	124
Conclusion	127
Conclusion générale	128

Introduction générale

La multiplication et l'aggravation des états de carence en eau sont en train de prendre mondialement une dimension de premier ordre. En Algérie, le déficit en eau est devenu inquiétant, confirmant les diverses perspectives concluant ainsi que notre pays semi aride se trouvera confronté entre 2015 et 2030 à cette pénurie quasi-endémique. Sachant que la donnée hydrologique en Algérie est insuffisante et décalée dans le temps, la création d'un réseau hydrologique national moderne est indispensable afin d'améliorer la gestion de l'eau.

Dans la perspective de gérer d'une manière rationnelle et équitable la ressource en eau, dans une approche de développement durable, le concept GIRE est né à travers l'apport des grandes conférences internationales.

La **Gestion Intégrée des Ressources en Eau** porte un intérêt particulier à la notion d'intégration (et de participation) sous divers points de vue par une approche transversale (intégration des ressources et des milieux, des besoins, des usages, des acteurs, des politiques, des savoirs, etc..) dans le contexte spatial du bassin versant. Sont ensuite présentés des éléments relatifs au caractère opérationnel de la GIRE et aux modes de gestion par la mise en place de structures d'intégration et de participation et des modèles d'organisation.

En Algérie, le projet GIRE algérois est un programme qui a pour objectifs global de gérer le secteur de l'eau d'une manière rationnelle et durable sur tout le territoire national. Mais en premier lieu, il a pour objectif spécifique la gestion intégrée des ressources en eau du bassin côtier algérois O2A, en mettant en place des mécanismes de gestion, testés, validés et appropriés par les acteurs concernés. Ainsi, les acteurs sont mobilisés, organisés et ont acquis les compétences nécessaires pour participer activement et efficacement à la GIRE dans l'hydrosystème de la Mitidja, et pour en diffuser les principes dans les autres bassins d'Algérie.

Dans l'hydrosystème de la Mitidja, des dispositifs pilotes sont réalisés, permettant de mobiliser l'ensemble des acteurs et de tirer des leçons pour la réplique de la démarche GIRE dans d'autres bassins.

Dans cette optique, plusieurs activités en été mise en place ayant essentiellement pour objectifs l'amélioration de la gestion et la qualité de la ressources en eau. L'activité 3.8, objet de notre travail, qui traite de la recharge artificielle des nappes souterraines à partir des eaux de surface.

Le stockage souterrain via la recharge artificielle est un moyen non négligeable de compensation du déficit de la ressource, l'avantage essentiel reste celui de zéro évaporation de l'aquifère. Souvent économique, d'autres aspects de la recharge sont également favorables. Pour ces raisons, la pratique de la recharge artificielle augmente rapidement dans de nombreuses régions du monde. Dans ce domaine l'Algérie ne connaît pas une grande expérience pratique. Mais ces dernières années plusieurs projets pilotes ont été développés dans le but de déterminer l'influence que peut avoir la recharge sur le milieu souterrain, et dans l'espoir de voir ce processus atteindre une échelle beaucoup plus grande, afin de permettre la compensation du déficit en eau causé par la surexploitation des différentes nappes sur le territoire national, plus particulièrement la nappe de la Mitidja.

Pour avoir une idée sur l'ensemble des projets de recharge artificielle en Algérie, nous nous sommes rapprochés de plusieurs structures de gestion et d'intervention dans le secteur de l'eau. En particulier, le bureau du programme GIRE Algérois qui met en œuvre actuellement la rénovation d'un ancien projet de recharge artificielle. Précédé en 2005, par l'A.N.R.H qui a établie un projet pilote en 2005, mais également la SEAAL, qui elle même s'intéresse à ce processus et qui tient à le développer dans les années avenir. Actuellement la SEAAL dispose d'un modèle numérique sous FEFLOW décrivant le comportement hydrogéologique de la totalité de la nappe Mitidja.

Le travail présenté, tire partie de la base de connaissance et des travaux de ces différents acteurs complémentaires. Ayant tous pour domaine d'intérêt la problématique de la recharge artificielle des nappes souterraines et se décline comme suit :

En chapitre I, une introduction à l'hydrogéologie, dans laquelle est présentée la relation entre l'eau et le milieu ainsi que les équations générales régissant le milieu souterrain.

Le chapitre II porte sur les généralités de la recharge artificielle, définitions, type de recharge, historique, et son utilisation dans le monde.

Par la suite, le chapitre III présentera la plaine de la Mitidja sur différents aspects (géologique, hydrogéologique, hydrodynamique etc.)

Le chapitre IV entreprendra de décrire les différentes méthodes de modélisation, ainsi que les étapes de l'élaboration d'un modèle de nappe souterraine.

Le chapitre V sera consacré à l'étude détaillée de l'expérience pilote in-situ exécutée par l'A.N.R.H en 2005.

Enfin, le chapitre VI portera sur l'application pratique de notre travail, dans laquelle sera décrite, les différentes étapes et la méthodologie suivie afin de réaliser notre simulation de recharge artificielle.

CHAPITRE I

PARTIE 1 : L'EAU ET LE MILIEU SOUTERRAIN

Introduction

Ce chapitre traite une grande partie de la physique de l'écoulement, c'est l'écoulement souterrain, dans la zone saturée et la zone non saturée du sol. Pour étudier la recharge naturelle ou artificielle d'un bassin aquifère, il est nécessaire de déterminer avec la plus grande précision, la totalité des paramètres hydrogéologique dès le départ, car essentiels à la compréhension des phénomènes physiques impliqués. Tous ces paramètres sont théoriquement décrits dans ce chapitre.

I.1. Origine des eaux souterraines

Les eaux souterraines sont liées à l'origine au cycle de l'eau, les quantités d'eau des précipitations sont retenues très difficilement sur le sol sec en surface et dans les micros pores des particules du sol. Aux niveaux intermédiaires, les films de l'eau recouvrent les particules solides, mais de l'air est encore présent dans les sols (vides). Cette région s'appelle une zone non saturée ou zone d'aération, et l'eau présente est dite vadose. En profondeur et en présence de quantités adéquates d'eau, tous les vides sont remplis pour produire une zone de saturation, le niveau supérieur représente la table de l'eau. L'eau présente dans une zone de saturation est appelée eau souterraine. L'importance de ces dernières est négligeable face aux eaux vadoses. Les eaux fossiles sont des eaux datant d'une période plus humide du quaternaire, par exemple dans le Sahara.

I.2. Usage de l'eau souterraine [A]

Comme les eaux de surface, les usages des eaux souterraines ne se limitent pas à l'aspect «ressource», défini comme les usages liés aux eaux potables, aux eaux industrielles et à la propriété qu'ont certaines nappes de renforcer les cours d'eau pendant les périodes sèches (soutien d'étiage). Par rapport aux eaux de surface, les eaux souterraines présentent une plus grande inertie, c'est-à-dire qu'elles sont en général moins affectées par des variations saisonnières et qu'elles dissipent plus lentement les perturbations (hydrauliques, chimiques, thermiques). C'est ainsi que les nappes sont couramment sollicitées pour la géothermie et les techniques d'héliogéothermie qui consistent à réchauffer en été de l'eau pompée dans une nappe peu profonde et à réinjecter les eaux chaudes en un autre point. En hiver, le système fonctionne dans l'autre sens, alimentant chauffage et eau chaude sanitaire. On a ici utilisé le fait que la bulle d'eau chaude se dissipe très lentement et conserve ses propriétés pendant plusieurs mois (inertie thermique de la nappe).

L'eau est aussi un véhicule de matières dissoutes ou en suspension, elles peuvent contribuer à disperser et à dissiper des pollutions présentes dans le sous-sol. L'eau souterraine est enfin une nuisance potentielle dans tout ce qui concerne les travaux souterrains.

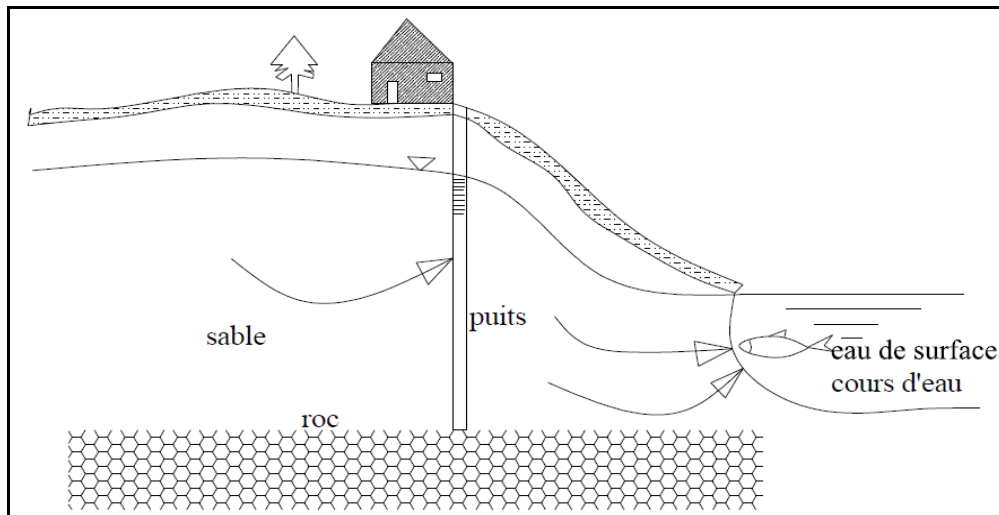


Figure I.1: principaux usages de l'eau souterraine. [A]

I.3.Particularités des eaux souterraines par rapport aux eaux superficielles [A]

Les eaux souterraines présentent de nombreuses particularités au regard des eaux de surface. Nous les déclinons ici en quatre catégories :

1.3.1.disponibilité

À partir d'une certaine profondeur, les eaux souterraines ne dépendent plus de la pluviométrie locale. Le bilan des grands aquifères est souvent régi par des zones d'infiltration situées loin de la zone où les eaux seront pompées et exploitées. C'est ainsi que dans les zones arides, sous les déserts, se trouvent d'importants réservoirs d'eau qui peuvent être aménagés et sollicités pour couvrir les besoins que les eaux de surface ne peuvent satisfaire. De plus, les nappes souterraines ont des régimes beaucoup moins contrastés que les eaux de surface. A l'aplomb d'un secteur soumis à de grands contrastes de pluviométrie, les eaux souterraines seront à peu près également disponibles au cours des périodes sèches et des périodes humides.

1.3.2.Qualité

Les eaux souterraines sont en contact permanent avec des roches (le milieu qu'elles traversent). Elles sont donc plus ou moins tamponnées du point de vue chimique du fait des équilibres réactionnels qui s'instaurent entre les phases solides et le fluide. Ces qualités évoluent peu. Les eaux souterraines sont fréquemment minéralisées. Cette particularité est également un atout en cas de déversement de polluant dans une nappe. Certains polluants (par exemple les métaux lourds) ont la propriété de se fixer sur certains minéraux présents dans le solide (adsorption sur les argiles par exemple). La matière organique présente dans le milieu aura également une certaine capacité de complexation d'éléments métalliques ou de polluants organiques. Ceci est un atout pour favoriser l'épuration naturelle des nappes.

Tableau I.1 : différence en eau souterraine et surfacique

Caractéristique	Eau de surface	Eau souterraine
Température	variable suivant les saisons	relativement constante
Turbidité, Solide en Suspension (SS)	niveaux variables, parfois élevé	faible ou nul (excepté dans les sols calcaires)

Couleur	Due principalement à la SS (argiles, algues) excepté dans les eaux très douces ou acides (acide humique)	Due surtout aux solides dissouts
Teneur en minéraux	Varie avec les sols, les précipitations, les effluents, etc.	Constante, généralement plus élevée que pour l'eau de surface.
Fer divalent et Mn en solution	Souvent nul, excepté dans le fond des lacs et des étangs en cours d'eutrophication	Souvent présent
CO ₂ Agressif	Souvent nul	Souvent présent
O ₂ Dissout	Souvent près du niveau de saturation, absent dans l'eau très polluée	Souvent nul
H ₂ S	Souvent nul	Souvent présent
NH ₄	Trouvé seulement dans les eaux polluées	Souvent détecté
Nitrates	niveau généralement faible	niveau parfois élevé
Silice	proportions modérés	niveau souvent élevé
Micropolluants minéraux et organiques	Peut être présent mais disparaît rapidement une fois que la source est détecté	Habituellement aucun mais une pollution accidentelle peut rester à très long terme
Organismes vivants	Bactéries, virus, plancton	Bactéries de fer fréquemment trouvées
Solvant Chlorés	Rarement	Souvent présent
Nature eutrophique	Souvent. Augmente avec la température	Nul

1.3.3. Dynamique

La dynamique des écoulements à surface libre (eaux de surface) est essentiellement conditionnée par les phénomènes gravitaires. Dans l'écoulement des eaux souterraines, l'importance des surfaces de contact entre l'eau et le solide rend prépondérants les phénomènes de viscosité. Les eaux souterraines sont aussi soumises à des champs physiques contrastés : pression, température. D'une manière générale, les phénomènes impliqués dans la dynamique des écoulements souterrains sont plus diversifiés.

I.3.4. Echelles d'espace et de temps

Les échelles impliquées dans les évolutions des eaux souterraines possèdent parfois des dimensions très différentes de celles propres aux eaux de surface. Du fait de la lenteur des écoulements, le transit des eaux dans une nappe souterraine peut requérir des durées de plusieurs années, siècles ou même millénaires. Par ailleurs, il est parfois difficile de raisonner localement dans la gestion d'une nappe souterraine, la modification locale du régime ou du bilan des eaux peut engendrer des problèmes en un autre lieu.

I.4. Le milieu souterrain et l'eau

I.4.1. Définitions

I.4.1.1. Le système aquifère [11]

Le système aquifère est à la ressource en eau souterraine ce que le bassin versant est à la ressource en eau de surface : c'est l'espace du sous-sol contenant une ressource identifiable et gérable, en tant que telle.

L'eau s'écoule naturellement toujours vers un "niveau de base" qui est celui de la mer. Elle peut être momentanément ralentie, piégée ou 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.

Plusieurs définitions ont été données du "système aquifère". Toutes expriment les notions d'espace géologique et d'indépendance hydraulique. Si le système aquifère est une unité physique, géométriquement identifiable, l'eau qu'il contient ne fait en général que le traverser : elle vient d'un amont et va vers un aval. Tant qu'elle reste dans le sous-sol elle est dite "souterraine" et l'on a affaire à un système aquifère.

I.4.1.2. L'Aquifère [11]

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.4.1.3. 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.4.2. Classification des nappes aquifères [B]

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.4.2.1. Classification liée aux critères piézométriques

On peut classer les aquifères selon les critères piézométriques comme suit:

- a) Les nappes libres;

- b) Les nappes captives;
c) Les nappes nappes 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.2).

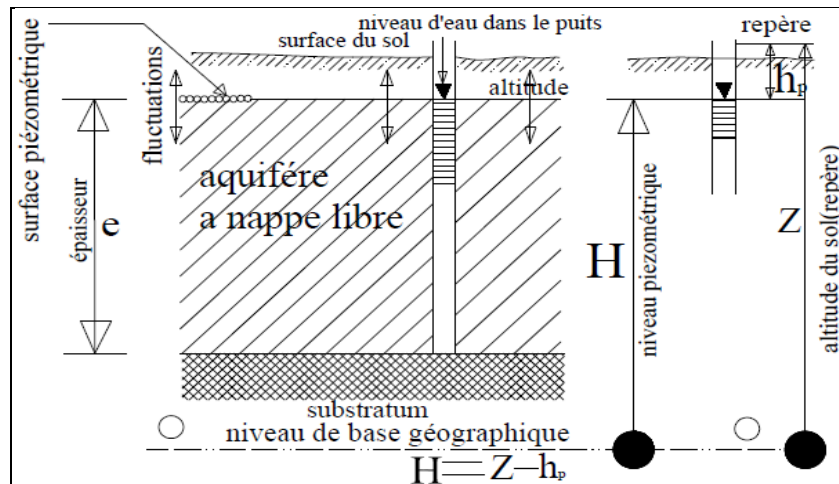


Figure I.2 : Schéma de l'aquifère à nappe libre. Mesure du niveau piézométrique. [9]

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.3).

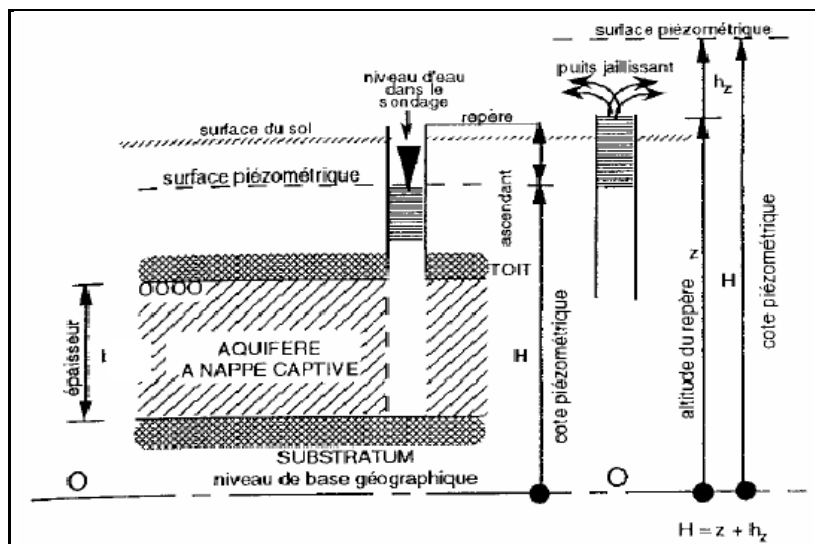


Figure I.3 : Schéma de l'aquifère à nappe captive. Mesure du niveau piézométrique. [9]

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.4.2.2. Classification liée aux critères lithologiques

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

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).

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.4.2.3. Classification liée au contexte géologique et géomorphologique

On distingue deux types de nappes :

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 infiltrante dans le cas contraire.

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

I.4.3. Les relations entre nappes [11]

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.

I.5. Caractéristique physique du milieu perméable [9]

Le milieu perméable présente trois couples de caractéristiques physiques:

Continuité ou discontinuité :

Le milieu perméable, comportant des vides interconnectés dans le sens de l'écoulement, est dit continu. Les roches meubles, pourvues de pores et les roches compactes, découpées par un réseau de microfissures, constituent des milieux continus. Par contre les roches compactes à macro fissures est karstiques sont des milieux discontinus.

Isotropie ou anisotropie :

Un milieu est dit isotrope lorsque ses caractéristiques physiques (granulométrie en particulier) sont constantes dans les trois directions de l'espace. Dans le cas contraire, il est anisotrope.

Homogénéité ou hétérogénéité :

Un milieu est homogène lorsqu'il présente, en tous points dans le sens de l'écoulement, des caractéristiques physiques constantes. Dans le cas contraire, le milieu est hétérogène. Un milieu homogène peut être isotrope ou anisotrope. En revanche un milieu hétérogène est toujours anisotrope. (Voir figure I.4).

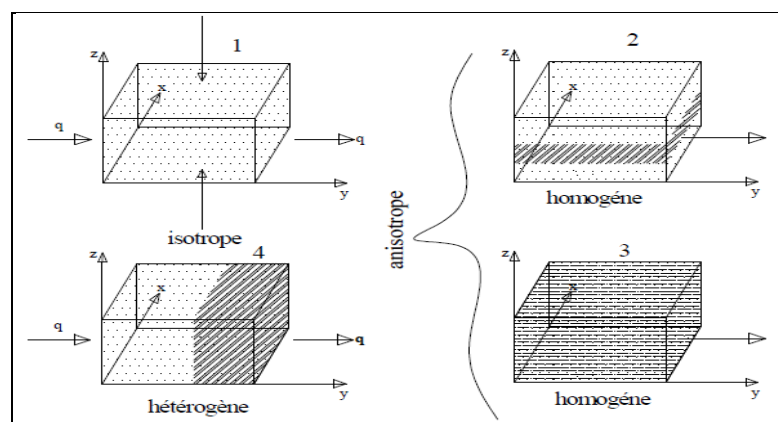


Figure I.4 : isotropie (1) et anisotropie (2, 3, 4).homogénéité (2 et 3) et hétérogénéité (4). [9]

I.6.Caractéristiques des fluides [22]

Pour bien comprendre les principes de l'écoulement dans les milieux poreux, nous devons commencer par une description des caractéristiques des fluides. L'introduction de ces concepts nous permettra de présenter la notion de charge hydraulique, qui est la définition du potentiel utilisée en hydraulique souterraine. Aussi, en introduisant les concepts de compressibilité, nous obtenons un des éléments contrôlant la capacité d'emménagement des aquifères.

I.6.1.La viscosité

La viscosité est la résistance d'un fluide au mouvement, sous la contrainte en cisaillement exercée par son écoulement. La figure I.5 montre une couche de fluide d'épaisseur d , se trouvant entre une plaque inférieure immobile et une plaque supérieure qui peut se déplacer à une vitesse V . Une fois en mouvement, la plaque supérieure exerce une contrainte en cisaillement, qui est une force F par unité de surface A , à la surface du fluide. Une fois le régime permanent atteint, on suppose que la vitesse varie linéairement de la base à la surface avec un gradient α :

$$\alpha = \frac{V}{d} \quad (I.1)$$

Une relation linéaire distingue les fluides dits newtoniens des fluides non newtoniens. Pour les fluides newtoniens, la contrainte est directement proportionnelle au gradient de vitesse et la constante de proportionnalité μ est définie comme étant la viscosité dynamique du fluide.

$$\frac{F}{A} = \mu \frac{V}{d} \quad (I.2)$$

Nous pouvons exprimer de façon équivalente la dernière relation par la loi de Newton de la viscosité. Il est à noter que la viscosité varie en fonction de la température.

$$\tau = \mu \frac{\delta V}{\delta y} \quad (\text{I.3})$$

La viscosité cinématique ν est définie comme le rapport entre la viscosité dynamique et la masse volumique ρ du fluide.

$$\nu = \frac{\mu}{\rho} \quad (\text{I.4})$$

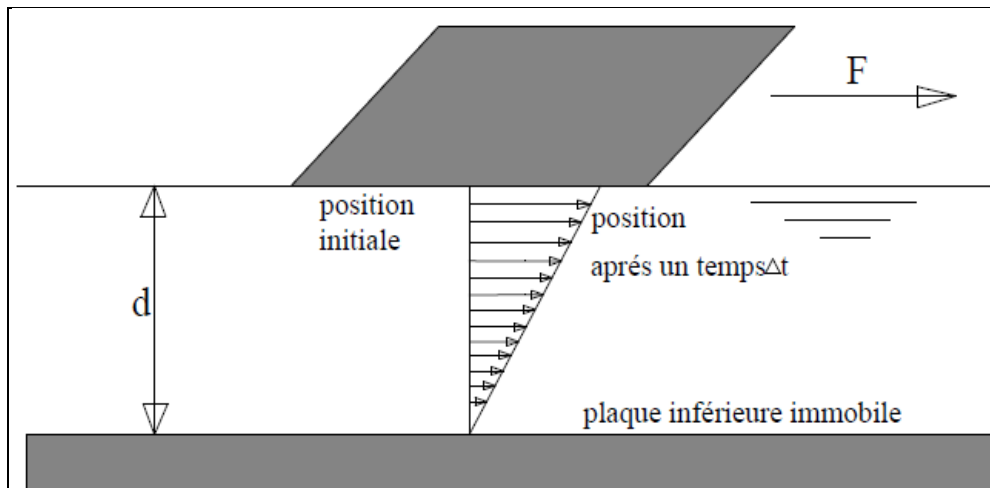


Figure. I.5 : Montage conceptuel pour la définition opérationnelle de la viscosité [22].

1.6.2. La masse volumique, la compressibilité et l'équation d'état

La masse volumique ρ d'un matériau, est sa masse m par unité de volume V . Cependant, les fluides n'ont généralement pas une masse volumique constante. Celle-ci varie avec la pression, la compressibilité et la température.

$$\rho = \frac{m}{V} \quad (\text{I.5})$$

Nous pouvons aussi représenter la quantité de matière contenue dans un système par le poids volumique γ qui est défini, de façon similaire à la masse volumique, comme le poids par unité de volume.

$$\gamma = \frac{mg}{V} \quad (\text{I.6})$$

La compressibilité d'un liquide est la mesure du taux de changement de volume par rapport au changement de pression. Dans le cas d'un fluide, la contrainte exercée est représentée par la pression p à laquelle le fluide est soumis. Une augmentation de la pression, dp résulte en une diminution de volume, $-dV$ de sorte que la compressibilité, β est définie par :

$$\beta = \frac{-dV/V}{dp} \quad (\text{I.7})$$

Le module d'élasticité E est l'inverse de la compressibilité :

$$E = \frac{1}{\beta} = -\frac{dp}{dV/V} \quad (\text{I.8})$$

En hydrogéologie, les conditions de référence sont la pression atmosphérique et la masse volumique de l'eau à la température de l'aquifère. La pression P est ainsi généralement mesurée relativement à la pression atmosphérique P_{atm}

$$P = P_{abs} - P_0 \quad (I.9)$$

Si on utilise cette mesure de pression relative P par rapport à la pression atmosphérique, l'équation d'état de l'eau s'exprime:

$$\rho = \rho_0 \cdot e^{\beta \cdot p} \quad (I.10)$$

La compressibilité des fluides est parfois négligée lors de la dérivation de certaines solutions décrivant l'écoulement en milieux poreux. Dans le cas de fluides supposés non compressibles ($\beta = 0$), la masse volumique est en fait supposée constante quelle que soit la pression du fluide:

$$\rho = \rho_0 \quad (I.11)$$

I.7. Caractéristiques hydrodynamique ou hydraulique des aquifères

Les aquifères sont caractérisés par les paramètres hydrodynamiques suivants:

I.7.1. Porosité totale [7]

La porosité totale est le rapport des volumes des vides ou des pores avec le volume total de l'échantillon (voir figure I.6), elle est donnée en %.

$$n = \frac{V_v}{V_t} \quad (I.12)$$

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 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 (voir figure I.6).

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.7.2. Porosité efficace [7]

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.

$$n_e = \frac{V_e}{V_t} \quad (I.13)$$

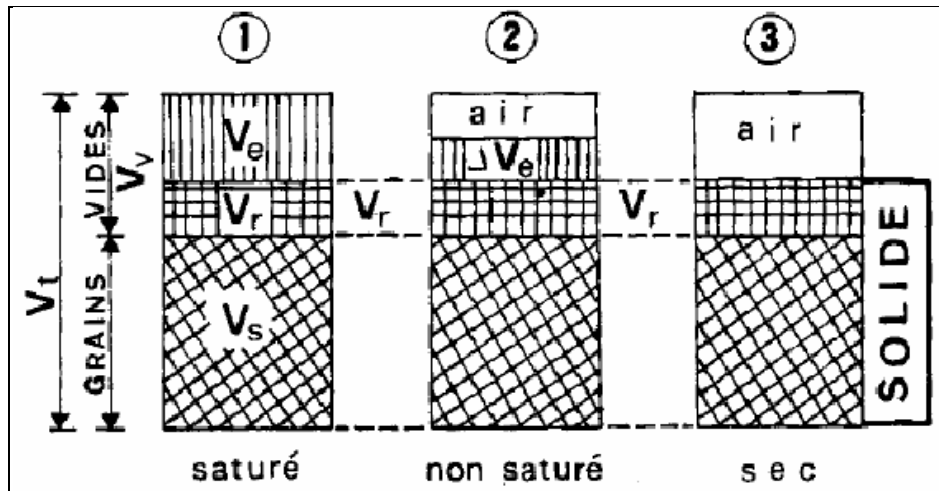


Figure I.6 : Schéma des trois états d'un échantillon de sous-sol montrant les types d'eau souterraine présents dans les vides du réservoir. [9]

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.

Tableau I.2 : Valeurs des porosités moyennes pour les principaux réservoirs. [9]

Sols	Porosité totale %	Porosité efficace %	Sols	Porosité totale %	Porosité efficace %
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%			

1.7.4. La perméabilité hydraulique [22]

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

1.7.5. La conductivité hydraulique

1.7.5.1. 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.8). 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.

$$K = \left(\frac{\rho}{\mu} g \right) k \quad (I.14)$$

Où K est la conductivité hydraulique et k est la perméabilité. [22]

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

Tableau I.3 : Valeurs de coefficient de perméabilité. [9]

K en m/s	10	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻¹⁰	10 ⁻¹¹
Granulométrie homogène	Gravier pur			Sable pur			Sable très fin			limons		argile	
Granulométrie variée	Gravier gros et moyen		Gravier et sable			Sable et limons argileux							
degrés de perméabilité	TRES BONNES - BONNE					MAUVAISE					NULLE		
type de formation	PERMEABLE					SEMI - PERMEABLE					IMPERMEABLE		

1.7.5.2. Coefficient de perméabilité équivalent en terrain stratifié [7]

La figure suivante montre la configuration des sols stratifiés pour le calcul de coefficient de perméabilité équivalent.

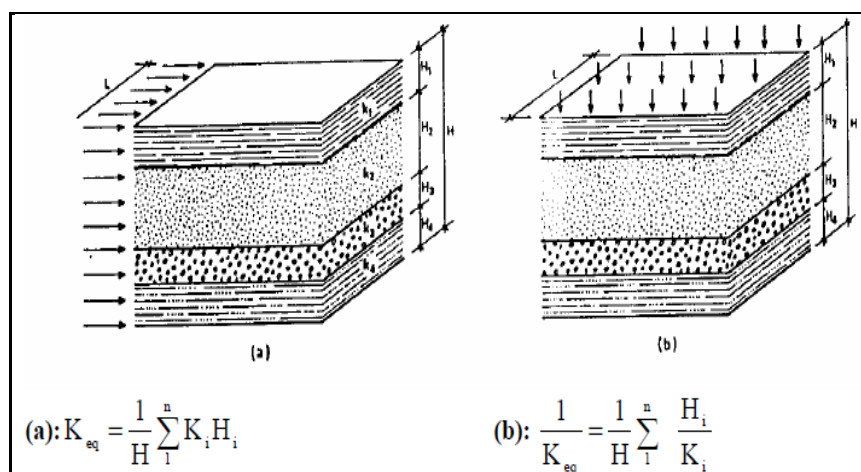


Figure I.7: Calcul du coefficient de perméabilité équivalent en terrain stratifié. [7]

1.7.6. La transmissivité [22]

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.8).

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^2/s .

$$T (m^2/s) = K (m/s) \cdot e (m) \tag{I.15}$$

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.

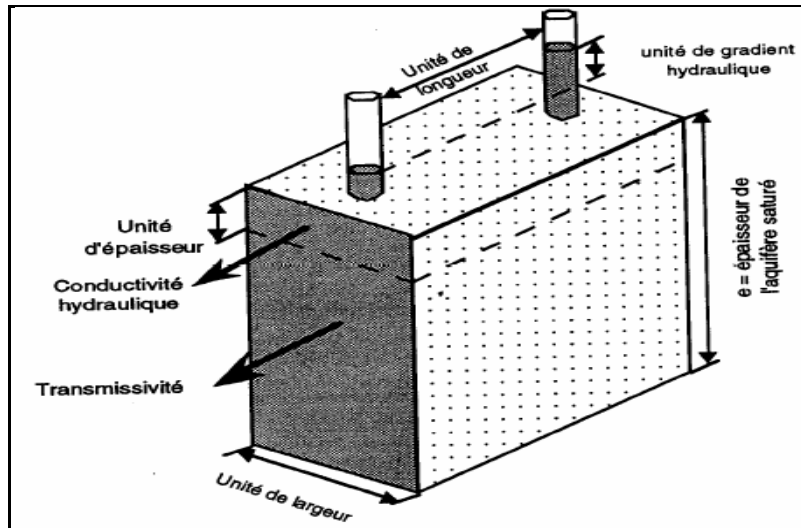


Figure I.8 : Conductivité/Transmissivité d'un aquifère. [7]

I.7.7.Coefficient d'emmaganement [7]

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'emmaganement : S.

Physiquement, on le définit comme la quantité d'eau libérée (eau gravitaire) d'un prisme vertical de $1 m^2$ de base et de la hauteur de l'aquifère sous une variation unitaire de la charge hydraulique.

S : s'exprime en %, se mesure par des pompages d'essai.

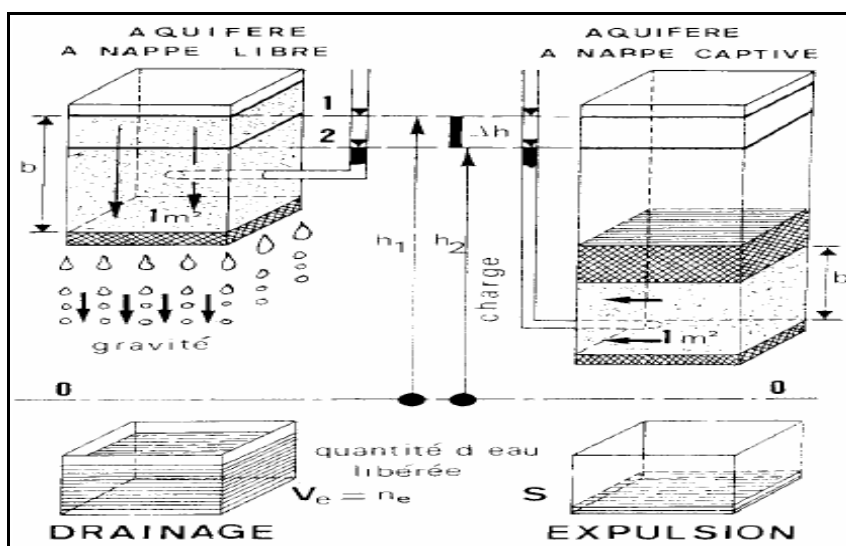


Figure I.9 : Libération de l'eau gravitaire. [7]

Dans un aquifère libre, l'eau est libérée par l'action des forces de gravité (drainage). Le coefficient d'emménagement S est égal, en pratique, à la porosité efficace (la porosité résiduelle concerne l'eau de rétention).

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).

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

$$S = S_s \cdot e \quad (\text{I.16})$$

Où l'emménagement 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. [7]

Le coefficient d'emménagement spécifique peut être calculé à partir de la formule suivante [16]:

$$S_s = \rho \cdot g \cdot e (\alpha' + n\beta) \quad (\text{I.17})$$

Où

n : Porosité totale.

α', β : Compressibilité du matériau de l'aquifère et de l'eau (m^2/N).

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

e : épaisseur de l'aquifère saturé (L).

1.7.8. Le coefficient de production spécifique (Specific yield) [16]

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

$$S_y = S - e \cdot S_s \quad (\text{I.18})$$

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

1.7.9. La teneur en eau volumique [21]

Dans les milieux non saturés, nous définissons la teneur en eau volumique comme suit:

$$\theta = \frac{\text{volume d'eau contenue dans un échantillon}}{\text{volume totale de l'échantillon}} \quad (\text{I.19})$$

La teneur en eau d'un sol varie entre une valeur minimale (la teneur en eau résiduelle, θ_r), et une valeur maximale (la teneur en eau à saturation, θ_s).

1.7.10. Charge hydraulique [7]

L'énergie totale de l'aquifère est exprimée par sa charge hydraulique.

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

$$H_M = Z_M + \frac{P_M}{\rho g} + \frac{V_M^2}{2 \cdot g} \quad (\text{I.20})$$

- La composante d'énergie cinétique $\frac{V_M^2}{2 \cdot g}$ est négligeable en raison des faibles vitesses d'écoulement dans les sols (quelques cm/s);
- $\rho \cdot g$: poids volumique de l'eau = γ_w (=10 kN/m³);
- 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:

$$H_M = Z_M + \frac{U}{\gamma_w} \quad (I.21)$$

I.7.11. Gradient hydraulique [9]

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.

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 H_1 , l'autre aval H_2 , séparés d'une distance L (voir figure I.10).

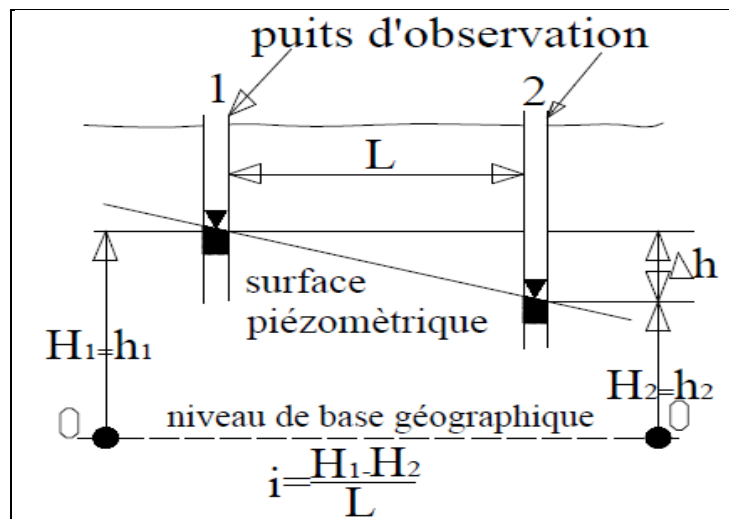


Figure I.10 : Calcul du gradient hydraulique sur le terrain. [9]

On utilise également les cartes piézométriques en mesurant la distance entre deux courbes isopiézométrique (figure I.11).

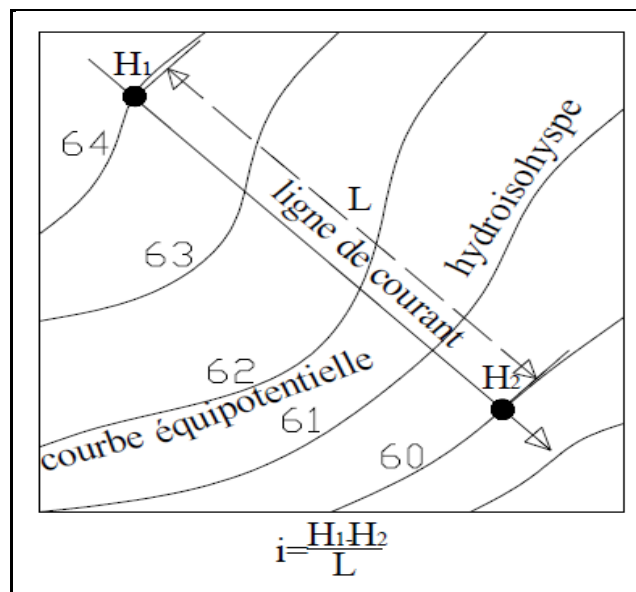


Figure I.11 : Calcul du gradient hydraulique par la carte piézométrique. [9]

I.7.12. Relation teneur en eau / potentiel de pression et conductivité / potentiel de pression [21]

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

- a. La courbe de rétention hydrique, qui relie la teneur en eau volumique (θ) 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 θ . Ces deux relations peuvent être déterminées expérimentalement : au champ ou au laboratoire.

I.7.12.1. 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. [21]

I.7.12.2. Relation conductivité / potentiel de pression

La courbe de conductivité hydraulique, $K(h)$, peut se déduire des formules empiriques telle que celle de Gardner (1956) ou théoriquement par celle de Mualem (1976), modifiée par van Genuchten (1980). [21]

I.7.13. Coefficient d'infiltration [7]

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.

I.8. Types d'écoulement

I.8.1. Ecoulement laminaire et écoulement turbulent

L'écoulement d'un fluide peut être laminaire ou turbulent. Dans un écoulement laminaire, chaque particule du fluide se déplace en formant des lames ou couches entre lesquelles il n'y a pas de mélange. Par contre, dans le cas de l'écoulement turbulent, les particules se déplacent en formant des tourbillons de tailles différentes accompagnés d'un mélange ou brassage intensif des particules fluides. [15]

I.8.2. Ecoulement uniforme

L'écoulement est dit uniforme si l'accélération convective est nulle ; la vitesse ne dépend donc pas de la position dans l'espace. Par conséquent, dans un écoulement uniforme, les vecteurs vitesses sont parallèles en tout point. [15]

I.8.3. Écoulement permanent et écoulement transitoire

Si, en un point donné du milieu, la vitesse d'écoulement reste constante à tout instant, c'est-à-dire que l'accélération est nulle, l'écoulement est dit permanent. La vitesse ne dépend pas du temps mais peut varier d'un point à l'autre dans l'espace. Si la charge hydraulique ne change pas dans le temps, l'écoulement naturel est nécessairement permanent. Par contre, cet équilibre peut être rompu par des facteurs naturels ou artificiels, comme le pompage dans les puits. Ces conditions de non équilibre induisent alors un écoulement transitoire, où la vitesse d'écoulement en un point donné change en valeur et/ ou en direction dans le temps. [15]

I.9.Zonalité sol/eau [9]

L'étude de l'aquifère a nappe libre montre la présence de haut en bas, de deux zones, caractérisées par la teneur en eau du réservoir:

I.9.1.La zone non saturée

Elle est caractérisée par le complexe réservoir /eau de rétention /air. L'eau de rétention inclut l'eau capillaire. Elle est subdivisée en trois sous zones :

La zone d'évapotranspiration, la zone de transition ou la teneur en eau est voisine de la capacité de rétention, la zone ou frange capillaire, alimentée par l'eau de la zone saturée remontant par ascension capillaire.

I.9.2. La zone saturée

Elle est caractérisée par le complexe réservoir /eau de rétention /eau gravitaire.

Les deux types d'eau de rétention et eau gravitaire y sont présents. C'est le domaine de l'eau gravitaire et de la nappe d'eau souterraine. Sa limite supérieure est la surface de la nappe.

Conclusion

Nous avons présenté dans ce chapitre les notions de base essentielles à notre étude, notions qui décrivent des caractéristiques propres au squelette de matière solide défini comme milieux poreux qui contiennent différentes phases non solides. Ces caractéristiques peuvent être divisées en caractéristiques physiques et en caractéristiques hydrodynamiques ou hydrauliques.

Nous retiendrons en général que les aquifères sont des milieux poreux qui peuvent être classés selon plusieurs critères. Les principaux types de nappes sont les nappes libres et les nappes captives. Dans notre étude on s'intéresse seulement à la nappe libre.

PARTIE 2 : L'EAU ET LE MILIEU SOUTERRAIN

Description mathématique des équations de l'écoulement souterrain

Introduction

Les équations d'écoulement pour tous les types d'aquifères sont obtenues à partir de deux principes de base :

- Le principe de continuité.
- La loi de Darcy.

Le principe de continuité ou loi de conservation, consiste à conserver la masse d'eau et à établir le fait qu'il ne peut pas y avoir de changement net de la masse d'un fluide contenu dans un petit volume d'aquifère.

Le principe consiste à compenser tout changement dans la masse qui s'écoule dans un petit élément de volume de l'aquifère par un changement correspondant dans l'écoulement de masse en dehors du volume, ou un changement dans la masse contenue dans le volume, ou les deux à la fois.

La loi de Darcy est la loi physique fondamentale dans l'étude déterministe des problèmes d'écoulement souterrain, elle affirme que dans un milieu poreux isotrope, le débit spécifique (le débit d'écoulement par unité de surface) est directement proportionnel au gradient de la charge ou gradient hydraulique. C'est sur cette base physique que les équations générales de l'écoulement souterrain ont été définies.

Deux types de lois de la physique sont utilisés pour résoudre le problème, une loi de comportement ou de constitution et une loi de conservation. Exprimées mathématiquement, elles permettent d'obtenir une équation aux dérivées partielles qui représenteront le problème physique. L'équation générale d'écoulement sera résolue numériquement grâce au code de calcul que l'on va décrire dans les chapitres qui vont suivre.

II.1.Loi de comportement [22]

Une loi de comportement établit une relation entre le potentiel et le flux. Dans notre cas, l'écoulement souterrain requière l'utilisation de la loi de comportement de Darcy. Sa dérivation est, soit sous forme de description expérimentale, soit sous forme de description mathématique. Etablies en premier lieu de façon empirique et elle prend la forme mathématique générale :

$$\vec{q} = -[k]grad\vec{U} \quad (II.1)$$

Où \vec{q} est le vecteur flux, $grad\vec{U}$ est le gradient du potentiel \vec{U} et $[k]$ est le paramètre de transfert (facteur de proportionnalité). Le signe négatif indique que le flux est positif lorsque le gradient du potentiel est négatif, c'est-à-dire qu'il diminue dans la direction du transfert.

Afin de comprendre la forme mathématique, nous commençons par une description de l'expérience de Darcy qui est à l'origine de cette formulation mathématique.

II.1.1.Description expérimentale de loi de comportement (loi de Darcy) [7]

En 1856 Henri Darcy a publié une expérience de transfert d'eau à travers un milieu poreux dans un livre intitulé «les fontaines publiques de la ville de Dijon». dans son expérience il a mesuré le flux d'eau ($Q=m^3/s$) à travers un filtre composé de sable. Darcy a relié le flux à la section (aire) du filtre et au gradient hydraulique. Il a appelé conductivité hydraulique la constante qui relie ces paramètres.

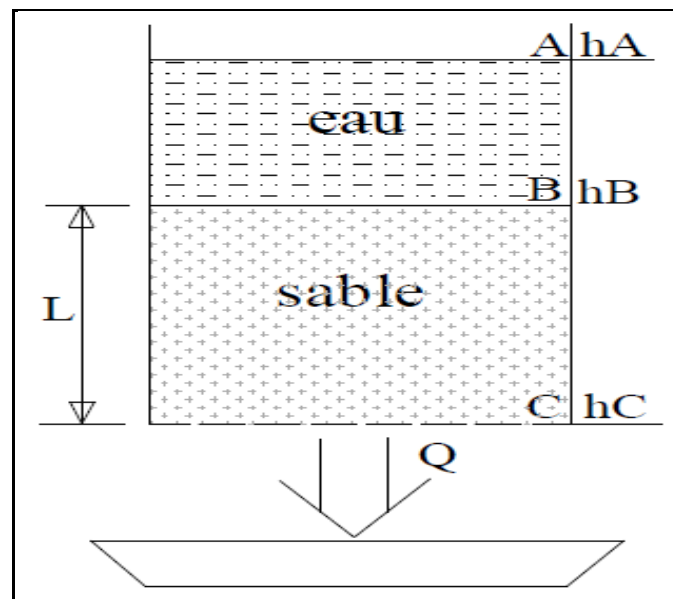


Figure. I.12 : Expérience de Darcy. [7]

Les résultats de l'expérience de Darcy sont les suivants:

1. Q est proportionnel à la surface A du filtre;
2. Q est proportionnel à $h_A - h_B$;
3. Q est inversement proportionnel à L la longueur du filtre;
4. la constante de proportionnalité (K) dépend du matériau poreux. K dépend de la taille des grains et de la connectivité des pores; Cette loi peut être résumé par:

$$Q = K \cdot I \cdot A \quad (\text{II.2})$$

Où

Q : flux d'eau ou débit [L^3/T];

K : conductivité hydraulique [L/T];

A : surface traversé par le fluide [L^2];

I : gradient hydraulique (sans unité) = $(h_A - h_B)/L$;

Plus généralement cette loi s'écrit:
$$Q = K \cdot A \cdot \frac{dh}{dL}$$

Le signe est choisit tel façon qu'il indique que le fluide s'écoule dans la direction de la diminution de gradient hydraulique.

La conductivité hydraulique s'écrit donc:

$$K = Q / \left(A \cdot \frac{dh}{dL} \right) \quad (\text{II.3})$$

Q est aussi inversement proportionnel a la viscosité du fluide et proportionnel a sa densité. Q dépend aussi de la forme des grains et de la connectivité des pores. On peut alors écrire le flux:

$$Q = \frac{\rho g}{\mu} \cdot k \cdot \frac{dh}{dL} \cdot A \quad (\text{II.4})$$

Où:

K : c'est la perméabilité en m^2 ;

μ : Viscosité dynamique en pas s;

ρ : masse volumique du fluide;

g : gravité en m/s^2 .

On définit aussi la vitesse de filtration par:

$$V = Q/A \quad (\text{II.5})$$

V : [m/s].

II.1.2. Description mathématique de loi de Darcy [22]

Afin de la présenter conformément à l'approche et aux notations adoptées dans ce travail, nous reprenons brièvement sa dérivation pour un fluide newtonien incompressible. Cette loi montre que le débit spécifique d'écoulement est directement proportionnel au gradient hydraulique.

$$\vec{q} = -K \cdot \vec{\nabla} h \quad (\text{II.6})$$

$$\vec{q} = (q_x, q_y, q_z) \text{ et } \vec{\nabla} = \left(\frac{\delta}{\delta_x}, \frac{\delta}{\delta_y}, \frac{\delta}{\delta_z} \right) \quad (\text{II.7})$$

Les aquifères homogènes ont les mêmes propriétés en tout point, c'est-à-dire que la distribution granulométrique, la porosité et l'épaisseur ne varient qu'à l'intérieur de limites très petites. Les valeurs de transmissivité et de coefficient d'emmagasinement de l'unité doivent aussi être les mêmes. Dans les formations hétérogènes, les propriétés hydrauliques changent d'un point à un autre. L'hétérogénéité provient souvent des processus sédimentaires qui modifient la composition d'une couche par rapport à l'autre, comme dans la majorité des cas réel.

Dans un milieu poreux dont la géométrie des pores est la même dans toutes les directions, la perméabilité de l'unité sera donc la même dans toutes les directions et l'unité est considérée comme isotrope. D'autre part, si la géométrie des pores n'est pas uniforme, il peut y avoir une direction selon laquelle la perméabilité est plus grande ou plus petite. Le milieu est alors anisotrope.

Dans les aquifères anisotropes, une forme généralisée de la loi de Darcy peut être appliquée :

$$\vec{q} = -\bar{K}(h) \vec{\nabla} h \quad (\text{II.8})$$

Où:

$$\bar{K} = \begin{pmatrix} k(h)_{xx} & k(h)_{xy} & k(h)_{xz} \\ k(h)_{yx} & k(h)_{yy} & k(h)_{yz} \\ k(h)_{zx} & k(h)_{zy} & k(h)_{zz} \end{pmatrix} \text{ est le tenseur de la conductivité hydraulique.}$$

II.1.3. Limites de la loi de Darcy [7]

La loi de Darcy n'est applicable que pour un écoulement laminaire. En général la loi de Darcy considère que l'eau se propage dans un milieu homogène et continu, et que la structure des particules solides et microscopique par rapport au champ d'observation. La loi de Darcy ne s'applique donc pas à l'écoulement en milieu fissuré.

II.2. Le Principe de continuité [22]

La loi de conservation (ou principe de continuité) est une expression du principe de Lavoisier. Cette loi spécifie que la masse ou l'énergie est conservée dans le domaine considéré. Cette loi implique que dans un volume quelconque limité par une surface, nous obtenons une somme nulle : des flux qui entrent et sortent à travers la surface du domaine, des sources (positives ou négatives) de masse ou d'énergie à l'intérieur du domaine et du changement d'emmagasinement de la masse ou de l'énergie dans le domaine. Exprimée mathématiquement, cette loi permet de dériver la forme générale de l'équation différentielle fondamentale applicable à notre problème.

Ce principe nous sera d'une grande utilité pour l'établissement d'un bilan quantitatif de la nappe de la Mitidja. Cette loi peut être représentée sous deux formes.

II.2.1. Première forme de loi de continuité [22]

L'équation différentielle de l'écoulement est obtenue en prenant un volume de contrôle infinitésimal étendu sur la direction verticale de l'aquifère, (figure II.2). Sur un intervalle de temps $[t + \Delta t]$, le débit net qui entre dans le volume de contrôle doit équilibrer la diminution de l'eau emmagasinée. Par hypothèse, le débit qui entre est positif et celui qui sort est négatif. Sur le terrain, il est plus courant d'observer qu'une partie significative de l'écoulement est générée par infiltration dans l'aquifère à partir de couches moins perméables situées au-dessus et en dessous. C'est le phénomène de drainance que l'on a déjà expliqué précédemment.

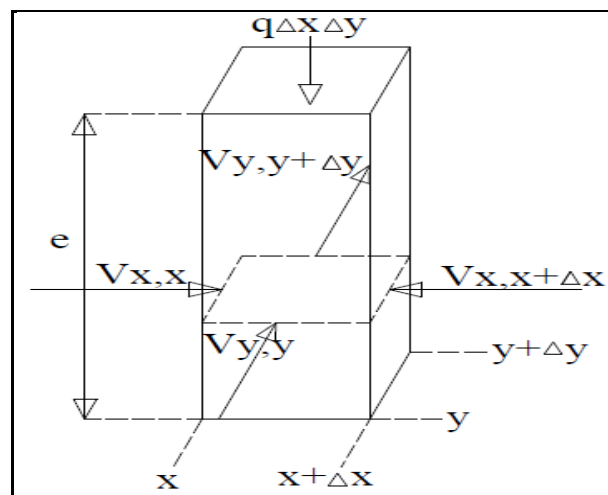


Figure I.13 : Volume de contrôle infinitésimal.[22]

On considère seulement les écoulements horizontaux et le phénomène d'accumulation ou de drainance.

$$\Delta t \left[(eV_x)_{x+\Delta x} \cdot \Delta y - (eV_x)_x \cdot \Delta y + (eV_x)_{x+\Delta x} \cdot \Delta z - (eV_x)_x \cdot \Delta z + (eV_y)_{y+\Delta y} \cdot \Delta x - eV_{yy} \Delta x + eV_{yy+\Delta y} \Delta z - eV_{yy} \Delta z + eV_{zz+\Delta z} \Delta x - eV_{zz} \Delta x + eV_{zz+\Delta z} \Delta y - eV_{zz} \Delta y + q \Delta x \Delta y \Delta z = S \Delta x \Delta y \Delta z (h_t + \Delta t - h_t) \quad (\text{II.9}) \right]$$

Où:

S: Coefficient d'emmagasinement (sans unité) ;

e: L'épaisseur de l'écoulement saturé en m ;

q: Taux de rechargement ou recharge de la nappe en m/s (débit par unité de surface).

Divisons l'équation (II.9) par $\Delta t, \Delta x, \Delta y, \Delta z$ et prenons les limites $\Delta x \rightarrow 0, \Delta y \rightarrow 0, \Delta z \rightarrow 0$ et $\Delta t \rightarrow 0$, nous obtenons l'équation aux dérivées partielles suivante :

$$\nabla(e\vec{V}) + q = S \frac{\delta h}{\delta t} \quad (\text{II.10})$$

II.2.2. Deuxième forme de loi de continuité [21]

L'équation de continuité peut être écrite sous une autre forme :

$$C'(h) \cdot \frac{\delta h}{\delta t} = -\vec{\nabla} \cdot \vec{q} \quad (\text{II.11})$$

$C'(h)$: C'est le coefficient d'emménagement généralisé dépendant du degré de saturation en eau du milieu et de la compressibilité de l'eau et de la matrice poreuse.

II.3. Modèles d'écoulement

L'équation différentielle peut être représentée par différentes classes de modèles dont chaque modèle a ses hypothèses constitutives. Nous commenceront par une description du modèle d'écoulement en milieu saturé puis on va entamer la partie de l'écoulement en milieu variablement saturé qui est représenté par l'équation de Richards.

II.3.1. Modèle (équations) d'écoulement en milieu saturé [22]

Les modèles « saturés » ne gèrent pas les écoulements dans la zone non saturée, le système ayant comme limite supérieure la surface libre de la nappe.

II.3.1.1. Modèle d'écoulement en Aquifère captive

Si nous combinons l'équation (II.10) avec la forme généralisée de la loi de Darcy nous obtenons l'équation d'écoulement écrite comme suit:

$$\vec{\nabla}(e\bar{K}(h) \cdot \vec{\nabla}h) + q = S \frac{\delta h}{\delta t} \quad (\text{II.12})$$

Ou,

$$\vec{\nabla}(\bar{T}(h)\vec{\nabla}h) + q = S \frac{\delta h}{\delta t} \quad (\text{II.13})$$

T est le tenseur de transmissivité. Dans un aquifère isotrope \vec{T} devient un scalaire T , et l'équation (II.13) devient:

$$T \left(\frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} \right) + q = S \frac{\delta h}{\delta t} \quad (\text{II.14})$$

(II.14) est la forme générale de L'équation d'écoulement en trois dimensions. Dans les écoulements en régime permanent, il n'y a pas de changement dans la charge hydraulique en fonction du temps, c'est-à-dire que la position et la pente de la surface piézométrique sont constantes. Dans de telles conditions, le temps n'est plus une variable indépendante et l'écoulement permanent peut être décrit par l'équation différentielle connue sous le nom d'équation de Poisson :

$$T \left(\frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} \right) + q = 0 \quad (\text{II.15})$$

Le taux d'écoulement vertical, q , peut être déterminé à partir de la loi de Darcy. Si la charge au sommet de la couche semi-perméable est h' , la charge dans l'aquifère immédiatement en dessous est h , et que la couche semi-perméable à une épaisseur m et une conductivité verticale K_v , alors :

$$q = K_v \left(\frac{h-h'}{m} \right) \quad (\text{II.16})$$

II.3.1.2. Equation d'écoulement en Aquifère phréatique (libre)

Les problèmes d'aquifères phréatiques ou aquifères non confinés méritent une attention particulière. Ils sont très importants, parce que beaucoup de systèmes d'aquifères sont non confinés ou se composent

de portions non confinées. Leur traitement numérique est plus compliqué que celui des nappes captives ou semi captives parce que leur formulation est non linéaire.

L'équation correspondante aux aquifères phréatique est obtenue facilement à partir de celle des aquifères captifs en faisant deux modifications. Dans les nappes captives, la transmissivité est fonction seulement de l'épaisseur de l'aquifère et du coefficient de perméabilité. Elle devient fonction de la charge dans les aquifères phréatique ou l'épaisseur de la nappe varie avec l'élévation de la nappe d'eau.

Dans ces conditions, la capacité des aquifères à transporter de l'eau, leur transmissivité, change puisqu'elle est le produit de la conductivité hydraulique et de l'épaisseur saturée. Dans le cas des aquifères captifs, le coefficient d'emmagasinement reflète l'emmagasinement par compressibilité mais dans l'aquifère phréatique, le coefficient d'emmagasinement par compressibilité peut être négligé en comparaison à celui résultant du mouvement de la nappe d'eau, (figure II.3).

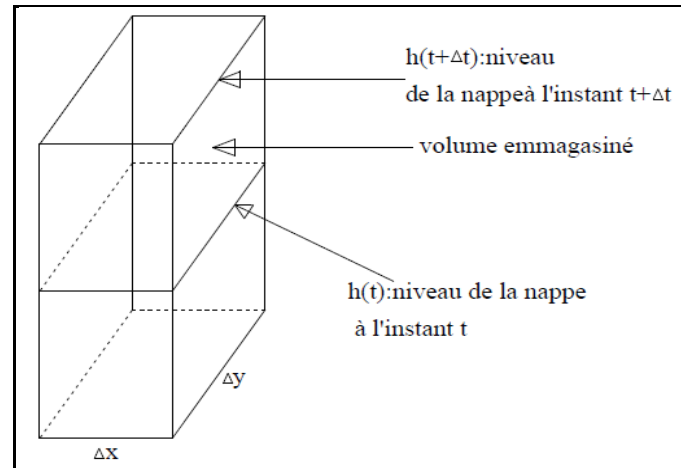


Figure I.14 : Mécanisme d'emmagasinement dans un aquifère phréatique.[22]

L'équation d'écoulement dans un milieu anisotrope devient la suivante :

$$\vec{\nabla} \left((h) \cdot \bar{K} \cdot \vec{\nabla} h \right) + q = n_d \frac{\delta h}{\delta t} \quad (\text{II.17})$$

Où n_d : porosités de drainage.

Et dans un milieu isotrope on obtient l'équation suivante :

$$\vec{\nabla} \left((h) \cdot K(h) \cdot \vec{\nabla} h \right) + q = n_d \frac{\delta h}{\delta t} \quad (\text{II.18})$$

L'équation d'écoulement en trois dimensions dans des aquifères libres est connue sous le nom d'équation de **Boussinesq** (milieu isotrope) :

$$K(h) \left[\frac{\delta}{\delta x} \left(h \frac{\delta h}{\delta x} \right) + \frac{\delta}{\delta y} \left(h \frac{\delta h}{\delta y} \right) + \frac{\delta}{\delta z} \left(h \frac{\delta h}{\delta z} \right) \right] + q = n_d \frac{\delta h}{\delta t} \quad (\text{III.19})$$

Cette équation différentielle est non linéaire et ne peut être résolue directement sauf pour de rares exceptions. Une méthode numérique peut donner des solutions avec une bonne approximation. L'hypothèse d'écoulement essentiellement plan dans les problèmes des nappes phréatiques a été systématisée par Dupuit en 1863, connue sous le nom de théorie de **Dupuit**. Cette théorie ne peut s'appliquer lorsque la composante verticale de l'écoulement ne peut être négligée, telle qu'à l'approche d'une surface de suintement ou d'une frontière verticale imperméable comme le montre les figures II.4 et II.5.

PFE 2012

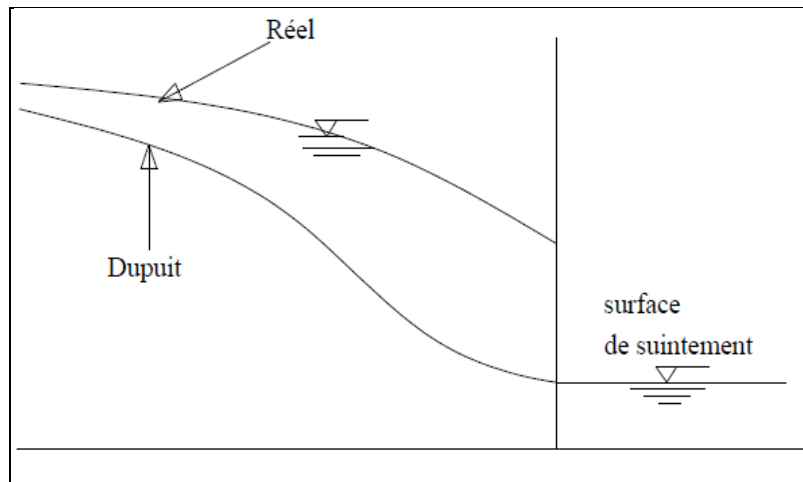


Figure I.15 : Erreur de la théorie de Dupuit en présence de surface de suintement. [22]

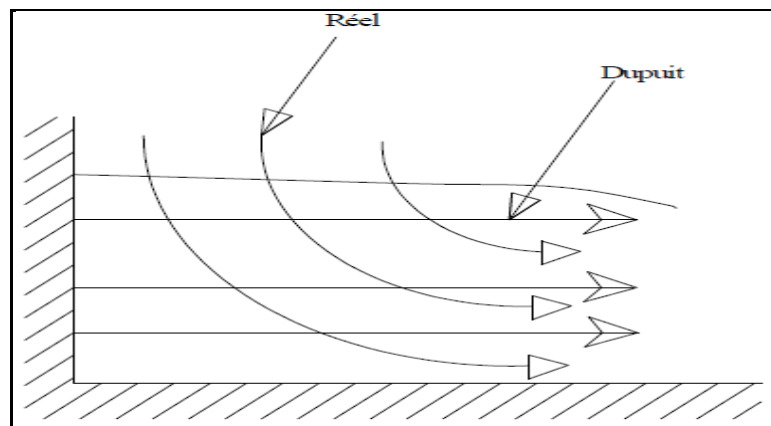


Figure I.16 : Erreur de la théorie de Dupuit près d'une frontière imperméable verticale.

L'erreur de l'hypothèse d'écoulement plan est d'autant plus petite que la pente de la surface libre est petite. Plus cette pente est faible, meilleure est la théorie de Dupuit. Cependant il est possible de linéariser l'équation de Boussinesq en faisant l'hypothèse que les fluctuations du toit de la nappe sont faibles par rapport à l'épaisseur de celle-ci. On aboutit alors à une équation linéaire de diffusion simple, largement utilisée par les hydrogéologues et connue sous le nom « d'équation de la diffusivité ». [2]

II.3.2. Modèle d'écoulement en milieu variablement saturé (saturé/non saturé)

L'approche la plus classique pour simuler les écoulements de l'eau dans un sol repose sur la modélisation dite « saturée - non saturée » ou « complète », qui considère l'ensemble du système constitué par la nappe et la zone non saturée entre la surface du sol et le toit de la nappe. Dans ce cas, le modèle est fondé sur l'équation dite de Richards (1931), et nécessite – outre la définition des conditions aux limites – la connaissance de deux fonctions décrivant les propriétés hydrodynamiques du sol (relation « pression - teneur en eau », relation « conductivité hydraulique - teneur en eau »). L'équation de Richards permet de déterminer les champs de potentiels (charge hydraulique totale) et la répartition de la teneur en eau dans le sol, la position de la nappe n'étant déterminée qu'a posteriori comme étant la zone où la pression de l'eau est supérieure à la pression atmosphérique. L'équation de Richards permet de décrire les écoulements dans les trois dimensions de l'espace. C'est une équation non-linéaire comme l'équation de Boussinesq dont la résolution nécessite l'utilisation d'outils numériques spécifiques en général fondés sur des éléments finis et un maillage pouvant se déformer avec le domaine.

L'équation de Richards (1931) décrit les transferts d'eau dans un milieu poreux variablement saturé. Elle découle de la combinaison de la loi de Darcy généralisée (II.8) avec l'équation de continuité écrite

sous la forme (II.11). On obtient alors l'équation suivante (sous l'hypothèse d'un fluide incompressible de masse volumique et de viscosité dynamique constante):

$$C'(h) \frac{\delta h}{\delta t} = \vec{\nabla} \cdot [\bar{K}(h) \cdot \vec{\nabla} h] \quad (\text{II.20})$$

Cette égalité ne peut être vérifiée que si le terme source est introduit dans l'équation. On obtient alors:

$$C'(h) \frac{\delta h}{\delta t} = \vec{\nabla} [\bar{K}(h) \cdot \vec{\nabla} h] + r \quad (\text{II.21})$$

C'est l'équation générale de Richards qui tient compte des deux zones saturée et non saturée. [20]

Où:

r: représente le terme source (débit par unité de volume: entrant ou sortant) [T⁻¹]; on cas des débits par unité de volume entrants cette valeur multipliée fois la longueur ça donne le taux de rechargement.

h: c'est la charge (L);

$\bar{K}(h)$: est le tenseur de conductivité hydraulique (LT)⁻¹.

C'(h) : c'est le coefficient d'emmagasinement généralisé dépendant du degré de saturation en eau du milieu et de la compressibilité de l'eau et de la matrice poreuse.

II.4. Solutions analytiques de l'équation d'écoulement

En général, pour obtenir la solution analytique exacte à l'équation différentielle, il faut idéaliser fortement, et peut être de manière irréaliste, les propriétés et les conditions aux limites du système aquifère. Dans la plupart des problèmes de terrain, les avantages mathématiques d'avoir une solution analytique exacte sont probablement contrecarrés par les erreurs dues aux hypothèses simplificatrices, relatives à l'environnement complexe du terrain, nécessaires pour l'application du modèle analytique.

II.5. Les conditions aux limites [A]

Pour obtenir une solution unique à l'équation partielle différentielle représentant un processus physique donné, il faut des informations supplémentaires sur l'état physique du processus. Cette information est fournie par les conditions initiales et les conditions aux limites. Pour des problèmes associés au régime permanent, seul les conditions aux limites sont utiles, alors qu'en régime transitoire, les deux types de conditions doivent être spécifiés.

Mathématiquement, les conditions aux limites comprennent la géométrie des limites et les valeurs des variables dépendantes ou de leurs dérivées aux limites. En termes physiques, pour les applications de modèles hydrogéologiques, les conditions aux limites sont généralement de trois types:

- Charge (potentiel) imposé;
- Flux imposé;
- Flux à valeur dépendante (ou condition aux limites mixte, dans laquelle l'écoulement à travers la frontière est lié à la fois à la valeur et à sa dérivée).

Pour faciliter la compréhension de cette classification, nous supposons que la frontière S est constituée de trois parties schématisées par la figure II.7.

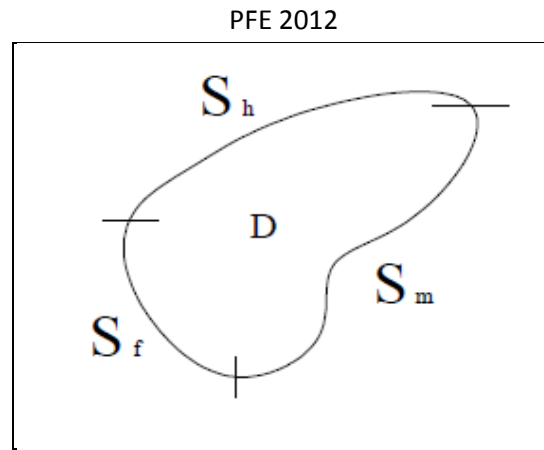


Figure. I.17 : Représentation Schématique d'un domaine et de ces frontières. [3]

$$S = S_f + S_h + S_m \quad (\text{III.43})$$

Où,

S_h : Représente la portion de S où seuls les variables h sont connus : Type Dirichlet;

S_f : Représente la portion de S où seuls les débits ou flux sont connus : Type Neumann;

S_m : représente la portion de S où les variables et les flux sont prescrits : Type Cauchy.

III.5.1. Dirichlet (potentiel imposé)

Pour ce type de conditions aux limites, une valeur constante de potentiel h est imposée sur une portion de la limite du domaine considéré. En hydrogéologie, nous imposons une valeur de la charge hydraulique. Dans les aquifères, le cas le plus courant de limite de type Dirichlet est celui de corps d'eau (lacs, marécages, cours d'eau) en contact avec l'aquifère. Souvent on suppose que le pompage dans un puits d'un aquifère étendu, n'a pas d'influence sur la charge loin du puits.

Le potentiel imposé peut être une fonction de l'espace et du temps, connu et imposé.

Mathématiquement, ce type de condition s'exprime par l'établissement d'une valeur moyenne soit sur une surface (3D), une section (2D) ou un point (1D) définis selon le système de coordonnées utilisé. Les limites aux valeurs prescrites sont définies par la portion S_h , de la frontière S sur laquelle les valeurs des variables dépendantes sont des fonctions connues.

$$h = h_c \quad \text{Sur} \quad S_k \quad (\text{II.44})$$

Lorsque h_c est une constante et que la variable h est la charge, nous avons une limite équicharge.

Dans tous les cas, une condition à charge imposée doit être maniée avec beaucoup de précautions, car qui dit charge imposée dit absence de contrôle sur le flux. Dans le cas d'une modélisation, si les transmissivités dans la nappe ne sont pas représentatives de la réalité, les débits qui transitent au point de charge imposée seront tout à fait fantaisistes. Ainsi, il est dans le cas général plus judicieux de traiter une source ou une limite de recharge comme un lieu à débit imposé.

III.5.2. Limites aux débits prescrits (Type Newman)

Pour ce type de conditions aux limites, une valeur de flux \vec{q} est imposée sur la portion S_f de la limite du domaine considéré. Ce type de condition est le plus souvent utilisé en spécifiant une valeur de flux égale à zéro (flux nul) pour représenter une limite imperméable ou fermée ou un axe de symétrie dans le domaine considéré.

L'équation de la surface S est de la forme :

$$S(x, y, z) = 0 \quad (\text{II.45})$$

III.5.3. Limite mixte Cauchy-Euler (flux imposé fonction du potentiel)

Lorsque sur une portion de la surface, les fonctions des variables et de leurs dérivées sont prescrites, nous avons une limite de type mixte ou de Cauchy. La surface libre peut être considérée comme une frontière de type Cauchy. Dans son traitement, on préfère considérer indépendamment une limite de type Dirichlet et une limite de type Neumann.

En hydraulique souterraine, ce type de conditions aux limites est rarement utilisé, mais, une telle limite peut cependant servir à représenter l'infiltration en bordure ou sous une rivière ou un bassin dont le niveau peut varier.

Un exemple pour la spécification des conditions aux limites dans un aquifère est montré dans la Figure II.8, Au bord d'un aquifère phréatique peu profond, la limite peut varier selon le niveau de la nappe.

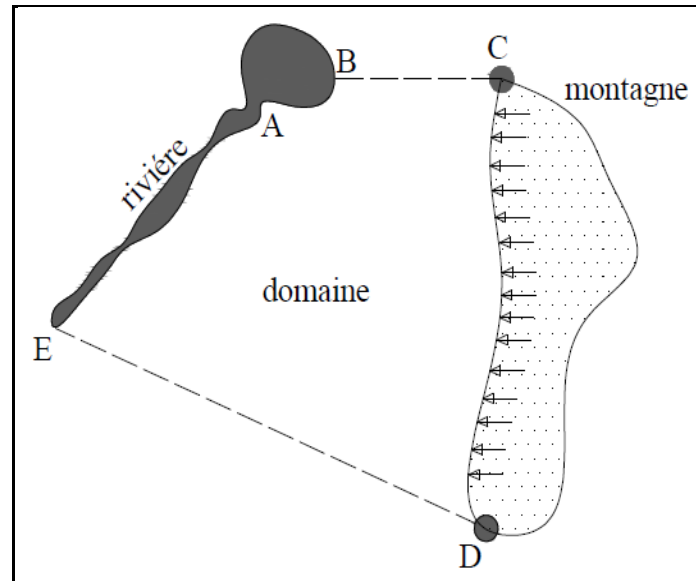


Figure I.18 : Exemple de conditions aux limites. Vue en plan d'un aquifère. [22]

- **Limite A-B:** Charge imposée.
- **Limite B-C:** Flux imposé (nul).
- **Limite C-D:** Flux imposé (non nul).
- **Limite D-E:** Flux imposé (nul).
- **Limite E-A:** Flux imposé (non nul).

III.5.4. Les conditions initiales

Les conditions initiales (nécessaires pour résoudre l'équation d'écoulement en régime transitoire) spécifient la distribution initiale du potentiel dans tout le domaine considéré au temps zéro. Cette valeur doit être définie pour que le problème soit déterminé.

$$\text{A } t=0, \vec{U}(x, y, z, t) = \vec{U}_0 \quad (\text{II.46})$$

Conclusion

Cette partie représente une synthèse bibliographique contenant l'aspect mathématique de la modélisation des écoulements en milieux poreux à surface libre. Il existe différentes classes de modèles d'écoulement: le modèle saturé qui ne tient pas compte de la zone non saturée et le modèle «saturé - non saturé» ou complet qui tient compte à la fois de la zone saturée et la zone non saturée.

Ce qui nous intéresse dans ce chapitre, c'est la compréhension des différentes équations régissant l'écoulement, et ainsi, distinguer par la suite leur influence dans la modélisation que nous projetons d'utiliser ainsi que leur pertinence pour sa mise en œuvre dans le code de calcul étudié.

CHAPITRE II

RECHARGE ARTIFICIELLE DES NAPPES SOUTERRAINES

I. Introduction

La recharge des nappes en service est fréquente dans de nombreux pays du monde, aussi bien en pays tempérés qu'en pays chauds et secs. En Algérie, ce type de projets n'a pas connu un grand développement. Mais la mauvaise gestion de la ressource en eau souterraine, et la surexploitation des nappes nous oblige à faire de la recharge un plan de récupération. Dans ce chapitre nous allons définir et présenter la recharge ainsi que les différents aspects qui la constitue.

II. Définition de la Recharge artificielle

D'après Bouwer :

La recharge artificielle désigne le processus par lequel un aquifère reçoit un apport d'eau par l'intermédiaire d'un dispositif aménagé à cet effet. L'objectif peut être l'accroissement des ressources ou l'amélioration de conditions d'exploitation (chimiques, hydrodynamiques). [25]

Au sens le plus large, il s'agit d'un processus consistant à accroître les quantités d'eau qui alimentent naturellement les nappes. L'opération comprend donc intervention - fortuite ou volontaire - de l'homme et introduction directe ou induite - 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. A ce titre, on pourrait préférer le terme d' «alimentation» a celui de «recharge» d'usage plus généralisé parce qu'identique au mot anglais. [23]

III. Recharge planifiée et non planifiée [27]

La recharge est soit naturelle (principalement via l'infiltration directe de pluie dans les sols perméables, mais aussi grâce a l'écoulement de surface), ou peut être gérés (par contour de labourage ; renforcement des levées, digues et barrages, étangs, canaux de détournement et puits afin d'améliorer la recharge), ou peut être accessoire (irrigation, évacuation des eaux usées, des tuyaux qui fuient dans les villes, ou de dégagement de la végétation profondément enracinée).

III. 1 Recharge planifiée

La recharge naturelle (météorique) est le processus par lequel se forme les eaux souterraines naturelles, en d'autre terme la différence entre les entrées d'eau dans le sol (précipitations et infiltration dans les cours d'eau, lacs ou autres plans d'eau naturels) et les sorties (évapotranspiration plus les eaux de ruissellement). La recharge naturelle est généralement de 30 à 50 % des précipitations dans les climats humides tempérées, 10 à 20 % des précipitations dans les climats de type méditerranéen et de 0 à 2 % des précipitations dans les climats secs.

Le Taux de réalimentation naturelle est reflétés par le temps de séjour des eaux souterraines, qui vari de quelque heures ou quelques jours dans les régions pluvieuses ou les eaux souterraines sont peu profondes dans les zones de fortes précipitations, des dizaines de milliers d'années ou plus dans un climat sec avec des niveaux d'eau souterraine profonde ou dans des aquifères confinés à des distances considérables dans les affleurements où ils sont rechargés.

III. 2 Recharge non planifiée

L'alimentation non planifiée est causée par les activités humaines qui ne sont pas destinées pour la recharge des nappes en tant que tel. Ces activités comprennent l'évacuation des eaux usées par lixiviation de fosse septique ou fosses d'aisance et drainage ou percolation profonde des champs irrigués.

III. Procédé, objectifs et historique de la recharge artificielle

III .1 Comment procède-t-on pour réaliser une telle opération ?

On dispose de deux moyens: la recharge en surface ou bien celle en profondeur.

La première se fait à partir des bassins, zones d'épandage, fosses et canaux ou, tout simplement, de l'aménagement des lits des cours d'eau. La seconde, à l'aide des ouvrages classiques de l'hydrogéologie: forages, puits, drains et galeries. On a généralement recours à cette dernière lorsque le sol qui sépare les aquifères est imperméable, 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. Quant à la première méthode, son application est souvent recherchée en raison de coûts généralement plus avantageux et de problèmes d'opération et d'entretien moins complexes.

III .2 Objectifs [23]

Les objectifs de la recharge artificielle sont nombreux et si la satisfaction de besoins en eau croissants et la lutte contre l'intrusion d'eau salée sont les plus fréquents, les buts globaux de l'opération sont: 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. Ainsi de telle mesure permet également d'éviter la construction d'un réseau d'adduction du point de stockage à celui d'utilisation puisque, par définition, 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 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 sont un but fréquent de la recharge. Dans ce cas, l'opération permet non seulement de compenser un débit de sécurité (Safe Yield) insuffisant mais aussi de pallier à une augmentation des hauteurs, c-à-d des coûts, de pompage. À 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.

Ainsi, il y aura souvent intérêt à surexploiter un bassin pour ensuite le recharger, en particulier dans les zones arides et semi-arides où l'eau est un élément tellement important que l'on est souvent tenté de le gérer dans une optique trop conservatrice. La gestion d'un bassin pourra donc souvent consister à déterminer l'existence ou la non-existence de surexploitation, puis à la créer dans des conditions optimales et enfin à la compenser par recharge afin d'assurer le rythme de développement prévu.

On se contentera de souligner qu'en matière de gestion des ressources en eau, l'avenir en Algérie est à la réutilisation: la recharge y aura sa place.

III .3 Historique [24]

Comme l'on pourrait s'en douter une telle méthode n'est évidemment pas nouvelle. On en retrouve des traces en Tunisie où les Romains préparaient des terrasses en vue de retenir les eaux et faciliter leur infiltration. Mais si elle existe depuis fort longtemps, notamment en Europe et aux USA, elle reste malgré tout à encore étudié et développer.

Le cas de la galerie drainante destinée à accroître les infiltrations en provenance de la Clyde et réalisée en 1810 pour alimenter Glasgow est peut-être un premier exemple de recharge indirecte.

Il s'agissait déjà de la technique forte adroite qui consiste à placer un ouvrage près d'une limite alimentée afin de majorer son débit et qui, sous le nom de recharge induite, devait plus tard connaître de nombreux et brillants développements.

En 1821, la ville de Toulouse en France fut peut-être le premier organisme à pratiquer la technique du barrage de suralimentation dont une excellente application a été faite ces années-ci au Sénégal avec pour résultats réalimentation et arrêt d'intrusion salée. A Toulouse, le problème consistait à créer un barrage afin d'augmenter la charge vis-à-vis d'un bassin filtrant creuse près des berges du fleuve.

En 1888, toujours en Europe, l'illustre Thiem proposa un projet de recharge à la ville de Stralsund et en réalisa un pour celle d'Essen. Quelques années plus tard, Richter réalisa pour la ville de Göteborg des bassins qui fonctionnent toujours.

Quels que soient les mérites de l'Europe ... et des Romains dans les recherches et l'application de la technique, il faut tout de même admettre que c'est aux USA qu'elle a connu bien des pratiques et des progrès, notamment en Californie - en 1958, une cinquantaine d'agences avaient réalisé environ 300 projets et injectaient un milliard de m³/an.

Déjà en 1896, de l'épandage d'eau fut pratiqué en Californie par l'Irvine Ranch Company.

En 1898, Grunsky cite pour le Comté de Fresno en Californie, des infiltrations à partir de canaux d'irrigation de l'ordre de 20 à 250 l/s et même jusqu'à 1 500 l/s par mile de canal vers la nappe phréatique. Les travaux, divers et originaux, ne manquent pas. Pour n'en mentionner que quelques-uns, citons les réalisations de F.E. TRASK en Californie (1903), le drainage par injection dans des couches profondes (Crider, 1906), la recharge induite en West Virginia (Hall, 1917), dans l'Iowa (Burdick, 1924); les nombreuses réalisations du Los Angeles County Flood Control District des 1926, le recyclage des eaux d'égout (Goudey, 1930), les travaux de Oscar Meinzer, la récupération des eaux de crues (Babcock, 1942), l'injection des eaux de conditionnement d'air (Brashears, 1941 à New York), l'injection d'eaux salées (Cederstom, 1947 en Virginie); les réalisations de Harvey O. Banks et Finley B. Laverty, les travaux de DE WIEST Glover, Guyton, HANTUSH, JACOB Kazmann, Rorabaugh et Theis à propos de la recharge induite,

Enfin l'activité de Baumann, Bianchi, Mitchelson, Muckel, Richter, Schiff, Sniegocki et Todd.

Pour clore ce rapide et incomplet aperçu sur les Etats-Unis, mentionnons Max Suter et les fameuses gravières de Peoria, Illinois où des infiltrations de 20 à 30 et même plus de 60 mètres par jour furent réalisées.

Enfin, remarquons qu'aux Etats-Unis, comme ailleurs, la recharge induite a eu une grande place dans la première moitié du siècle. Il s'agissait alors d'exploiter les nappes le plus adroitement possibles et non, comme maintenant, de faire face à des surexploitations c-a-d de créer des ouvrages destinés à injecter de l'eau dans le sous-sol. Par ailleurs, soulignons le grand nombre d'applications et de progrès réalisés dans l'Est des Etats-Unis trop souvent oubliés au profit de la Californie en matière de recharge.

En Allemagne, plus de 30 % des eaux domestiques proviennent de cette technique - les eaux souterraines en fournissant 61 % - aux Pays-Bas, les chiffres respectifs sont de 15 % et 65 %. En France, dans la seule vallée du Rhône, 8,5 m³/seconde font l'objet de recharge. En Israël, 130 millions de m³ sont injectés chaque année, essentiellement en vue d'alimentation en eau. Aux USA, il s'agit de 2,5 milliards et le California Water Plan tient compte d'une capacité de stockage souterrain de 35 milliards de m³ contre 25 milliards pour le stockage en surface.

IV. Facteurs de la recharge

Pour choisir le site de recharge qui permet d'obtenir les résultats cités jusqu'à maintenant, il y a deux paramètres qui jouent un rôle fondamental: les caractéristiques des eaux à injecter d'une part et celles du milieu récepteur (l'aquifère) d'autre part. Dans tout projet de recharge, il y aura donc lieu de

considérer les conditions hydrologiques, topographiques, pédologiques, géologiques, hydrogéologiques et hydrodynamiques qui conditionnent cette réalimentation. Bien entendu, les aspects économiques et juridiques de l'opération ne peuvent pas être ignorés.

IV.1 Facteurs hydrologiques [23]

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 gérer efficacement sur le site. Par conséquent, s'assurer des 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.

Mais le problème de la quantité n'est pas le seul, celui de la qualité est tout aussi – voire davantage important. L'eau à injecter devra être compatible autant que possible avec celle de l'aquifère - mais on pourra, dans certains cas, imaginer de créer une zone tampon entre cette dernière et celle de la recharge. Quoiqu'il en soit, deux paramètres seront particulièrement importants à examiner: le résidu sec et le taux de matières en suspension. Les eaux trop chargées en matières en suspension, un des obstacles majeurs à la recharge, seront décantées jusqu'à une limite de 100 à 200 ppm par exemple dans le cas de bassins, et bien au-dessous dans le cas de forages. Cette limite peut-être calculée à partir de la formule de MURAVEV qui tient compte de la perméabilité de l'aquifère et de la surface crépinée du forage. Pour faciliter la décantation, on pourra procéder à une floculation mais si cela est rentable dans le cas d'eaux domestiques c'est en général trop cher dans celui d'eaux d'irrigation.

Le problème de la teneur en matières en suspension est donc souvent la pierre d'achoppement des projets de recharge. On dispose en effet rarement d'eaux claires, excepté dans les régions à sous-sol calcaire ou cristallin par exemple, mais plutôt d'eaux de crue très chargées notamment en zones semi-arides. Et c'est justement ces eaux-la qu'il est intéressant de récupérer.

IV.2 Facteurs Topographiques [23]

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 générales 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.

Le taux d'infiltration augmente avec la pente puis diminue; il est plus élevé à pente égale pour les sédiments des plaines côtières que pour ceux des cônes de déjection; pour ces derniers, les taux optima correspondent à des pentes plus fortes que dans le cas des plaines côtières. Quant à l'équation qui synthétise ces données, elle montre que le taux d'infiltration varie comme le logarithme de la pente.

IV.3 Facteurs Pédologiques [23]

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.

IV.4 Facteurs Géologiques et Hydrogéologiques [25]

Outre une étude géologique générale, une analyse détaillée sera nécessaire à fin 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 ou 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 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 - joueront 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.

V. Types de recharge artificielle

V.1 Ouvrages de Recharge Superficielle (infiltration de surface)

V.1.1 Bassins d'infiltration [25]

Ce sont des bassins spécialement construits en Lagunes (fig. 1), anciennes gravières, irriguées par l'inondation des champs, tuyaux perforés, ou tout autre établissement où l'eau est mise ou se propage sur le terrain pour l'infiltration dans le sol et mouvement sous-jacent des eaux souterraines.

Les systèmes d'infiltration de surface nécessitent un sol perméable pour obtenir des taux d'infiltration élevés et minimiser les exigences de la terre. Là où les sols perméables sont plus profondément vers le bas et les terrains morts moins perméables ne sont pas très épais, les terrains morts peuvent être enlevés afin que le fond du bassin soit dans le matériau le plus perméable. Les Zones insaturées ou *vadoses* — ceux au-dessus de la nappe phréatique — devraient être libres de couches d'argile ou d'autres matériaux à texture fine qui limitent l'écoulement vers le bas et forment des eaux souterraines perchées (eaux souterraines prises en charge par une zone de matériau de faible perméabilité située au-dessus d'un corps principal sous-jacent de l'eau souterraine) qui détrempe la zone de recharge et réduit le taux d'infiltration.

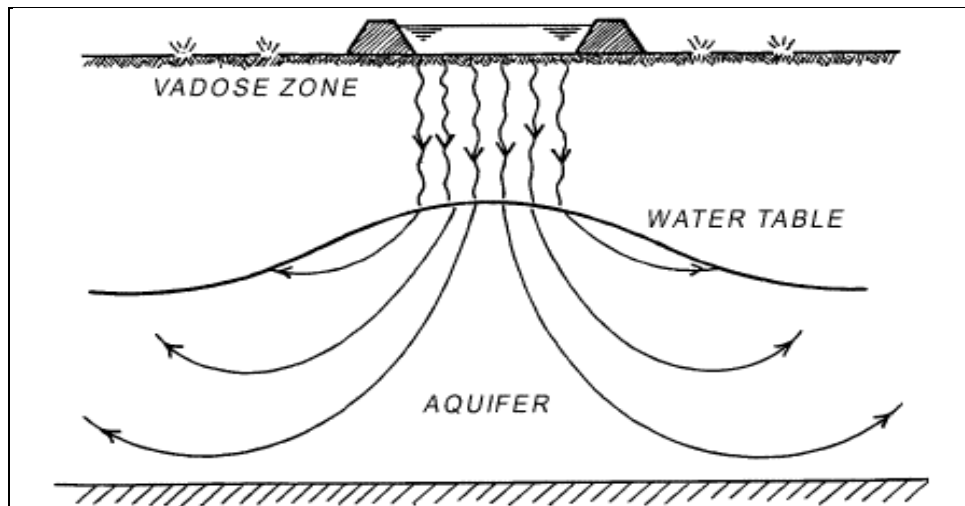


Figure II.1 : Bassin d'infiltration

Ces structures, sont le plus souvent construites avec des matériaux locaux, peuvent être permanentes ou temporaires, fonctionner continuellement ou par intermittence, être placées dans le lit d'un cours d'eau (pays semi-arides) ou à côté. Un point important est celui de la pente de leurs parois. Il s'agit en effet d'obtenir le maximum de surface mouillée et par conséquent des pentes de 1/3 sont souvent préférées à celles de 1/2 par exemple. Leurs capacités sont variables 0,3 à 3 à 5 mètre/jour, et même davantage, d'eau infiltrée mais le plus souvent 1 mètre environ.

Les aquifères devraient être confinés et suffisamment transmissive pour permettre l'écoulement latéral des eaux infiltrées loin de la zone de recharge sans formant des monticules de hautes eaux souterraines qui interfèrent avec les processus d'infiltration.

V.1.2 Amélioration du Lit des Cours d'Eau

L'utilisation du lit des cours d'eau est un moyen souvent efficace et rentable pour procéder à la recharge artificielle. D'une part, il s'agit souvent de zones d'alimentation naturelle des nappes et par conséquent le site est déjà trouvé; d'autre part, on rencontre des matériaux hautement perméables notamment en zones semi-arides. L'opération consiste à aménager le lit du cours d'eau en l'élargissant pour augmenter la surface mouillée, ou en construisant des digues pour dans le but de ralentir l'écoulement superficiel et favoriser une meilleure infiltration.

V.1.3 Fosses et Canaux

Il s'agit d'un système de fosses à fond plat qui sert à transporter l'eau et à faciliter son infiltration. Il est avantageux de le concevoir lorsque le sol est caillouteux, la pente trop forte pour autoriser l'installation de bassins et la charge en matières en suspension élevée.

V.1.4 Gravière

On peut distinguer les carrières de sables et graviers abandonnées et celles construites dans un but de recharge. Dans les deux cas il s'agit de dispositifs aux parois abruptes et profondes - 5,10 à 20 mètres - par rapport à la surface.

V.1.5 Epandage de Crues

Dans les zones où les pentes sont faibles et uniformes, on choisira de répandre l'eau en une lame mince et continue. L'écoulement sera contrôlé à l'aide d'ouvrages placés à des endroits privilégiés où protéger.

V.1.6 Sur-irrigation

Il s'agit d'appliquer davantage d'eau que n'en demandent les cultures afin d'assurer un «return-flow» maximum vers la nappe. Il est donc nécessaire de disposer de débits excédentaires lors des périodes d'irrigation.

V.2 Ouvrages de Recharge Profonde [25]

Là où les sols suffisamment perméables et/ou les superficies suffisantes pour les systèmes d'infiltration de surface ne sont pas disponibles, la recharge des eaux souterraines peut être réalisée avec un système d'infiltration verticale, comme le puits dans la zone insaturé. Seuls ces ouvrages permettent de recharger des nappes captives.

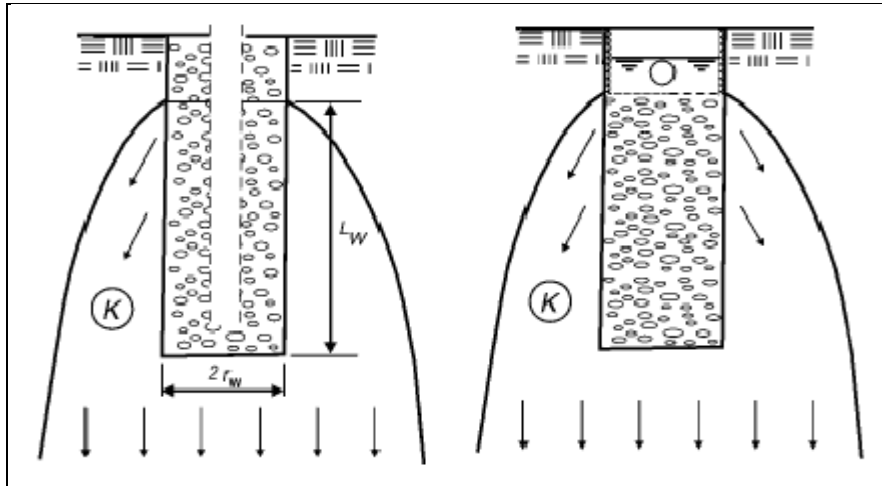


Figure II.2 : Puits d'injection profonde

V.2.1 Puits, tranchées et Forages d'injection

Les puits de recharge ou injection directes sont utilisés lorsque les sols sont suffisamment perméables et les superficies suffisantes pour l'infiltration de surface ne sont pas disponibles. Les aquifères réellement captifs pourraient encore être rechargeables, car ces aquifères reçoivent et donnent de l'eau par l'expansion et la compression de l'aquifère sur lui-même et, particulièrement des couches d'argile interstratifiées et aquitards plus compressibles que les sables et les graviers ou les matériaux consolidés de l'aquifère. Les débits absorbés sont variables, souvent entre 10 et 80 litres/seconde et bien davantage. En résumé, l'injection par forage, si elle est délicate, est une technique qui a fait ses preuves, offre de bonnes perspectives et reste à étudier et développer davantage. [26]

Les systèmes d'infiltration verticale, comme les tranchées ou les puits dans la zone de non-saturation. Les tranchées sont creusées avec une pelle rétro-caveuse et sont généralement moins de 1 m de large et jusqu'à environ 5 m de profondeur. Ils sont remblayés avec un sable grossier ou des graviers fins. L'eau est normalement passée à travers une conduite perforée sur la surface du remblai et la tranchée est couverte pour des raisons esthétiques.

L'eau utilisée pour l'injection par puits est généralement traitée pour répondre aux normes de qualité de l'eau potable pour deux raisons. L'un est de minimiser le colmatage d'interface puits - aquifère et l'autre est de protéger la qualité de l'eau dans l'aquifère, surtout lorsqu'il s'agit des forages pour les utilisations potables.

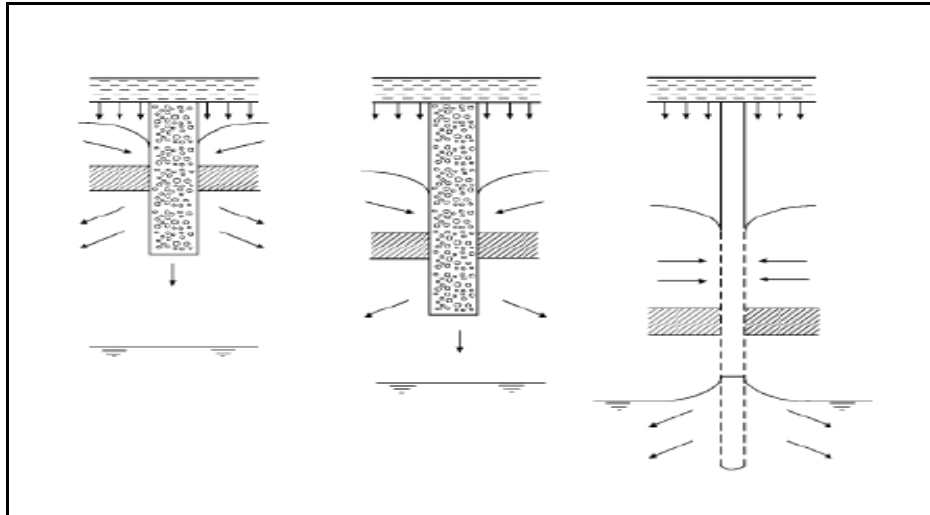


Figure II.3 : les trois types de systèmes de recharge des aquifères : infiltration surfacique (à gauche), puits en zone insaturé (au milieu) et puits d'injection (à droite)

V.2.2 *Drains*

Ils sont bien moins répandus que les précédents. On pourrait citer ceux utilisés dans la plaine côtière en Israël et places à 100 mètres d'intervalle à 10 mètres sous le niveau de l'eau.

VI. Aspects de la gestion

VI. 1 *Le colmatage*

Le principal problème dans les systèmes d'infiltration pour La Recharge artificielle des nappes est le colmatage de la surface d'infiltration (fond du bassin, parois des tranchées, des puits de la zone insaturée et l'interface puits-aquifère dans les puits d'alimentation) entraînant ainsi la réduction des taux d'infiltration. Le colmatage est causé par des processus physiques, biologiques et chimiques. [28]

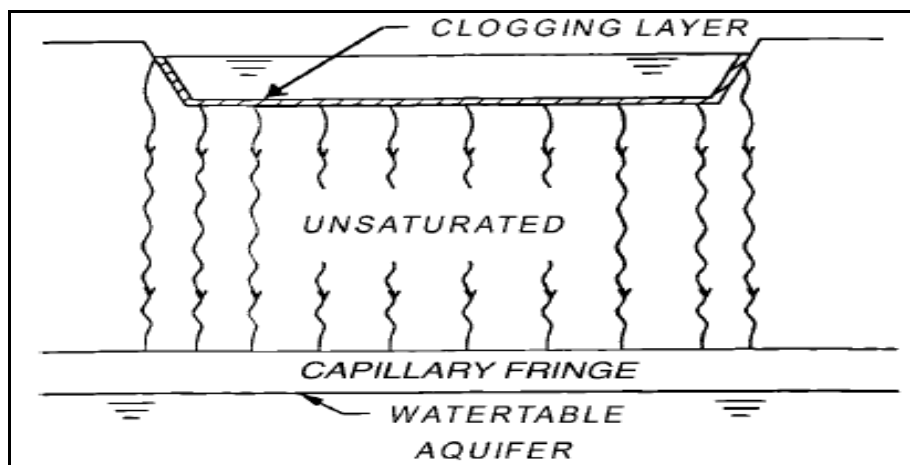


Figure II.4 : bassins d'Infiltration avec couche de colmatage

- Le processus physique inclue l'accumulation des solides inorganiques et organiques en suspension telles que les particules d'argile et de limon, les cellules d'algues, les cellules des microorganismes et de fragments, et les troupeaux de boues dans les effluents d'eaux usées dans la recharge de l'eau. Un autre processus physique est un mouvement descendant de fines particules contenues dans l'eau appliquée ou dans le sol lui-même. [31]
- Les processus de colmatage biologiques comprennent l'accumulation d'algues et de troupeaux de bactéries dans l'eau sur la surface d'infiltration ainsi que la croissance de microorganismes

sur et dans le sol, formant des bio-films et la biomasse (y compris les polysaccharides et autres produits finaux métaboliques) qui bloquent les pores ou réduisent la taille des pores. [31]

- Les procédés chimiques comprennent la précipitation du carbonate de calcium, gypse, phosphates et autres produits chimiques sur et dans le sol. Parfois ces précipitations sont induites par l'augmentation du pH causée par des algues qui éliminent le CO₂ dissous dans l'eau pour la photosynthèse. Les bactéries produisent également des gaz (azote, méthane) qui bloquent les pores et s'accumule sous les couches de colmatage pour créer des barrières de vapeur à l'infiltration. [25]

VI.2.2 *Le taux d'infiltration* [27]

Parce que le taux d'infiltration varie inversement avec de la viscosité de l'eau, la température affecte également les taux d'infiltration. Dans certaines régions les différences de températures sont très importantes entre l'été et l'hiver, ce qui affecte la viscosité de l'eau.

Les taux d'infiltration en hiver sont plus faibles de celles en été (environ la moitié).

Ainsi, les systèmes d'alimentation doivent être conçus sur la base des taux d'infiltration et des conditions hivernales, lorsque l'eau est plus froide et le taux d'infiltration est plus bas. Cependant, l'activité biologique et le colmatage qu'il provoque pourraient être plus élevés en été.

Ces effets sont difficiles à prévoir et le meilleur moyen pour obtenir des informations de conception et de gestion adéquates pour un projet de grande envergure est l'installation d'un essai pilote pour notre système de recharge parce que le rendement des systèmes de recharge dépend des conditions local du sol, l'hydrogéologie, climat et la qualité de l'eau. La règle d'or de la recharge artificielle est de commencer petit, apprendre et étendre pour satisfaire les besoins.

VI.2.3 *Contrôle de colmatage* [27]

Le colmatage est contrôlé en réduisant les paramètres qui le provoquent :

- Pour les eaux de surface, cela signifie généralement une pré-sédimentation pour régler l'argile, le limon et d'autres matières solides en suspension.
- Pour la recharge de puits, la filtration à sable ou membrane pourrait aussi être nécessaire.
- La croissance des algues et autres colmatage biologiques dans les bassins sont réduits en supprimant les éléments nutritifs (azote et phosphore) et carbone organique dans l'eau. Cette réduction est également importante lorsque les puits sont utilisés pour la recharge avec les effluents d'eaux usées ou l'eau contaminée par les effluent.
- Désinfection au chlore ou autres désinfectants avec effets résiduels réduit l'activité biologique sur et près des murs de puits ou de tranchées et, par conséquent, réduit le colmatage.

Cependant, malgré un prétraitement de l'eau de recharge, le colmatage persiste en raison de la croissance des algues et des bactéries autotrophes, la poussière étant soufflé dans le bassin et d'autres facteurs.

Pour l'infiltration de surface, le colmatage des systèmes est également contrôlées par séchage périodique des bassins ou autres installations de l'infiltration, laissant ainsi la couche de colmatage sèche, décomposé, rétractable, fissuré et pelotonner. Cette procédure est généralement suffisante pour rétablir le taux d'infiltration à une valeur satisfaisante. Si les matériaux de colmatage continuent de s'accumuler, ils doivent être périodiquement enlevés à la fin d'une période de séchage. Cette suppression est effectuée mécaniquement avec des grattoirs, chargeuses, niveleuses, ou manuellement, avec des râpeaux. Pour les eaux de surface de bonne qualité avec des matières solides en suspension très faible et de matériaux de sols grossiers dans le bassin de la recharge, le séchage et le nettoyage pourraient être nécessaires seulement quelques fois par an ou même moins fréquemment.

VII. Expérience international dans le domaine de la recharge

La Recharge artificielle des nappes a été appliquée avec succès dans de nombreux pays. Un classement provisoire selon les objectifs principaux et les types de schéma dans 13 pays sont présentés dans le tableau 1. [30]

Tableau II.1: Objectifs et régimes adoptés pour La Recharge artificielle des nappes. [30]

Pays	Objectif											
	Stockage			contrôle de salinité			Amélioration de qualité			Niveau piézométrique		
USA	■	■	■			■		■		■		■
Finlande										■		
Suède								■				
Allemagne		■		■					■			■
Australie	■	■	■							■		■
Denmark	■							■				
Pays-Bas	■	■	■	■		■			■	■		■
Autriche								■			■	
Egypte								■	■	■		
Amérique latine	■			■				■			■	
Oman	■				■							
Royaume-Uni				■						■		
Technique	■	Bassin	■	Puits	■	IER	■	Infiltration de banque (induite)				

IER: L'injection et la récupération dans les mêmes puits

Certains pays ont appliqué la recharge artificielle durant des décennies ; deux exemples sont donnés dans le tableau 4.

Tableau II.2 : Exemples de recharge artificielle de longue durée.

	Californie (USA)	Cote EST des Pays Bas
Début des opérations	1895	1940
Moyens de recharge artificielle	Bassins, puits et canal	Basins
Nombre d'installations	276 en (1958)	10 en (1990)
Surface utilisé (Km ²)	>5	3,2
Taux d'infiltration par les bassins (m/jour)	0,15 – 1,20	0,1 – 0,5

VII. 1 Recharge artificielle au Pays-Bas [29]

Aux Pays-Bas, l'infiltration des eaux de surface dans les aquifères phréatiques a commencé à petite échelle en 1940. Dans les années 1950, grands projets ont été établis pour satisfaire les besoins en eau des parties occidentales du pays le long de la côte de la mer du Nord où l'extraction d'eau souterraine est restreinte en raison de l'intrusion des eaux salées et un abaissement de la nappe phréatique. En 1990, le volume de la recharge était de 180 millions de m³. De ce montant, 97 % est prétraitée, 96 %

est infiltré dans une zone de dunes et 89 % est transporté sur plus de 50 km de retrait de l'eau rechargées répond à 22 % de la demande totale d'eau des Pays-Bas.

VII. 2 Injection et la récupération dans les mêmes puits (IER) [29]

La méthode IER est probablement l'une des dernières méthodes dans le stockage souterrain. Les recherches sur les systèmes d'alimentation ont commencé aux États-Unis la fin des années 1940, menée par le « U.S. Geological Survey ». En 1969 la première IER ont commencé à bien fonctionner (et est toujours) à Wildwood, New Jersey. Plus succédant à IER puits ont été construits depuis le début des années 1980. Aux États-Unis (69 sites) et Australie (7 sites) sont les plus connus utilisateurs de systèmes d'ASR, mais d'autres pays qui exploitent des systèmes de l'IER sont le Royaume-Uni (deux sites), Canada (un site), Israël (deux sites). Le plus grand nombre de sites ont été prévus dans les pays mentionnés ci-dessus (au moins 100 sites). Les programmes de développement et de tests IER sont en cours dans de nombreux pays plus tels que : les Pays-Bas, Nouvelle-Zélande, Thaïlande, Taïwan, Koweït, Afrique du Sud et Inde.

VII. 3 Applications de la recharge artificielle dans la région du golfe [29]

Les extraits suivants par Pyne et al., (2001) ont été prises directement d'un rapport présenté au Symposium International Leadership Sharjah. C'est un bon résumé du développement des activités de la recharge artificielle dans la région du Golfe:

Les Technique de IER est relativement nouvelle pour la région du Golfe. La première étude de faisabilité d'IER a été faite au Koweït en 1989 dans le champ de captage de Sulaibiya, et plus récemment des études ont été lancées au Qatar. Cependant, les auteurs ne sont pas au courant de tout captage IER d'exploitation dans la région du Golfe. Par conséquent, il serait approprié d'acquérir la confiance en la viabilité régionale de cette technologie par le développement et la mise en œuvre d'un programme de démonstration à grande échelle, fondée sur une expérience satisfaisante avec captage semblable à d'autres sites à l'extérieur de la région du Golfe.

L'objectif initial, serait donc l'identification des endroits dans la région du Golfe où l'IER serait plus bénéfique. Le grand avantage de l'IER dans les pays du golfe est de minimiser les couts en utilisant cette technologie qui est beaucoup plus économiques que le dessalement.

VII. 4 Recharge artificielle en Palestine [30]

Le manque d'eau douce est devenu un problème de plus en plus en Palestine. La demande en eau est presque deux fois de plus des ressources disponibles et devrait. Une étude de cas de la réutilisation de l'eau dans la bande de Gaza par la recharge artificielle est résumée ci-après ;

La bande de Gaza est densément peuplée contenant une zone d'environ 23 % qui est complètement dépendante des eaux souterraines. L'aquifère côtier, qui s'étend de Haïfa dans le nord jusqu'au la péninsule du Sinaï au sud, est la principale source d'eau. La quantité renouvelable qui rafraîchit l'eau souterraine est de 98 Mm³ par an, dont 46 Mm³ d'infiltration directe des eaux de pluie. Le reste vient du reflux de l'irrigation, les fuites des eaux usées dans les zones et autre sources.

Actuellement, l'abstraction total pour l'usage domestique et agricole est 145 Mm³ mais devrait inévitablement augmenter. Le déficit en ressources en eau continue d'entraîner la détérioration de la qualité de l'eau.

La première source d'eau provient des eaux usées traitées. Actuellement, il y a deux usines principales d'épuration qui peuvent être utilisées pour la recharge artificielle. Sur le total de 12 Mm³/an des effluents seulement 3.3 Mm³ sont déviées vers les bassins d'infiltration. Le reste se déverse dans la mer.

La deuxième source vient du débit des tempêtes. Il y a deux endroits dans la bande de Gaza où les eaux pluviales sont recueillies et recharge l'aquifère par le biais des bassins d'infiltration. Un troisième projet est exécuté avec une capacité prévue de 3 Mm³. D'autres propositions impliquent la redirection d'eau des l'Oued en bassins d'infiltration.

VII. 5 Application de la IER en Royaume-Uni [32]

L'industrie de l'eau en Grande-Bretagne s'intéresse à l'IER dès la fin des années 90. C'est en partie grâce à un soutien politique du gouvernement à promouvoir d'autres ressources en eau. Le régime de l'IER avait été engagé après la réussite de l'IER en Floride. Jones et al, (1998) a conclu qu'il y a un grand potentiel pour l'utilisation de l'IER au Royaume-Uni. À l'heure actuelle la technologie IER est limitée à un certain nombre de sites pilotes et de deux sites opérationnels.

Il est prévu que l'IER au Royaume-Uni est utilisée pour répondre au demande en eau a court terme et d'autre objectifs tel que le stockage (qualité de l'eau, amélioration de l'environnement et aux avantages opérationnels) a long terme.

La Grande-Bretagne a favorisé l'IER sur d'autres alternatives pour plusieurs raison :

- Un faible impact sur l'environnement comme
- Le faible cout par rapport aux autres alternatives.

Conclusion

Durant ce chapitre, nous avons présenté la recharge artificielle sous ces différentes formes, ainsi que son utilité et sa pratique dans le monde. Il est clair que l'Algérie doit maitre en œuvre le procédé de la recharge artificielle, en premier lieu pour parés a la surexploitation des nappes qui cause la diminution du niveau piézométrique, et surtout pour mobilisé les ressources superficielles excédentaire et ainsi augmenter la capacité volumique des ressources en dernier lieu.

CHAPITRE III DESCRIPTION DE LA NAPPE MITIDJA

I. Introduction

Le relief de la région d'Alger s'étend sur une superficie de 8500 km², traversée par les reliefs de l'Atlas orientés Est-Ouest, on peut distinguer :

- Le massif du Zaccar ;
- Le massif du Bou-Maad ;
- Le massif de Blida ;
- L'Atlas de Tablat.

Cette région se distingue aussi par ces plaines, tel que : la plaine du Chélif, les bassins Néogènes et la plaine la plus importantes ``la Mitidja``.

II. Présentation et délimitation de la plaine de la Mitidja

Riche plaine de 1400 km² de superficie (100 km de long, 8 à 18 km de large) orientée OSO-ENE, son altitude moyenne est de 100m. Elle est située entre les longitudes de 2°32'00 à 3°19'00 et les latitudes 36°25'17 à 36°47'40. Une région de collines lui fait suite à l'ouest de Hadjout (ex-Marengo). Au delà, c'est la dépression allongée de Sidi Amar, constituant le sillon post-Mitidjien. Elle s'étend sur quatre Wilayas (Tipaza, Blida, Alger et Boumerdes).

La plaine de la Mitidja est limitée au Nord par le bombement du Sahel de 260m d'altitude, prolongée à l'est par le massif cristallin de la Bouzaréa (407m) et à l'ouest par le massif du Chenoua (905m). Vers le sud, la plaine est brusquement interrompue par l'Atlas Blidéen.

III. Aspects généraux

III.1 Aspects hydrographique

La plaine de la Mitidja draine les eaux de plusieurs oueds, à l'ouest la région du Mazafran est caractérisée par les oueds Djer, Bou-Roumi et Chiffa qui représente l'oued le plus important de la Mitidja. De plus à l'est, elle est sillonnée par l'oued El Harrach et l'oued Hamiz.

En dehors de ces trois oueds, on doit signaler deux oueds assez importants; oued El Hachem et oued Nador de part et d'autre du massif du Chenoua.

La région centre-Est de la plaine, la où se situe le projet, est caractérisé par deux sous bassins versant :

- Le sous bassin de l'oued El Harrach : qui s'étale sur une superficie de 1260km².

L'Oued El Harrach représente l'un des principaux oueds qui sillonnent la Mitidja. Il prend sa source au Nord de l'Atlas Blidéen et se jette en mer Méditerranée après un parcours de 67 km environ. Il est formé par la confluence de deux principaux Oueds: l'Oued Okacha et l'Oued Mekka au Sud- Ouest de Hammam Melouane au niveau du « Rocher des Pigeons ». Ces oueds sont en grande partie en liaison hydraulique avec la nappe de la Mitidja puisque leur eau peut s'infiltrer ou à l'inverse drainer la nappe.

- Le sous bassin de l'oued Hamiz : est situé à l'Est de la plaine. Celui de Reghaïa, en raison de sa faible superficie, est intégré au sous bassin du Hamiz.

Les principaux exutoires de la plaine de Mitidja Est sont représentés par l'oued El Harrach, Hamiz, Reghaïa. Les oueds alimentent la nappe dans la zone libre du piémont et la drainent vers l'aval au niveau de la zone de recharge.

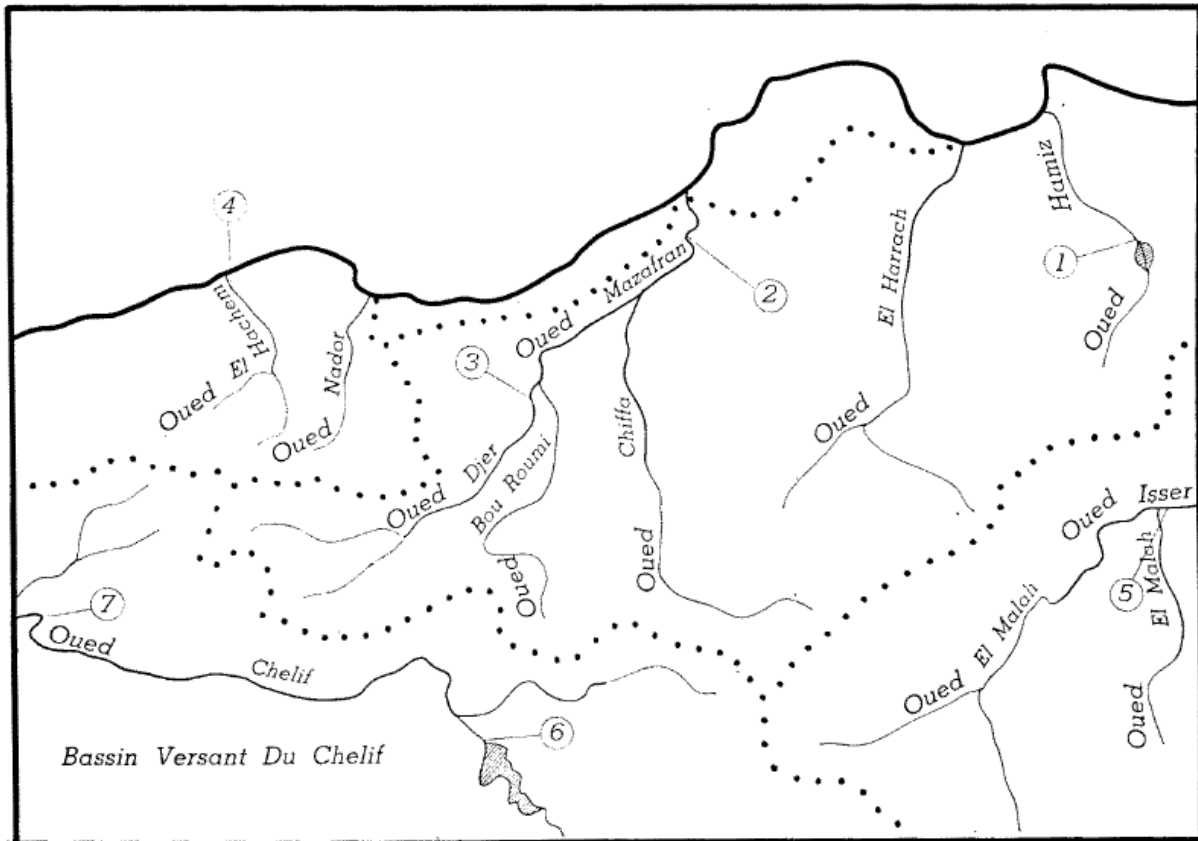


Figure III.1 : carte des principaux bassins versant de la Mitidja. [33]

III.2 Aspect géomorphologique

III.2.1 Topographie

La topographie de la Mitidja est généralement plane, avec une pente d'environ **0.5%** s'inclinant d'une élévation de **100-150m** sur la limite sud et à **20 m** environ sur la limite Nord, la pente peut atteindre **2 à 5 %** sur les cônes de déjections des dépôts fluviaux.

Le bassin versant de la Mitidja comprend trois grandes unités du nord au sud, on distingue:

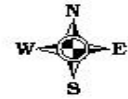
- **Le Sahel** : région littorale qui borde la plaine de la Mitidja au Nord. Seule la partie méridionale de cette zone fait partie de la Mitidja d'altitude de **200 à 250 m**, elle constitue une limite depuis El Harrach jusqu'à Oued Nador, sous forme d'un bombement anticlinale à faible pente séparant la plaine de la mer.

Les précipitations qui tombent sur la partie Nord s'écoulent directement vers la méditerranée.

- **La plaine de la Mitidja Est**: une vaste région affaissée avec un axe de dépression **Est Nord-Est; Ouest Sud-Ouest**, bordée par le Sahel au nord et l'Atlas BLIDEEN au sud, avec une altitude qui varie de **10 à 100m**. Elle est de loin la plus intéressante de part ses ressources en eaux souterraines. C'est également la région la plus développée du point de vue agricole, qu'industrielle et démographique

- **l'atlas Blidéen** constitue la limite sud de notre secteur d'étude. Ce massif montagneux de direction **NE-SO** se développe à partir de la bordure de la plaine et atteint une altitude moyenne qui évolue entre **1200 et 1600 m**. Il représente ainsi la case départ des cours d'eau traversant la plaine.

En outre la plaine de la Mitidja Est est répartie entre deux sous bassin versant (bassin versant des oueds El Harrach et El Hamiz) qui appartiennent en totalité au grand bassin versant des côtiers algérois.[34]



PLAINE ALLUVIALE DE LA MITIDJA

- Plaine alluviale de la Mitidja
- Limites des wilayas
- Limites des communes
- Puits
- Forages
- Piézomètres
- 40 Numéros de la carte

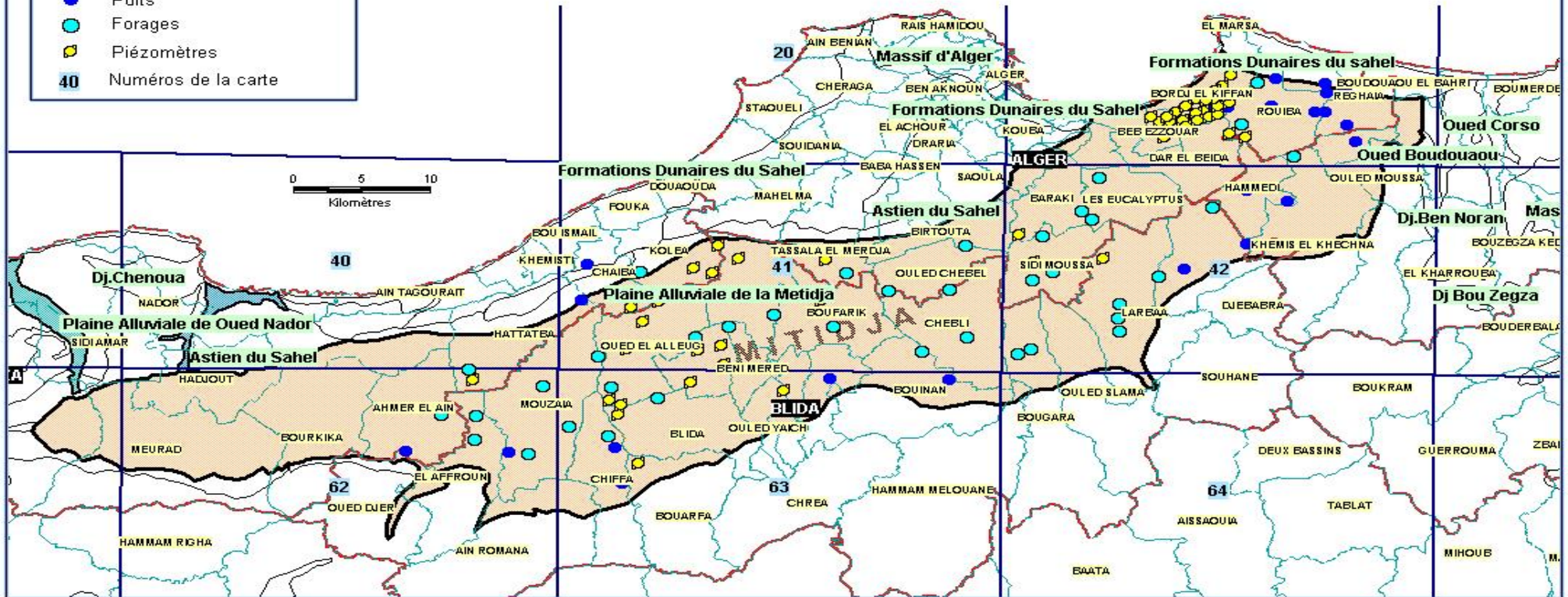


Figure III.2 : Situation de la plaine alluviale de la Mitidja. [37]

III.2.2 Géologie

III.2.2.1 Cadre général

Le bassin de la Mitidja est un bassin côtier alluvial très important, il est formé par un affaissement suivi d'une sédimentation progressive durant le Pléistocène. Les roches du Miocène et les roches les plus anciennes n'occupent qu'une place très minime dans le développement du bassin.

La formation du bassin synclinal d'affaissement en-dessous de la plaine actuelle de la Mitidja, a débuté au cours de la période Miocène et s'est poursuivie au cours du Pliocène. Pendant cette période, d'épaisses roches maritimes argileuses (connus sous le nom de Plaisancien et d'Astien argileux) se sont déposées en mer profonde sur des roches carbonatées crétacée. Vers la fin du Pliocène, une série de marnes, de grès et d'argiles (connus sous le nom d'Astien) s'est déposée dans le bassin qui devenait de moins en moins profond. Un plissement léger, qui s'est produit à la fin du Pliocène, et le soulèvement du bassin ont isolé le bassin de la Mitidja de la mer.

Au cours de la période post-Pliocène, la sédimentation fluviolacustre a été périodiquement interrompue par des intervalles de forte érosion. Cette alternance d'érosion et de sédimentation a été contrôlée par les changements du niveau de base (dus à la fluctuation du niveau de la mer au cours du Pléistocène), par un léger plissement au sein du bassin stratigraphique et par le soulèvement tectonique de l'Astien.

Et ci-dessous, une carte géologique de la Mitidja sous sa configuration actuelle.

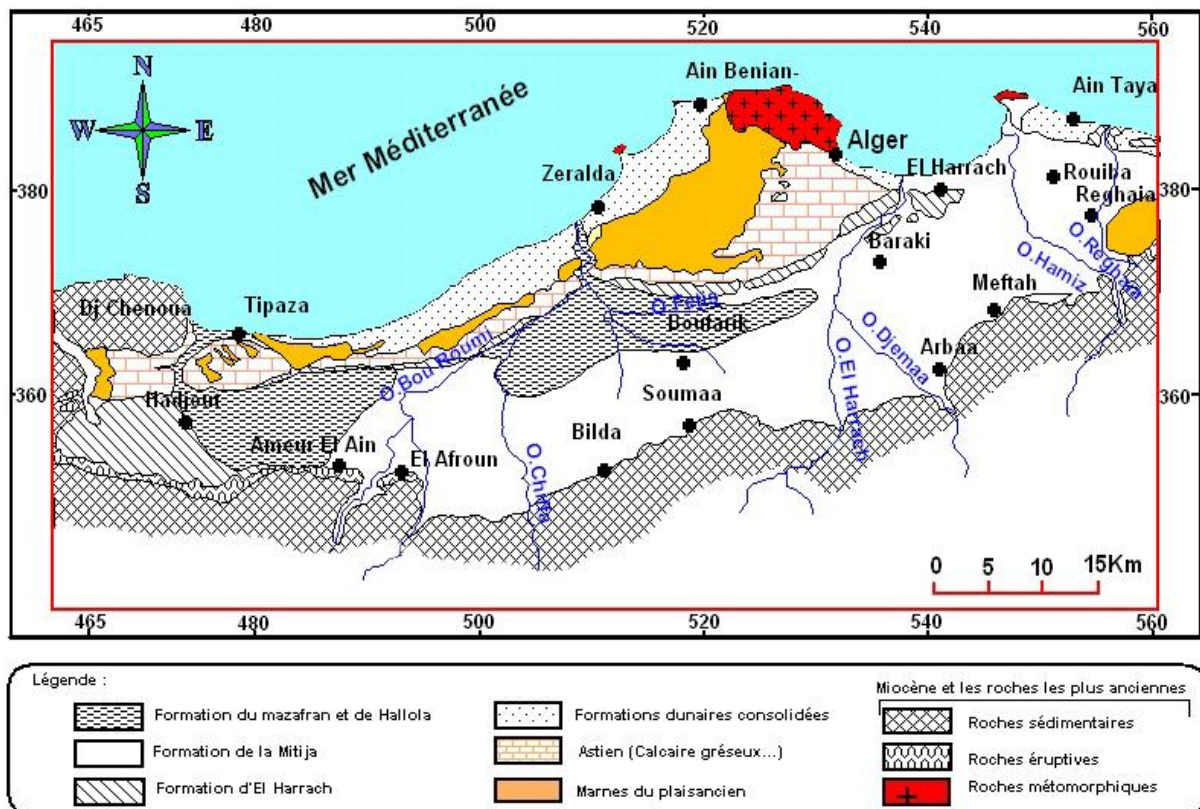


Figure III.3: Configuration géologique actuelle de la Mitidja. [ANRH Alger]

III.2.2.2 Aperçu géologique [34]

1)- Miocène et roches plus anciennes

Ces roches sont présentes au dessus du bassin de la Mitidja et affleurent par endroits dans l'Atlas sur la bordure du bassin. Les types de roches les plus communément rencontrés sont les roches argileuses

parmi lesquelles des schistes argileux, des argiles, les calcaires, les grés, les conglomérats et les laves du Tertiaire qui sont localement importants et sont en contact avec les dépôts alluviaux plus récents du bassin.

2)- Marnes du Plaisancien

Le bassin de la Mitidja repose sur sa plus grande partie sur une séquence épaisse et uniforme de marnes grises et bleues parfois sableuses. Ces unités qui se sont déposées sur une surface d'érosion existante, varient considérablement en épaisseur. L'épaisseur moyenne étant de 200m. Les affleurements de marnes en surface sont uniquement visibles dans le Sahel et dans la région de Khemis El Khechna, Reghaïa où ils constituent une partie de la fermeture Est du bassin.

3)- Formation de l'Atlas

La formation de l'Atlas se compose de sédiments marins des hauts-fonds avec une prédominance de calcaires et de grés de couleur jaune et quelques rares unités d'argiles. Cette série dont l'épaisseur moyenne est de 100 à 130m se trouve à des profondeurs situées entre 250m et 300m au dessus de la surface de la plaine de la Mitidja. Des affleurements très importants de dépôts de l'Astien existent sur le côté Sud du Sahel et à la périphérie d'Alger, quelques affleurements isolés sont également visibles au pied des montagnes de l'Atlas.

4)- Formation d'El Harrach

La formation d'El Harrach ex (maison carrée) est une séquence relativement uniforme d'argile plastique jaune ou grise. Localement ces argiles contenant quelques cailloutis et des lentilles de graviers allant de 2 à 6m d'épaisseur. La formation atteint son épaisseur maximale 200m dans la partie occidentale du bassin, mais à l'Est l'érosion a fait disparaître la plus part des matériaux comme le cas de la zone de Rouïba. L'épaisseur moyenne au centre du bassin est de l'ordre de 100m à l'exception d'affleurement à El Harrach, le long du flanc Sud du Sahel et à l'extrémité occidentale du bassin. La formation d'El Harrach est recouverte par des dépôts alluviaux plus récents.

5)- Formation de la Mitidja

La formation de la Mitidja est principalement constituée de matériaux alluviaux grossiers, graviers et galets avec des limons ou des argiles en quantité variable. Des variations de granulométrie considérables se produisent dans la série horizontale et dans le sens vertical qui sont liées aux sources de matériaux. Des couches d'argile sont présentes à quelques endroits, la partie supérieure de la formation se compose localement de limons et d'argiles recouvrant les dépôts plus granuleux qui se trouvent au dessus. On note la présence d'alluvions épaisses dans tout le bassin à l'exception de la partie occidentale. L'épaisseur moyenne des alluvions se situe entre 100 et 150m et atteint un maximum de 200m à proximité de la cluse du Mazafran. La formation de la Mitidja diminue en épaisseur vers le Sud en traversant le piémont dans la direction du contact avec l'Atlas et vers le Nord dans la Baie d'Alger où elle se trouve reliée à la mer en traversant des dépôts dunaires.

6)- Formation du Mazafran et de Halloula

La formation du Mazafran et celle de Halloula se composent de limons gris et d'argiles limoneuses que l'on trouve dans le terrain bas de la plaine de la Mitidja sur une épaisseur faisant 10m en moyenne. La formation de Halloula se trouve dans la zone de l'ancien lac de Halloula à l'Ouest des oueds Djer et Bouroumi. Les limons de la formation du Mazafran s'étendent le long de la cluse du Mazafran, leur épaisseur maximale près de l'extrémité amont de celui-ci est de 60m.

7)- Dépôts récents

Ces dépôts comprennent des dépôts de sable dunaire en bordure de la Baie d'Alger dont l'épaisseur varie de 20 à 40m, de sables et de graviers des lits des oueds actuels et des dépôts divers du piémont de l'Atlas.

III.2.2.3 Séquences des événements géologiques

La plaine de la Mitidja correspond à un bassin subsident post-nappe (Néogène) constitué de terrains Plio-Quaternaires formant un synclinal à fond dissymétrique reposant sur un substratum marneux Plaisancien. La formation du bassin de la Mitidja a été contrôlée par l'affaissement de la roche de socle rigide entre les failles d'orientation Est/Ouest et NE/SO.

Ainsi, les différents stades de l'évolution de la Mitidja sont aujourd'hui bien connus depuis les travaux de L.Glangenau et A. Aymé.1932. Ils sont résumés ci après :

Tableau III.1: Etapes de l'évolution de la Mitidja. [34]

Système géologique, série, âge	Niveaux de la mer	Evénements géologiques
Tertiaire : miocène et Miocène supérieur	Baisse importante du niveau marin	Isolement de la Mitidja en tant qu'une unité structurale à la fin de la phase principale de l'orogénèse alpine qui a amorcé un affaissement; apparition de roches volcaniques en bordure du bassin.
Pliocène Plaisancien Astien	Evolution du niveau marin Baisse du niveau marin	<ul style="list-style-type: none"> • Dépôts de couches épaisses de marnes en mer profonde sur la surface d'érosion antérieure au miocène. • Dépôts de grès et de calcaires en mer peu profonde. • Léger plissement continu des sédiments.
Quaternaire : Pléistocène-Villafranchien Arminien et Sallinien	- 200 m - 500 m Fluctuations du niveau marin mais baisse progressive jusqu'à - 50 m A la fin de cette période.	<ul style="list-style-type: none"> - Développement du bassin isolé de la mer par l'anticlinal du Sahel. - Dépôts d'épaisses couches d'argiles et de limons avec des couches minces de graviers en milieu fluvio-lacustre. - Période d'érosion intense et continue avec enlèvement jusqu'à 300 m de sédiment du Villafranchien. - Mise à nu de l'anticlinal du Sahel et creusement de cluses dans celui-ci, l'oued El Harrach devient un affluent de l'oued Mazafran. - Exposition et érosion des matériaux de l'Astien à l'Est.
Tensifien	- 30 à - 35 m - 60 m	Rajeunissement de l'Atlas entraînant Une sédimentation rapide et le remblaiement du bassin par colluvions et des alluvions

		caillouteuses d'origine continentale. Erosion des graviers et affouillement de la cluse de Mazafran.
Soltanien	- 10 à - 15 m - 20 m	Drainage médiocre, remblaiement des cluses par des fins sédiments, formation de marécages et dépôts de limons et d'argiles dans les lacs peu profonds
Rharbien	- 5 m	Remblaiement du bassin par des graviers fluviaux et avancement des cônes de déjection dans le piémont de l'Atlas. Evaluation du niveau marin insuffisamment rapide pour donner lieu à une transgression marine. La baisse du niveau marin provoque l'érosion et l'enlèvement de quelques 30 m de gravier ; les oueds Mazafran et El Harrach adoptent leurs tracés actuels.
Récent/Actuel	0 m	Dépôts de dunes sableuses et de sédiments marins autour de la baie d'Alger. Creusement des oueds et des lits actuels.

Systemes	Etages	Lithologie	Figures	Epaisseur	
QUATERNAIRE	Halocène	Actuel/récent		20 m	
	PLEISTOCENE	Flandrien	Limons , argiles		30 m
		Rharbien	Sables consolidés à lumachelles		30 m
		Soltanien / Tensiftien	Alternances d'argiles et de graviers (Formation de la Mitidja)		150 m
		Calabrien / Villafranchien	Argiles et Cailloutis (Formation d'El Harrach) 2ème substratum		100 m
TERTIARE	QUATERNAIRE	Astien	Calcaires gréseux, marnes jaunes, sables		100 m
		Plaisancien	marnes à argiles 1er substratum		200 m
	Miocène	Vindobonien	marnes à lentilles de calcaires		50 m
		Burdigalien	marnes à lentilles de grès		

Figure III.4 : Log Litho-stratigraphique Synthétique de la Mitidja [35]

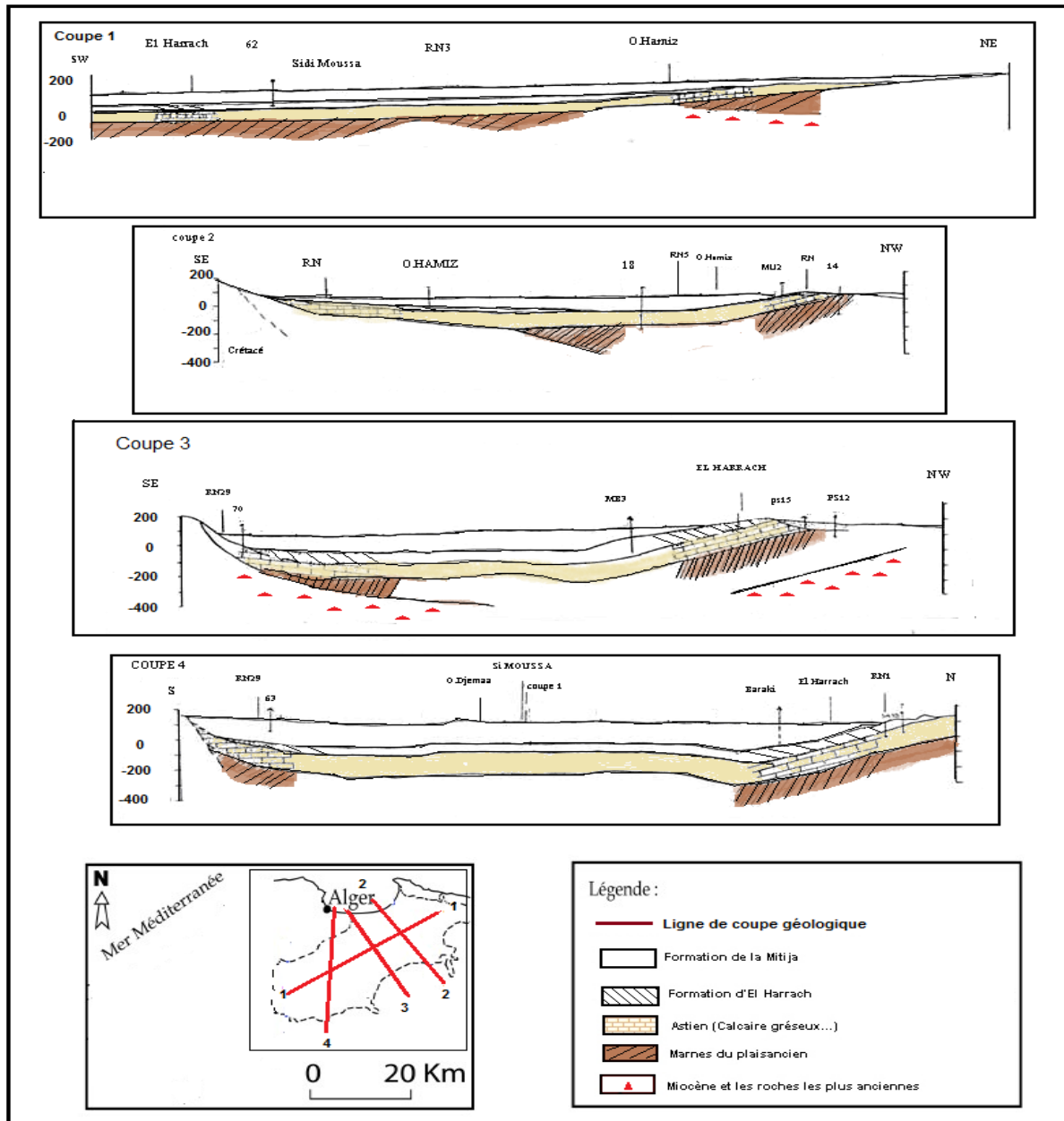


Figure III.5 : Coupes géologiques au niveau de la Mitidja Est. [34]

III.3 Aspect sismotectonique [36]

III.3.1 Sismicité de la région d'Alger

La région d'Alger est une zone active, du fait de sa position géographique à la limite des deux plaques tectoniques, qui sont en continuel rapprochement : l'Afrique et l'Eurasie. Ce rapprochement s'est traduit par des plissements, des failles qui affectent notamment les niveaux du Miocène post-nappes, du Pliocène et du Quaternaire. Ces déformations continuent jusqu'à l'heure actuelle comme en témoigne l'activité sismique essentiellement localisée dans le bassin néogène de la Mitidja.

III.3.2 Historique sismique de l'Algérois

L'Algérois a été le site de plusieurs événements sismiques dans le passé. Durant ces trois derniers siècles, il a connu plusieurs séismes historiques, dont certains ont été désastreux : Séisme de

Boumedfaà (Alger 1716), celui de la Mitidja Est (1825), El Hamiz (1954), Méditerranée (1982) et récemment celui de Boumerdes (2003). En se basant sur l'analyse de la sismicité historique, en relation avec la tectonique, il a été convenu que les principaux épïcêtres coïncident avec les failles actives.

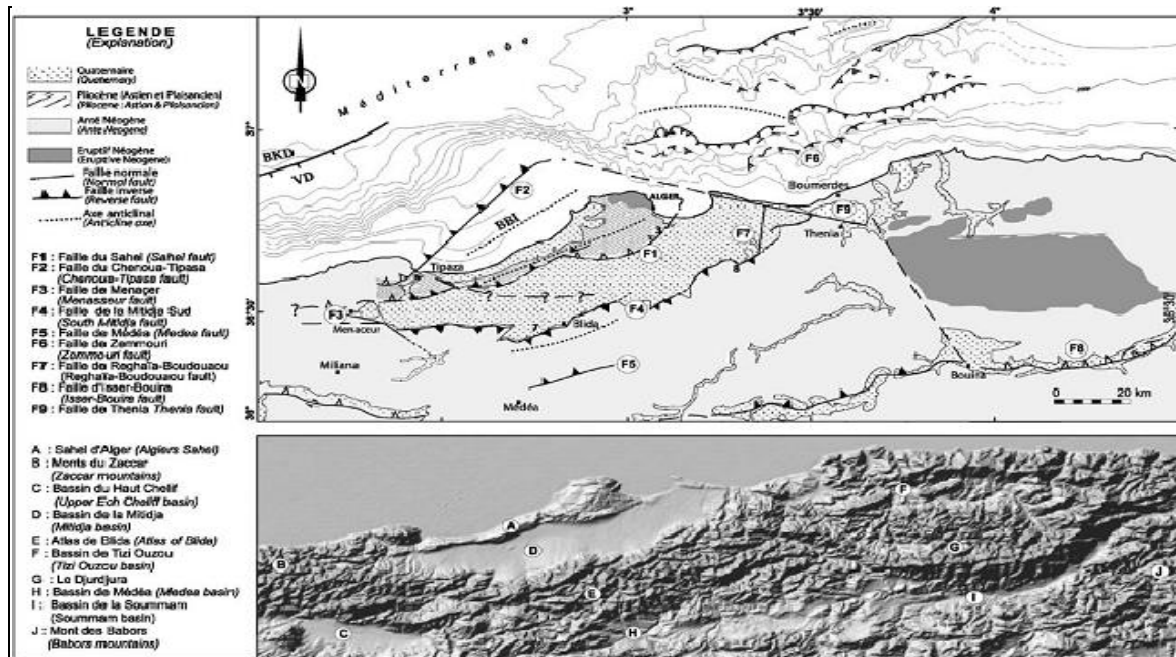


Figure III.6 : Sismicité de la région d'Alger. [36]

D'après Maghraoui (1988), l'activité sismique que connaît l'Algérois est en liaison avec une activité tectonique récente, qui affecte la partie superficielle de la lithosphère. Les structures géologiques montrent les terrains pliocènes et quaternaires avec une déformation compressive. Elle se traduit par l'apparition, en surface, de plis et de failles inverses, telle que le pli-faïlle du Sahel d'Alger.

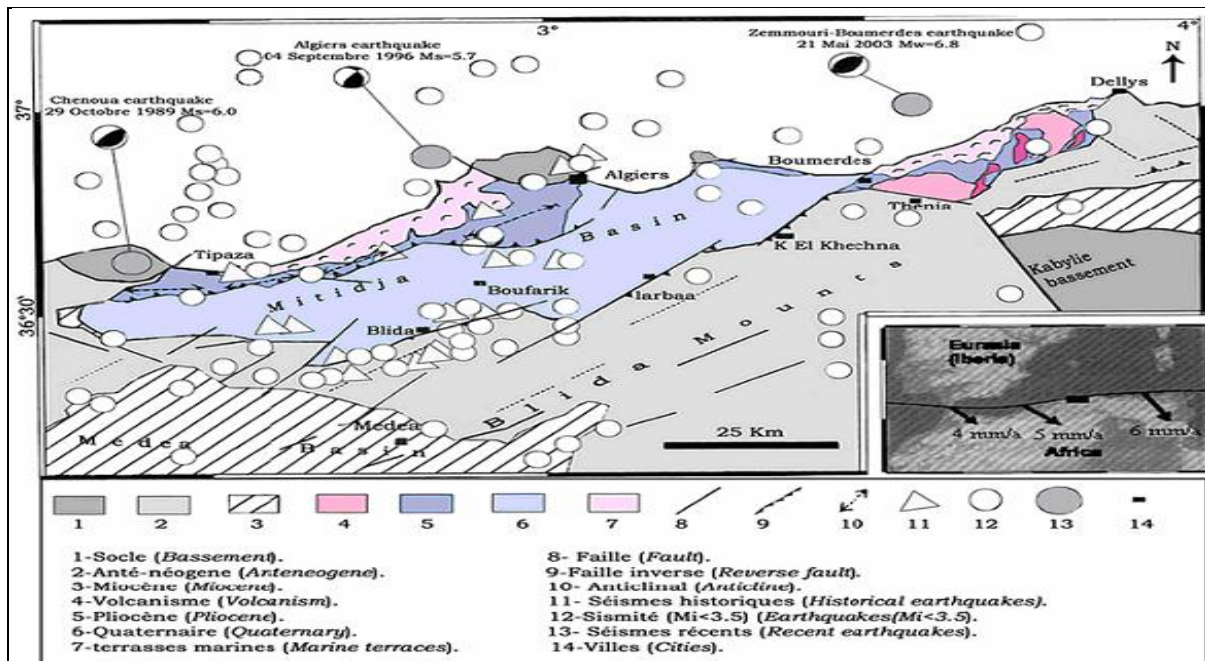


Figure III.7 : Carte sismotectonique du bassin de la Mitidja. [36]

III.4 Aspect climatique [A.N.R.H 2005]

III.4.1 Pluviométrie

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 de la Mitidja devient de plus en plus continental et l'on enregistre une baisse sensible des températures.

La pluviométrie se caractérise par des pluies intenses et irrégulières, les valeurs des précipitations moyennes annuelles calculées dans la région durant la période (1971-2005) varient de 500 à 800mm (Tableau 2). La période la plus humide va du mois de Novembre au mois de Mars où les valeurs mensuelles avoisinent les 100mm.

Tableau III.2 : Précipitation moyenne de la Mitidja 1971-2005. [37]

Station	Code	X(m) Lambert	Y(m) Lambert	Z(m)	Précipitation Moyenne (mm/an)
Baraki	21421	505050	376500	20	608
Dar El Beida	20611	547000	378000	22	726
Arbaa	21403	541150	362950	100	652
Douira	21407	529270	377900	170	530
Fouka	20406	504450	372230	160	510
Attatba	21022	495450	363150	60	649
Boufarik	211209	518550	363400	60	750
Total moyen					679

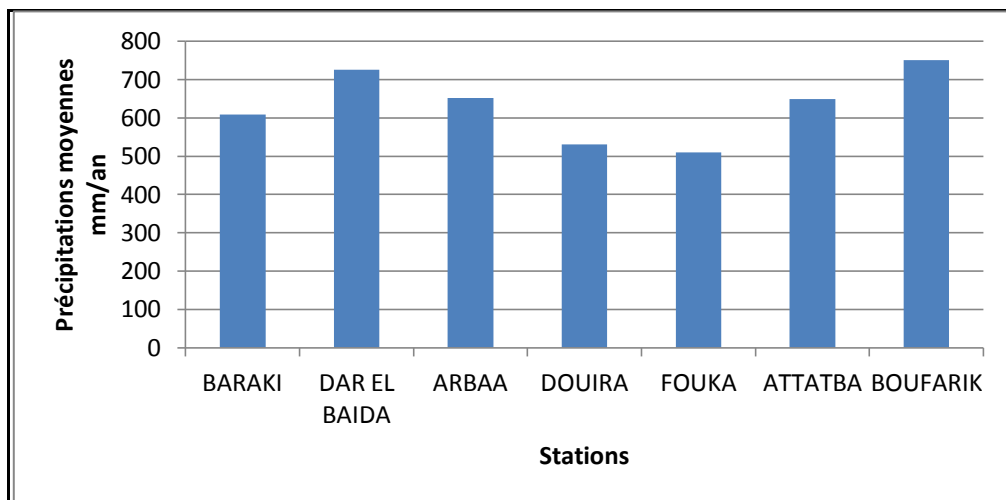


Figure III.8 : Précipitations moyennes annuelles (1971-2005)

L'évolution interannuelle de pluies entre 1971 et 2005 met en évidence une période très humide entre 1971 et 1972 où l'on enregistre plus 1176mm à la station de l'Arbaa et 999,2mm à la station de BARAKI suivie d'une baisse régulière des précipitations durant les deux dernières décennies, néanmoins nous avons enregistré des années avec une pluviométrie annuelle dépassant les 700mm il s'agit des années hydrologiques (1980-1981), (1984-1985) et (1986-1987) , (1997-1998), (2002-2003).

III.4.2 Température

Le paramètre température influe sur l'évapotranspiration potentielle et il est l'un des facteurs déterminant dans l'établissement du bilan hydrologique et dans la détermination du caractère climatique d'une région. Le climat méditerranéen est chaud et sec en été, doux et pluvieux en hiver. Les deux stations météorologiques de Dar El Beida située dans le Sahel, et la station de Mouzaïa située dans la plaine à l'Ouest, dont les données sont de type interannuelles pour la période 1971-2005 (après correction des lacunes pour la station de Mouzaïa).

Les tableaux et les graphes suivant, montre l'évolution des températures moyennes mensuelles à la station de Dar El Beida et Mouzaïa.

Tableau III.3 : Températures moyennes mensuelles de la station de Dar El Beida (1971-2005) [ONM 2006]

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
T _{Moy} c°	23,6	20,0	15,2	12,7	10,9	11,5	12,9	14,3	17,0	22,2	24,8	25,5

La température moyenne interannuelle à l'EST de la Mitidja sur ces 34 années est de 17,6°C.

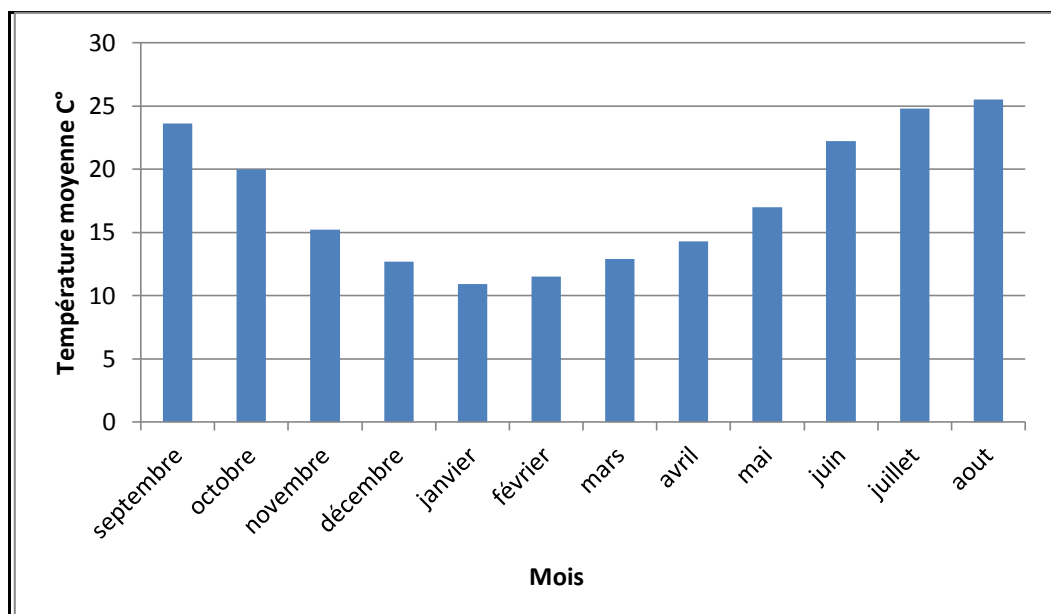


Figure III.9 : Températures moyennes mensuelles de la station de Dar El Beida (1971-2005)

Tableau III.4 : Températures moyennes mensuelles de la station de Mouzaïa (1971-2005) [ONM 2006]

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
T _{Moy} c°	25,7	22,3	17,7	14,8	13,2	13,8	15,3	16,7	19,4	25,2	27,8	28,1

La température moyenne interannuelle à l'OUEST de la Mitidja sur ces 34 années est de 20,0°C.

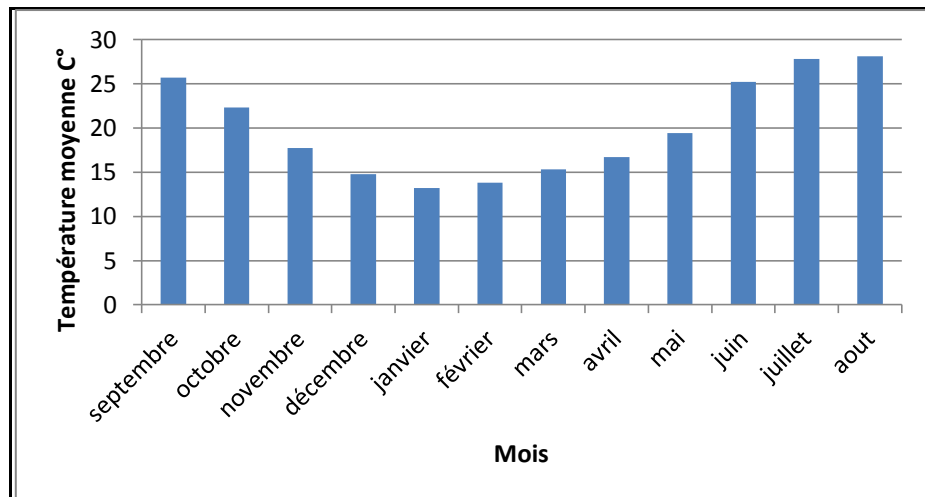


Figure III.10 : Températures moyennes mensuelles de la station de Mouzaïa (1971-2005)

L'analyse des données mensuelles permet de conclure que la Mitidja connaît deux périodes différentes durant l'année :

-Une période froide qui s'étale de Novembre jusqu'au mois d'Avril avec une température moyenne mensuelle basse (moins de 17 C°), Janvier et Février étant les mois les plus froids.

-Une période chaude de Mai à Octobre avec une température moyenne mensuelle élevée (supérieure à 17°C), Juillet et Août étant les mois les plus chauds.

III.4.3 Humidité

L'humidité atteint son maximum en Décembre et Janvier puisque la moyenne mensuelle des relevés du matin et soir est de 75% ou plus, pendant les mois d'été cette humidité baisse. Des relevés matinaux de Juillet sont à peine inférieurs à ceux de Janvier mais le pourcentage à midi et le soir sont très nettement inférieurs, particulièrement dans les zones situées à l'intérieur des terres. La moyenne mensuelle à midi en Juillet peut tomber à 40%, les variations sont beaucoup moins sensibles sur le littoral en raison de l'influence de la mer. Nous présentons des relevés d'humidité à la station d'El Harrach (2°42'E-36°43'N) dans le Tableau ci-dessous :

Tableau III.5 : Humidités relatives moyennes mensuelles (%) à la station d'El Harrach. [34]

Heure	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
07.00	85	80	79	73	73	72	71	75	78	82	79	82	77
13.00	63	62	62	56	60	61	60	59	59	58	61	64	60
18.00	78	77	74	70	73	72	72	75	77	78	78	80	75

III.4.4 Evapotranspiration (ETP)

L'évapotranspiration est un phénomène continu dans le temps. Elle est définie comme étant la quantité d'eau consommée qui comprend d'une part l'eau transpirée par la plante et d'autre part l'évaporation directe à partir du sol. Elle dépend du climat de ses variations qui sont déterminées par l'humidité de l'air, la vitesse du vent, la température de l'air et la pression atmosphérique.

Géohydraulique a réalisé des mesures de l'Evapotranspiration réel (ETR) sur plusieurs stations entre Juillet 1970 et Juin 1971, les résultats sont comme suit :

Tableau III.6 : ETP mesurée en mm/an (1970-1971). [38]

Station	J	A	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Total
Blida	112.5	133.0	110.5	66.5	51.7	26.0	26.0	27.8	25.6	50.2	66.3	85.8	781.9
Attatba	110.5	129.5	118.5	68.0	50.7	33.0	28.8	24.8	26.4	50.7	6.8	82.5	730.2

Le total annuel à Blida est de 782mm/an et à Attatba de 730mm/an, ce qui paraît extrêmement faible pour les conditions en Afrique du Nord. Cependant les ETP sont calculées à partir de la formule de Thorntwhaite qui utilise que la température moyenne et qui a tendance à sous estimer l'ETP potentielle. Binnie et Partners ont utilisé les mêmes valeurs à la station de Dar El Beida pour l'ensemble de la plaine, ils ont considéré que l'ETP variait peu d'une année à une autre et entre les différentes parties de la plaine. Ces valeurs sont reproduites dans le Tableau n°7.

Tableau III.7 : ETP calculée en mm/an à la station de Dar El Beida. [34]

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total
ETP	194	168	132	94	60	48	62	71	107	117	131	174	1358

Les différentes valeurs notées s'expliquent par les méthodes employées pour la détermination de l'ETP. Géohydraulique a utilisé la formule de Thorntwhaite alors que Binnie & Partners la formule de Penman.

➤ Vent :

Les vitesses de vent sont généralement modérées, elles varient entre 2 et 2.5m/s, mais les orages d'hiver sont parfois accompagnés de tempêtes de vent. Le siroco généré par les flux d'air fort provenant du désert Saharien affecte presque la totalité de l'aire de la Mitidja, surtout pendant les mois d'été. Le vent a un fort effet desséchant et érodant provoquant une augmentation passagère de l'évapotranspiration, le siroco souffle en moyenne 20 jours par an.

III.5 Aspect hydrogéologique

Il constitue un aspect essentielle pour notre étude, et à ce jour de nombreuses études géophysiques et hydrogéologiques ont été réalisées, fournissant des précisions sur la géologie de la région et sur les relations qui existent entre les différentes unités hydrogéologiques.

L'analyse du remplissage du bassin de la Mitidja permet de distinguer de bas en haut quatre ensembles lithologiques :

- Un substratum imperméable formé par une série marneuse.
- L'Astien formé par un ensemble calcaire-sableux et gréseux.
- Une « Formation d'El Harrach », constituée par un ensemble argileux contenant par endroit du sable et du gravier.
- Les « Alluvions de la Mitidja », formées par un ensemble gravelo-sableux.

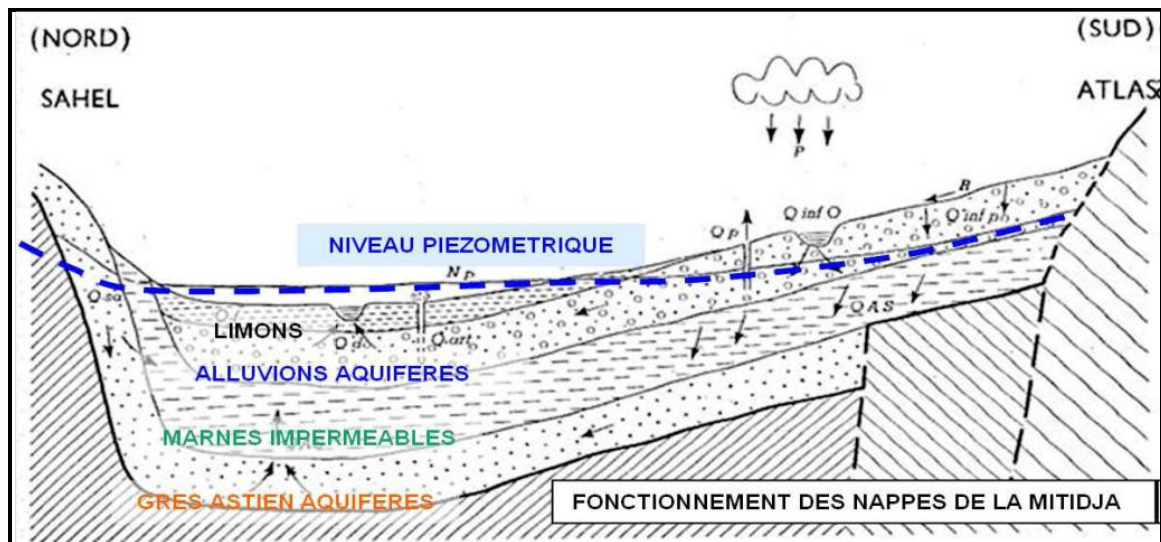


Figure III.11 : Fonctionnement des nappes de la Mitidja. [39]

On distingue dans la Mitidja deux réservoirs aquifères :

III.5.1 Aquifère de l'Astien :

L'aquifère Astien s'étend sous la majeure partie du bassin alluvial et affleure principalement dans le Sahel et au niveau des piémonts de l'Atlas Blidéen. Il est composé de calcaire et de grès comportant occasionnellement des unités argileuses, son épaisseur moyenne varie de 100 à 180m et son toit se trouve généralement entre 250m et 300m au dessous de la surface de la majeure partie de la plaine.

Le réservoir Astien est délimité entre un substratum imperméable (Plaisancien) et la couverture des marnes de Maison Carrée ou marnes d'El Harrach. L'alimentation de cet aquifère est assurée par l'infiltration efficace des pluies dans les zones où la nappe est libre, mais aussi par la nappe alluviale sous-jacente, par drainage à travers la formation d'El Harrach (présence de passées de sables et graviers). Le flux de drainage ascendant vers la nappe alluviale à travers les passes caillouteuses de la formation d'El Harrach, constitue le seul exutoire de la nappe.

Du point de vue hydrodynamique l'Astien constitue une nappe captive sauf dans les zones d'affleurement et les zones de contact avec l'alluviale quaternaire dans la majeure partie orientale de la Mitidja à l'Est du Hamiz.

L'aquifère Astien est très peu sollicité, sauf dans les zones où les alluvions du Quaternaire sont absentes, ou représentées uniquement par d'importantes couches argileuses. La profondeur des forages captant l'Astien est comprise en 200 et 300 m, et les débits sont peu importants (entre 15 l/s à 20 l/s en moyenne).

III.5.2 Aquifère quaternaire (alluviale)

Elle constitue la principale nappe aquifère de la Mitidja, l'aquifère alluvial se compose principalement de graviers et de galets alternant avec des limons et des argiles en quantité variable et comportant parfois des masses lenticulaires argileuses. Les alluvions sont d'âge Soltano-Tensiftien inférieur et reposent sur les marnes d'El Harrach. L'épaisseur moyenne de l'aquifère de la Mitidja est d'environ 100 à 150m, elle diminue au Sud en direction de l'Atlas Blidéen et atteint 40m au Nord au niveau de la Baie d'Alger. La limite inférieure de l'aquifère se situe au contact avec la formation d'El Harrach, à l'exception de la région du Hamiz et de Rouiba où l'aquifère se trouve en contact direct avec l'Astien et forme un aquifère unique. L'absence du substratum dans cette zone est due à l'activité érosive qui a lieu au cours du Pléistocène. L'aquifère est libre sauf au niveau de l'oued Mazafran où il est mis en charge par une formation argileuse.

Du point de vue hydraulique, la nappe alluviale peut être divisée en deux parties :

- Le bassin du Mazafran où la nappe est captif sur une grande étendue.
- Le bassin Harrach-Hamiz où la nappe est entièrement libre.

Et dans le Tableau suivant nous résumons le potentiel aquifère des formations les plus importantes.

Tableau III.8 : Potentiel aquifère de la Mitidja. [40]

Formation	Lithologie	Épaisseur (m)	Potentiel aquifère
Mazafran	Limons et argiles limoneuses	10 à 60	Potentiel limité car relativement imperméable. De grands diamètres fournissent de l'eau en faible quantité dans certaines aires. Ne couvre qu'une surface limitée.
Mitidja y compris les dunes et les alluvions récentes des oueds	Sables et graviers contenant plus ou moins de limons et d'argiles. Quelques strates d'argiles.	100 à 200	Aquifère principal du bassin. Absent dans les aires Ouest et quelques aires localisées près des bords du bassin. Presque toute l'eau de cette formation est souterraine.
El Harrach	Argiles avec quelques lentilles et couches de graviers	0 à 200 moyenne 100	Potentiel très limité en tant qu'aquifère sauf dans des aires localisées d'où l'on peut soutirer de l'eau depuis les lentilles de graviers présentes dans les argiles.
Astien	Grés, sables et calcaires	100 à 130	Matériaux aquifères; potentiel important près de la surface ou aux endroits où la formation de la Mitidja est absente.
Plaisancien	Marnes	200	Pas de potentiel aquifère.

III.6 Aspects hydrodynamique [37]

III.6.1 Transmissivité

La transmissivité représente le produit de la perméabilité par l'épaisseur productive de l'aquifère, elle caractérise la facilité avec laquelle l'eau souterraine peut se déplacer, d'où l'importance de ce paramètre dans la recharge artificielle des nappes.

Pour la Mitidja une série d'études a été réalisée, synthétisé dans le tableau suivant :

Tableau III.9 : Transmissivité de la Mitidja

Aquifère	Transmissivité (m ² /s)	Auteur
Astien	10 ⁻² – 2,3.10 ⁻²	Bennie et Partners (1971)
	10 ⁻³ – 3.10 ⁻²	Géohydraulique (1980)

	$1,1.10^{-3}$ à $2,2.10^{-3}$	Sir MacDonald and Partners 1992
	$1,7.10^{-2}$ à 3.10^{-2}	Toubal, 1998
Quaternaire	4.10^{-2}	DEMRH(1973)
	10^{-3} à 5.10^{-3}	Géohydraulique (1980)
	$9,2.10^{-3}$	Benachou et Benmehla (1993)
	$9,3.10^{-3}$ et $2,9.10^{-2}$	Mancer et Benlamri (1990)
	$1,5.10^{-2}$ à 2.10^{-2}	Toubal, 1998

La Mitidja est, est caractérisé par deux zones avec des transmissivité relativement élevées qui sont :

- La première zone se localise au niveau du bassin du Hamiz avec des transmissivité qui varient entre $1,7.10^{-2}$ et $2,3.10^{-2}$ m²/s.
- La deuxième zone se situe au niveau du bassin El Harrach avec des transmissivité qui varient entre $0,4.10^{-2}$ et 3.10^{-2} m²/s.

Le projet pilote a étudié se situe dans la deuxième zone.

III.6.2 Coefficient d'emmagasinement

Ce paramètre permet de distinguer les zones à nappe libre et les zones à nappe captive. Il caractérise la capacité de l'aquifère à libérer une certaine quantité d'eau sous l'action d'une certaine variation de charge hydraulique. Les études qui ont été faites pour définir ce paramètre, sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.10 : coefficient d'emmagasinement de la Mitidja. [40]

Aquifère	Coefficient d'emmagasinement	Auteur
Astien	5.10^{-6} à 5.10^{-3}	Bennie et Partners (1980-1981)
Quaternaire	7.10^{-3}	Bennie et Partners (1971)
	$1,7.10^{-3}$	DEMRH(1973)
	10.10^{-3}	Mancer et Benlamri (1990)
	7.10^{-3}	Kara et Mati (1991)

Les différentes études de Mac Donald (1992) donnent une fourchette de valeurs pour la Mitidja citée dans le Tableau suivant:

Tableau III.11 : coefficient d'emmagasinement. [Mac Donald 1992]

Formation	Condition	Fourchette de valeurs
Astien	libre	0.03-0.05
	captive	5.10^{-6} - 5.10^{-3}
Mitidja	libre	0.02-0.07
	Captive	$1.6.10^{-4}$ - 3.10^{-3}

III.6.3 *Perméabilité Verticale*

Ce paramètre caractérise l'écoulement vertical (drainance) entre deux nappes.

Pour le système aquifère de la Mitidja, aucune mesure de la perméabilité verticale n'a été faite sur le terrain, toutes les estimations proposées ne sont que des hypothèses. Parmi elles, la perméabilité verticale des marnes jaunes de la formation d'El Harrach estimée par Mac Donald (1992) a une valeur comprise entre 10^{-7} et 10^{-8} m/s.

La perméabilité verticale de la Mitidja est d'environ 6.10^{-6} m/s et celle de l'Astien 10^{-5} m/s.

Tableau III.12 : perméabilité vertical. [40]

Aquifère	Mitidja	Astien	Marnes d'E Harrach Limons du Mazafran
K_v (m/j)	0.5	1	8.10^{-4} - 8.10^{-3}

III.6.4 *L'alimentation de la nappe de la Mitidja*

L'alimentation de cet aquifère est assurée par :

- l'infiltration des précipitations.
- l'infiltration à travers le réseau hydrographique (Harrach, Hamiz, Reghaia).
- à travers des piémonts de l'atlas au contact des roches calcaires.
- les écoulements souterrains de l'Astien vers la nappe alluviale à travers la formation d'El- Harrach le long du Sahel.
- par les fuites du réseau de distribution d'eau potable et le réseau des eaux usées.
- l'infiltration des eaux excédentaires d'irrigation.

III.6.5 *Alimentation de la nappe de la Mitidja Est par les oueds*

Géohydraulique en 1970 a réalisé un certain nombre de jaugeages différentiels pour estimer les apports et le drainage des oueds à la nappe, et En 1971 M.Engalen a estimé que les débits infiltrés l'été dans la nappe superficielle à partir des oueds étant d'environ 108 l/s, avec 100 l/s de la Chiffa, 3 l/s de Bouroumi et 5 l/s d'autres oueds au Sud de Bouroumi. Binnie & Partners en 1983 a utilisé une autre méthode d'estimation des infiltrations des oueds à partir des mesures faites jusqu'en 1973, afin de déterminer l'infiltration par les oueds dans la nappe. Les résultats étaient suffisants pour donner des ordres de grandeur et déterminer les zones d'apport et de drainage.

Tableau III.13 : Débits d'infiltration des oueds. [34]

Oueds	Etude Géohydraulique (m ³ /j)	Etude Binnie et Partners (m ³ /j)
Djer	60	1 200
Bouroumi	63 00	7 100
El harrach	64 000	132 000
Djemaa	37 000	56 000
Chiffa	30 000	47 000
Hamiz	14 000	6 400
Total	151 360	249 700

-En 1992, Mac Donald a repris l'étude de Géohydraulique et l'a actualisé à l'aide de nouvelles mesures et de méthodes d'analyse différentes. Les principaux résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.14 : Débits d'infiltration des oueds. [40]

Oueds	Station de jaugeage	Période	Infiltration moyenne (hm ³ /an)
Djer	El affroun	1968-1979	0.3665
	Boumedfa	1980-1988	
Bouroumi	SidiBrahim Berkissa	1969-1978	2.60
	Attaba		
Chiffa	Gorge 2	1969-1988	16.83
EL Harrach	Hammam Melouan	1969-1988	41.61
Djemaâ		1969-1988	16.83
Hamiz	-	-	1.95
Total	-	-	89.185

IV. Constats actuels

La Mitidja est l'une des plaines les plus fertiles en Algérie, par conséquent il est clair qu'elle constitue la principale ressource en eau souterraine couvrant les différents besoins en eau de la capitale et de ses environs.

Ainsi les changements climatiques défavorables observés ces dernières décennies et l'explosion démographique qu'a connue la région depuis l'indépendance, ont affecté sérieusement les capacités de renouvellement en ressources en eau de cette aquifère. Actuellement la nappe de la Mitidja est en état de surexploitation, les entrées à la nappe durant ces années de sécheresse n'arrivent pas à subvenir aux besoins d'une région aussi importante, l'ajout du problème d'intrusion d'eau de mer au niveau des côtes, réduit ainsi considérablement le volume de la ressource en eau douce stocké.

Parallèlement à cette situation, des volumes importants d'eaux superficielles se perdent dans la mer dépassant parfois les quantités annuelles prélevées de la nappe.

V. Evolution piézométrique-bilan-exploitation de la Mitidja [37]

V.1 Caractéristiques piézométriques

La carte piézométrique dressée par Achi (1973) (Carte hydrogéologique de la région d'Alger, ANRH 1973) à partir des mesures effectuées en Août 1969 montre que les eaux s'écoulent de la bordure de l'Atlas vers la mer qui constitue son seul exutoire souterrain, les écoulements convergent ensuite vers la cluse du Mazafran à l'Ouest de la plaine et vers les centres de pompes Baraki et El Harrach à l'Est, ainsi vers les marais de Reghaïa. La nappe reste libre dans toute la plaine, puis devient captive sous les limons dans le bas Mazafran. Les fluctuations saisonnières du niveau piézométrique sont quasiment nulles au bord de la côte et atteignent une dizaine de mètres dans les piémonts, avec des gradients hydrauliques (i) décroissants d'amont en aval (0.3% en amont du piémont, 0.5% en aval du piémont et 0.1% dans la plaine).

V.2 Suivi Piézométrique:

Depuis de nombreuses années déjà, la plaine de la Mitidja a fait l'objet de nombreuses mesures piézométriques:

En 1966 des mesures du niveau piézométrique ont été relevées par l'ANRH, les mesures ont porté sur 316 points. La nappe était bien en équilibre hydraulique, avec présence d'une zone d'artésianisme autour de l'entrée de la cluse de Mazafran.

Durant les années 70, les pompages d'eau pour l'AEP ont augmenté par la réalisation des champs de captage dans la zone du Mazafran et du Hamiz, ce qui a provoqué des zones de dépression à l'Est et à l'Ouest et la disparition de l'artésianisme. Une baisse de niveau de la nappe se fait remarquer par la présence des fluctuations saisonnières importantes. Cette situation nécessitait un suivi du comportement de la nappe. Un réseau de surveillance des eaux souterraines a été réalisé au début des années 70 avec l'étude de Géohydraulique (1972), le réseau comportait 665 points d'observation (forages, puits, piézomètres).

Une étude a été entamée par Binnie et Partners (1983), une carte piézométrique a été réalisée pour la période (1981-1982).

En 1985, avec la sécheresse, le nombre de forages d'irrigation a été augmenté et la mise en exploitation de tous les champs de captage d'AEP était une nécessité pour subvenir aux besoins de la population ce qui a provoqué un tarissement de plusieurs puits d'où réduction du nombre de points du réseau à 80 (Tableau 15). Durant l'année 1985, 10 campagnes de mesures ont été établies, elles montraient des hauteurs maximales du niveau d'eau enregistrées au mois d'Avril notant que pendant la période hivernale la nappe est moins sollicitée par les pompages agricoles, la baisse du niveau piézométrique est enregistrée à partir du mois d'Avril au mois d'Août. La prolifération anarchique des points d'eau continue et l'état de la nappe se dégrade de plus en plus.

En 1993, 15 piézomètres ont été réalisés dans les points les plus importants près des champs de captage (MazafranI, MazafranII, BlidaI, BlidaII, Baraki et Hamiz). Une nouvelle campagne piézométrique a été entreprise en 1996, des mesures piézométriques ont été relevées, mais il a été impossible de cadrer tout le réseau vu l'état de l'insécurité, l'inventaire a été par la suite complété en 2001. Un rabaissement noté en amont de la plaine près des champs de captage qui va jusqu'à 14m à certains endroits. A l'aval la situation est plus ou moins meilleure à part dans les zones argileuses, mais au niveau de la Baie d'Alger la situation est frappante le niveau a baissé de 10.22m au-dessous du niveau de la mer favorisant ainsi l'intrusion d'eau marine. L'inventaire de (1996-2002) a permis d'actualiser un réseau de surveillance plus représentatif d'où une surveillance périodique poussée de la fluctuation des eaux souterraines de la nappe.

Une piézométrie réalisée entre 2001 et 2004 notamment dans la zone de la recharge artificielle, montre une persistance de baisse de niveau des champs de captages. Quoiqu'une amélioration a été notée particulièrement aux endroits où les pompages sont moins prononcés.

Tableau III.15 : Réseau de surveillance de la nappe alluviale de la Mitidja

Réseau	Points			
	Forages	Puits	Piézo mètres	Total
1970	-	-	-	665
1972	-	-	-	168
1985	20	46	14	80
1986	50	48	09	107
1997	46	65	18	129

2002	24	16	48	78
2006	25	17	52	94

Le Graphes ci-dessous démontre une baisse significative du niveau piézométrique au niveau de Mazafran durant la période (1995-2003), c'est-à-dire avant les débuts des procédés de recharge artificielle.

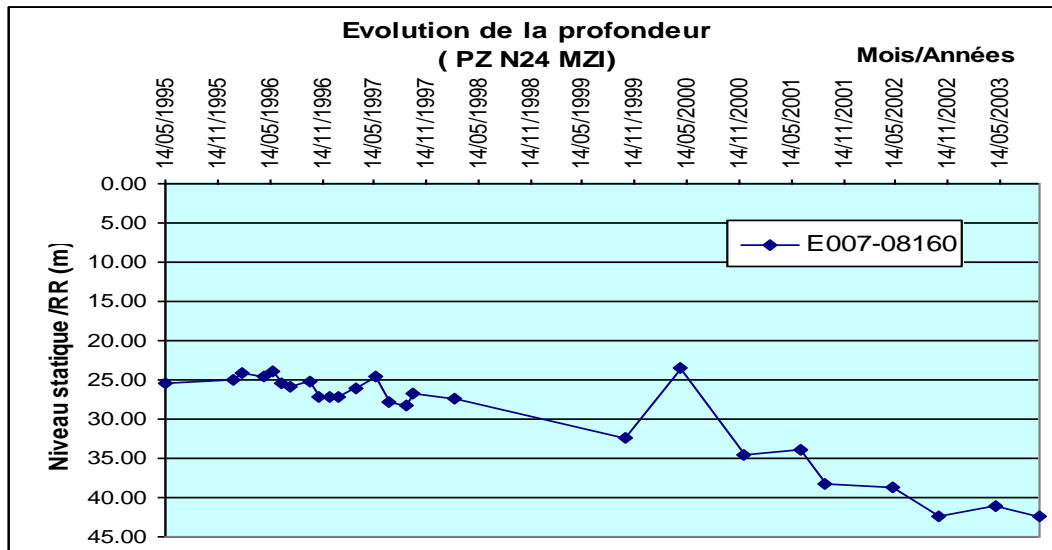


Figure III.12 : Evolution de la profondeur de la nappe alluviale de la Mitidja avec le temps [37]

V.3 Bilan des nappes (études antérieures) [37]

V.3.1 Bilan d'eau de la nappe de l'Astien :

Le bilan des années 70 (Géohydraulique1972) montre que les apports par l'Astien ne présentent que 10% de l'apport total de la nappe de la Mitidja, et que l'Astien reçoit annuellement 7 hm³ provenant de son affleurement du Sahel, 11hm³ provenant de la partie amont de la nappe du Quaternaire. Privé d'exutoire naturel il restitue les 18hm³ à la nappe alluviale dans sa partie avale, sa mise en exploitation présente donc peu d'intérêt.

V.3.1 Bilan d'eau de la nappe du Quaternaire :

Entre 1970 et 1971, la situation de la nappe du Quaternaire en terme de bilan était la suivante :

Tableau III.16 : Bilan hydrique de l'année (1970-1971). [38]

Apports	hm ³	%	Exhaures	hm ³	%
Infiltration des précipitations	177	60	Pompage dans la nappe	248	83
			-Agriculture : 168		
			-Industrie : 15		
Infiltration des oueds et du ruissellement sur les piémonts	89	30	-AEP : 65		
Apport latéral par l'Astien du Sahel	22	7.5	Drainage des cours d'eau	36	12
Apport par drainage de l'Astien	7	2.5	Fuite vers la mer	14	5
Total des apports	295		Total des exhaures	298	

Le total des apports (295hm^3) et le total des exhaures (298hm^3); la nappe est en régime d'équilibre interannuel, les apports compensent les exhaures, 3hm^3 seulement sont prélevés sur les réserves. Le seul centre de pompage existant pendant cette année dans le bassin de Mazafran était le champ de captage MazafranI qui participait à l'alimentation en eau de la ville d'Alger, avec un débit de 370l/s , un deuxième champ de captage MazafranII situé entre Oued Alleug et Tektaka était en construction (1972).

Géohydraulique proposait d'accroître les prélèvements de 50% sans provoquer un déséquilibre du régime de la nappe mais en adoptant un schéma d'exploitation qui consistait à récupérer les débits de drainage des oueds et les fuites vers la mer.

Entre 1970 et 1981 avec la réalisation d'autres champs de captage dans la zone de drainage les niveaux piézométriques ont baissé de 10m et plus dans certains secteurs.

Pour l'année 1981, l'état d'équilibre était sur le point d'être restauré alors que le drainage de l'eau vers les oueds était réduit par l'existence de nouveaux points d'eau plus bas (Tableau 17).

Tableau III.17 : Bilan hydrique de l'année (1980-1981). [34]

Apports	hm^3	%	Exhaures	hm^3	%
Infiltration des précipitations	77	23.4	Pompage dans la nappe	294	87.9
Infiltration des oueds et du ruissellement sur les piémonts	136	41.5	-Agriculture : 126		
			-Industrie : 21		
			-AEP : 142		
			-autres : 5		
Apport latéral par l'Astien du Sahel	63	19.1	Drainage des cours d'eau	24	7.1
Apport par les formations du Mazafran	5	1.7	Fuite vers la mer	17	5.0
Fuites du réseau de distribution en eau potable	22	6.6			
Retour des eaux d'irrigation	25	7.7			
Total des apports	328		Total des exhaures	335	

Le bilan de l'année (1980-1981) donne 328hm^3 de débit entrant et 335hm^3 de débit sortant, 7hm^3 prélevés sur la ressource. L'apport par infiltration des précipitations est plus important en (1970-1971) où on note 177hm^3 alors que dans l'année (1980-1981) on a 77hm^3 , d'un autre côté l'infiltration par les oueds est plus importante dans l'année (1980-1981) où on a 11% de plus de débit infiltré des oueds ceci peut être expliqué par la méthode de calcul différente. Le total des apports en (1970-1971) est de 295 alors qu'en (1980-1981) il est de 328, cette différence est peut être due à ce que le bilan calculé pour cette année est plus détaillé. Néanmoins avec un taux d'infiltration des précipitations faible on devait s'attendre à un total moindre. D'un autre côté les exhaures ont augmenté. Sur le plan de la demande en eau, les besoins de l'AEP ont augmenté d'environ 120% en 10 ans alors que le secteur agricole a été déficitaire de 25%.

Entre (1981-1982) de nouveaux champs de captage BlidaI et Hamiz ont été réalisés suivis d'autres réalisation de points de captage jusqu'aux actuel, engendrant automatiquement un déséquilibre continu de la nappe.

La réalisation du modèle mathématique permettra l'établissement d'un bilan hydrique.

➤ Exploitation

La presque totalité des prélèvements en eaux souterraines provient de l'aquifère de la Mitidja. Selon les dernières estimations de l'ANRH, le nombre de forages et puits existant dans la Mitidja essentiellement la nappe alluviale varie entre 5000 et 7000 qui sont destinés à l'alimentation en eau potable, l'irrigation et l'industrie. Le nombre de forages et puits est en croissance continue vu la construction illicite des forages et puits par les familles et les industrielles pour des usagers particuliers. A travers les études précédentes on peut établir l'historique des prélèvements :

Géohydraulique estimait en fin d'année 1969 que les prélèvements dans l'aquifère alluvial de la Mitidja étaient de 222hm³/an.

Binnie & Partner (1983) établie une liste de prélèvements depuis 1969 à 1980 les résultats sont dans le Tableau 18.

Tableau III.18: Débits prélevés de la nappe en hm³/an. [34]

Prélèvements (hm ³ /an)	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980
AEP	74.5	77	79	83	86	889	98	108	115	114	126	142
AEI	16	14	15	15	15	16	17	17	18	19	21	21
AEA	144	151	153	155	156	156	156	154	152	145	133	126
UNC	7	7	7	7	7	7	7	7	5	5	5	5
Total	242	249	253	260	263	278	286	286	290	283	285	294

AEP: alimentation en eau potable

AEI : alimentation en eau industrielle

AEA: alimentation en eau agricole

UNC: utilisation inconnue.

Mac Donald (1992) reprend les valeurs de Binnie & Partners (1983) et donne des valeurs par champs de captage pour l'AEP d'Alger (Tableaux 19 et 20).

Tableau III.19: Débits prélevés en hm³/an pour l'AEP d'Alger. [40]

Année	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990
Prélèvements (hm³/an)	45	95	128	134	129	123	122	120	123	113	119	103	104

Tableau III.20: Débits prélevés en hm³/an par champs de captage. [40]

Champs de captage	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990
-------------------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

Mazafran I	23.95	24.7	27	27.1	25	22.3	23.9	25.3	25.8	24.35	23.4	20	20
MazafranII	-	-	35.7	37.5	38.9	33.9	29.4	21.5	21.6	20.27	22.5	21.9	22
Mahelma	-	-	-	-	-	-	-	0.46	1.94	1.73	1.56	1.29	1.3
Chebli/Baba Ali	-	-	-	-	-	2.08	7	6.41	6.33	6.82	6.09	5.52	6
Beni Mered	-	-	-	-	-	0.08	0.18	0.1	0.12	0.18	0.35	0.39	0.4

Les données de Mac Donald montre une évolution de débit attribué à l'AEP d'Alger du à l'évolution démographique de la région. En effet les prélèvements ont triplé en 1990 ceci s'explique par les nouveaux champs de captages réalisés depuis l'année 1978.

L'inventaire de l'année 1997-2002 donne un prélèvement total de 272 hm³ (Tableau 21), ce débits est sous estimé si on le compare au débit donnée par Géohydraulique en 1969 qui est de 222hm³ et les débits données par Binnies & Partners (Tableau 18). On devait s'attendre à un débit plus important.

Tableau III.21: Tableau récapitulatif de l'inventaire des points d'eau et des débits extraits (1997-2002). [37]

Ouvrages	Nombre de forages inventoriés			Prélèvements (hm ³ /an)		
	AEP	AEA	AEI	AEP	AEA	AEI
Forages	578	3172	162	144.58	124.44	0.873
Puits	10	157	5	0.026	2.62	0.018
Puits non utilisés	281	-	-	-	-	-
Total	4365			272.56		

Les Tableaux 22 et 23, représentent les données récentes recueillies pour l'AEP. On remarque qu'il y'a une différence entre les valeurs données par Mac Donald et SEEAl pour les champs de captage de l'année 90. D'un autre côté le Tableau 23 montre qu'environ 24 hm³ d'eau sont attribués à la wilaya de Tipaza.

Tableau III. 22: Débits prélevés en hm³/an pour l'AEP du centre Mazafran. [41]

Année	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	00	01	02	03	04	05
Mazafran I	15	17	16	13	11	8	10	13	14	14	13	15	18	14	14	14
Mahelma	1	1	1	-	1	1	1	3	3	4	3	4	3	3	1	2
Mazafran II	19	21	19	17	15	15	15	17	18	19	18	19	20	20	15	18

Tableau III.23: Débits prélevés pour l'AEP en hm³ dans les quatre wilayas de la Mitidja. [42]

Wilaya	Total Communes	Total Forages	Débit d'exploitation (m³/h)	Prélèvements (m³)
Alger	16	207	12332.20	-
Blida	17	150	-	10 165 572
Tipaza	28	126	-	24 426 609
Boumerdes	24	109	-	3 109 506

L'ensemble des données recueillies ne nous permet pas de suivre avec précision l'évolution annuelle des prélèvements de la nappe de la Mitidja pour la période (1971-2005). Mais on peut noter que les prélèvements sont en augmentation continue, en effet depuis l'année 69 à l'année 1980 les débits soutirés selon Binnie & Partners passent de 242 hm³/an à 294hm³/an donc l'augmentation est d'environ 25%, alors qu'elle est d'environ 60% pour l'AEP entre 1978 et 1990 [Mac Donald (1992)].

CONCLUSION

La nappe de la Mitidja alimente en eau potable les quatre wilayas (Alger, Blida, Tipaza, Boumerdes) et irrigue les terres agricoles de la plaine, mais elle satisfait aussi les besoins de toutes les unités industrielles situées dans ce secteur, donc il est clair que c'est un réservoir stratégique qu'il importe de protéger.

Sur le terrain sa protection n'est pas assurée et la gestion de la ressource n'est pas étudiée. En ce qui concerne le secteur agricole, les nombreux forages réalisés notamment illicites participent à l'amointrissement de la quantité d'eau, de plus ils constituent un déficit non calculés dans le bilan, à l'heure actuel il est très difficile de réaliser un bilan précis.

Pour ce qui est de la gestion de ses ressources, la nappe est partagée entre quatre wilayas et chacune d'elle élabore un programme de forage pour satisfaire les besoins de sa population, ce qui a entraîné une surexploitation et une baisse du niveau piézométrique, ajouter à cela la réalisation de forages sans études, et la mauvaise gestion de la ressource au niveau de la Baie d'Alger a entraîné une intrusion marine.

Par conséquent, un plan de gestion plus élaboré et plus rigoureux permettant d'inclure des méthodes de protection de cette ressource s'impose. La recharge artificielle des nappes peut être l'une de ces méthodes, car c'est un processus qui a fait preuve d'efficacité dans plusieurs pays du monde.

Dans ce qui suit, nous essayerons de voir l'impact que pourrait avoir cette méthode au niveau de la Mitidja, ainsi que les différentes expériences pilotes établis dans secteur en Algérie.

CHAPITRE IV

PARTIE1: METHODOLOGIE DES MODELES DE SIMULATION EN HYDROGEOLOGIE

I. Introduction

Par le passé, l'aspect essentiel des études hydrogéologiques consistait à estimer le potentiel d'alimentation en eau des aquifères. Cependant ces vingt dernières années, l'attention est passée des problèmes de ressource aux problèmes de qualité des eaux. Ceci a induit le besoin de mieux connaître le déplacement des contaminants dans l'environnement de sub-surface. En conséquence de cette évolution, les priorités en matière de recherche scientifique et d'acquisition de données ont été redéfinies. Avant, l'objectif était de développer des méthodes pour évaluer et mesurer les propriétés hydrodynamiques des aquifères à fortes perméabilités. L'objectif est maintenant clairement axé sur les processus de transport et de dispersion, de retard et de dégradation des contaminants chimiques, les effets de l'hétérogénéité (du milieu) sur les trajectoires d'écoulement et les temps de parcours, et les phénomènes de rétention d'eaux contaminées dans les matériaux à faibles perméabilités.

Ces vingt dernières années ont vu des avancées technologiques majeures en hydrologie souterraine. Une part de ces nouvelles technologies concerne le développement et l'utilisation de modèles informatiques de simulation, déterministes, à paramètres distribués, pour analyser les écoulements et les transports de masse dans les systèmes aquifères. Ces développements, se sont effectués en parallèle avec le développement et la disponibilité grandissante de systèmes informatiques plus rapides.

II. Définition

Le mot modèle a tellement de définitions et est si couramment utilisé qu'il est parfois difficile de cerner sa signification [44]

Un modèle est une représentation simplifiée de la réalité qui a pour objectif de décrire le comportement des systèmes naturels. Cela peut aller du modèle conceptuel au modèle numérique en passant par les modèles géologiques, hydrogéologiques, mathématiques et physiques. Il s'agit d'un outil de base aujourd'hui utilisé quotidiennement par les hydrogéologues et les ingénieurs. Le modèle conceptuel, étape initiale et fondamentale dans toute démarche de modélisation, est basée sur les modèles géologiques et hydrogéologiques, et contient les éléments suivants :

- Définition de la structure et de la géométrie du domaine d'écoulement;
- Détermination des caractéristiques hydrodynamiques des différents niveaux aquifères (et aquicludes, aquitards,...);
- Définition des conditions de recharge et de vidange par intégration des données hydrologiques et météorologiques (conditions aux limites, termes source,...).

De manière plus générale, les modèles sont fréquemment utilisés en hydrogéologie dans les cas suivants:

- Décrire et comprendre les systèmes hydrogéologiques naturels;
- Gérer des ressources en eau souterraine et prévoir leur évolution;
- Concevoir et évaluer l'impact d'ouvrages souterrains (tels que des puits de captage, des tunnels, des sites de stockage de déchets,...);
- Estimer les risques de contamination et tester l'efficacité de méthodes de dépollution de sites contaminés.

III. Modèles mathématiques

Un modèle mathématique est une représentation ou une interprétation abstraite de la réalité physique qui est accessible à l'analyse et au calcul. [43]

Les modèles mathématiques en hydrogéologie consistent en une ou plusieurs équations différentielles dérivées de la physique, laquelle décrit des processus dynamiques tels que l'écoulement de l'eau, la diffusion de chaleur, le transport d'une substance dissoute par advection, dispersion et diffusion, la déformation mécanique, etc. Le problème technique majeur consiste à résoudre l'équation différentielle en définissant des conditions initiales et des conditions aux limites. Ces dernières décrivent les influences externes qui conditionnent les processus, telles que les infiltrations par les précipitations, les infiltrations/exfiltrations par les zones en contact avec des eaux de surface, l'évapotranspiration, le flux géothermique, les sources de pollution, les contraintes mécaniques, etc...

L'équation générale 3-D qui gouverne les écoulements confinés en milieu poreux est donnée ici en rappel:

$$S_s \frac{\partial H}{\partial t} + \nabla \cdot \mathbf{q} = q_1 - q_0 \quad (\text{IV.1})$$

Où $\mathbf{q} = -K\nabla H$ est le flux de Darcy [LT^{-1}], et avec S_s le coefficient d'emmagasinement spécifique [L^{-1}] décrivant la nature capacitive de l'aquifère, K le tenseur de conductivité hydraulique [LT^{-1}] qui décrit la nature conductrice de l'aquifère, H la charge hydraulique [L], t le temps, et où q_1 et q_0 sont des termes source et d'extraction interne [T^{-1}]. Dans certains cas simples, l'équation peut être résolue par des méthodes analytiques qui fournissent une expression mathématique explicite pour la charge et le débit. Pour des cas plus complexes, il est nécessaire d'avoir recours à des méthodes numériques. Dans tous les cas, la résolution par intégration du système d'équations différentielles donne une solution qui représente la distribution spatiale de la charge hydraulique $H(x; y; z)$ en régime permanent, ou spatiale et temporelle $H(x; y; z; t)$ en régime transitoire. Rappelons que pour trouver une telle solution, il est absolument nécessaire de connaître ou de définir les points suivants:

- La géométrie (forme et structure) du domaine d'écoulement en 1-D, 2-D ou 3-D;
- La distribution spatiale des paramètres $K(x; y; z)$ et $S_s(x; y; z)$;
- Les conditions aux limites du domaine: potentiels ou flux/débits imposés;
- Les conditions initiales, c'est à dire le champ $H(x; y; z)$ au temps $t = 0$ (pour les simulations en régime transitoire uniquement).

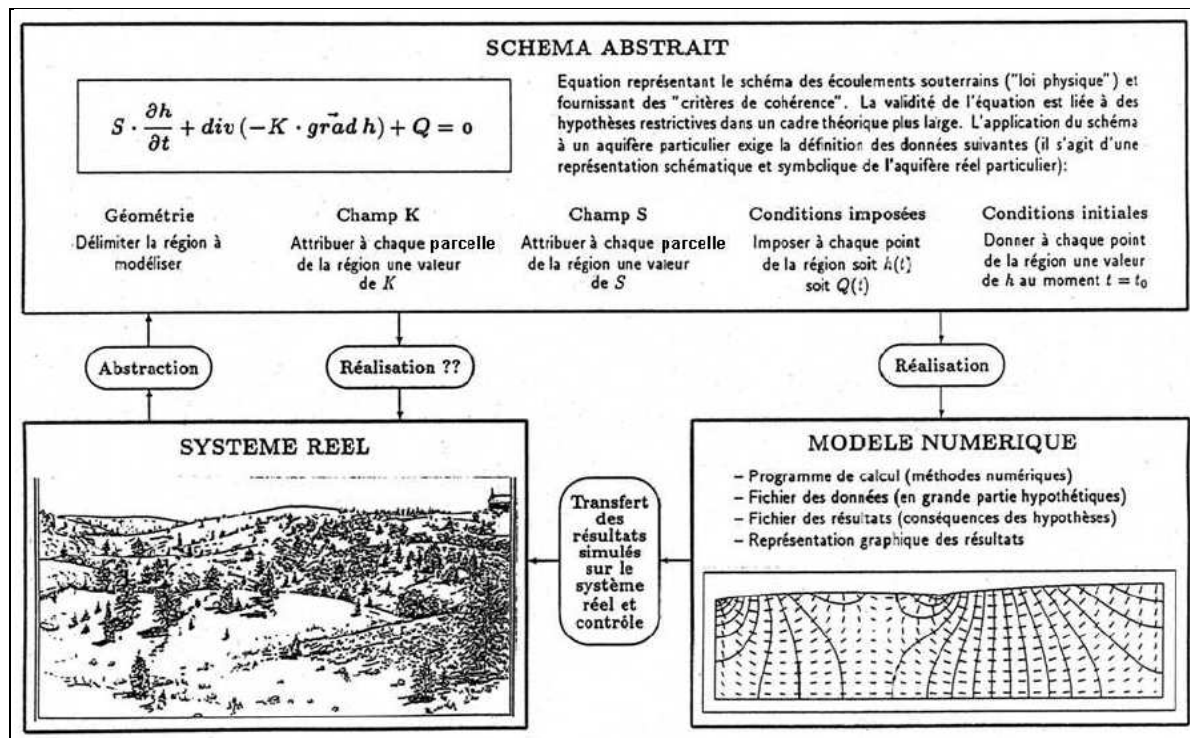


Figure IV.1 : Schéma illustrant le passage du modèle mathématique vers le numérique. [43]

IV. Modèles numériques

La modélisation numérique ou simulation numérique, permet de calculer sur ordinateur les solutions de ces modèles, et donc de simuler la réalité physique. [43]

L'approche numérique est utilisée dans le cas général pour lequel la géométrie du domaine, son hétérogénéité paramétrique, les conditions aux limites et/ou le processus simulé lui même rendent l'intégration exacte, ou la détermination d'une solution analytique impossible. Les méthodes numériques les plus employées sont la méthode des différences finies (MDF) et la méthode des éléments finis (MEF). Un modèle numérique associe une discrétisation du système réel en éléments géométriques (triangles, quadrangles, briques, prismes, tétraèdres,...) à une discrétisation des équations différentielles. L'assemblage de tous ces éléments discrets (intégration de la contribution de chacun des éléments sur le domaine) donne lieu à un système algébrique d'équations linéaires (système matriciel) dont la résolution nécessite l'inversion de matrices dont la taille dépend du nombre d'éléments utilisés dans le modèle (nombre de nœuds). Il s'agit ici d'une limitation majeure des techniques numériques du fait de leur dépendance aux ressources informatiques disponibles (vitesse du processeur, mémoire vive disponible). A l'opposé des méthodes analytiques, les modèles numériques nécessitent en général beaucoup plus de temps pour être mis en place et utilisés.

La solution d'un modèle numérique fournit la distribution spatiale et temporelle de la charge hydraulique $H(x; y; z; t)$, de la concentration $C(x; y; z; t)$ d'un contaminant, etc.

Elle permet également d'effectuer une estimation des composantes des bilans hydrologiques et massiques (flux de recharge, quantité d'eau stockée dans les différentes couches, flux massiques,...), ou bien de quantifier d'autres grandeurs (variables) d'intérêt telles que les temps de transit ou les taux/temps de renouvellement des eaux souterraines.

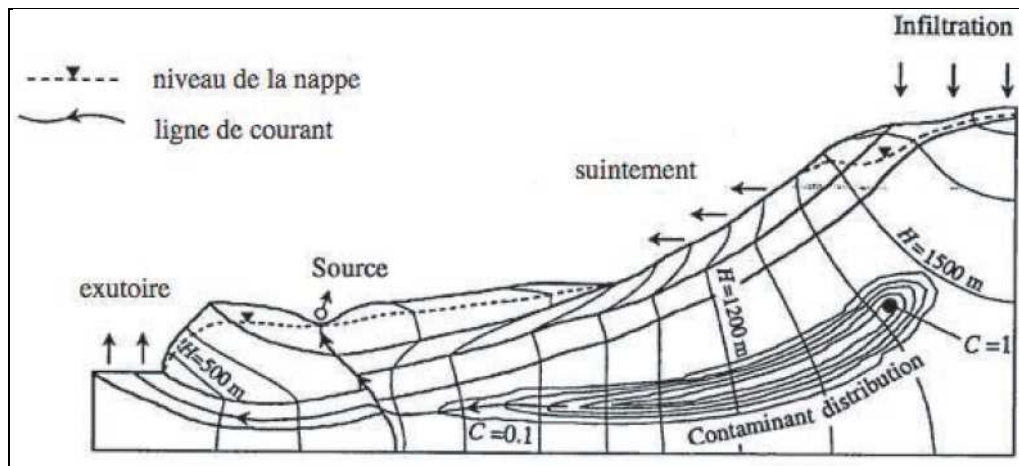


Figure IV.2: Exemple de résultat d'un calcul numérique. [43]

IV.1 Méthode des différences finies [44]

Les équations partielles différentielles décrivant les processus d'écoulement dans les eaux souterraines contiennent des termes représentant des dérivées de variables continues. Les méthodes des différences finies sont basées sur l'approximation de ces dérivées (ou pentes des courbes) par des variations linéaires discrètes sur des petits intervalles discrets d'espace ou de temps. Si les intervalles sont suffisamment petits, l'ensemble des accroissements linéaires va représenter une bonne approximation de la surface curviligne réelle.

On peut également obtenir ces approximations en utilisant les expansions en séries de Taylor. Une approximation des dérivées par les différences finies introduit une certaine erreur appelée erreur de troncature, mais celle-ci va généralement diminuer. Car remplacer une dérivée par une différence finie revient à utiliser une série tronquée de Taylor, de sorte que la solution exacte d'une équation de différence soit différente de la solution de l'équation différentielle correspondante (Peaceman 1977). Aussi, il n'est peut être pas possible d'atteindre une solution "exacte" de l'équation de différence à cause des limites de précision en ce qui concerne le stockage de nombres dans les ordinateurs. Lors de la résolution d'un gros fichier d'équations, de nombreuses opérations arithmétiques sont effectuées, et des erreurs successives peuvent parfois s'accumuler.

Lors de l'élaboration de cette méthode, on se doit de considérer une discrétisation (généralement celle du temps). Ensuite le calcul de la dérivée se fait en prenant une "différence aval" de l'élément discrétisé et une "différence amont".

A titre d'exemple, nous précisons que pour le cas d'une résolution de l'équation de l'écoulement souterrain pour un nœud (i, j) d'un maillage aux différences finies, on doit prendre en compte les charges au niveau de cinq nœuds et à deux niveaux de temps.

IV.2 Méthode des éléments finis [44]

La méthode des éléments finis (MEF) est une technique d'analyse numérique pour obtenir des solutions approximatives à un ensemble varié de problèmes de physique et d'ingénierie. A l'origine la méthode était appliquée en mécanique structurale mais elle est maintenant utilisée dans tous les domaines de la mécanique continue.

En 1975, HUEBNER décrit quatre approches différentes qui permettent la mise en œuvre de la méthode des éléments finis dans un problème, il s'agit : de l'approche directe, de l'approche variationnelle, de l'approche des résidus, et de l'approche à partir du bilan énergétique (HUEBNER 1975).

Dans les problèmes hydrogéologiques, on utilise fréquemment la méthode des résidus ou l'approche variationnelle.

La méthode des éléments finis (MEF) utilise le concept des "approximations par discrétisation spatiale". Le domaine du problème, qui correspond à l'étendue de l'aquifère à modéliser, est divisé en un ensemble d'éléments ou parties. En théorie les éléments peuvent être de formes et de tailles variables. La plupart des programmes informatiques ``MEF`` utilisent une forme d'élément, en général il s'agit d'éléments triangulaires ou quadrilatéraux. Dans le modèle hydrogéologique MODFLOW on utilise des éléments quadrilatéraux, alors que dans le modèle FEFLOW il s'agit d'éléments triangulaires. Les valeurs ponctuelles des variables dépendantes (par exemple, la charge, la pression, ou la concentration) sont calculées au niveau des nœuds, qui sont les coins ou sommets des éléments, et une équation simple est utilisée pour représenter la valeur de la variable dépendante à l'intérieur de l'élément. Cette équation simple est appelée fonction de base et chaque nœud faisant parti d'un élément a une fonction de base associée. Les fonctions de base les plus simples qui sont le plus souvent utilisées sont des fonctions linéaires. La solution de l'équation différentielle pour l'écoulement ou le transport est approchée par un ensemble d'éléments pour lesquels la variable dépendante varie uniquement linéairement au sein de l'élément, mais l'ensemble total des éléments approche la distribution complexe de la charge ou de la concentration.

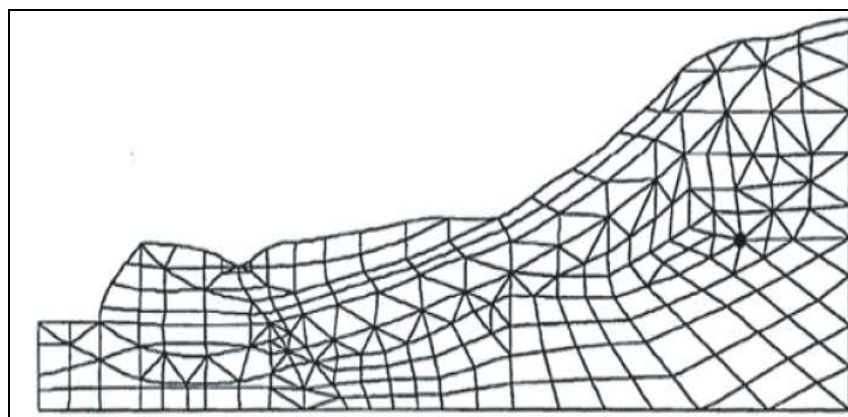


Figure IV. 3 : Exemple de modèle numérique en éléments finis discrétisation de la géométrie.

V. Techniques des solutions matricielles

Comme cité précédemment, les approximations par différences finies et éléments finis conduisent à une équation algébrique pour chaque nœud. L'ensemble de ces équations peut être résolu numériquement par l'une des deux méthodes de base : directe ou itérative.

Avec les méthodes directes, on effectue une séquence d'opérations une fois pour résoudre l'équation matricielle, garantissant une solution exacte, sauf en cas d'erreur d'arrondi du code machine.

Les méthodes itératives permettent d'arriver à une solution par un processus d'approximations successives. Dans ce cas il faut faire une estimation initiale de la solution, et améliorer cette estimation par des processus itératifs jusqu'à satisfaire un certain critère d'erreur. C'est pourquoi, la convergence et le taux de convergence sont importants dans ces techniques.

VI. Généralités sur les étapes de conception et de développement d'un modèle

La structure complète d'une modélisation est présentée dans la Figure 4(ci-dessous). Concrètement dans la pratique courante des hydrogéologues, seules les trois dernières étapes sont considérées, à savoir, la modélisation d'un cas réel, la calibration du modèle et finalement l'utilisation de ce dernier pour faire des prédictions (phase de simulation). La phase de calibration est de loin la phase qui demande le plus d'investissement.

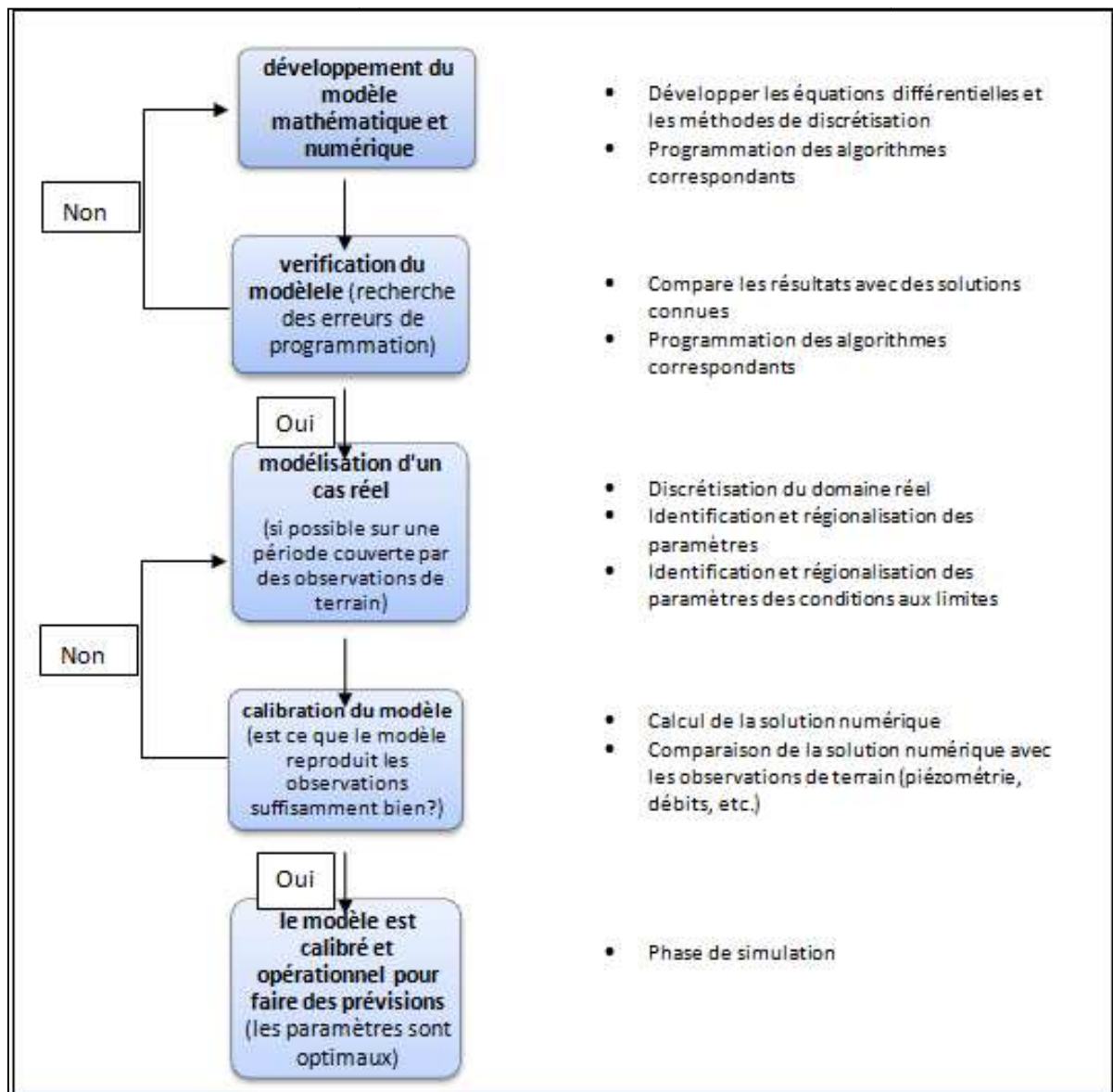


Figure IV. 4 : Procédure usuelle pour rendre un modèle opérationnel. [45]

La première étape dans la conception et l'application d'un modèle est de définir la nature du problème et l'objectif du modèle. Bien que cela paraisse évident, c'est une première étape importante qui est parfois oubliée pour un passage trop rapide à l'action.

Il est précisé que pour notre modèle, son utilité et son objectif se base sur sa capacité à définir avec précision l'influence de la recharge artificielle, en premier lieu sur les zones voisines du site pilote, ensuite l'influence sur la totalité de la plaine de la Mitidja.

Il est clair qu'il y a une possibilité théorique de proposer un modèle conceptuel très général, apte à représenter (ou presque) tous les comportements hydrodynamiques de tous les systèmes hydrogéologiques réels existant induit par la recharge artificielle, c'est exactement ce que SOGREAH a fait pour SEAAL et c'est ce qui va nous permettre de déduire clairement l'influence de la recharge sur la nappe de la Mitidja.

VII. Conception et construction du modèle d'une nappe [45]

La conception a été initiée par une campagne de caractérisation, cette phase consiste en une reconnaissance détaillée de l'objet en vue d'aboutir à un modèle qui soit susceptible de le représenter.

Pour cela le maximum de données caractérisant la nappe de la Mitidja ainsi que la zone d'étude ont été rassemblés.

La caractérisation s'assigne généralement un but à la fois plus précis et plus limitée :

- Plus précis parce que la caractérisation doit s'achever par la proposition d'un (ou plusieurs) modèle(s) exprimé(s) en termes quantitatifs.
- Plus limité car ce(s) modèle(s) n'ont la prétention que de représenter une partie (souvent d'ailleurs la plus importante de la réalité, et encore à ce stade leur représentativité ne saurait être garantie).

Ainsi il est clair qu'un usage sélectif des données d'observation reste essentiel à l'élaboration d'une caractérisation. Il est donc primordial d'arrêter le choix et, si possible la valeur numérique de tous les éléments qui sont nécessaires pour une définition précise du modèle. Par conséquent, les données d'observation (données naturels = topographie, hydrographie, géologie, hydrodynamique et climatologie) vont conditionnées les traits essentiels que doit représenter le modèle.

VII.1 L'analyse des données naturelles

Il n'y a pas d'ordre rigoureux pour aborder l'analyse des données naturelles concernant la nappe à représenter. Chaque étape de l'analyse permet souvent d'éclairer les précédentes et de préparer les suivantes, et il est conseillé de s'intéresser d'abord aux données et éléments statiques pour déterminer ceux qui présentent un caractère plus variable (dans le temps surtout).

VII.1.1 *Structure de la nappe*

La définition de la structure de l'aquifère s'appuie principalement sur les données géologiques ou paragéologiques de toute nature : cartographie de surface, coupes lithologiques en sondage, diagraphies, géophysique. Les cartes comporteront évidemment, tous les renseignements permettant d'apprécier la troisième dimension : courbes des formations géologique, courbes des deux limites supérieures et inférieures de l'aquifère (ou courbes isobathes).

VII.1.2 *Typologie de l'écoulement et du système*

Cette étape a pour objectifs de classer l'écoulement qui se produit dans le ``système``, elle nécessite donc, outre la parfaite connaissance de la structure acquise au cours de la phase précédente, une analyse des données concernant le comportement hydrodynamique. Pour pouvoir approfondir la typologie, une bonne analyse de la piézométrie régionale ou de quelques événements piézométriques localisés (comme des données de pompage de longue durée ou des variations liées à des influences naturelles), permet en général d'évaluer les ``dimensions`` de l'écoulement, et de préciser, au cas où les données géologique ne suffisent pas, la nature des différents ``corps structuraux`` du système et les classer dans les trois grandes catégories : aquifères, imperméables (ou aquicludes), semi perméables (ou aquitards).

VII.1.3 *Paramètres structuraux*

La nature exacte des paramètres structuraux à rassembler dépend, en toute rigueur, de la forme du modèle. Mais dans le cas des modèles de nappe il y a toujours au départ deux paramètres fondamentaux, dont la répartition dans l'espace doit être déterminée. Ce sont :

- La perméabilité de Darcy ``K`` : est un paramètre de conductivité hydraulique, exprimant la perte d'énergie que l'écoulement a pendant la traversée du matériau. On distingue la perméabilité horizontale K_h et verticale K_v .
- L'emménagement ``S`` : qui est un terme sans dimension qui exprime la capacité du milieu à stocker et restituer de l'eau.

VII.1.4 *Conditions aux limites des systèmes*

Pour obtenir une solution unique à l'équation partielle différentielle représentant un processus physique donné, il faut des informations supplémentaires sur l'état physique du processus. Cette

information est fournie par les conditions initiales et les conditions aux limites. Pour des problèmes associés au régime permanent, seules les conditions aux limites sont utiles, alors qu'en régime transitoire, les deux types de conditions doivent être spécifiés.

Mathématiquement, les conditions aux limites comprennent la géométrie des limites et les valeurs des variables dépendantes ou de leurs dérivées aux limites. En termes physiques, pour les applications de modèles hydrogéologiques, les conditions aux limites sont généralement de trois types:

1. limites à niveau imposées (charge ou concentration) : les plus caractéristiques correspondent à des plans d'eau libre tel que des rivières, lac et étangs.
2. flux imposés : équivalent à un gradient imposé de charge ou de concentration,
3. flux à valeur dépendante (ou limites étanches) : condition aux limites mixte, dans laquelle l'écoulement à travers la frontière est lié à la fois à la valeur et à sa dérivée (Mercer et Faust 1981).

Le troisième type de condition aux limites va être utilisé, par exemple, pour représenter les phénomènes de drainance ou d'échange entre un cours d'eau et une nappe adjacente, la drainance pouvant varier dans le temps en fonction des variations de charge dans l'aquifère, même si le niveau du cours d'eau reste constant. Une limite à écoulement correspond au deuxième type de conditions aux limites. Une attention particulière doit être accordée dans le choix du type de condition aux limites adaptée à un problème de terrain particulier.

Les conditions initiales sont simplement les valeurs des variables dépendantes qui sont imposées partout dans la zone d'étude avant le début de la simulation. Normalement, les conditions initiales sont déterminées pour un régime permanent. Si, cependant, les conditions initiales sont déterminées de telle sorte que le régime d'écoulement soit transitoire dans le système au début de la simulation, il devra être admis que les charges vont changer pendant la simulation, non pas seulement en réponse à un pompage, mais aussi à cause des conditions initiales (Franke et al. 1987).

VII.1.5 Conditions internes – singularités

A ce stade de la conception du modèle, l'analyse des données a conduit à définir un domaine fermé par des limites externes linéaires. Il faut encore se préoccuper de rechercher les conditions à afficher à l'intérieur du système. En théorie la plupart sont bien des conditions aux limites au sens mathématique du terme. Mais nous pensons qu'il vaut mieux les distinguer dans la mesure où d'une part elles admettent chacune une définition hydrogéologique précise et d'autre part elles posent des problèmes de représentation assez différents de ceux posés par les conditions aux limites externes. Celles-ci en particulier sont toutes de forme linéaires, et par définition d'extension géométrique stable. En revanche parmi les conditions internes on peut distinguer :

Conditions de débit imposables par zones : elles correspondent à des aires d'échange de la nappe avec l'hydrosphère.

Les conditions d'émergence liées à la piézométrie : en hydrogéologie elles correspondent aux notions de sources de débordement ou de cours d'eau "indigènes".

Les conditions de niveau liées à la piézométrie : il s'agit de fenêtres dans la nappe qui peuvent être d'origine naturelle (étangs) ou artificielle (excavations), mais ne sont pas reliées à un écoulement superficiel.

Les conditions ponctuelles de prélèvement (ou injection) : ce sont en théorie des conditions externes appliquées aux limites d'un domaine d'où l'espace occupé par ces ouvrages est exclu (domaine dit non connexe).

Les autres singularités : rechercher s'il existe dans la nappe à représenter des zones ou très localement l'écoulement présente (ou peut présenter) des particularités qui font exception aux conditions générales vérifiées ailleurs. Citons par exemple les colmatages de berge, les tranchées et drains très superficiels, les barrages de palplanche, etc.

VII.1.6 Les lignes de changement de nature d'écoulement

Ce ne sont ni des limites de systèmes ni des conditions à imposer mais des frontières entre domaines présentant des propriétés hydrodynamiques différentes qui peuvent nécessiter soit un changement brusque de valeur des paramètres ou même un changement de la forme du modèle à considérer.

VII.1.7 Analyse des comportements (régimes d'écoulement)

Pour les nappes la réponse du système est entièrement résumée par les variations de la charge hydraulique, ou piézométrie, à l'intérieur du domaine auxquelles on peut adjoindre les variations de débit aux limites (bien que celles-ci soient liées aux précédentes) et représentent donc une information en théorie surabondante.

Si l'on se limite à la seule piézométrie, nous avons indiqué que si celle-ci est variable uniquement dans l'espace et le régime d'écoulement est dit permanent. Si elle est en outre variable dans le temps, le régime est dit transitoire.

VII.1.7.1 Définition des comportements de référence en régime permanent

Un régime rigoureusement permanent est exceptionnel dans la nature car il exige la stabilité dans le temps de toutes les conditions aux limites du système. Ce qui ne saurait exister. On note presque toujours même dans les conditions qui paraissent les plus stables, soit des oscillations de faible période (mensuelle ou plus) soit des tendances à très long terme qui ne sont discernables que sur une période assez grande. On admettra que ce qui correspond à un régime permanent, toute période pendant laquelle aussi bien les oscillations de courte période que la tendance à long terme, mesurée par la variation du niveau moyen, sont inférieures à la marge d'incertitude que l'on est prêt à admettre en ce qui concerne la représentation.

Dans ce sens, les écoulements captifs de grande extension alimentés principalement par des limites à charge imposée et les écoulements libres alimentés selon un régime hydrologique saisonnier assez régulier, sont considérés comme des écoulements permanents. Dans tous les cas seule l'analyse des historiques de piézométrie permet de déterminer dans quelle mesure l'approximation du régime permanent est acceptable.

VII.1.7.1 Définition des comportements de référence en régime transitoire

Pour les périodes où on observe une variation sensible de l'état piézométrique, le comportement de référence peut être résumé par une série de relevés historiques sur un réseau témoin complétés par quelques mesures piézométriques instantanées dont une, au moins, au début de la période et l'autre à la fin.

Il est bon de classer les historiques en distinguant :

- Les phases de montée de niveau (ou crues) qui correspondent à la prédominance de conditions d'alimentation, qu'il faut s'efforcer de déterminer au mieux.
- Les phases de descente (ou décrue), qui correspondent à la prédominance de conditions d'émergence (naturelles ou, le plus souvent, artificielles) voire à l'absence de toute alimentation (phase dite de "tarissement"). Dans ce cas les débits aux émergences (débits d'étiage) constituent une donnée complémentaire fondamentale.

Il est évident que la phase d'analyse de comportement ne doit pas se limiter au tracé de cartes piézométriques et d'historiques. Mais qu'il faut pour chaque état piézométrique, qui s'avère connu avec une bonne précision, indiquer quelles sont les conditions jugées explicatives en les exprimant autant que possible en termes numériques (hauteurs pour les conditions de potentiel, débits pour les conditions de flux).

VII.2 Résultat de la caractérisation

VII.2.1 Choix d'une stratégie de modélisation

La conception d'un modèle a un but essentiellement pratique qui est d'aboutir à des prévisions de nouveaux comportements liés à des conditions particulières de fonctionnement du système. On doit donc se préoccuper le plus tôt possible de définir le modèle qui permettra de faire au mieux ces prévisions.

VII.2.2 Choix des caractéristiques du modèle

Cette opération a pour objectif de définir chaque modèle au sens informatique du terme, c'est-à-dire depuis le choix du programme (ou code) de calcul, jusqu'à la préparation des données nécessaires.

Il faudra définir les points suivants :

- Forme général du modèle : elle découle de l'analyse des comportements observés et de la nature des prévisions à faire.
- Maillage et précision : la précision avec laquelle le programme de calcul approche la solution de l'équation du mouvement (ou la réponse du modèle) dépend étroitement du maillage. D'autre part les ``références`` qui servent de base à l'identification ne sont connues qu'avec une certaine marge d'incertitude liée à la précision des mesures et à la densité des réseaux d'observation mis en place, le maillage doit être assez fin pour que l'erreur de discrétisation (ou erreur numérique) due à la méthode choisie (différences finies, éléments finies) soit largement inférieure à l'incertitude.
- Conditions imposées : la technologie des modèles permet d'imposer directement pour chaque maille trois types de conditions, limite étanche, niveau imposé et débit imposé.
- Paramètres : selon le schéma de discrétisation adopté certaines valeurs sont valables pour le centre de la maille tandis que d'autres sont valables pour toute la maille (comme la charge ou le débit), car la taille des mailles dépend essentiellement de la précision souhaitée pour la piézométrie et en aucun cas de la connaissance que l'on estime avoir des paramètres structuraux.
- Régime transitoire (simplifications possibles-conditions initiales) : tout modèle en régime transitoire nécessite le choix et donc l'imposition d'une condition initiale qui se traduit très simplement par l'affichage d'une valeur de charge piézométrique par maille.

VII.3 Calage et vérification de la représentativité

Caler (ou identifier) c'est d'une part valider la forme du modèle choisie et d'autre part rechercher les meilleurs paramètres. En hydrogéologie le premier point ne devrait, en toute rigueur, pas poser de problème car on a affaire à des modèles tout à fait déterministes dont la forme a en général pu être déterminée de manière raisonnée au stade de la caractérisation.

Donc, le principal problème à résoudre, une fois la caractérisation achevée, est toujours l'identification des paramètres du système qui ne sont connus par mesure qu'en quelques points. Nous avons vu que ces mesures sont en fait elles-mêmes issues le plus souvent de procédures d'identification.

Donc, il est clair que les modèles de simulation hydrogéologiques déterministes, impliquent des exigences importantes en matière de données si on veut définir tous les paramètres sur la totalité des nœuds du maillage. Ainsi pour déterminer la distribution des paramètres dans le cas d'un problème pratique, cela nécessitera les tests les plus précis sur terrain, et ceci est rarement réalisable aussi bien économiquement que techniquement. Par conséquent, le modèle représente un essai de résolution avec plusieurs identités remarquables, comportant plus d'inconnues que d'équations, donc, fondamentalement impossible d'obtenir une solution unique d'un tel problème. Une incertitude sur les paramètres, conduit logiquement à un manque de confiance dans les interprétations et prédictions issues du modèle, à moins de démontrer que le modèle constitue une représentation suffisamment fiable du système réel.

Pour démontrer qu'un modèle de simulation hydrogéologique déterministe est réaliste, on compare généralement les réponses de l'aquifère observées sur le terrain (comme des variations de niveaux d'eau) aux valeurs correspondantes calculées par le modèle. L'objectif de cette opération de

calibration (calage) est de minimiser les différences entre les données observées et les valeurs calculées. Généralement on considère que le modèle est calé quand il reproduit des données historiques avec un degré de précision acceptable. Le niveau d'acceptabilité est bien entendu, déterminé de façon subjective. Bien qu'une correspondance faible soit un signe évident d'erreurs, une bonne correspondance ne montre pas à elle seule la validité ou la pertinence du modèle.

Le calage ne produira pas un jeu unique de paramètres à cause du nombre important de variables dans l'ensemble des structures remarquables représentées dans un modèle. Si la correspondance est faible, cela suppose :

Des erreurs dans le modèle conceptuel

Des erreurs dans la conception théorique des processus de base incorporés dans le modèle. Les erreurs conceptuelles comprennent à la fois l'oubli de processus pertinents et la représentation de processus inappropriés. De telles erreurs sont par exemple l'application d'un modèle basé sur la loi de Darcy dans des milieux ou environnements qui ne répondent pas aux critères d'application de cette loi, ou encore l'utilisation d'un modèle à deux dimensions dans des cas où il y a des écoulements ou des transports importants dans une troisième dimension.

Erreurs dans la solution numérique : survenant dans l'algorithme de résolution des équations. Ceci comprend les erreurs de troncatures, les erreurs successives, et la dispersion numérique.

Jeu de paramètre de mauvaise qualité :

provient d'incertitudes et d'inadéquations dans les données d'entrée ce qui reflète notre incapacité à décrire de façon complète et exclusive les propriétés, les perturbations, et les limites de l'aquifère.

Mais, même lorsque l'adéquation avec les données historiques est bonne, le modèle pourra encore échouer à prédire de manière fiable des évolutions futures, en particulier lorsqu'on a à faire à des perturbations nouvelles ou plus longues que la période de calage du modèle.

VII.3.1 Calage d'un modèle hydrogéologique

Le calage d'un modèle hydrogéologique déterministe s'effectue à l'aide d'un ajustement par approximations successives des données d'entrée du modèle (les propriétés de l'aquifère, les sources et les exutoires, et les conditions initiales et aux limites) de façon à modifier les données de sortie, produites par le modèle. Comme un nombre important de facteurs interdépendants affecte-les sorties, la procédure peut s'avérer totalement subjective et inefficace. Ainsi, les progrès dans les procédures d'identification des paramètres permettent d'éliminer un peu de la subjectivité propre au calage du modèle (Cooley 1982; Knopman et Voss 1987; Neuman 1980; Wagner et Gorelick 1986; Yeh 1986).

Les nouvelles approches ont tendance à traiter le calage d'un modèle comme une procédure statistique. Ainsi, les approches à régressions multiples permettent simultanément de construire, d'appliquer et de caler un modèle en utilisant des données incertaines, de sorte que les incertitudes soient assimilées à des incertitudes estimées sur les sorties du modèle et donc sur les prédictions ou estimations futures du modèle. Cependant, même avec la modélisation par régression, le jugement et l'expérience en hydrologie du modélisateur restent des facteurs majeurs pour le calage à la fois précis et efficace d'un modèle, même si on utilise des procédures automatisées. Dans tous les cas, le modélisateur doit bien connaître la zone d'étude pour savoir si la base de données aussi bien que le modèle numérique représentent correctement les principales conditions de terrain. Le modélisateur doit aussi admettre que les incertitudes concernant la détermination des sources, exutoires, conditions initiales et aux limites doivent être évaluées lors de la phase de calage de la même manière que les incertitudes sur les propriétés de l'aquifère. Ne pas reconnaître l'incertitude liée aux données entrantes et aux données du calage risque de conduire à un "peaufinage" du modèle par des ajustements de paramètres artificiellement précis améliorant seulement l'adéquation entre les variables observées et calculées. Cela servira uniquement à augmenter faussement la confiance dans le modèle sans pour autant augmenter la précision de ses prévisions.

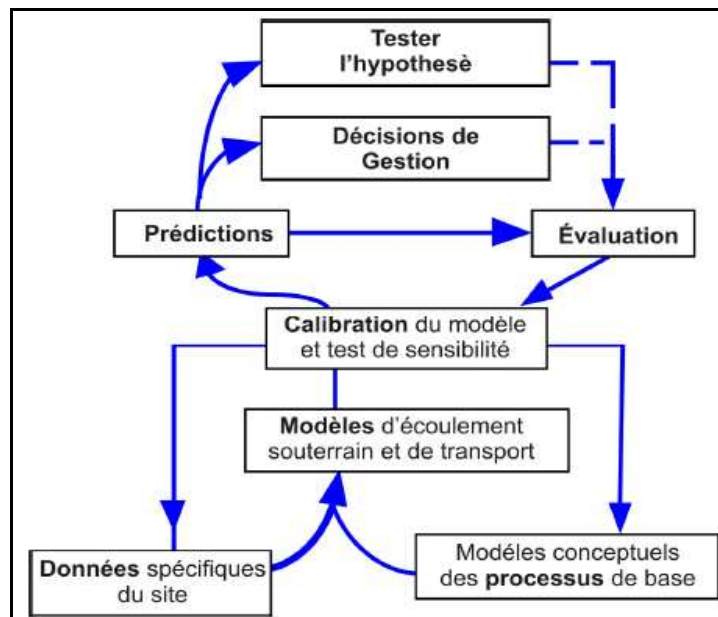


Figure IV.5 : Utilisation et rôle des modèles dans la résolution des problèmes hydrogéologiques [44]

Les techniques d'estimation de paramètre automatisées améliorent l'efficacité du calage du modèle et présentent deux composantes majeures. Une partie qui calcule le meilleur ajustement (parfois appelée adéquation automatique à l'historique) et une deuxième partie qui évalue les propriétés statistiques de l'ajustement. L'objectif de l'adéquation automatique avec l'historique est d'obtenir les estimations des paramètres du système qui engendrent l'adéquation la plus fine (minimise les déviations) entre les données observées et les calculs du modèle. La déviation des moindres carrés est généralement retenue comme critère. La procédure de minimisation fait intervenir des coefficients de sensibilité basés sur le rapport des variations des valeurs calculées sur les variations des paramètres. Pour l'écoulement souterrain, par exemple, cela peut prendre la forme $\partial h/\partial t$, qui est la variation de charge en fonction des variations de transmissivité.

Un programme informatique documenté, UCODE, utilise le principe de la modélisation inverse, perçue comme un problème d'estimation de paramètres, en utilisant la régression non linéaire (Poeter et Hill 1998). UCODE est très général et performant car il peut être utilisé dans le cas de n'importe quel modèle d'application ou ensemble de modèles (MODEFLOW). Un paramètre estimé peut être une quantité qui apparaît dans les fichiers d'entrée du (des) modèle(s) d'application, ou qui peut être utilisée en association avec des fonctions définies par les utilisateurs pour calculer une quantité apparaissant dans les fichiers d'entrée. UCODE calcule les sensibilités ainsi que les mesures statistiques qui évaluent les valeurs des paramètres estimés et quantifie l'incertitude probable des valeurs simulées par le modèle. Hill (1998) fournit des méthodes et des directives pour le calage des modèles modernes qui utilisent la modélisation inverse pour que le modèle résultant soit aussi précis et utile que possible (Hill 1998). Hill fait remarquer que l'obtention de résultats utiles avec la modélisation inverse dépend de

- la définition d'un problème inverse résolvable en utilisant des simplifications appropriées pour le système étudié,
- l'utilisation prudente des statistiques produites en utilisant des sensibilités calculées et l'adéquation entre valeurs observées et calculées.

VII.3.2 Règle pratique d'identification

Les grandes étapes de la démarche d'identification qui doit être appliquée à tout modèle hydrogéologique, sont au nombre de trois :

VII.3.2.1 Tests de cohérence

Cette étape suit immédiatement la phase de caractérisation. Elle a pour objectif de vérifier qu'il y a bien cohérence entre l'ensemble des données rassemblées et l'ensemble des hypothèses qui ont du être formulées y compris en ce qui concerne la forme du modèle. Elle consiste à déterminer par des simulations volontairement non réalistes, le champ de variations des réponses du modèle pour des champs de variations raisonnables de ses diverses composantes et notamment les conditions aux limites, données structurales, entrées.

VII.3.2.2 Identifications des paramètres

C'est l'étape fondamentale du calage, la plus connue, la plus souvent décrite mais aussi celle qui laisse le plus à l'initiative et à l'expérience de l'opérateur. Elle consiste à rechercher par tâtonnement les meilleures répartitions de paramètres toutes autres choses étant fixées par ailleurs. Cette opération suppose donc outre une bonne détermination de la forme du modèle et des conditions aux limites le choix d'un certain nombre d'états de référence précisément connus aussi bien en ce qui concerne la réponse du système que par les conditions d'entrée ou stimulations qui en sont la cause. Pour la modélisation des nappes aquifères, l'identification des trois paramètres suivants est indispensable :

- Identifier la transmissivité T en prenant comme référence le régime permanent.
- Identifier le coefficient d'emmagasinement S sur la base de l'analyse d'une phase de décrue.
- Identifier enfin l'infiltration correspondant à chacun des historiques de recharge.

VII.3.3 Vérification

En principe, en vertu du théorème d'unicité, qui s'applique à toutes les équations différentielles utilisées pour décrire les écoulements en milieu poreux, les modèles de nappes construits sur la base de ces équations ne nécessitent pas de vérification. Dès qu'ils ont été calés sur une solution particulières ils peuvent être considérés comme représentatifs de tout état qui ne diffère de l'état de référence que par des modifications des entrées (ou autrement dit des valeurs aux limites) n'altérant pas la forme du modèle. Il suffit à l'opérateur de s'assurer au moment de l'exploitation du modèle que les simulations qu'ils envisagent s'inscrivent bien dans la même famille que la référence.

D'autre part, il est assez rare, en pratique que l'on puisse réunir suffisamment d'informations pour disposer de plusieurs états de référence bien distincts quoique de nature semblable. C'est même presque impossible pour les nappes en régime naturel car les variations des conditions climatiques n'y induisent pas en général des comportements suffisamment différents.

Toute fois pour les nappes qui ont subi de fortes perturbations par suite d'aménagements divers, il est parfois possible de réunir des données de qualité comparable concernant des états très différents qui peuvent constituer autant de références.

VII.4 Exploitation du modèle calé

Les opérations de calage ont en soi une grande utilité puisqu'elles permettent d'expliquer quantitativement des situations hydrogéologiques observées. En d'autre terme, la situation ``actuelle de la nappe`` qui peut être soit (encore naturelle) soit déjà (perturbée) par des aménagements. Il en ressort donc, entre autres, un bilan détaillé de l'aquifère.

Ainsi, dès le stade du calage le modèle permet d'apporter une réponse, sans doute la plus précise possible, à une des questions qui a longtemps constitué une des principales finalités des études hydrogéologique : l'établissement du bilan.

Toutefois le principal intérêt et l'originalité de la méthode est de dépasser cette finalité d'explication scientifique, pour accéder au stade de la phase d'exploitation à une finalité de prévision. En effet l'objet essentiel de cette étape finale de la méthode est l'analyse, par simulation, de tous les effets que peuvent avoir, sur le système hydrogéologique (nappe) représenté, les diverses variantes de projet d'aménagement hydraulique régionaux, avec l'objectif de définir des plans optimaux, c'est-à-dire qui utilisent au mieux ou au moins se conservent, s'il s'agit d'aménagement qui n'ont plus pour but direct

le captage d'eau, la ressource potentielle. En particulier son résultat essentiel sera souvent la détermination de la ressource exploitable que nous définirons comme le débit que l'on peut prélever (ou administrer, dans notre cas) dans des conditions économiques acceptables, sans provoquer de perturbations inadmissibles dans l'état du système et ses relations avec l'environnement.

Conclusion

L'intérêt de l'approche par modélisation réside dans sa capacité à intégrer des données propres au site avec des équations représentant les processus dominants, et de s'en servir comme une base quantitative pour la prévision des changements ou des impacts dans un système aquifère. Lorsqu'on arrive au stade des résultats de l'interprétation du modèle, il faut savoir revenir à la phase de collecte et d'analyse des données et à la conceptualisation et la formulation mathématique des processus de base pertinents. Un des objectifs du calage du modèle doit être l'amélioration du modèle conceptuel du système. Comme le modèle intègre numériquement les effets des nombreux facteurs qui affectent l'écoulement ou le transport de masse souterrain, les résultats calculés doivent à l'intérieur être cohérents avec toutes les données d'entrée, et on pourra déterminer si des éléments du modèle conceptuel doivent être modifiés. En fait, les concepts et interprétations antérieurs des variables ou paramètres de l'aquifère, représentés par des cartes équipotentielles ou la détermination des conditions aux limites, peuvent être révisés lors de la phase de calage suite à un retour à partir des données de sortie du modèle.

partie2: présentation du code de calcul FEFLOW

I. Introduction

L'étape d'exécution lors de la conception d'un modèle hydrogéologique nécessite l'utilisation d'un code (ou logiciels) de calcul. En hydrogéologie, les logiciels qui simulent l'écoulement souterrain en connu un grand développement durant les vingt dernières années, permettant ainsi une meilleure approche des phénomènes relié au comportement du milieu aquifère. Alors, la simulation du comportement de l'aquifère devient possible et fiable a un degré extrêmement avancé, grâce aux modèles mathématiques et aux capacités de calcul dont dispose ces logiciels.

Il existe plusieurs codes de calculs spécialisé dans la modélisation des écoulements souterrains, tous ces logiciels en été développé de manières différentes et pour des objectifs distincts, tel que :

MARTHE : Conçu et réalisé par le groupe BRGM pour la modélisation hydrodynamique et hydro dispersive des écoulements souterrains en milieu poreux.

MODFLOW : ou (MODular 3-D finite difference FLOW), il a été conçu par le staff USGS et plusieurs autres contribuant comme McDonald et Harbaugh en 1988 et 1996.

MOD-HMS : ou (MODFLOW Hydrologic Modeling System), conçu par HydroGeoLogic Inc, ce code simule numériquement l'interaction complexe eau surfacique – eau souterraine.

FEFLOW: ou (Finite Element subsurface FLOW system). Conçu par la compagnie allemande WASY GMBH a Berlin en 1996.

Nous nous intéresserons plus précisément au code : FEFLOW.

Deux codes ont été utilisés par SOGREAH pour le développement du modèle de la nappe de la Mitidja. Le premier modèle a été conçu avec MODFLOW pour le compte de l'A.N.R.H, alors que le deuxième modèle développé via FEFLOW est la propriété de la SEAAL.

II. Présentation du code FEFLOW

FEFLOW ou (Finite Element subsurface FLOW system) est un logiciel professionnel de modélisation d'écoulement de fluides, et du transport de substances dissoutes et/ou des processus de transport thermique dans le sous-sol. Il inclut des fonctions de post et de prétraitement de données, ainsi qu'un puissant moteur de simulation. Son interface graphique simple d'utilisation permet un accès facile aux nombreuses options de modélisation.

L'interface graphique n'étant pas son seul avantage, il est aussi considéré comme un système complètement intégré, du moteur de calcul à l'interface graphique. Ses domaines d'application s'étendent de la simulation la plus simple, à échelle locale aux simulations les plus complexes, à plus grande échelle. [36]

FEFLOW a été conçu par Diersch et différents contribuant de la compagnie allemande WASY Gmbh à Berlin en 1996.

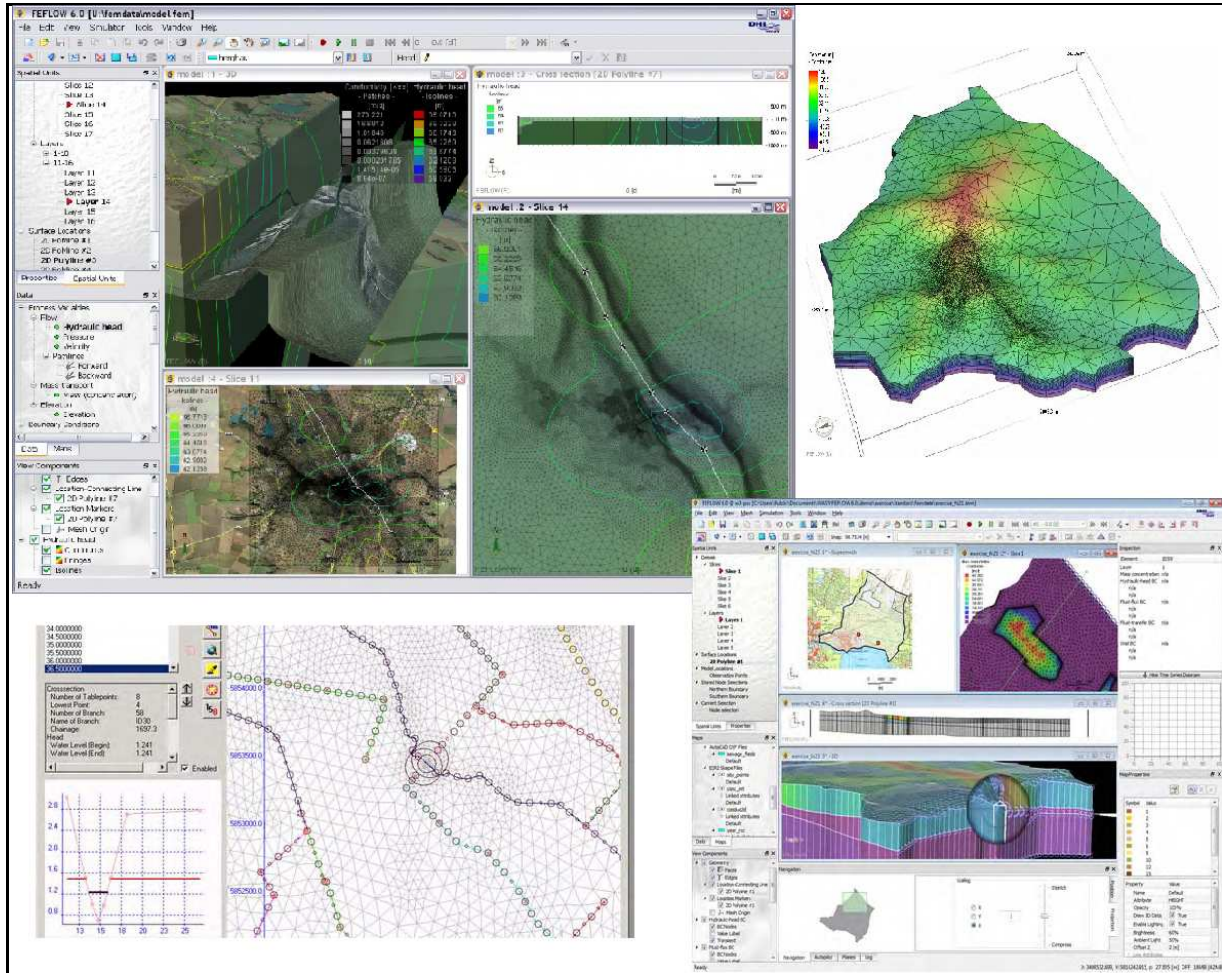


Figure IV.6 : Exemples d'interface graphique sous FEFLOW.

II.1 Caractéristiques

C'est un logiciel servant à la modélisation hydrogéologique, il se base sur la méthode des éléments finis pour la discrétisation spatiale. Il permet de traiter les problèmes d'écoulement, de transferts de masse, et également ceux de la thermique. La modélisation peut être envisagée aussi bien en 2D qu'en 3D. Sa particularité la plus importante est sa capacité à résoudre des équations en milieu saturé mais aussi en milieu non saturé.

FEFLOW est très simple à utiliser et d'une manière intuitive, il permet une rapidité de maîtrise des projets sur les eaux souterraines. En même temps, il a une puissante et complète méthode de modélisation des processus complexes d'écoulement souterrain. Ayant un générateur de maillage sophistiqué, il permet au besoin un maillage rectangulaire ou triangulaire.

II.2 Domaines d'application

II.2.1 Gestion de l'eau

Les ressources en eaux souterraines naturelles sont soumises à l'augmentation constante de la demande en eau pour l'agriculture, l'usage domestique et industriel. Il est clair qu'une gestion optimale de cette

ressource nécessite d'avoir les connaissances les plus précises sur la répartition spatiale des ressources existantes et les processus de flux dominants.

Ceci est possible, grâce à FEFLOW et sa caractéristique de discrétisation par éléments finis avec raffinement de maillage local, ce qui donne les moyens de construire de grands modèles à l'échelle régionale sans perdre la précision locale lorsque cela est nécessaire, et ainsi retourner l'information la plus précise pour permettre une meilleure gestion de l'eau.

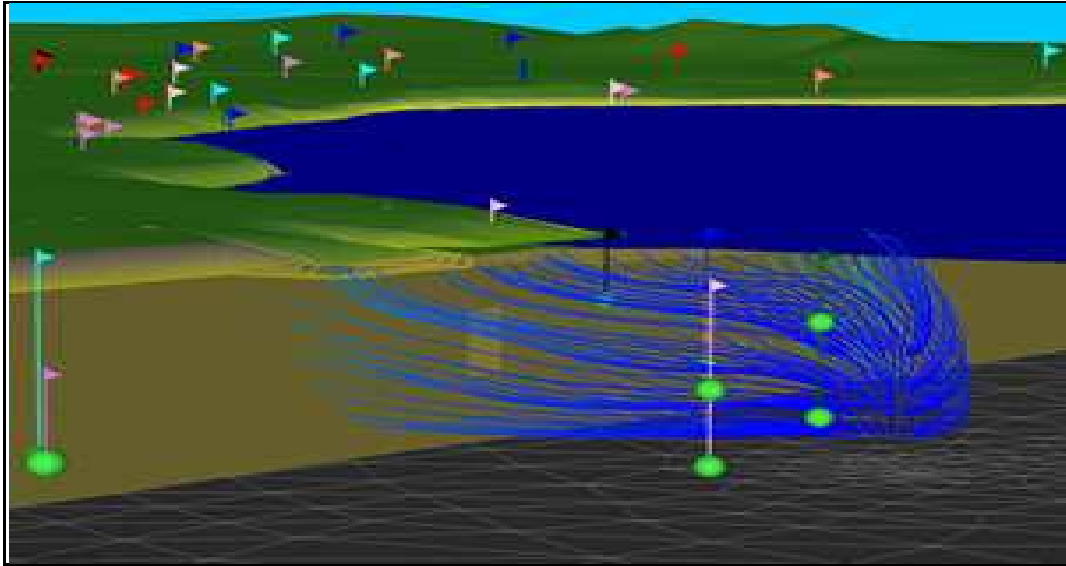


Figure IV.7: Exemples de simulation d'écoulement souterrain.

II.2.2 *Eau de mine*

Dans toutes les étapes d'exploitation de l'eau minière souterraine et à ciel ouvert, le flux peut jouer un rôle majeur. Les simulations via FEFLOW aident à élaborer des stratégies efficaces d'assèchement, leurs résultats sont utilisés pour la conception de confinement et des stratégies pour les contaminants libérés dans le processus de nettoyage, et ils fournissent les données nécessaires pour prévoir les effets de l'inondation de mine après l'abandon.

Les stratégies de maillage souples, sa capacité à traiter des conditions variablement saturées, ainsi que les caractéristiques de la simulation de transport des solutés, sont la base de la réussite de FEFLOW dans ce domaine.

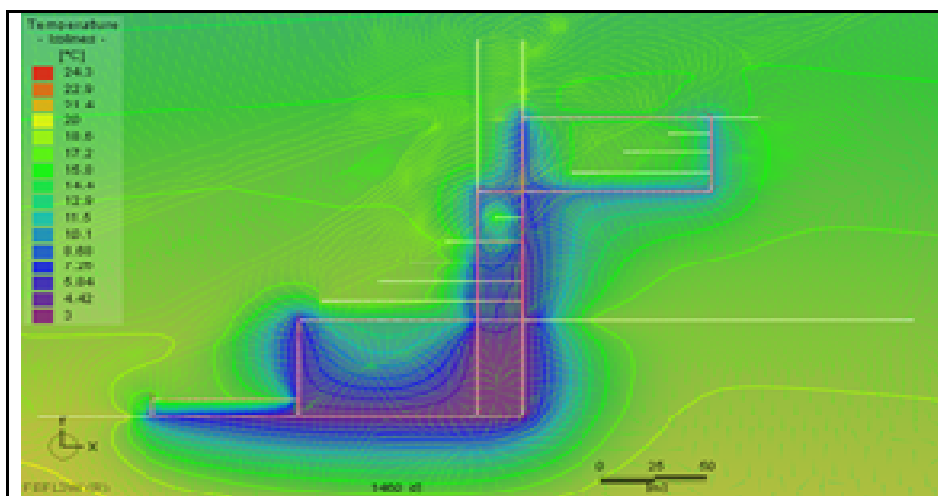


Figure IV.8 : Simulation d'évacuation d'eau de mine

II.2.3 Energie géothermique

FEFLOW est parfaitement adapté pour la simulation des systèmes géothermiques. Il est largement appliqué aux surfaces les plus proches des installations (boucle ouverte ou fermée) ainsi que des systèmes géothermiques profonds. Le large éventail de processus physiques couverts par le logiciel et les capacités spécifiques pour la simulation des échangeurs de chaleur-forage sont uniques parmi les codes de simulation commerciale.

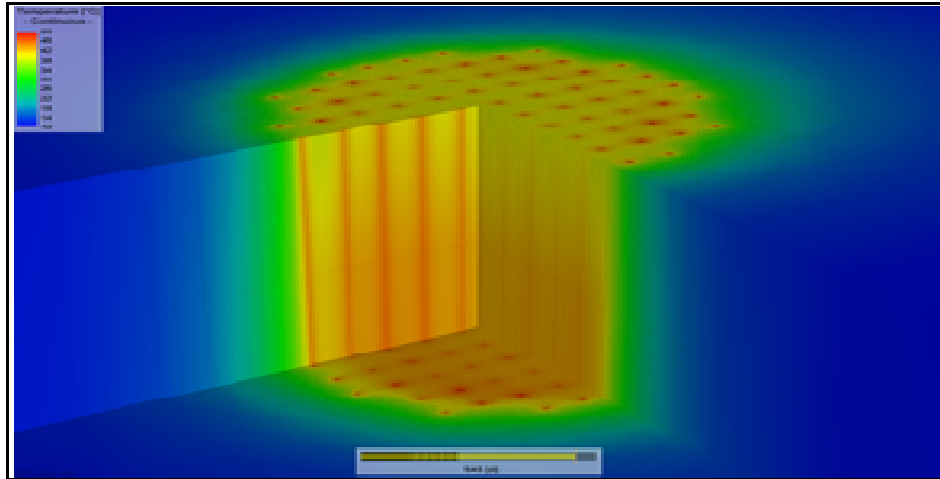


Figure IV. 9 : Simulation dans un système géothermique.

II.2.3 Intrusion d'eau salée

Avec sa flexibilité géométrique et la capacité de prendre en considération l'influence de la densité sur l'écoulement des fluides, FEFLOW est parfaitement adapté pour simuler l'intrusion d'eau salée et autres processus de densité-dépendance dans les eaux souterraines.

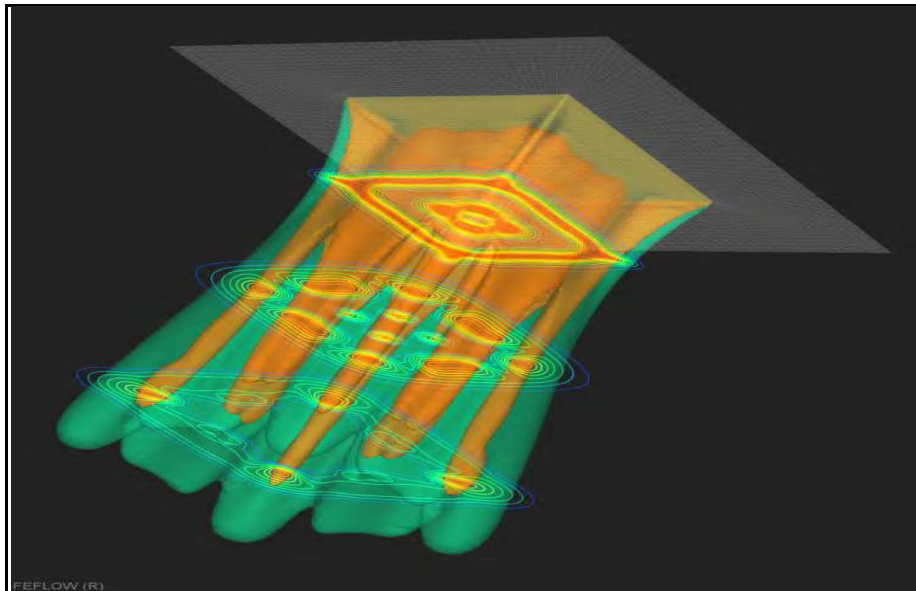


Figure IV. 10 : Résultat de simulation d'intrusion saline.

II.2.4 Milieux variablement saturés

Les conditions variablement saturées du milieu poreux se trouvent dans différents environnements : dans la gestion classique de l'eau, l'interaction entre la zone vadose et l'aquifère pour évaluer la qualité de l'eau, la planification des installations de recharge artificielle ou pour l'estimation de l'infiltration des eaux pluviales. La quantité d'infiltration doit être prévue dans les études géotechniques pour les barrages, digues ou barrages de stériles.

Dans ce domaine, FEFLOW fournit des techniques numériques sophistiquées pour résoudre les problèmes de débit variable saturé efficacement et exactement, sur des échelles allant du millimètre aux demandes régionales. Ce logiciel a aussi permis la transition entre les simulations de flux et le stockage de liquides dans les milieux poreux artificiels et le développement de produits de consommation tels que les couches ou les serviettes hygiéniques.

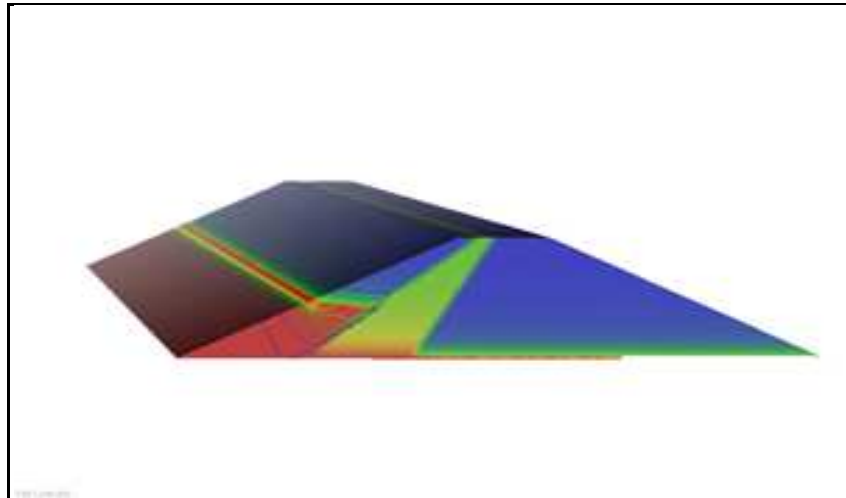


Figure IV.11: Simulation dans un milieu variablement saturé.

II.3 Equations de base

Le système de simulation de FEFLOW modélise l'écoulement, les masses de contaminant et les processus de transport de chaleur comme des phénomènes couplés ou séparés.

Il est basé sur les principes de conservation physique de masse, il analyse numériquement les espèces de produit chimique, impulsion linéaire et énergie dans un tronçon et en trois dimensions (si nécessaire en deux dimensions).

On s'intéressera plus particulièrement aux équations qui régissent l'écoulement en milieux souterrain, sachant que FEFLOW peut décrire le processus en bidimensionnel et tridimensionnel (3D) (2D) - vertical et axisymétrique, respectivement. Principalement dans ce domaine l'équation de Darcy prédomine et voici les équations du modèle représentatif ($i, j = 1, 2, 3$) :

II.3.1 Equation de Darcy :

En utilisant l'équation de la charge hydraulique (1), le vecteur gravitationnel (2), la vitesse de Darcy q_i , et la conductivité hydraulique K_{ij} , l'expression de la pression (3) :

$$h = \frac{p}{(\rho_0 g)} + x_l \quad (1)$$

$$g_j = -g e_j \quad (2)$$

$$p = \rho_0 g (h - x_l) \quad (3)$$

Et par conséquent, on obtient l'équation de Darcy (4) exprimé en termes de charge hydraulique:

$$\frac{\partial p}{\partial x_j} = \rho_0 g \left(\frac{\partial h}{\partial x_j} - e_j \right) \quad (4)$$

Sous FEFLOW, la Loi de Darcy en termes de charge hydraulique est utilisé sous l'examen des effets de la densité, et elle prend enfin la forme (5) :

$$q_i = -K_{ij} f_\mu \left(\frac{\partial h}{\partial x_j} + \frac{\rho - \rho_0}{\rho_0} e_j \right) \quad (5)$$

II.3.1 Equation de l'écoulement souterrain

Il résous également l'équation générale de l'écoulement souterrain (6) sous deux formes (7) et (8) :

$$S_0 \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_i}{\partial x_i} = Q_\rho + Q_{EB}(C, T) \quad (6)$$

En injectant l'équation de Darcy (5) nous aurons les deux formes :

$$\frac{\partial}{\partial t} (\varepsilon RC) + \frac{\partial}{\partial x_i} \left(q_i C - D_{ij} \frac{\partial C}{\partial x_j} \right) + \varepsilon R \vartheta C = Q_c \quad \text{Forme de divergence} \quad (7)$$

$$\varepsilon R_d \frac{\partial C}{\partial t} + q_i \frac{\partial C}{\partial x_i} - \frac{\partial}{\partial x_i} \left(D_{ij} \frac{\partial C}{\partial x_j} \right) + (\varepsilon R \vartheta + Q_p) C = Q_c \quad \text{Forme convective} \quad (8)$$

-Il offre aussi la possibilité de résoudre l'équation (6) dans un aquifère libre ou captif, toujours sous les deux formes (divergence et convective).

II.3.1.1 Aquifère captif

Pour un aquifère captif les équations (6) et (5) s'expriment respectivement comme suit :

$$S_0 B \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_i}{\partial x_i} = \overline{Q_\rho} \quad (9)$$

$$\overline{q}_i = -T_{ij} \frac{\partial h}{\partial x_j} \quad (10)$$

II.3.1.2 Aquifère libre

Pour un aquifère libre les équations (6) et (5) s'expriment respectivement comme suit :

$$(S_0 B + \varepsilon) \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_i}{\partial x_i} = \overline{Q_\rho} \quad (11)$$

$$\overline{q}_i = BK_{ij} \frac{\partial h}{\partial x_j} \quad (12)$$

- Toute ces équations, sont à résoudre sous FEFLOW pour les quatre variables primaires :

h : charge hydraulique.

q_i : Vecteur vitesse de Darcy du fluide.

C : Concentration du composant chimique.

T : Température.

Avec les différentes données suivantes :

ρ, ρ_0 : Densité du fluide et densité initial du fluide, respectivement.

S_0 : Coefficient d'emménagement spécifique (compressibilité).

K_{ij} : Tenseur de la conductivité hydraulique.

e_j : Vecteur unitaire gravitationnelle.

f_μ : Fonction de relation constitutive de la viscosité.

R : Facteur de retard.

R_d : Terme dérivé de retard.

D_{ij} : Tenseur de dispersion hydrodynamique.

ϑ : Taux de décroissance.

ε : Porosité.

C_0, C_s : Concentration initial et maximum, respectivement.

$$\bar{S}_0 = S_0 B$$

Q_{EB} : Terme de l'approximation de Boussinesq prolongée tel que :

$$Q_{EB}(C, T) = -\varepsilon \left(\frac{\bar{\alpha}}{(C_s - C_0)} \frac{\partial C}{\partial t} - \bar{\beta} \frac{\partial T}{\partial t} \right) - q_i \left(\frac{\bar{\alpha}}{(C_s - C_0)} \frac{\partial C}{\partial x_i} - \bar{\beta} \frac{\sigma T}{\sigma x_i} \right)$$

$\bar{\alpha}$: Ratio de différence de densité du fluide.

$\bar{\beta}$: Coefficient d'expansion du fluide.

II.4 Avantages et inconvénients

La méthode des éléments finis constitue la base du code FEFLOW, par conséquent, les caractéristiques de cette méthode de calcul vont de paire avec celle du logiciel, donc les avantages et les inconvénients sont étroitement liés entre la méthode de calcul et le logiciel utilisé pour la modélisation.

II.4.1 Avantages

Nous pouvons citer certains avantages liées à la performance du logiciel qui sont :

- Une discrétisation en élément fini flexible.
- Un générateur de maillage sophistiqué.
- Interfaces SIG et CAD pour les données de la carte et de l'attribut.
- Outils de visualisation à jour.
- Des solveurs numériques de haut niveau.
- Possibilité de calcul parallèle.
- Trousse de modélisation complète couvrant plusieurs processus physiques et chimiques.
- Logiciel commercial fiable avec un dédié à long – terme.
- Des simulations bien documentées de référence pour de nombreux domaines d'application.
- Interface de programmation ouverte pour le code utilisateur spécifique.

Mais plus généralement, le code FEFLOW tout comme la méthode de calcul, dispose des schémas numériques adaptés à la résolution des équations aux dérivés partielles qui s'applique aux problèmes stationnaires ou non, linéaires ou non, a deux et trois variables d'espace indépendantes.

Il permet aussi de résoudre des équations de transport et d'écoulement, à l'aide d'une approche plus flexible que celle utilisé par d'autres codes se basant sur la méthode des différences finies.

II.4.2 Inconvénients

FEFLOW dispose de caractéristiques très avancées et très complètes, néanmoins il nécessite généralement un recours à des approches mathématiques extrêmement sophistiquées (méthodes des éléments finis), ce qui complique sa programmation sur ordinateur, et plus particulièrement lors de la saisie des données.

Conclusion

Le code de calcul FEFLOW démontre de grandes qualités ainsi qu'une fiabilité énorme, ce qui permet de l'utiliser dans le domaine de la modélisation hydrogéologique avec sécurité.

Nous avons tenté durant cette brève présentation de mettre en avant les qualités et les particularités de ce logiciel, pour démontrer son utilité dans différents domaines et plus particulièrement en ce qui nous concerne, dans la modélisation hydrogéologique.

Par l'utilisation des fonctionnalités intrinsèques de cet outil, nous tenterons de faire ressortir l'influence que peut avoir la recharge artificielle sur le bilan quantitatif du milieu souterrain étudié via ce code.

Une application du code au modèle de la nappe de la Mitidja développée par le bureau d'étude français SOGREAH, conçu pour le compte de la SEAAL, sera orientée dans l'optique de tester la sensibilité du modèle nappe, en ce qui concerne sa recharge artificielle.

Une présentation de ce modèle de nappe est traitée aux côtés du prochain chapitre.

CHAPITRE V: EXPERIENCE DE LA RECHARGE ARTIFICIELLE PAR BASSIN D'INFILTRATION EN ZONE PILOTE (TABAINET-MITIDJA CENTRE)

I. Introduction

Sur l'ensemble de la Mitidja, la grande partie des eaux d'irrigations est d'origine souterraine. Ce qui engendre une surexploitation de la nappe alluviale, particulièrement au niveau de la Mitidja centre à fort potentiel agricole. La multiplication des forages est incitée par le déficit en eau enregistré suite aux périodes de sécheresse. Cette situation s'aggrave de plus en plus, surtout, que les volumes d'eau alloués à partir de la prise de l'oued El Harrach sont en nette régression et ne suffisent plus aux besoins en eau des cultures.

L'insuffisance de la ressource en eau superficielle a poussé les usagers à rechercher d'autres alternatives pour combler ce déficit. La réalisation de forages constitue la principale alternative pour les irrigants et cela au détriment de la ressource en eau souterraine. Malheureusement, la multiplication de ces forages a entraîné un rabattement du niveau de la nappe et par conséquent la diminution du débit des forages.

Cette situation a poussée les responsables du secteur de l'eau à chercher des solutions pour protéger la nappe alluviale qui est la plus sollicitée. Dans ce contexte, quelques expériences de recharge artificielle ont été effectuées.

Dans le présent chapitre, nous allons mettre en relief l'expérience de recharge artificielle par bassins d'infiltration de l'ANRH comme zone pilote. A partir des données récoltées au niveau de l'ARNH d'Alger et de Blida, de Direction des ressources en eau de Blida et de la direction du programme GIRE algérois, nous avons évalué le projet de la recharge artificielle par bassin d'infiltration en zone pilote (Tabainet- Mitidja centre).

II. Les expériences de recharge artificielle en Algérie

L'Algérie a vécu quelques expériences de recharge artificielle telle que :

- **La recharge par lâchers des barrages:** nous citons :

La recharge de la nappe alluviale de l'oued Haut Chélif par les lâchers de Barrage **EL-Ghrib(1953) et Deurdeur (1984)**. La recharge de la nappe alluviale de l'oued El Hachem par les lâchers de Barrage **Boukourdane (1998)**.

- **La recharge par épandage d'eau des crues (système Legros) :** c'est un projet de l'ANRH ou un système constitué de petits et moyens bassins a été utilisé sur de grandes surfaces, ces derniers sont reliés avec des trop-pleins et épousent la topographie du terrain. Les bassins sont implantés dans des forêts d'eucalyptus entre **Boufarik** et **Beni Tamou**.
- **Recharge par les retenues « big-bag »(2002-2003):** Le système consiste en une barrière constituée de grands sacs remplis de tout venant d'oued ou de terres pour stopper une partie des eaux afin d'augmenter le taux de recharge de la nappe dans les oueds et pour permettre aux agriculteurs de la région de bénéficier d'un volume d'eau pour l'irrigation de leurs terres au lieu d'utiliser les eaux de la nappe.
- **Système des grands bassins d'infiltration (2003-2004):** c'est un projet pilote de recharge artificielle par bassins d'infiltration à partir d'oued el Harrach qui a été exécuté par l'ANRH et qui fait l'objet du présent chapitre.
- **Injection à travers les puits et les forages existant. [46]**

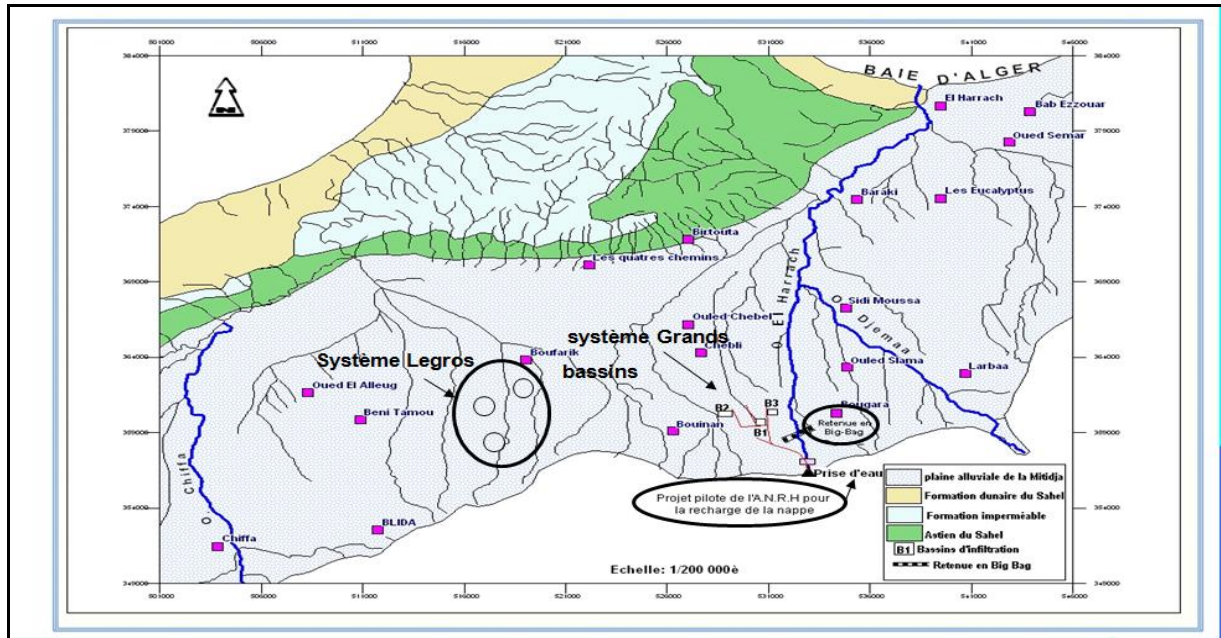


Figure V.1: Situation géographique des différentes expériences de recharge au niveau de la Mitidja. [46]

III. Projet pilote de recharge artificielle par bassins d'infiltration

III.1 Situation géographique du site

Le projet pilote de la recharge artificielle de la nappe Mitidja réalisé par l'ANRH, se trouve au niveau de la Mitidja centre, plus précisément dans la région de Tabainet à 3 Km au sud ouest de la commune de Bougara. Ce site a été choisi pour plusieurs raisons à savoir:

- L'importance de la ressource en eau souterraine dans la Mitidja centre qui couvre les différents besoins en eau (AEP, AEI, Agriculture).
- La nappe libre alluvionnaire qui est peu profonde dans cette zone, ce qui facilite la visualisation du processus de la recharge.
- Les bonnes caractéristiques du terrain qui permettent une meilleure infiltration.
- Le site est proche de l'Oued el Harrach se qui facilite l'adduction des bassins d'infiltration.



Figure V.2 : Bassins d'infiltration (photo Google Earth)

III.1 Objectifs visés par l'ANRH

L'expérimentation de la recharge artificielle en zone pilote avait pour objectifs :

- Comprendre la dynamique de l'eau à travers la zone non saturée et dans l'aquifère ;
- Comprendre la dynamique des sédiments en suspension dans cette eau ;
- Déterminer les perméabilités respectives des différents aquifères sollicités ;
- Etudier le colmatage des dispositifs de recharge.
- Suivre la réaction de la nappe suite à la recharge sur une longue durée.

III.2 Dispositif d'infiltration

Réalisé par l'ANRH en 2003, Le dispositif d'infiltration est composé d'un grand bassin de décantation et 3 bassins d'infiltrations:

- Le bassin de décantation de dimensions 50x50x3m a été dimensionné à fin de réduire le taux des M.E.S et optimiser la qualité de l'eau avant l'arrivée aux bassins d'infiltrations
- les bassins d'infiltrations de dimensions 30x15x3m reliés au bassin de décantation.

L'alimentation des bassins se fait gravitairement à partir de l'oued El Harrach grâce à un canal d'amené.

Pour connaître la géologie du site et suivre la réaction de la nappe, sept piézomètres ont été réalisés dans la zone d'expérimentation avec une profondeur d'environ 100m. [46]

III.3 Dispositif d'adduction des bassins et équipements utilisés dans l'expérimentation

Plusieurs équipements et matériels ont été utilisés pour le bon déroulement des différents tests et essais expérimentaux prévus sur ce site :

1. Socle en béton armé pour la pose de la vanne principale : Il s'agit d'un socle en béton armé de 1.70m de hauteur, composé de deux parois distante de 0.60m, Les parois de ce socle ont une épaisseur basale de 0.80m qui se rétrécit pour atteindre 0.6m en haut.

Les différents types de conduites d'eau utilisés :

- a) Demi-buses pour l'amenée d'eau : pour le remplissage du grand bassin de décantation une amenée d'eau de 80 m de longueur a été réalisée. Elle est formée par des demi-buses de 600 mm de diamètre.

- b) Tuyaux en PVC pour l'alimentation des bassins d'infiltration : les trois bassins d'infiltrations sont reliés avec le bassin de décantation par des conduites en PVC de 400 mm de diamètre et d'une longueur de 160m.
2. Une vanne murale : qui contrôle la prise d'eau sur l'oued El Harrach et permettant le contrôle des écoulements de remplissage des bassins expérimentaux.
3. Deux vannes pour chaque conduite d'alimentation des bassins : une vanne principale et une vanne de garde. [46]

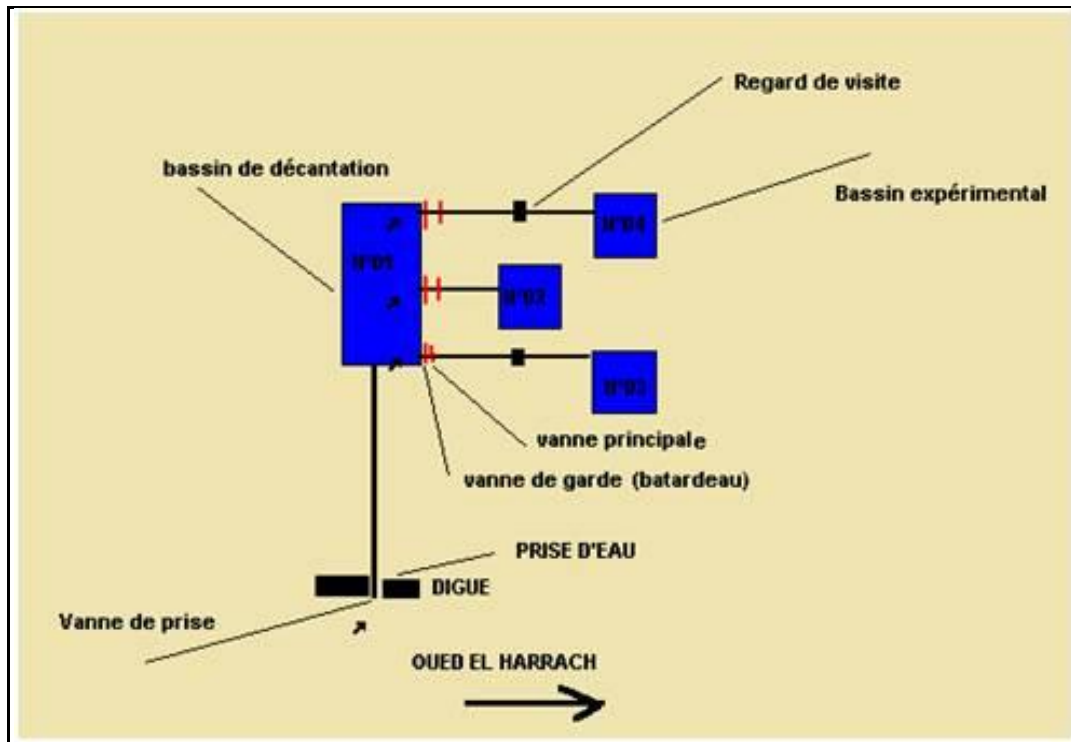


Figure V. 3 : Schéma du système d'adduction des bassins de la recharge artificielle. [46]



Figure V.4 : Amenée d'eau et bassin de décantation



Figure V.5 : Bassin d'infiltration



Figure V.6 : Echelle limnimétrique au niveau d'un bassin d'infiltration

III.3 Coupe géologique S-NO dans le site de recharge (Nature de la plage d'infiltration)

La coupe géologique (S-NO) dans la zone du site de la recharge artificielle a été obtenue grâce à la corrélation des coupes lithologiques des sept piézomètres réalisés dans le cadre du projet.

Tableau V.1 : Coordonnées géologiques des sept piézomètres

Piézomètre	X	Y	Hauteurs RR	Cotes /RR
P1	532.800	357.825	+0.93	110.722
P2	532.575	357.900	+0.40	113.144
P3	532.550	358.050	+0.38	110.299
P4	532.400	358.350	+0.60	105.612
P5	532.225	358.750	+0.68	108.250
P6	531.925	359.450	+0.00	99.435
P7	532.375	359.500	+0.00	99.492

Les premiers 43 mètres traversés par les sondages P1 et P2 dans la zone immédiate du site de la recharge artificielle, sont caractérisés par la succession de couches de graviers moyens, galets et limons.

Au-delà de 43 mètres nous avons les successions suivantes :

43-50 m : graviers moyens, argiles rouges.

50-64 m : argiles jaunes, graviers.

64-91 m : graviers, argiles jaunes.

91-100 m : argiles rouges plastic.

Il faut noter que le site expérimental se situ au piémont de l'Atlas Blidéen les formations traversées par les sondages présentent un pendage vers le nord et leur épaisseur va en croissant toujours dans cette direction.(voir Annexe II)

Du point de vue hydraulique nous avons un écoulement souterrain sud-nord dans la zone d'étude. [46]

IV. Etat piézométrique de la nappe (février et aout 2003) [46]

Dans le cadre de ce projet, l'ANRH a établi un réseau de puits témoins (puis, forage, piézomètre) pour le suivi de la piézométrie dans la région du site d'expérimentation. C'est un réseau de 30 points d'eau qui ont fait l'objet de mesures du niveau statique en février et aout 2003.

A partir de ces mesures, une carte piézométrique a été tracée, une pour les plus hautes eaux et l'autre pour les basses eaux. (Annexe I)

IV.1 Interprétation des cartes piézométrique

A partir de la carte piézométrique de février 2003, nous pouvons définir trois directions d'écoulement :

- Le grand axe de drainage d'orientation sud-nord qui est la convergence des écoulements des reliefs de l'atlas vers le lit de l'oued El Harrach, ce résultat est cohérent avec les études antérieures sur la Mitidja (Notice Hydrogéologique 1973, Macdonald 1992).
- Dans la plaine au voisinage du site d'expérimentation nous avons deux directions d'écoulements qui convergent essentiellement vers l'axe principale de l'oued.
- Le troisième écoulement se fait vers le bassin de décantation.

La carte piézométrique du mois d'août 2003 présente deux directions d'écoulement principales dans la zone de recharge, un écoulement (sud-ouest, nord-est et l'autre sud-est, nord-ouest).

Nous remarquons que pour les deux cartes piézométriques la piézométrie est déformée par les forages : R14, R20 et le puits R18.

IV.2 Quantification de la recharge artificielle

Les pluies exceptionnelles de janvier et février 2003 ont engendré l'inondation du site, et le colmatage des bassins expérimentaux par dépôt de vase, ce qui a perturbé l'expérience.

Une opération de nettoyage des bassins a été effectuée avant de reprendre le processus de recharge, cette opération s'est déroulée du mois d'avril 2004 jusqu'à juin 2004 et une quantité de vase environ 1155m³ a été enlevée.

La première estimation de la recharge artificielle pour les mois de mars et avril 2005 après avoir imposé un débit de 200l/s :

Pendant les deux mois mars et avril 2005 le débit d'eau dans les 3 bassins a été maintenu à 200l/s pour quantifier le débit réel infiltré à travers les bassins.

L'évapotranspiration est le premier phénomène qui influence les quantités d'eau infiltrée, c'est la quantité d'eau consommée qui comprend d'une part l'eau transpirée par la plante et d'autre part l'évaporation directe à partir du sol.

Pour estimer le volume d'eau infiltré, des mesures de l'évapotranspiration moyenne mensuelles en été faite au niveau de Blida.

Tableau V.2 : Evapotranspiration Moyennes Mensuelles (Blida 2003). [46]

mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juit	Aout	Sep	Oct	Nov	déc	Annuelle
ETP (mm)	10.7	11.9	11.6	16.2	19.3	22.9	26.5	27.3	24.5	19.6	15.1	12.1	125.75

IV.2.1 Estimation du volume réel infiltré pendant la recharge

A partir du débit fixé 200l/s nous avons estimé le volume réel infiltré pendant les deux mois : Le débit d'eau prélevé par jour : $Qp = 200 \times 3600 \times 24 = 17280000 \text{ l/j} = 17280 \text{ m}^3/\text{j}$;

Le volume d'eau prélevé pour les deux mois : $Vp = 17280 \times 61 = 1054080 \text{ m}^3$

L'ETP pour les deux mois : $ETP_{mars-av} = 11.6 + 16.2 = 27.8 \text{ mm}$

L'ETP dans les différents bassins : $ETP_{tot} = ETP_{mars-av} \times [(S_{bassin} \times 3) + S_{d\acute{e}cantation}]$ Donc,

$$ETP_{tot} = 27.8 \times [(30 \times 15 \times 3) + (50 \times 50)] = 107030 \text{ l} = 107.03 \text{ m}^3$$

Le volume réel infiltré pendant les deux mois :

$$V_{inf} = 1054080 - 107.03 = 1053972.97 \text{ m}^3$$

IV.2.2 Analyse des données piézométrique

A partir des mesures piézométriques nous avons analysé les données disponibles pour visualiser l'effet de la recharge artificielle sur la piézométrie locale.

IV.2.2.1 Comparaison des niveaux piézométriques avec les cartes piézométrique avant la recharge :

A partir des cartes piézométriques, on constate pour les sept piézomètres une augmentation de la piézométrie pendant les deux mois de recharge par rapport aux cartes piézométriques établies en 2003.

IV.2.2.2 Evaluation des niveaux statiques pour les sept piézomètres pendant la période d'observation :

A partir des mesures piézométriques effectuées entre (septembre 2004 et octobre 2005) nous avons tracé les courbes des niveaux statiques par rapport au sol pour chaque piézomètre.

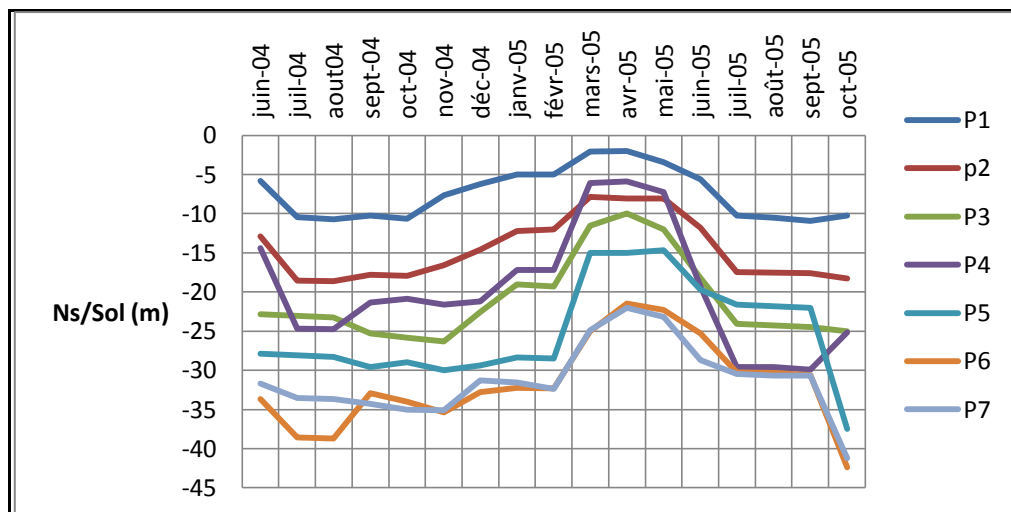


Figure V.7 : Evolution des niveaux statiques mensuels pour les sept piézomètres.

On constate une augmentation du niveau statique pour les sept piézomètres pendant la période d'alimentation des bassins (mars-février).

Pour confirmer que cette remontée n'est pas la conséquence de l'épisode pluvieux qui précède la période d'observation, nous avons utilisées les données des stations de jaugeage disponibles.

La station de jaugeage la plus proche au niveau de l'oued el Harrach est celle du **rocher des pigeons** qui se trouve en amont du site de la recharge. Nous avons tracé à partir des données de cette station l'évolution mensuelle du débit, les résultats se trouvent dans le graphique ci-dessous :

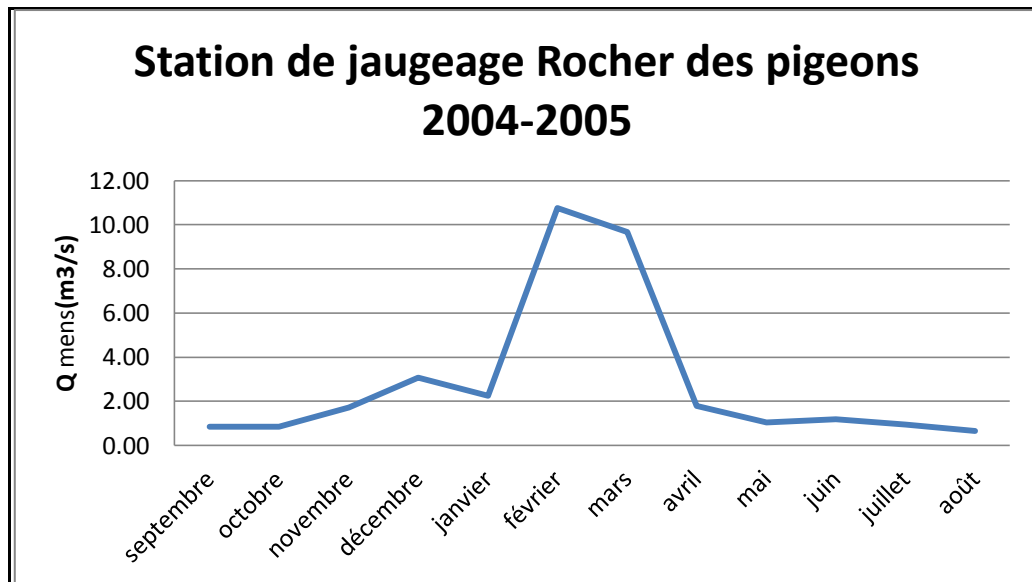


Figure V.8 : Evolution du débit moyen mensuel au niveau de la station de jaugeage rocher des pigeons.

On remarque que la remonté du niveau piézométrique correspond a la période des débits max enregistrés au niveau du court d'eau.

Malgré cette constatation, Il faut noter que la station de jaugeage **Rochet des pigeons** ce trouve en amont de la prise d'eau de Hammam Melouane, cette prise d'eau alimente le barrage de stockage de Douéra avec un débit très important, et les débits d'eau en aval de cette prise d'eau sont très faibles.



Figure V.9 : Station de jaugeage rocher des pigeons (vue Google-Earth)

IV.2.2.3 Comparaison avec des points voisins :

En vue de l'absence des données antérieures à la recharge artificielle au niveau du piézomètre P1 qui est le plus proche des bassins d'infiltration, ce qui nous aurait permis de démontrer clairement l'influence de la recharge. Par conséquent, nous allons utiliser les niveaux statiques des deux points R1 (puits) et R13 (piézomètre) qui sont les plus proches de P1 (Tableau n°3), avant le début de la recharge. Ces deux points nous permettent d'avoir des mesures au niveau de la zone proche des bassins d'infiltration. (Voir Annexe II)

Tableau V.3 : Coordonnées des points R1 et R13 proches de P1.

Point de mesure	coordonnées	
	X	Y
P1	532.800	357.825
R1	532.750	357.675
R13	532.825	357.725

A partir du tableau, nous remarquons clairement que les trois points sont très proches, ce qui nous permet de prendre en compte les mesures de R1 et R13 antérieur à la recharge.

Pour démontrer l'influence, nous avons tracés les courbes dans la figure ci-dessous :

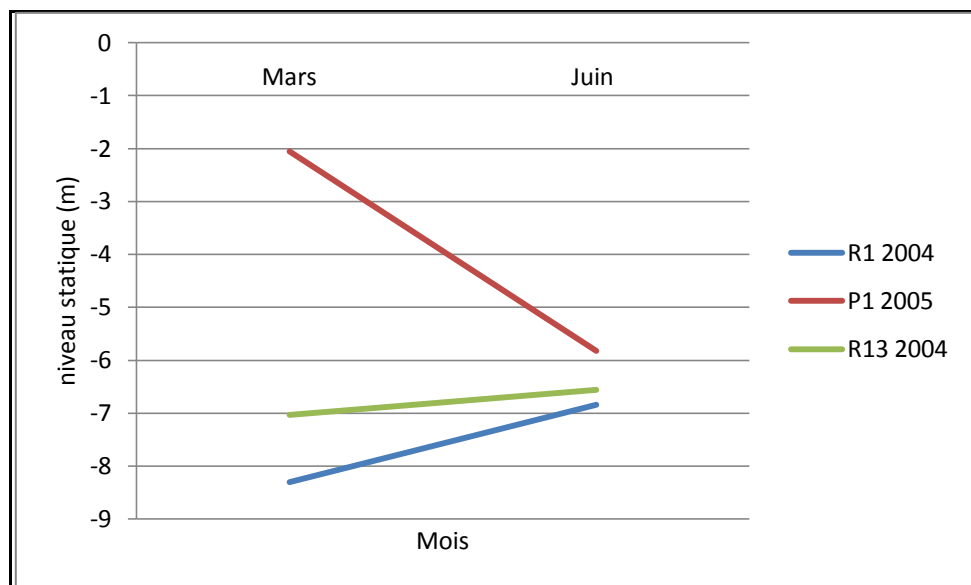


Figure V.10 : Comparaison du niveau statique avant et après recharge pour le piézomètre P1.

On remarque clairement une nette remontée du niveau statique (plus de 5m) durant la période des hautes eaux entre l'avant et l'après recharge artificielle (mars 2004 – mars 2005). Cette remontée est ressentie (1m) même durant le mois de juin entre 2004 et 2005, malgré l'arrêt de la recharge. Ce résultat est dû au positionnement du piézomètre P1 qui est le plus proche des bassins d'infiltration voir (Annexe II).

IV.2.3 Analyse physique de la recharge :

Pour comprendre le comportement de l'eau dans les deux milieux saturés et insaturés, nous avons tracé les courbes du comportement piézométrique durant la période de la recharge à partir des mesures des sept piézomètres pendant cette période.

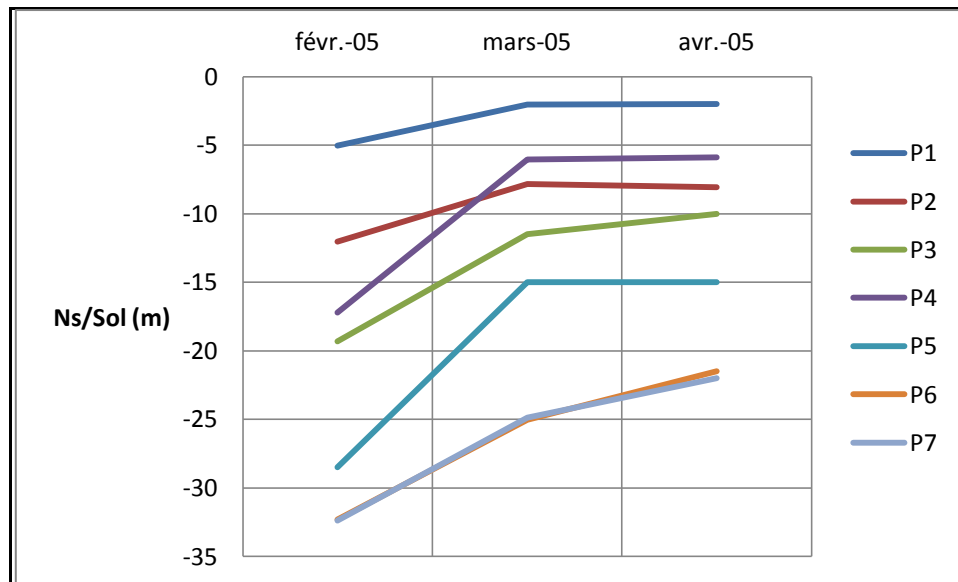


Figure V.11: Niveaux statiques des sept piézomètres.

Nous remarquons qu'il y a une ressemblance dans l'allure des graphes, ce qui confirme le bon positionnement des piézomètres dans le sens de l'écoulement souterrain.

On distingue trois phases de l'écoulement :

Première phase : l'infiltration verticale dans le milieu insaturé, ce qui correspond au mois de mars dans le graphe précédent.

Deuxième phase : La formation du dôme piézométrique, ce qui signifie la saturation du milieu (insaturé au temps initial), ce dôme piézométrique va causer la troisième phase.

Troisième phase : infiltration dans le milieu saturé. Cette phase correspond à l'écoulement horizontal dans la zone saturée, l'écoulement se fait sous un faible gradient hydraulique dans le sens d'écoulement sud-nord.

Les trois piézomètres P1, P2 et P3 sont les plus proches des bassins d'infiltration, c'est pour cette raison qu'on peut visualiser les trois phases à partir de ces piézomètres.

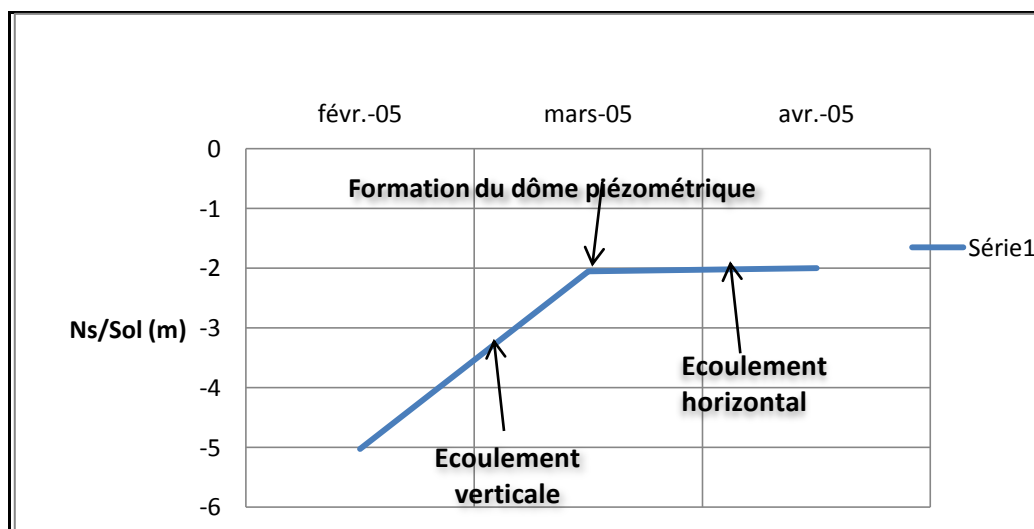
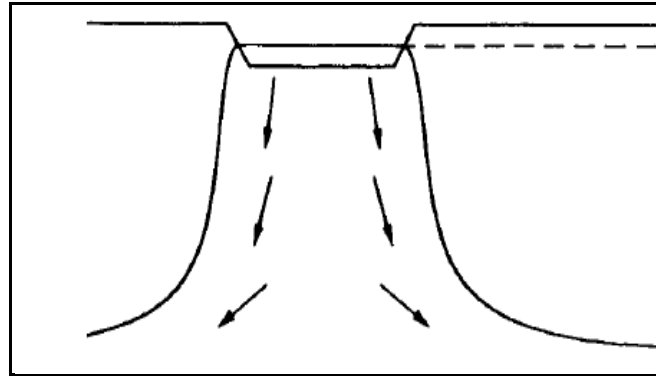
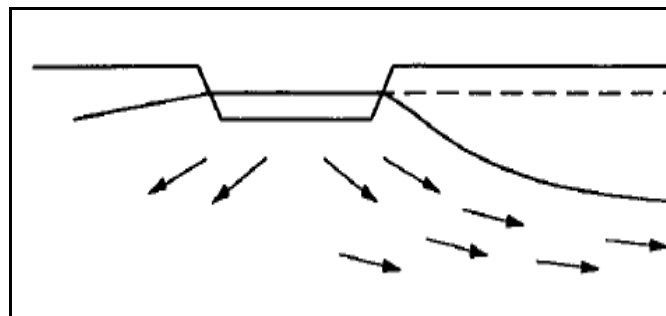


Figure V.12 : Différentes phases d'écoulement sous les bassins d'infiltration.



Première phase : écoulement dans le milieu insaturé



Troisième phase : écoulement dans l'aquifère

Conclusion et recommandation :

Le projet pilote de l'ANRH est la seule expérience de recharge artificielle ou de grands moyens ont été mis en place. Malgré ces moyens, ce projet pilote aurait pu être plus bénéfique d'un point de vue résultat, pour permettre une nouvelle expérience à plus grande échelle et à impact plus conséquent.

Les principaux points relevés sont :

- La durée du suivi piézométrique dans la zone de recharge est insuffisante pour un tel projet (insuffisance du nombre de points d'observation et de l'historique)
- La durée de la recharge est trop courte et ne permet pas une bonne visualisation du phénomène pour les différentes saisons.
- Nous n'avons pas de données mesurées concernant la vitesse d'infiltration, la qualité de l'eau brute et le processus de colmatage des bassins, malgré la citation des méthodes de mesure ont dans le rapport de l'expérience. [46]

Malgré les manques au niveau de cette étude, cette expérience reste fiable à un degré très avancé, car même pour une courte durée elle a permis de constater l'effet bénéfique que peut avoir la recharge artificielle sur le volume d'un réservoir souterrain.

Durant les prochains chapitres nous essayerons de prouver que l'effet de la recharge peut se faire sentir, et ceux sur l'ensemble de la nappe Mitidja par le biais de la modélisation hydrogéologique.

Chapitre VI : SIMULATION DE LA RECHARGE ARTIFICIELLE SOUS LE MODELE DE LA NAPPE MITIDJA

I. Introduction

La SEAAL possède un modèle de gestion de la ressource en eau souterraine de la nappe de la Mitidja dans le but d'évaluer les potentialités de l'aquifère ainsi que la simulation de l'impact des différents scénarii sur la piézométrie de la nappe.

Dans le cadre de la convention liant la SEAAL et l'Ecole Polytechnique d'Alger, nous avons eu la possibilité d'utiliser le modèle de nappe de la Mitidja propriété de la SEAAL. Dans l'optique d'évaluer l'impact d'une application de la technique de recharge artificielle par bassins d'infiltration sur le niveau piézométrique de la nappe de la Mitidja.

II. Présentation du modèle de la nappe de la Mitidja (SEAAL): [47]

Le modèle a été réalisé par SOGREAH sous le logiciel de modélisation des écoulements souterrains FEFLOW (présenté précédemment). Il est particulièrement adapté pour le cas de la nappe de la Mitidja, car il permet de prendre en compte le contexte hydrogéologique complexe (système multicouche, interaction oued/nappe,...) et il peut également intégrer, avec un maillage raffiné, chaque forage géré par la SEAAL.

II.1 Formations prises en compte dans le modèle

Le modèle a été établi en tenant compte des spécificités de la nappe ; l'hétérogénéité et les différentes formations qui constituent la nappe (voir chapitre II sur la Mitidja).

II.1.1 *Epaisseurs des différentes formations*

La géométrie des aquifères a été définie d'après les cartes établies par Mac Donald (1992) et aux coupes lithologiques recueillies lors de la collecte des données. Des cartes sont ainsi disponibles pour :

- L'altitude du mur de la formation de Mazafran pour représenter la zone captive de la nappe des alluvions;
- L'altitude du mur de la formation aquifère des alluvions ;
- L'altitude du mur de la formation imperméable d'EI Harrach ;
- L'altitude du mur de la formation aquifère de l'Astien.

II.1.2 *Extensions du système modélisé*

L'extension latérale du modèle se limitera à l'affleurement de la formation de la Mitidja et ne prendra pas en considération l'extension de l'Astien dans le Sahel (voir figure ci-dessous). Cette limite a été prise en compte par une condition de flux imposé.

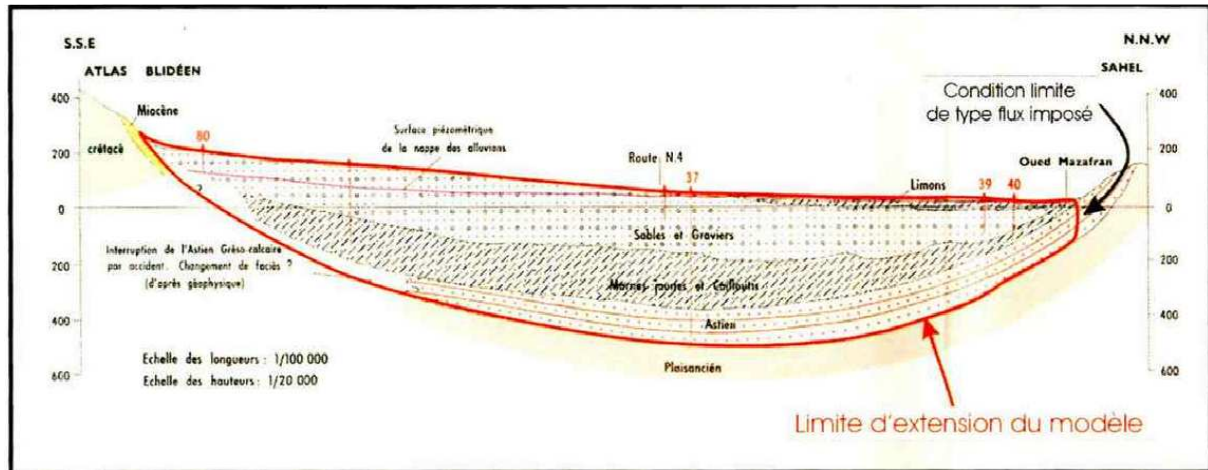


Figure VI.1 : Extension verticale du modèle SOGREAH [47]

II.2 Paramètres hydrodynamiques

II.2.1 Transmissivité-perméabilité

Pour l'aquifère des alluvions, la répartition spatiale des transmissivité dans le modèle est basée initialement sur la carte de distribution des transmissivités (BRGM, 1973 voir annexe III) et sur les mesures ponctuelles recueillies dans les études antérieures. Ces valeurs ont été calculées à partir d'essais de pompage et des débits spécifiques disponibles. D'après les valeurs acquises depuis 1968, la transmissivité de l'aquifère est comprise entre 1.10^{-4} et 2.10^{-2} m²/s.

Pour l'aquifère de l'Astien, seulement une dizaine de valeurs sont disponible. Les valeurs de transmissivité s'échelonnent entre $0,8.10^{-4}$ et $2,9.10^{-3}$ m²/s soit des perméabilités comprises entre 4.10^{-6} et $1,6.10^{-4}$ m/s. Etant donné le faible nombre de données, la répartition spatiale de la transmissivité de l'Astien a été affinée lors du calage.

II.2.2 Coefficient d'emmagasinement

Les informations sur le coefficient d'emmagasinement sont moins nombreuses que pour la transmissivité.

Les valeurs répertoriées dans l'étude de Binnie (1983) et de Mac Donald (1992) ont été exploitées pour la nappe libre. Concernant la nappe captive, une seule valeur fiable obtenue lors d'un essai de pompage dans le bas du Mazafran est disponible. D'après la synthèse de données, les valeurs d'emmagasinement s'échelonnent de 10^{-3} pour la nappe captive à 0,15 pour la nappe libre.

L'aquifère de l'Astien a été considéré comme captif sur l'ensemble du modèle hormis, les zones de contact avec l'aquifère des alluvions de la Mitidja. Le coefficient d'emmagasinement a été défini à partir des valeurs de Mac Donald (1992) comprises entre 5.10^{-3} à 5.10^{-6} en zone captive et 0.03 à 0.05 en zone libre et ensuite affiné lors du calage.

II.3 Points de contrôle

Comme nous l'avons cité dans le chapitre modélisation, un modèle doit être bien calé pour qu'il puisse constituer un outil de gestion.

Les points de contrôle sont des cartes et des chroniques piézométriques observées. Ils permettent par ailleurs de définir le début de la période de simulation en régime transitoire, c'est pourquoi ils été définis préalablement à la détermination des conditions aux limites.

Pour la nappe des alluvions de la Mitidja, le modèle a été calé en premier lieu en régime permanent par rapport à la carte piézométrique de 1981-1982, établie par Binnie & Partners à partir d'environ 250 points de mesures. Ensuite calé en régime transitoire sur la période 1982-2005.

Les chroniques piézométriques utilisées pour valider le calage en régime transitoire ont été issues du réseau de suivi de la nappe de l'ANRH. Les ouvrages de ce réseau sont des piézomètres, des forages ou des puits.

Les points de mesure sont répartis sur l'ensemble de la plaine. Les ouvrages qui ont des longues périodes d'observation ont été privilégiés. En particulier, il est à noter que plusieurs piézomètres permettent de reconstituer la baisse du niveau de la nappe enregistrée sur le secteur de Mazafran depuis 1980.

II.4 Conditions aux limites [47]

Les conditions aux limites définies pour le système aquifère sont :

- Les prélèvements AEP, agricoles et industriels ;
- La recharge de l'aquifère par les précipitations efficaces, prise en compte sous la forme d'un débit surfacique mensuel imposé ;
- Un potentiel imposé pour représenter les échanges mer/eaux souterraines ;
- Les recharges latérales des aquifères qui ont été simulées par des flux ;
- Les échanges entre la nappe quaternaire et les grands oueds qui ont été représentés comme des flux entrants ou drainants.

II.5 Prélèvements

II.5.1 Prélèvements AEP

Les principaux prélèvements en eau potable au sein de la plaine de la Mitidja qui sont prises en compte dans le modèle sont dans l'ordre décroissant :

- La SEAAL pour l'alimentation de la ville d'Alger ;
- Les communes de la wilaya de Blida ;
- Dans une moindre mesure, des communes des autres wilayas.

II.5.2 Prélèvements agricoles

Il n'existe pas de suivi régulier des prélèvements agricoles au sein de la plaine. L'évolution des prélèvements entre 1982 et 2005 a donc été estimée à partir du croisement des différentes sources d'informations citées ci-dessous :

Tableau VI.1 : Différentes estimations des prélèvements agricoles. [47]

Prélèvements	Méthode	Année	Mm3/an
Géohydraulique, 1969	Inventaire des puits et estimation du volume prélevé par puits	1969	172.5
Binnie et al. 1980	Estimation des surfaces irriguées et des volumes unitaires prélevés par culture	1980	125.8
Estimation des surfaces par photos satellites, Mac Donald et al. 1988	Estimation des surfaces irriguées et des volumes unitaires prélevés par culture	1988	188
Estimation des surfaces : Recensement agricole 2001 et volumes unitaires par dire d'expert SOGREAH, 2007 (« Expert »)	Estimation des surfaces irriguées et des volumes unitaires prélevés par culture	2001	92
Recensement agricole 2001 et volumes unitaires par CROPWAT, SOGREAH, 2007 (« CROPWAT »>)	Estimation des surfaces irriguées et des volumes unitaires prélevés par culture	2001	137
Recensement agricole 2001 et volumes	Estimation des surfaces irriguées	2001	214

unitaires par expertise SOGREAH de 1969, (« ' SOGREAH' ».)	et des volumes unitaires prélevés par culture		
Recensement BIRH, 1996 à 2002	Inventaire des puits et estimation du volume prélevé par puits	2002	127

Les méthodes d'estimation des prélèvements dans la nappe montrent une très grande dispersion. Cela est dû à la difficulté de connaître précisément les surfaces irriguées.

II.5.3 Prélèvements industriels

Les prélèvements industriels ne représentent qu'une part minime des volumes annuels extraits de la nappe. Ceux-ci se situent principalement dans le secteur de Baraki à Réghaïa au nord de la plaine.

Les volumes prélevés pour l'industrie en 1981 (Binnie - 1983) sont estimés à 20,8 Mm³/an. Le volume recensé en 2002 par le BIRH est de 5,6 Mm³/an. Cette valeur est largement inférieure à celles estimées en 1982 et 1990.

II.6 Recharge naturelle de la nappe [47]

II.6.1 Recharge des pluies

Grâce à 7 chroniques pluviométriques répertoriées sur la plaine de la Mitidja, il a été possible d'établir une carte de la variabilité spatiale et de l'évolution à long terme des hauteurs d'eau sur la plaine, pour l'utiliser ensuite dans le modèle.

Lors de la modélisation, plusieurs zones ont été définies pour intégrer la disparité spatiale de la pluviométrie.

Sur la période 1982 - 2005, la pluviométrie montre un déficit de l'ordre de 20% par rapport à la période antérieure à 1975. Ce qui a entraîné une baisse significative de la recharge de la nappe des alluvions.

Plusieurs zones ont été distinguées en fonction de la répartition spatiale des hauteurs pluviométriques :

-Zone 1 : secteur de Reghaïa où les hauteurs annuelles sont les plus importantes avec environ 850 mm/an ;

-Zone 2: secteur d'El Arbaa, zone intermédiaire avec une pluviométrie de l'ordre de 750 mm/an ;

-Zone 3 : la majeure partie de la plaine où les hauteurs pluviométriques sont de l'ordre de 650 mm/an.

En raison de l'incertitude sur la détermination du coefficient d'infiltration, les débits infiltrés ont été réajustés au cours du calage du modèle.

II.6.2 Recharge et drainage des oueds

Comme nous avons cité auparavant, Le réseau hydrographique de la plaine de Mitidja est formé de 7 oueds principaux, ces différents oueds ont été pris en compte pour les deux régimes ; pour le régime permanent les débits d'infiltration utilisées sont celles de oueds Binnie & partners (1983), Géohydraulique (1972) et Macdonald.

En régime transitoire seulement 6 stations de jaugeage avec un suivi à long terme répartis sur 5 oueds ont été utilisés.

Tableau VI. 2: Stations de jaugeage avec suivi à long terme.

Station	Oued	Période suivie
Fer à cheval	Mazafran (aval)	1981-1997
Attatba	Bou Roumi (aval)	1981-1997
Rocher des pigeons	El Harrach (amont)	1981-1997

Baraki Pont	El Harrach (aval)	1981-1997
At. Des Gorges	Chiffa (amont)	1981-1997
Gorges de l'Arbaa	Djemaa (amont)	1986-1994

Pour les autres oueds (Hamiz, Reghaïa et Djer), en l'absence de données, un taux d'infiltration constant sur l'ensemble de la période a été pris en compte, de façon similaire à l'approche développée par Mac Donald.

II.7 Elaboration du modèle numérique [47]

II.7.1 *Discretisation de l'espace et du temps*

L'élaboration d'un modèle numérique consiste à transformer les données continues du modèle conceptuel (par exemple, la perméabilité d'un aquifère) en des données discrètes de façon à permettre la résolution numérique des équations régissant les écoulements souterrains.

Cela revient à discrétiser le modèle conceptuel dans l'espace (réalisation d'un maillage où les propriétés des formations géologiques sont constantes au niveau d'une maille mais peuvent être différentes d'une maille à l'autre) et dans le temps (l'évolution continue des conditions aux limites est transformée en une succession de paliers, où la valeur de la condition au limite est constante sur chaque palier, les valeurs pouvant être différentes d'un palier à l'autre).

II.7.2 *Réalisation d'un maillage adapté à la problématique*

Le maillage élaboré prend en compte tous les éléments singuliers du modèle conceptuel que ce soit de façon ponctuelle (les forages et puits), linéaire (les oueds) ou surfacique (les zones de recharge). Cette approche est illustrée dans les figures suivantes.

Tous les forages de la Mitidja sont pris en compte de façon individuelle. Cela signifie notamment, que dans le cadre de la gestion d'un champ captant, il est possible de simuler des prélèvements différenciés au niveau de chaque forage. Il est à noter que dans certains cas, pour l'irrigation, des forages ont été regroupés en un seul point de prélèvements lorsqu'ils étaient distants de moins de 100 m.

Le maillage ainsi constitué comporte environ 53 000 éléments et 83 000 nœuds.

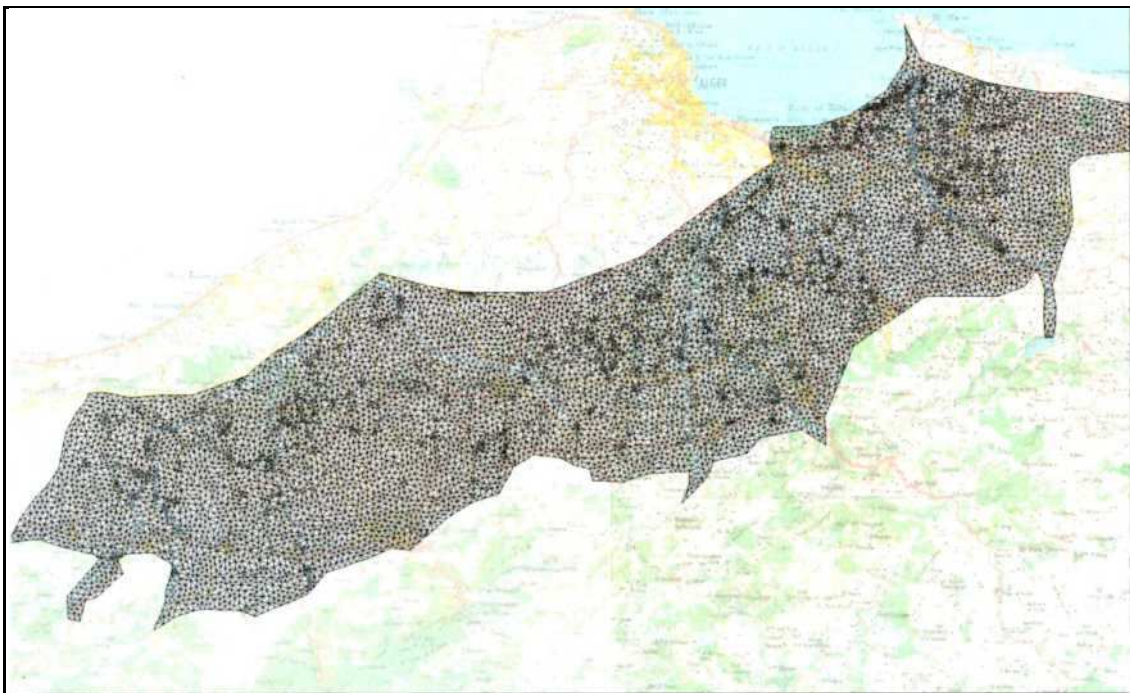


Figure VI.2 : Discretisation spatiale de la nappe.

Les oueds sont pris en compte au niveau des cotés des mailles triangulaires (via l'utilisation dans le code de calcul de lignes de contraintes). Cela permet de représenter de façon précise la topographie des oueds et leur relation avec la nappe.

Dans ce qui a été vu précédemment la discrétisation de l'espace a été présentée 'horizontalement'. Il importe également de vérifier la cohérence et l'adéquation du maillage selon la verticale et vérifier que la discrétisation de l'espace du maillage permet de bien représenter les épaisseurs et l'agencement des différentes formations géologiques prises en compte. Ceci est illustré par les figures suivantes où la géométrie des différentes formations prises en compte est correctement représentée (l'échelle verticale est exagérée dans ces figures).

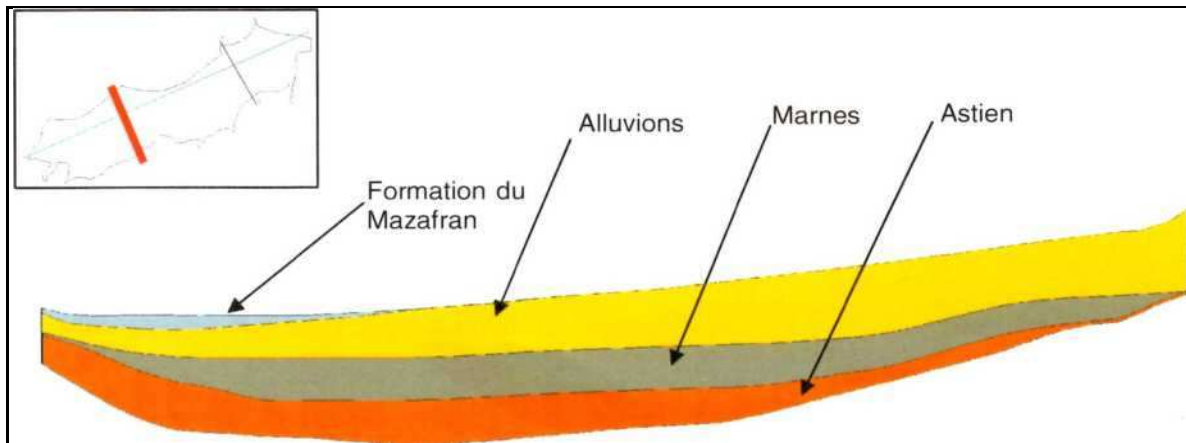


Figure VI.3: Coupe sud-sud-est/nord-nord-ouest au niveau du Mazafran

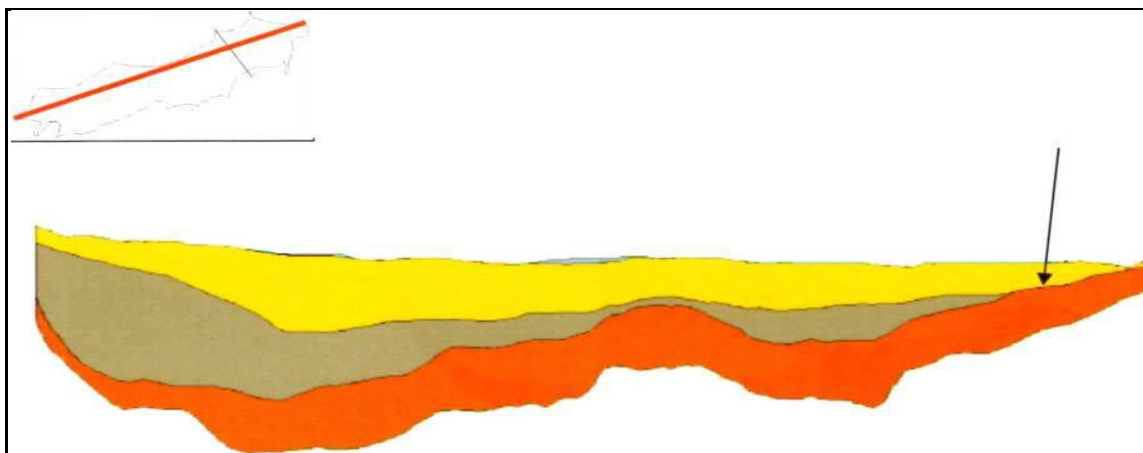


Figure VI.4 : Coupe sud-ouest/ nord-est au niveau en zone de contact direct alluvions/ Astien.

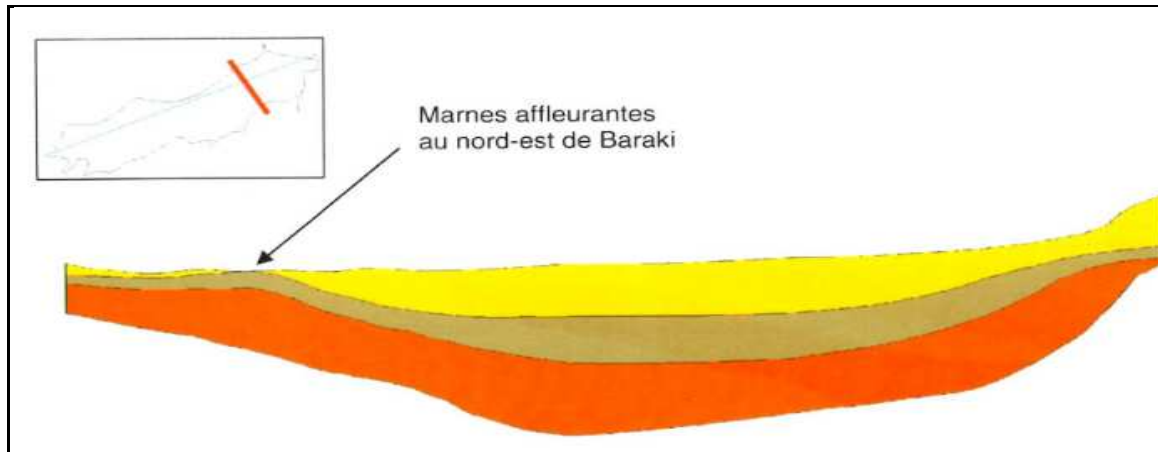


Figure VI.5 : Coupe sud-sud-est/nord-nord-ouest au niveau de Baraki.

III.3 Discrétisation des pas de temps [47]

L'ensemble des conditions aux limites en été discrétisées selon un pas de temps mensuel.

Les prélèvements relatifs à l'irrigation ne sont pris en compte que pendant la période d'irrigation et les prélèvements AEP mensuels ont été considérés comme correspondant au 1/12 du volume annuel prélevé.

Pour les résultats de la simulation la visualisation des résultats peut se faire avec des pas de temps journalier.

III.4 Le calage du modèle [47]

La procédure de calage implique de réaliser tout d'abord un 'calage' en régime permanent (ou pseudo-permanent) et surtout de caler le modèle en régime transitoire (1982-2005) avec un ajustement a priori d'autant plus significatif pour les périodes éloignées de la date de début du régime transitoire.

III.5 Suivi du niveau piézométrique :

Pour une meilleure visualisation des niveaux piézométriques, le suivi sur le modèle ce fait principalement par 32 points d'observation qui sont des piézomètres gérés par la SEAL et qui existent sur terrain, ces points d'observation sont indispensables non seulement pour la visualisation des résultats mais aussi pour le recalage du modèle.

Le tableau ci-dessous présente les coordonnées de chaque point :

Tableau VI.3 : Coordonnées des points d'observation

Points	Coordonné (X)	Coordonné (Y)	Z
1	503.500	356.950	65.5
2	509.750	368.750	16.9
3	510.050	361.450	64.1
4	512.350	366.250	16
5	502.750	360.850	41.84
6	501.480	365.760	65
7	505.900	368.420	35.46
8	510.000	362.600	50.93
9	512.500	363.550	74.72

PFE 2012

10	519.200	365.950	36.85
11	544.000	368.000	54.5
12	539.200	373.150	30.7
13	539.800	376.820	16.51
14	511.850	361.900	71.6
15	488.600	352.230	133.38
16	496.120	352.200	100
17	493.720	353.500	86.95
18	493.250	359.700	59.42
19	504.130	353.950	84.01
20	500.470	354.670	82.57
21	511.150	368.300	15.75
22	504.800	361.500	45.05
23	552.500	383.150	15.25
24	552.750	385.600	25.47
25	556.440	382.630	21
26	558.000	381.380	21
27	556.410	385.180	21
28	558.620	379.920	30
29	550.350	381.650	18.3
30	556.500	384.350	10.4
31	557.900	384.670	2.32
32	553.650	374.620	48.88



Figure VI.6 : Situation géographique des points d'observation sur le modèle.

III. Simulation de la recharge artificielle par bassins d'infiltration

Le modèle de la nappe de la Mitidja de SEAL présenté précédemment est utilisé pour intégrer et tester une recharge artificielle par bassin d'infiltration. Et cela en procédant à la simulation de deux (02) scénarii ; un scénario de référence et un scénario incluant la recharge artificielle par bassin à grande échelle.

III.1 Scénario de référence (scénario 1)

Pour commencer nous avons préparé un scénario de référence de 25 ans (2000-2025) avec prolongation de la situation hydrique existante:

- ❖ Nous avons utilisé les prélèvements (AEP, agricoles, et industriels) mesurés par SEAL entre 2000 et 2011, ensuite nous avons maintenu les mêmes prélèvements de l'année 2011 jusqu' à la fin du scénario.
- ❖ En ce qui concerne la précipitation : nous avons maintenu la pluie de 2000 qui est une pluie moyenne et cela pour les différentes zones prises en considération dans le modèle.
- ❖ Les mêmes infiltrations que l'année de référence (2000) au niveau des cours d'eau ont été maintenu pour toute la durée du scénario.

III.1.1 Préparation des données

Avant de lancer la simulation nous avons préparé les données nécessaires a partir des données historique existantes mesurés par la SEAL sur terrain :

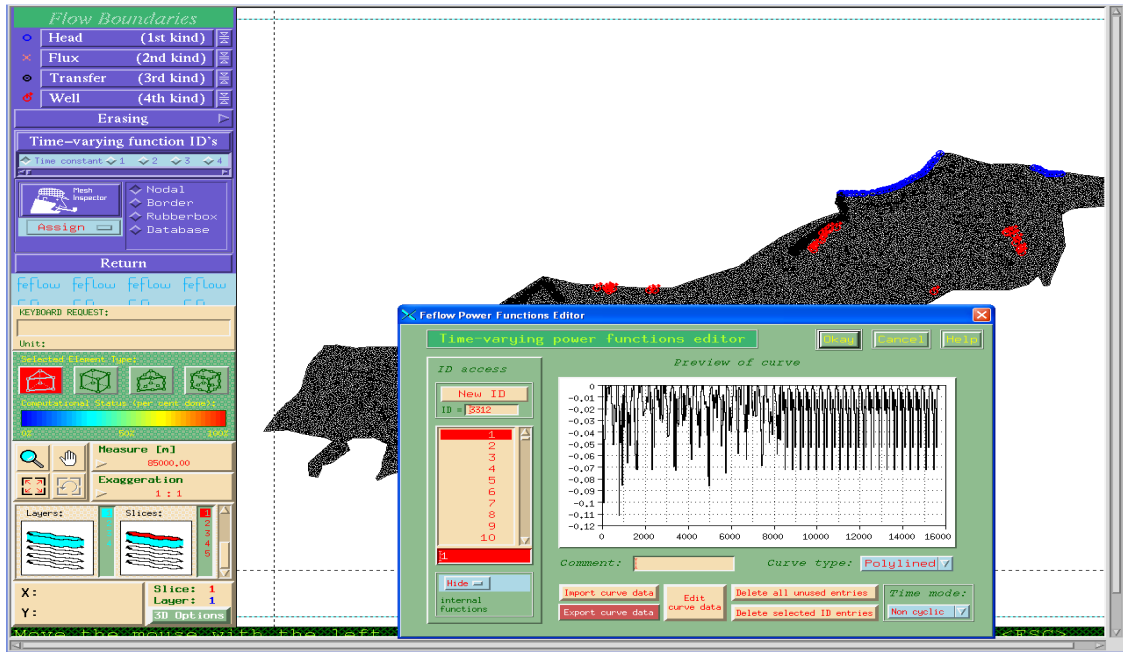


Figure VI.7 : Exemples d'une zone de recharge naturelle sur FEFLOW.

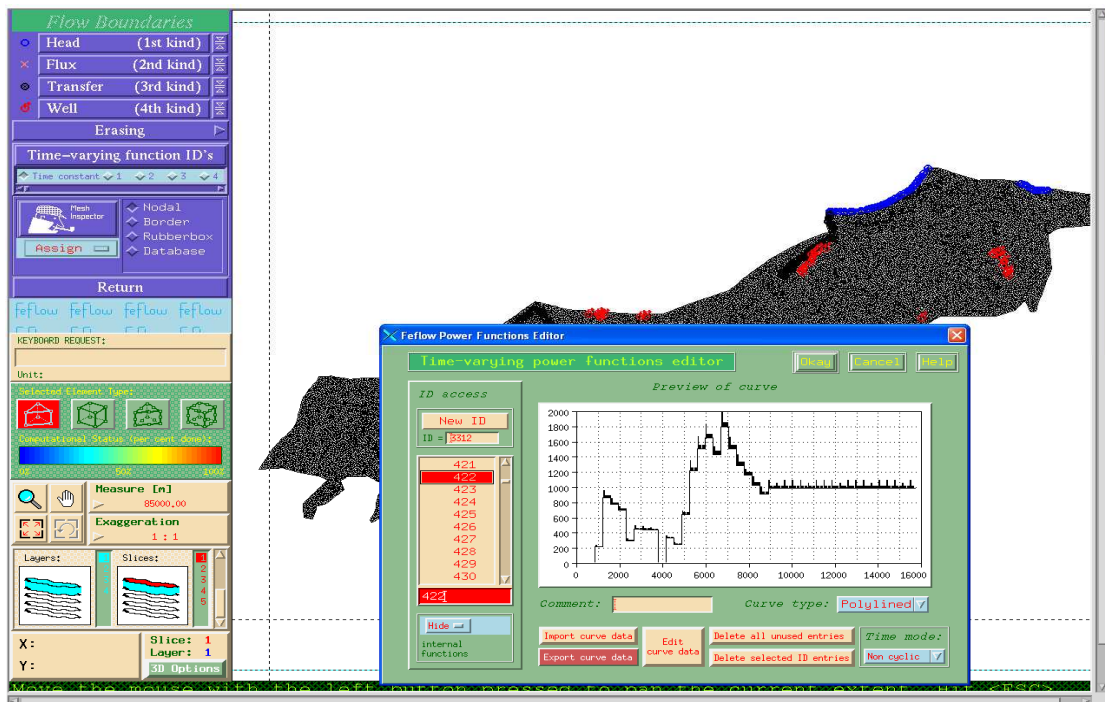


Figure VI.8 : Exemples d'un point de prélèvement sur FEFLOW.

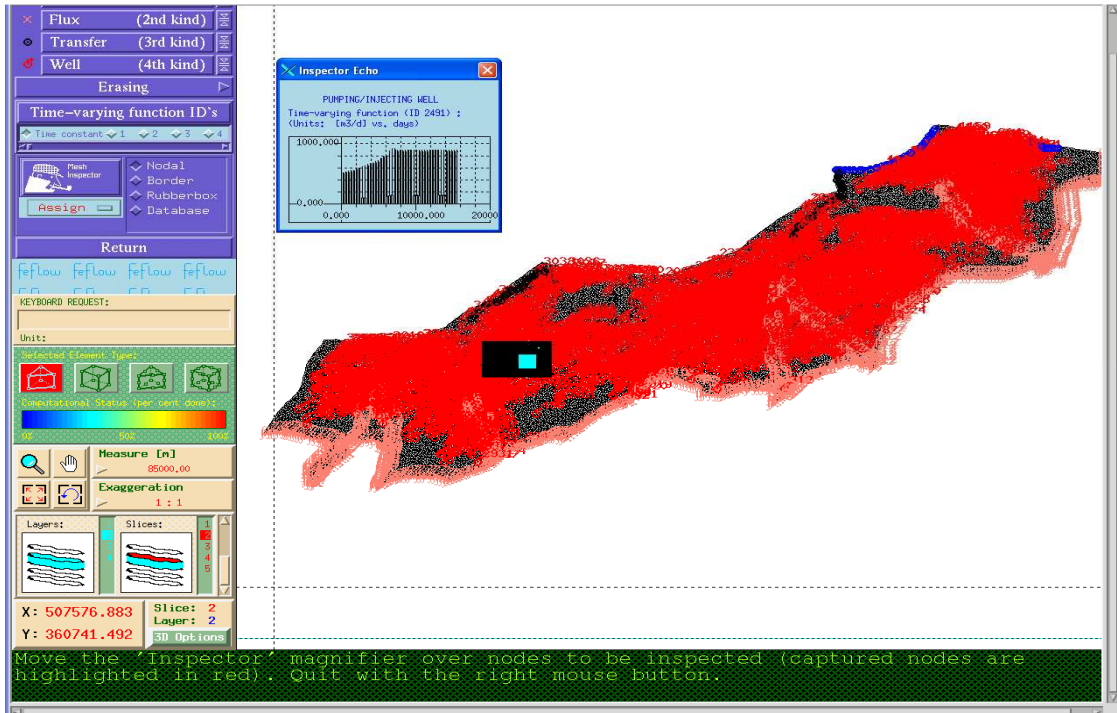


Figure VI.9 : Visualisation des différents points avant la simulation.

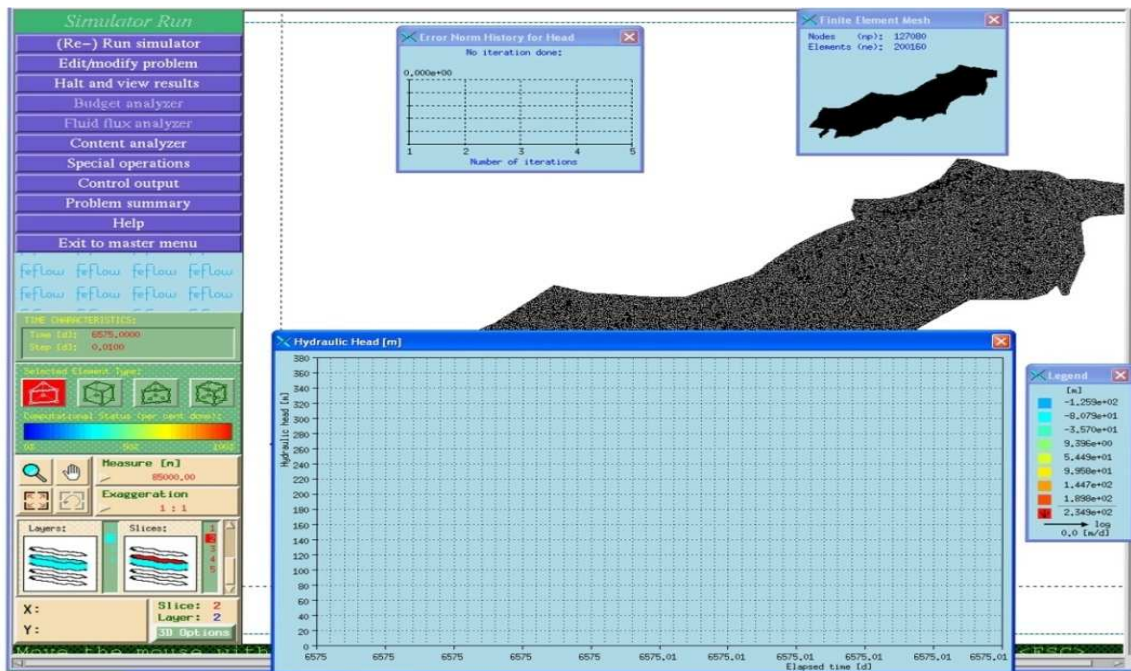


Figure VI.10 : Lancement du scénario de référence (temps initial)

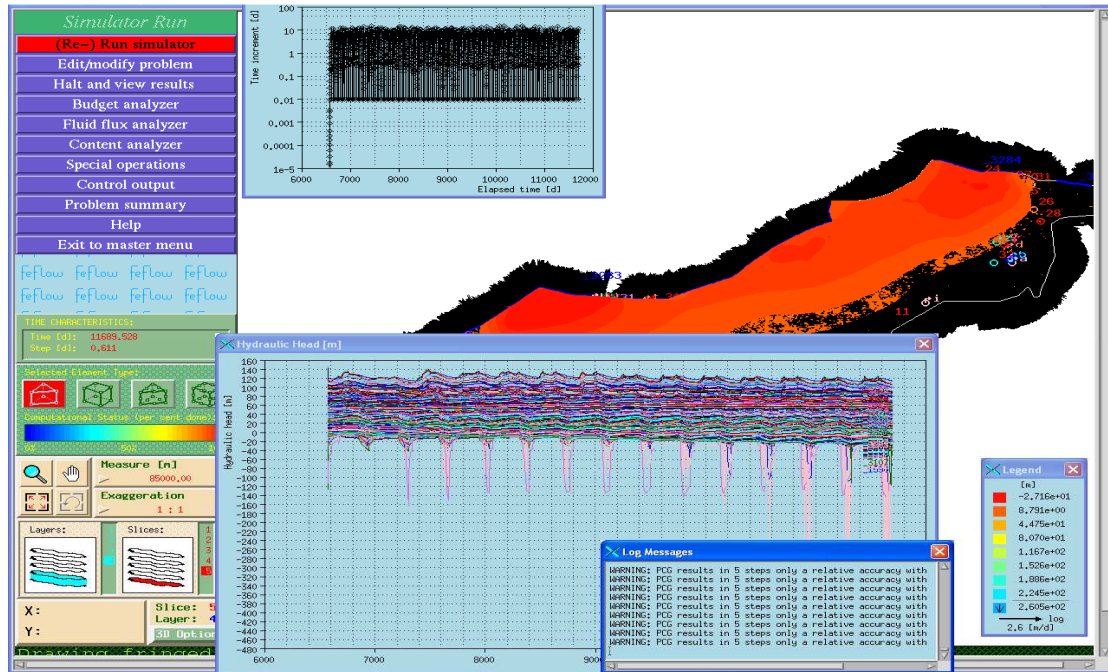


Figure VI.11 : Scénario de référence (en cours d'exécution)

III.1.2 Interprétation des résultats du scénario de référence :

Pour visualiser les résultats de notre scénario de référence, nous avons choisie quelques points parmi les 32 points d'observation au niveau de la nappe alluviale (quaternaire), LAYER 2 sur le modèle :

Au niveau de la Mitidja Est : Les point d'observation 12 et 13 à proximité d'El Harrach.

Au niveau de la Mitidja Centre : le point 5 au niveau de Boufarik.

Au niveau de la Mitidja Ouest : le point 8 et le point 22 au niveau du Mazafran.

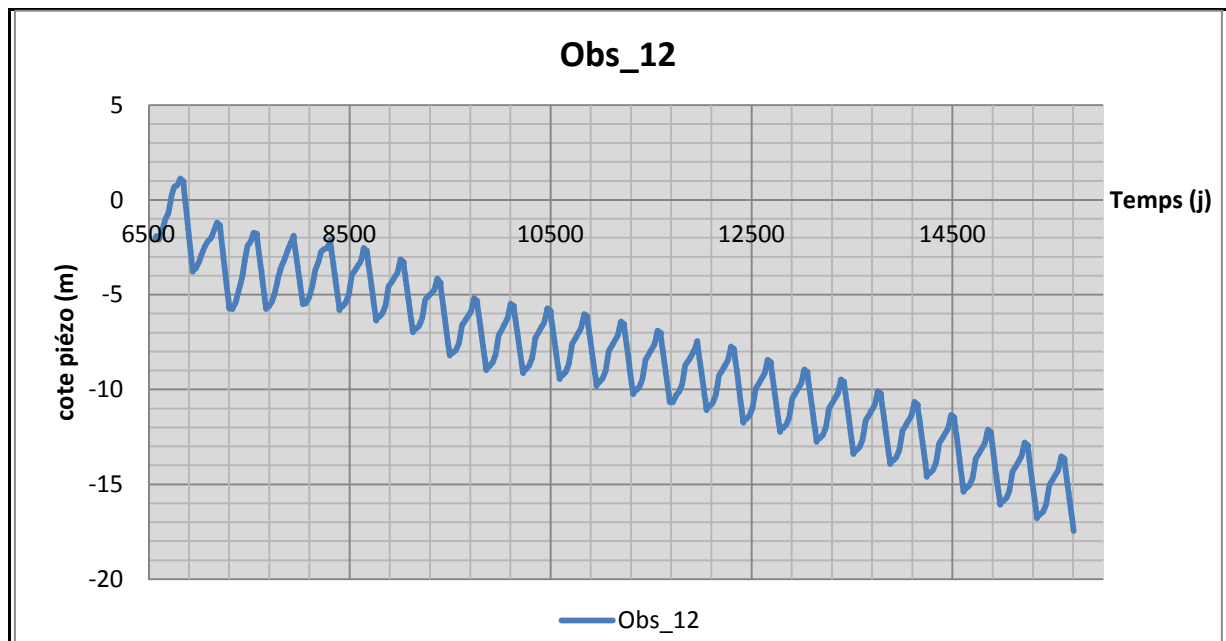


Figure VI.12 : Evolution des niveaux piézométrique pour le point d'observation 12 (scénario 1)

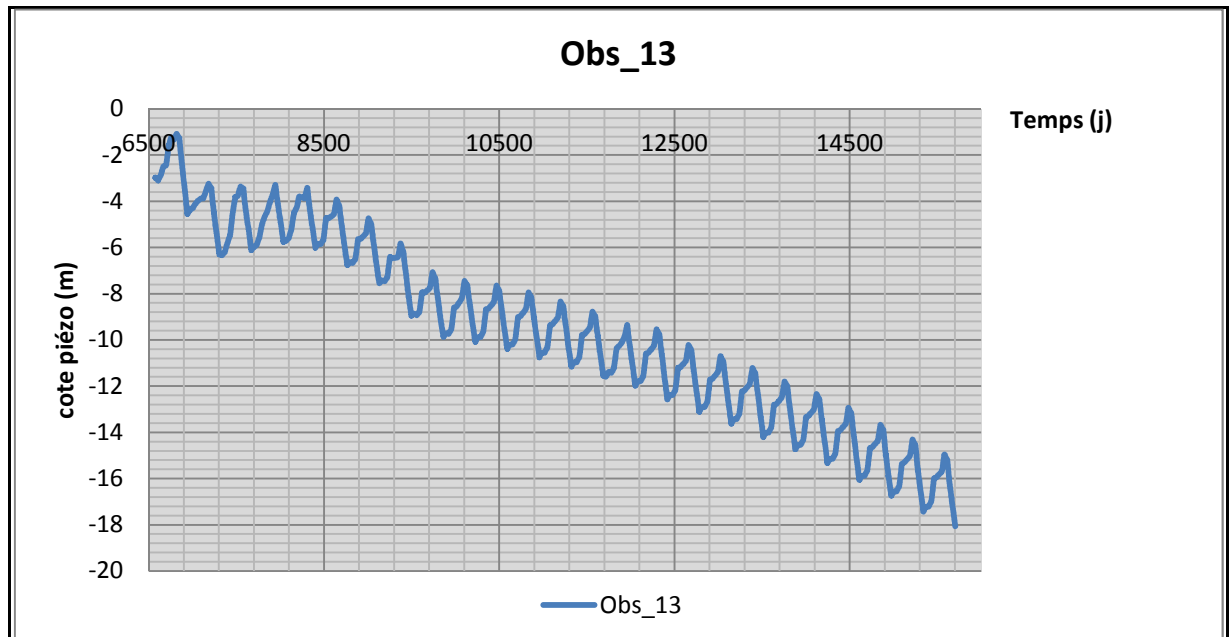


Figure VI.13 : Evolution des niveaux piézométrique pour le point d'observation 13 (scénario1)

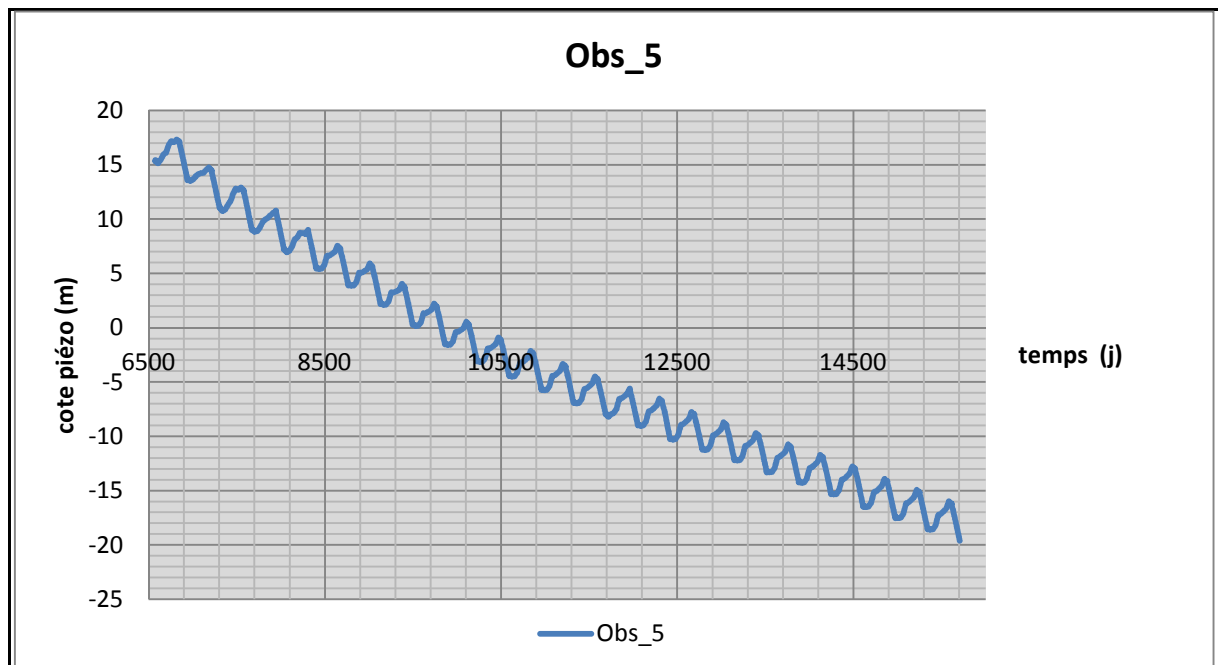


Figure VI.14: Evolution des niveaux piézométrique pour le point d'observation 5 (scénario1)

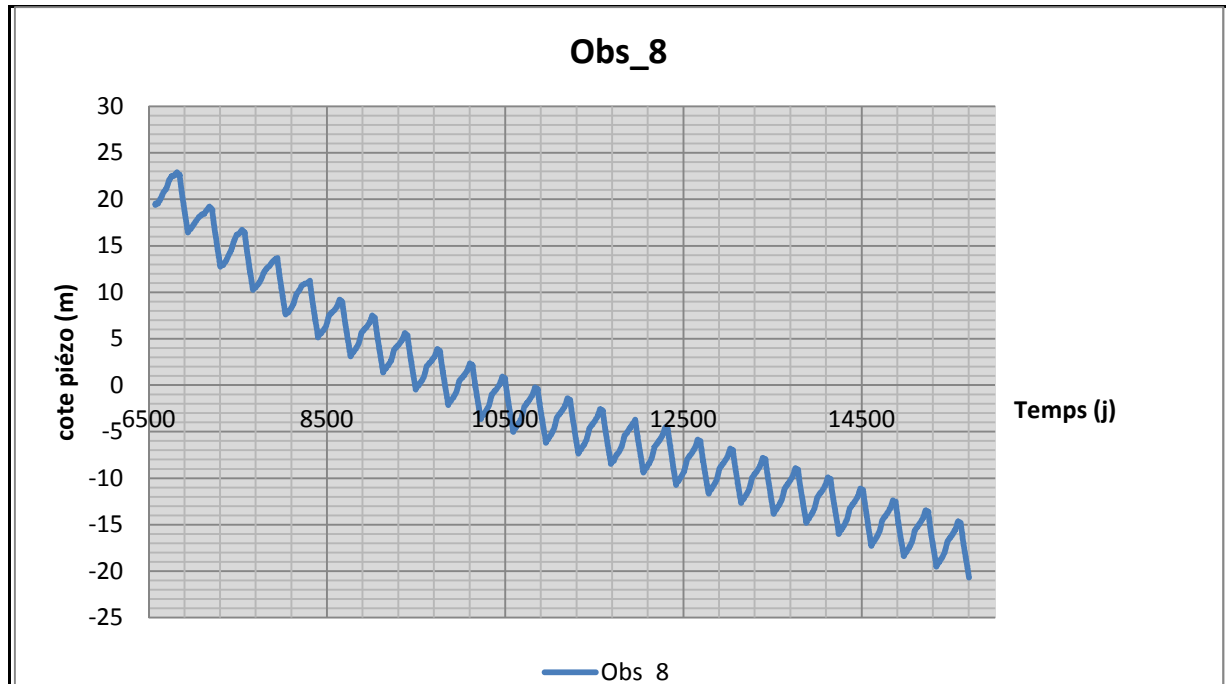


Figure VI.15: Evolution du niveau piézométrique pour le point d'observation 8 (scénario1)

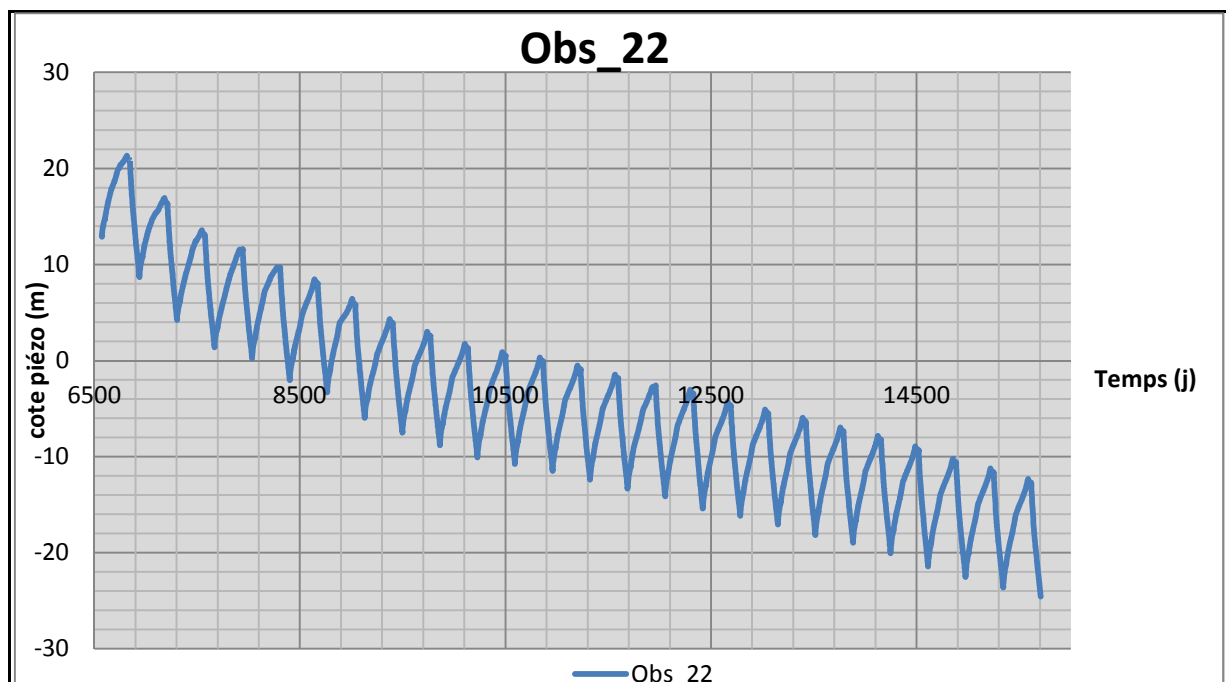


Figure VI.16 : Evolution du niveau piézométrique pour le point d'observation 22 (scénario1)

Sur l'ensemble des points d'observation choisis, en remarque que la nappe va atteindre des niveaux critique en 2025.

Les plus grands rabattements sont observés :

Au niveau du Mazafran (point 8) : un rabattement d'environ 40m pendant les 25 ans.

Au niveau de Boufarik (point5) : un rabattement d'environ 35m pendant les 25 ans.

Ces rabattements sont dus aux champs captant au niveau du Mazafran I et Boufarik.

Pour l'ensemble de la nappe, nous avons comparé la carte piézométrique de Septembre 2011 avec celle de Septembre 2025 au niveau de la nappe alluviale (quaternaire), LAYER 2 au niveau du modèle.

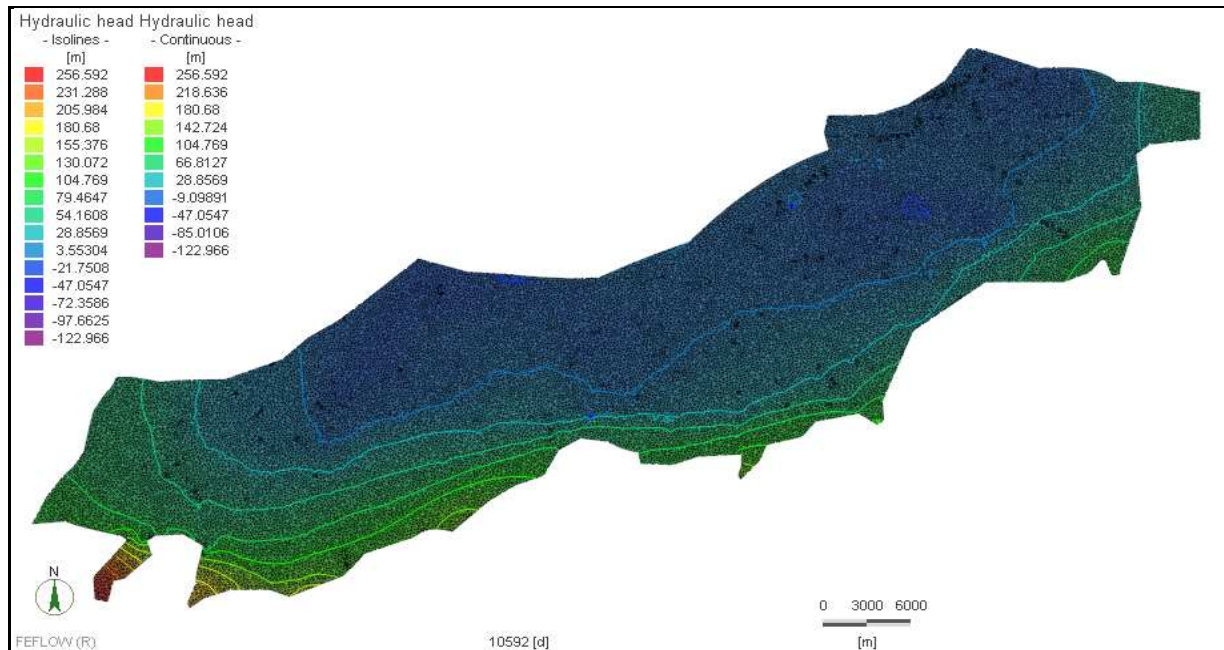


Figure VI.17 : Carte piézométrique de la nappe alluviale simulé sur FEFLOW (septembre 2011- Scénario1).

Nous remarquons que pour le sud de la nappe, le niveau piézométrique est le plus élevé, ce qui coïncide avec les études antérieures de la nappe.

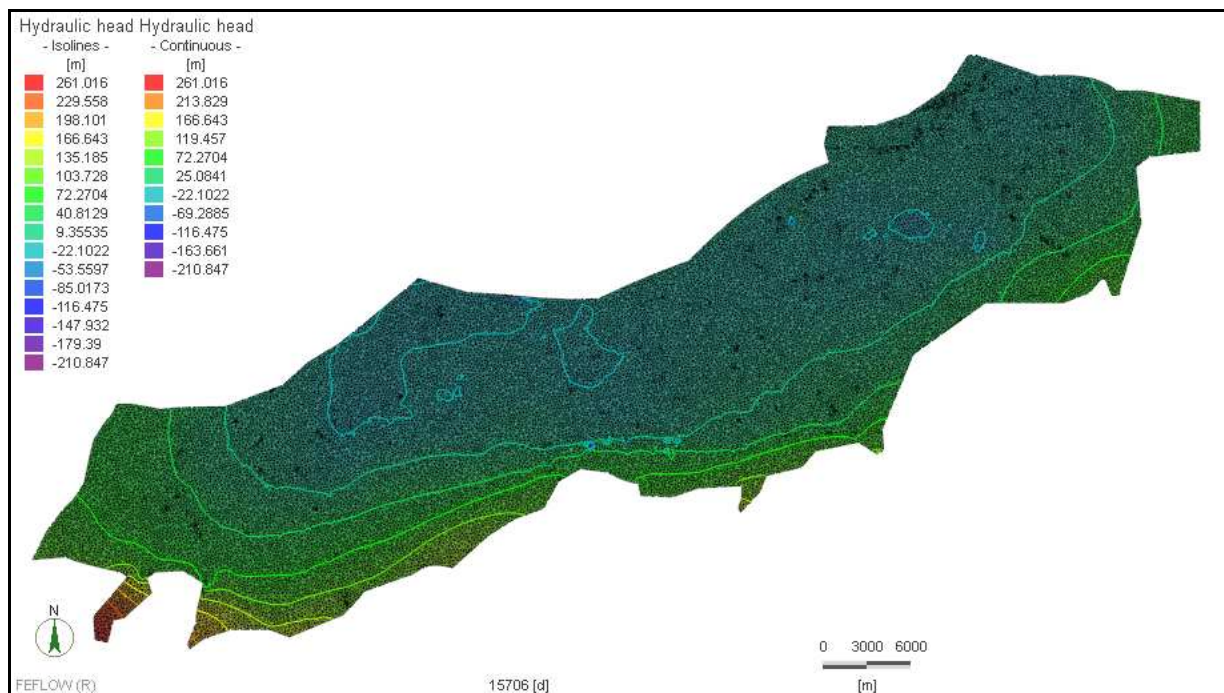


Figure VI.18 : Carte piézométrique de la nappe alluviale simulé sur FEFLOW (septembre 2025- Scénario1).

Les cartes piézométriques ci-dessus montre qu'on va atteindre des niveaux piézométriques très inquiétants en septembre 2025 et on pourra aller jusqu' à -211 m dans certaines régions.

Il est clair que l'état critique que peut atteindre la nappe durant les quinze prochaines années impose l'intégration de nouvelles méthodes de gestion de la ressource en eau souterraine qui ont prouvé leur efficacité à l'échelle mondiale, et la recharge artificielle des nappes est une des pistes qui a prouvé son efficacité dans plusieurs pays.

En Algérie, Le travail effectué par l'A.N.R.H en 2005, reste un projet référence, vu les moyens mis en œuvre pour mettre en pratique le processus de la recharge artificielle.

Dans les chapitres précédents, nous avons essayé de prouvé l'influence du projet pilote de l'A.N.R.H, mais le manque de données piézométrique antérieures et postérieures à la recharge artificielle, ainsi que la courte durée du processus expérimental, ne nous permet pas de trancher sur la validité et l'efficacité prouvé de l'influence de cette tentative pilote. Et de transposer les premiers résultats in situ à l'échelle de la nappe de la Mitidja. Une durée plus longue d'observation et nécessaire, accompagnée d'une métrologie précises des mesures sur terrain donnerais une meilleure lisibilité de ce projet à l'échelle pilote.

La mise à disposition d'un nouveau modèle nappe opérationnel et développé par SOGREAH pour le compte de la SEAAL. Ce modèle a été calé pour la période 1982-2005. SEAAL pour sa part a introduit toute les données mesurées au niveau de la Mitidja (pluviométrie, prélèvement, etc....) pour la période 2005-2011. Ce qui nous permet de disposer d'un outil le plus complet possible décrivant au mieux la nappe de la Mitidja. Nous allons tenter de voir l'influence que pouvait avoir l'expérience de l'A.N.R.H, et qu'elle a été l'échelle de l'impact au niveau local de la nappe.

III.2 Localisation du site Pilote de l'ANRH et des piézomètres de mesure

Le projet pilote se situe au niveau de la Mitidja centre, plus précisément dans la région de Tabainet a 3 Km au sud ouest de la commune de Bougara. Les sept piézomètres installés par l'A.N.R.H pour le suivi du processus se trouvent respectivement dans le sens de l'écoulement. Nous les avons localisés sur le modèle grâce a leurs coordonnées respective.

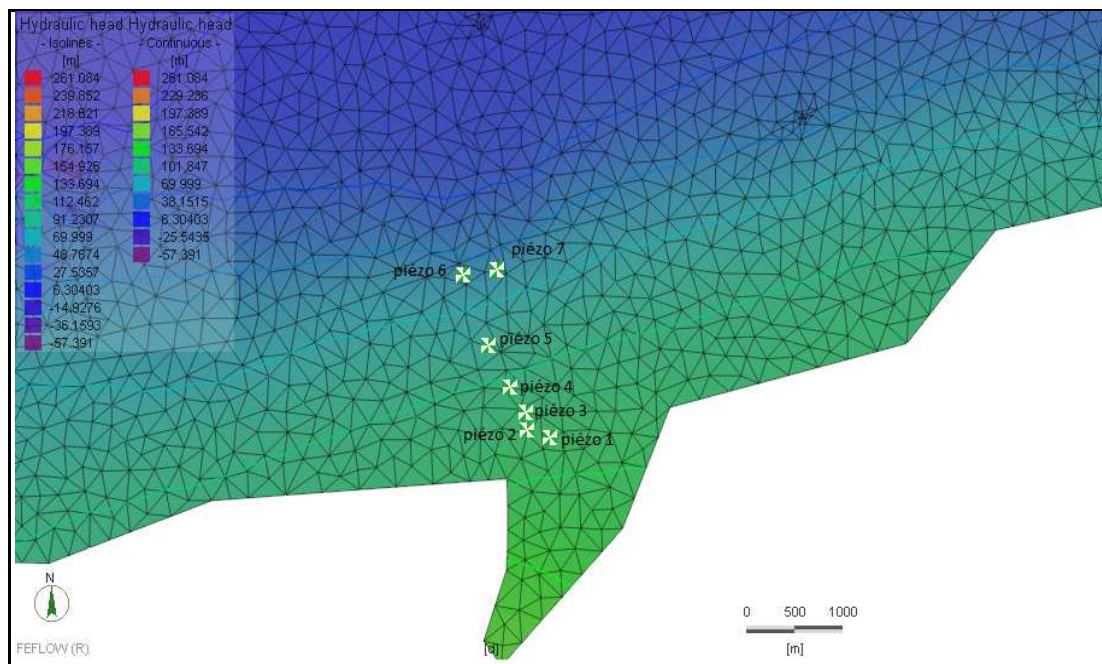


Figure VI.19 : Positionnement des sept piézomètres sur le modèle.

Pour commencer, nous allons faire une comparaison entre les données mesurées par l'A.N.R.H en septembre 2005 et les données piézométriques simulés par le modèle, et cela au niveau de la couche

quaternaire (nappe alluviale) ou LAYER 2 sur le modèle. Pour se faire l'interface FEFLOW Viewer 6.0 sera mis en œuvre et permet de visualiser les résultats d'une simulation sous FEFLOW.

Nous avons situé les point d'emplacement de chaque piézomètres grâce au coordonnées (X,Y), puis nous avons pris en considération la mesure de la charge piézométrique (valeur simulé) du nœud le plus proche pour chaque piézomètre. Voir la figure ci-dessous.

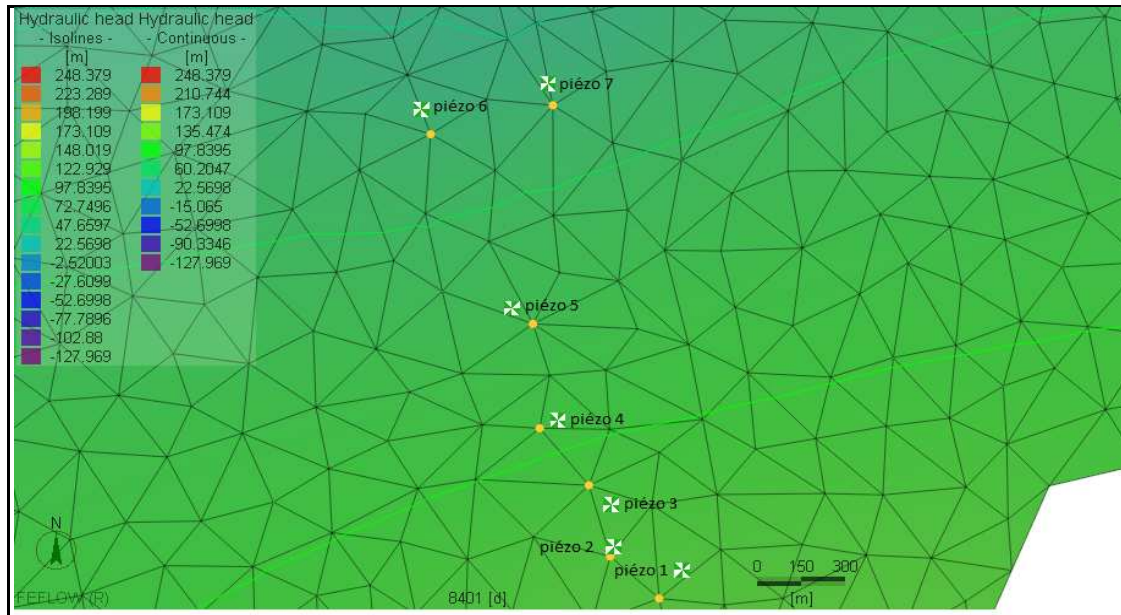


Figure VI.20 : Emplacement du nœud le plus proche de chaque piézomètre.

La simulation au jour 8401 correspond à septembre 2005 (Figure 2), nous remarquons que les piézomètres se situent dans une zone ayant une cote piézométrique variant entre [60m et 135m], les résultats retournés par le modèle ainsi que les mesures sur terrain (septembre 2005) sont résumés dans le tableau 1.

Tableau VI.4 : Piézométrie mesurés et simulés.

Piézomètres	Position	Piézométrie mesurés	Piézométrie simulés
P1	X=532.800 Y=357.825	99.72	109.39
P2	X=532.575 Y=357.900	100.64	106.26
P3	X=532.550 Y=358.050	85.29	101.20
P4	X=532.400 Y=358.350	75.61	95.50
P5	X=532.225 Y=358.750	86.25	85.38
P6	X=531.925 Y=359.450	69.43	61.64
P7	X=532.375 Y=359.500	69.49	61.38

Nous remarquons que les mesures de terrain sont proches pour les piézomètres : P2, P5, P6, P7. Mais elles sont considérablement différentes pour les piézomètres : P1, P3, P4 (jusqu'à 26m de différence).

Pour pouvoir juger de la fiabilité des résultats du modèle, nous avons fait une corrélation entre la piézométrie mensuelle mesuré et simulé des mois de : Septembre 2004, Mars 2005 et septembre 2005. Nous avons obtenu le graphe ci-dessous.

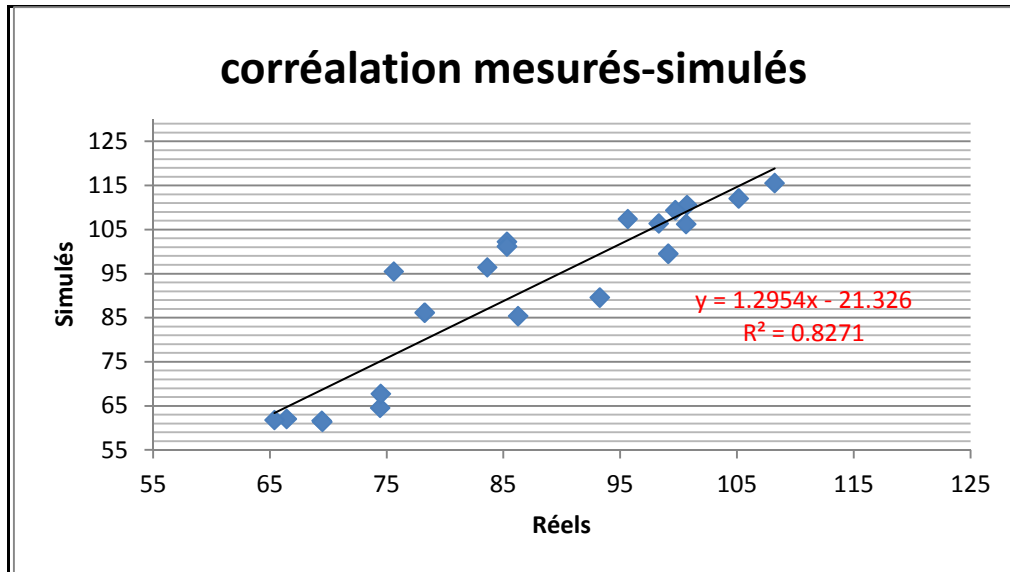


Figure VI.21 : Corrélation entre piézométrie mesurée et simulée.

La corrélation nous retourne un coefficient $R = \sqrt{R^2} = 0.909$, ce qui est relativement acceptable et qui nous permet de dire que le modèle reste fiable même si nous ne disposons pas de points d'observation proche de la zone pilote au niveau du modèle.

Par conséquent, nous pouvons essayer de démontrer l'impact de l'expérience de l'A.N.R.H, ainsi que son niveau d'impact en utilisant le modèle de la SEAAL.

III.3 Visualisation de l'impact du projet pilote A.N.R.H sur la piézométrie de la nappe

L'expérience de l'A.N.R.H a débuté au mois de mars 2005, et a duré jusqu'au mois de mai 2005. Pour avoir une idée sur l'impact de cette expérience nous allons nous reposer sur les résultats retournés par le modèle de la SEAAL.

Nous avons commencé par voir au niveau des nœuds les plus proches de chaque piézomètre les résultats de mars 2005 (Figure 4) ainsi que septembre 2005 (Figure 2) (FEFLOW Viewer ne retourne que des résultats avec un pas de temps de 6 mois) correspondant aux périodes de hautes et basses eaux, respectivement.

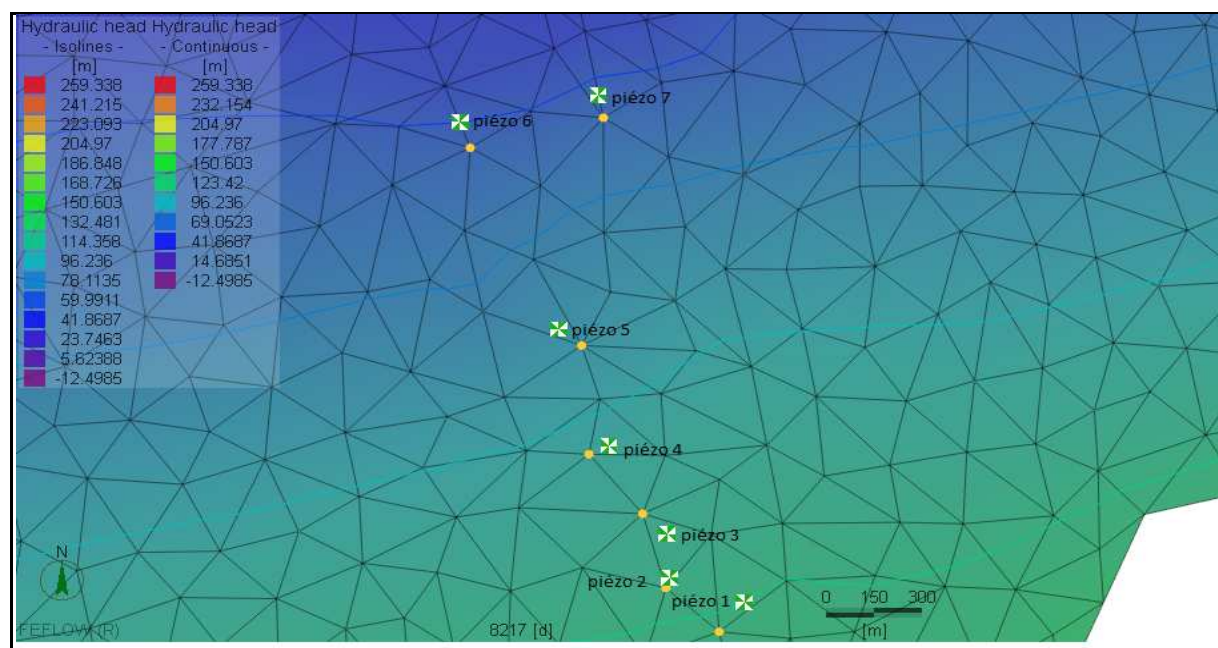


Figure VI.22 : simulation mars 2005.

Mars 2005 correspond au jour 8217 au niveau du modèle.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau VI.5 : Piézométries simulés pour Mars et septembre 2005.

Piézomètres	Position	Mars 2005	Septembre 2005
P1	X=532.800 Y=357.825	115.56	109.38
P2	X=532.575 Y=357.900	112.06	106.26
P3	X=532.550 Y=358.050	106.40	101.20
P4	X=532.400 Y=358.350	99.52	95.50
P5	X=532.225 Y=358.750	89.60	85.38
P6	X=531.925 Y=359.450	64.55	61.64
P7	X=532.375 Y=359.500	67.73	61.37

Le mois de septembre correspondant à la période des basses eaux va nous servir de référence, nous avons comparé sa piézométrie avec celle de septembre 2003 et septembre 2004 pour voir si la piézométrie en septembre 2005 après la recharge a connu une augmentation par rapport aux années antérieures.

Les différentes piézométries simulées de septembre 2003, 2004 et 2005 sont sur le tableau ci-dessous.

Tableau VI.6: Piézométries simulés de septembre 2003, 2004 et 2005.

Piézomètres	Septembre 2003	Septembre 2004	Septembre 2005
P1	108.73	110.59	109.38
P2	105.58	107.40	106.26
P3	100.49	102.25	101.20

P4	94.78	96.43	95.50
P5	84.77	86.16	85.38
P6	61.14	62.04	61.64
P7	61.93	61.80	61.37

Nous remarquons que la piézométrie de septembre 2005 n'est pas différente de celle des années précédentes, et ce malgré la recharge artificielle effectuée dans la zone au mois de Mars et avril 2005.

Par conséquent, nous pouvons déduire que la recharge artificielle effectuée par l'A.N.R.H n'a pas eu un impact à grande échelle, cela est dû aux surfaces réduites des bassins mais aussi à la courte durée de l'expérience.

Il est clair que même si l'expérience de l'A.N.R.H n'a pas eu un impact à grande échelle sur la nappe aquifère, ce projet reste néanmoins une excellente initiative pilote qui permettra d'agrandir le processus avec l'espoir de le voir sur l'ensemble de la nappe Mitidja.

Dans ce qui va suivre, nous avons essayé grâce à un scénario de simulation du modèle de la SEAAL de donner un ordre de grandeur sur l'impact que pourrait avoir la recharge artificielle, si plusieurs bassins d'infiltration seraient implantés sur divers emplacements de la Mitidja.

III.4 Scénario de la recharge artificielle (scénario 2)

Avant d'intégrer les bassins de recharge dans le modèle, nous avons procédé au choix des sites probables de bassins d'infiltration.

III.4.1 Choix des sites des bassins :

En premier lieu nous avons localisé des sites probables pour des grands bassins d'infiltration.

III.4.1.1 Localisation des zones de bonne transmissivité

En se basant sur la carte des transmissivités 1973 (voir figure VI.21), on constate que les lieux propices à la recharge sont situés à proximité du court d'eau du Mazafran, au voisinage de Baraki et dans la région de Rouïba.

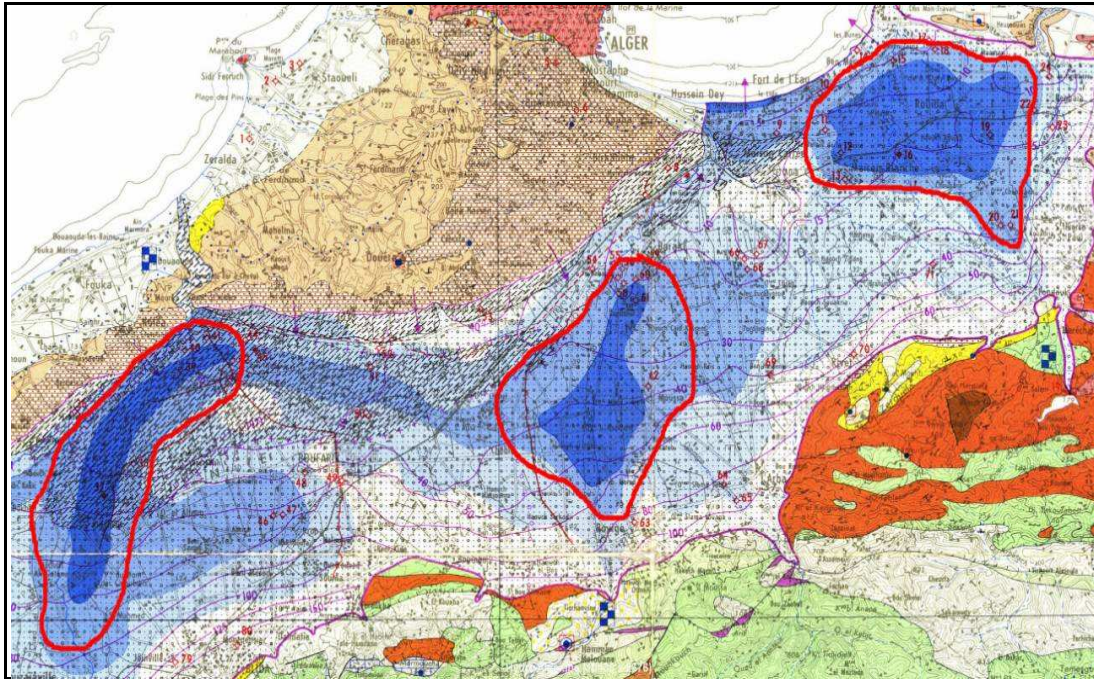


Figure VI.23 : Localisation des zones de Forte transmissivité à partir de la carte piézométrique (1973).

La transmissivité de ces trois zones varie entre 5.10^{-2} et 10^{-2} , ce qui est suffisamment bon et facilite l'écoulement à travers le milieu saturé et permet une meilleur alimentation pour une grande partie de la nappe par les volumes d'eau infiltrés.

III.4 .1.2 Disponibilité des terrains

La disponibilité des terrains est le second facteur qui influence le choix des sites de recharge. Comme montré dans les captures de Google-Earth ci-dessous, de grands terrains agricoles sont disponibles pour les zones de Baraki et Mazafran. Il suffit de procéder à une déclaration d'utilité publique avec mise en place de périmètre de protection. Ce qui permettra de faciliter la mise en œuvre de ce type de solutions.

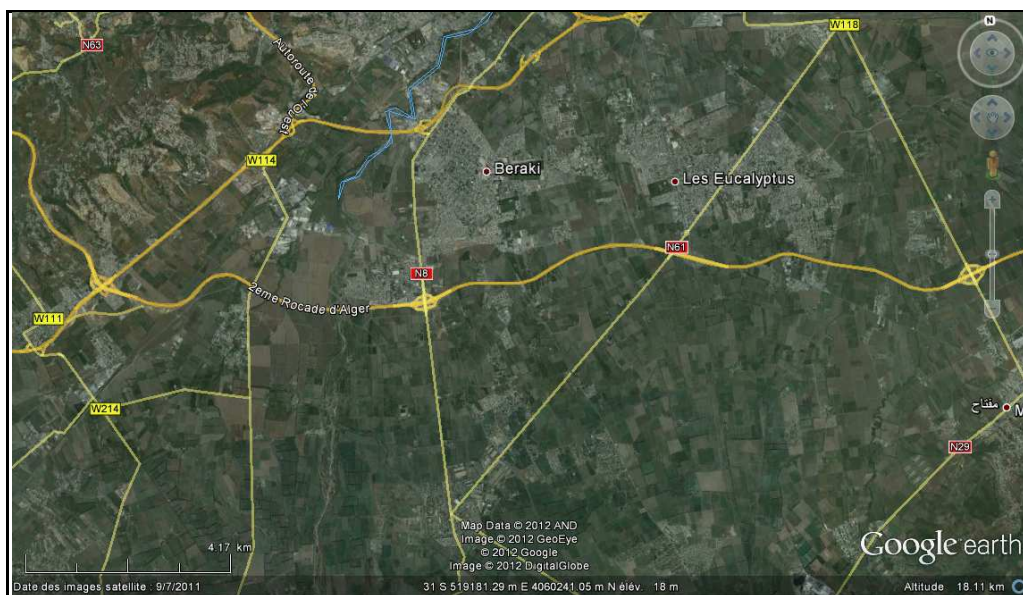


Figure VI.24 : Zone de Baraki (vue Google-earth)

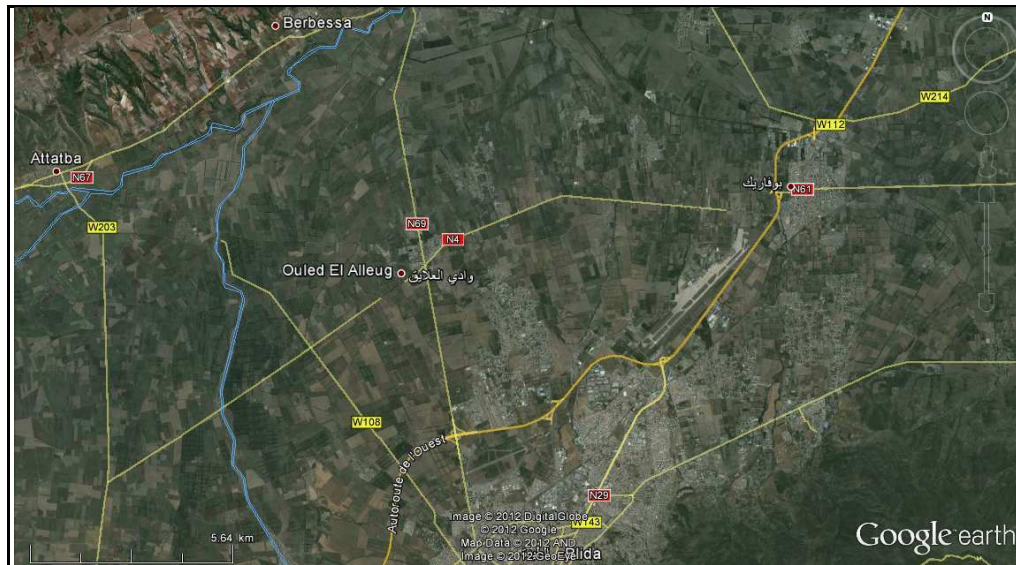


Figure VI.25 : Zone de Mazafran (vue Google-earth)

III.4 .1. 3. Disponibilité des points d'observation dans les zones de recharge

Dans les deux zones choisies, un grand nombre de points d'observation est disponible, ce qui nous permet de visualiser avec une grande précision la piézométrie locale lors de la simulation.

Pour ces raisons, nous avons proposés les bassins suivants :

- Cinq (05) bassins au niveau du Mazafran ;
- Deux bassins au niveau de Baraki ;
- Un bassin au niveau de Haouch Felit (alentours de Baraki)

III.4 .2 Introduction des bassins dans le modèle :

Pour chaque bassin, nous avons attribué une superficie en tenant compte des facteurs précédent ainsi que le maillage du modèle.

Tableau VI.7 : Dimensions des bassins modélisés.

n ° des bassins	Bassins	Dimensions (surface $m^2 \times$ hauteur m)
1	Mazafran 1	42000 \times 1
2	Mazafran 2	39000 \times 1
3	Mazafran 3	33000 \times 1
4	Mazafran 4	37000 \times 1
5	Baraki 1	90000 \times 1
6	Baraki 2	45000 \times 1

7	Haouch Felit	46000 × 1
---	--------------	-----------



Figure VI.26 : Localisation des bassins d’infiltration.

Nous avons localisé les différents bassins sur un fichier d’extension ``.dxf`` (Mapinfo) on introduisant les coordonnées de chaque bassins dans les zones choisies auparavant, pour l’importer ensuite sur FEFLOW.

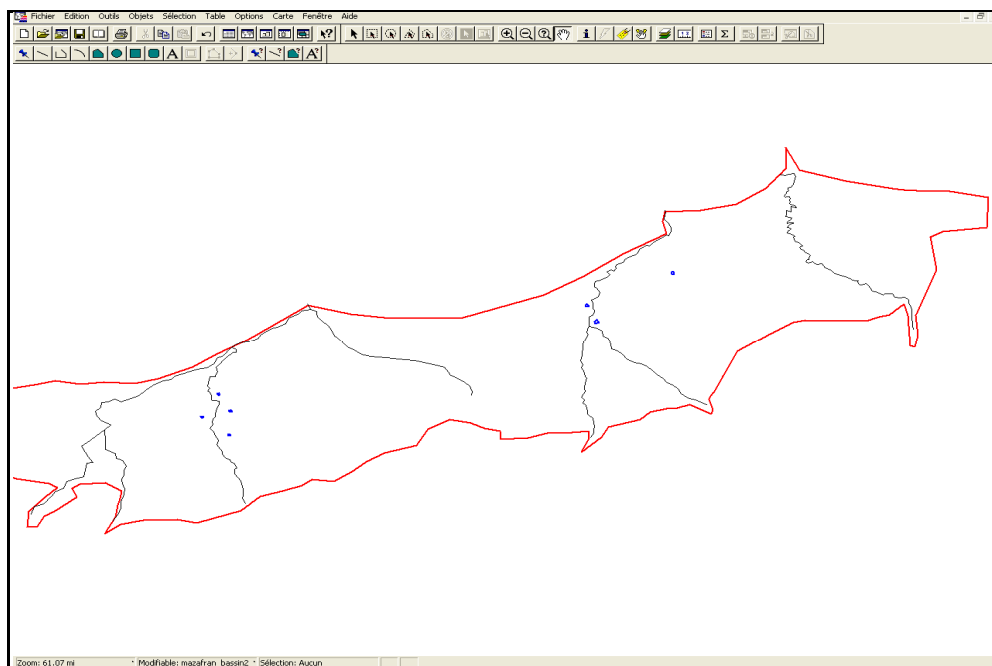


Figure VI.27 : Localisation des bassins sur Mapinfo.

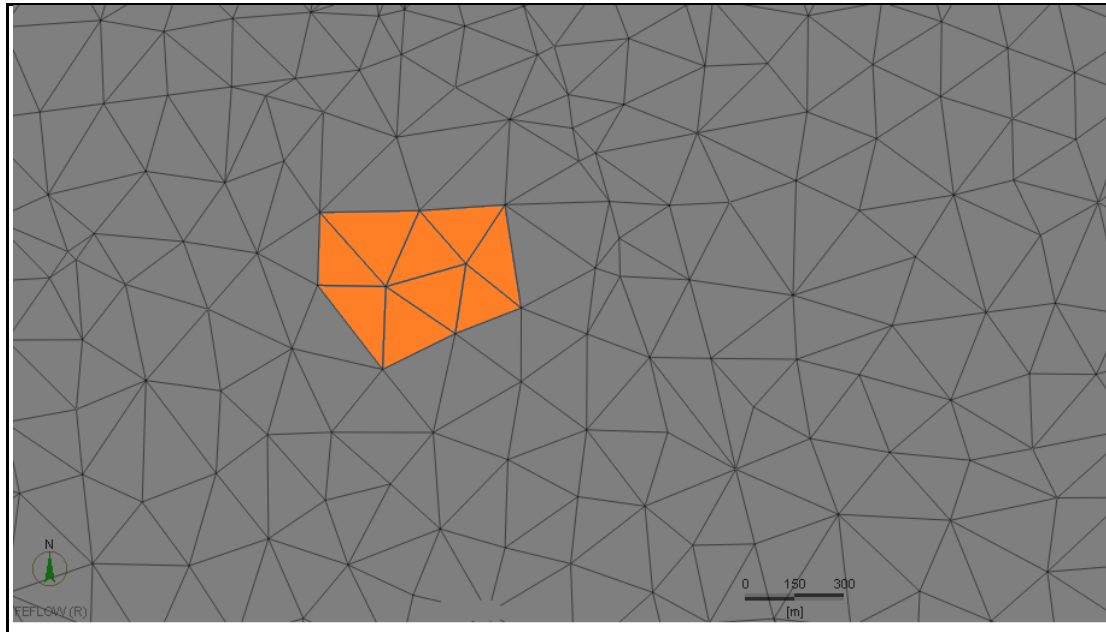


Figure VI.28: Exemple de bassin d'infiltration sur FEFLOW Viewer.

Sur le modèle, la recharge naturelle est prise en considération par 15 zones (recharge par pluies et drainage des oueds), le reste des points sont des prélèvements (3296 points).

Pour intégrer nos bassins d'infiltration dans le modèle, nous avons considéré les bassins comme des zones de recharge.

III.4.3 Caractéristiques du scénario de recharge

Dans le scénario de recharge nous avons maintenu les mêmes apports et les mêmes prélèvements que le scénario de références pour une durée de 25 ans (2000-2025), on introduisant une recharge régulière à partir de janvier 2015.

III.4.3.1 Volumes de recharge

Après l'intégration des bassins, nous avons attribué des volumes d'eau infiltrés pendant toute la durée de recharge.

Il faut noter que nous avons considérés les volumes d'eau, comme des volumes réels infiltrés :

Tableau VI.8 : Volumes d'eau infiltrés par bassin (scénario de recharge).

n° des bassins	Bassins	Superficie (m ²)	Volumes infiltrés au début du scénario	Volumes infiltrés à partir de janvier 2015 (m ³ /jr)
1	Mazafran 1	42000	0	16500
2	Mazafran 2	39000	0	13000
3	Mazafran 3	33000	0	10500
4	Mazafran 4	37000	0	12000

5	Baraki 1	90000	0	49500
6	Baraki 2	46000	0	25000
7	Haouch felit	42000	0	23000

Après l'étape de préparation et d'intégration des différentes données, nous avons lancé la simulation du scénario de recharge.

III.5 Interprétation des résultats du scénario de recharge

Pour interpréter les résultats du scénario simulé, nous avons choisis le même point d'observation que ceux du scénario de référence à titre comparatif. Pour pouvoir déterminer l'impact que la recharge artificielle peut avoir.

Dans les figures qui suivent nous allons illustrer la comparaison entre les résultats donnés par le scénario de référence et le scénario de recharge.

- Au niveau de la Mitidja nous avons les points d'observation 12 et 13.

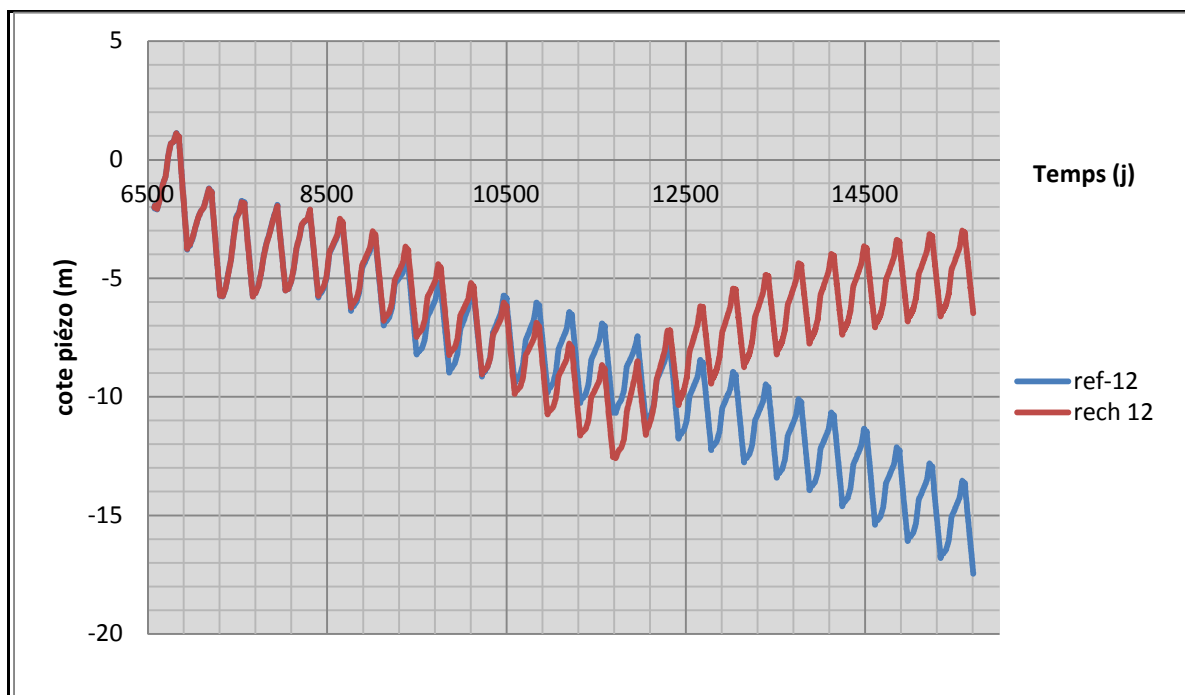


Figure VI.29 : Evolution du niveau piézométrique pour le point d'observation 12 (Scénario2)

Nous remarquons au niveau du point d'observation 12 que les deux courbes sont pratiquement superposées durant les quinze premières années de la simulation (2000-2015), caractérisé par une baisse significative de la cote piézométrique (presque 12 m). Ensuite nous remarquons que la cote piézométrique du scénario de recharge remonte pratiquement de 10m au bout de dix ans de recharge artificielle, ce qui démontre clairement l'influence de la recharge artificielle au niveau de ce point d'observation.

Le point d'observation 13 proche d'El Harrach a retourné les résultats comme suit.

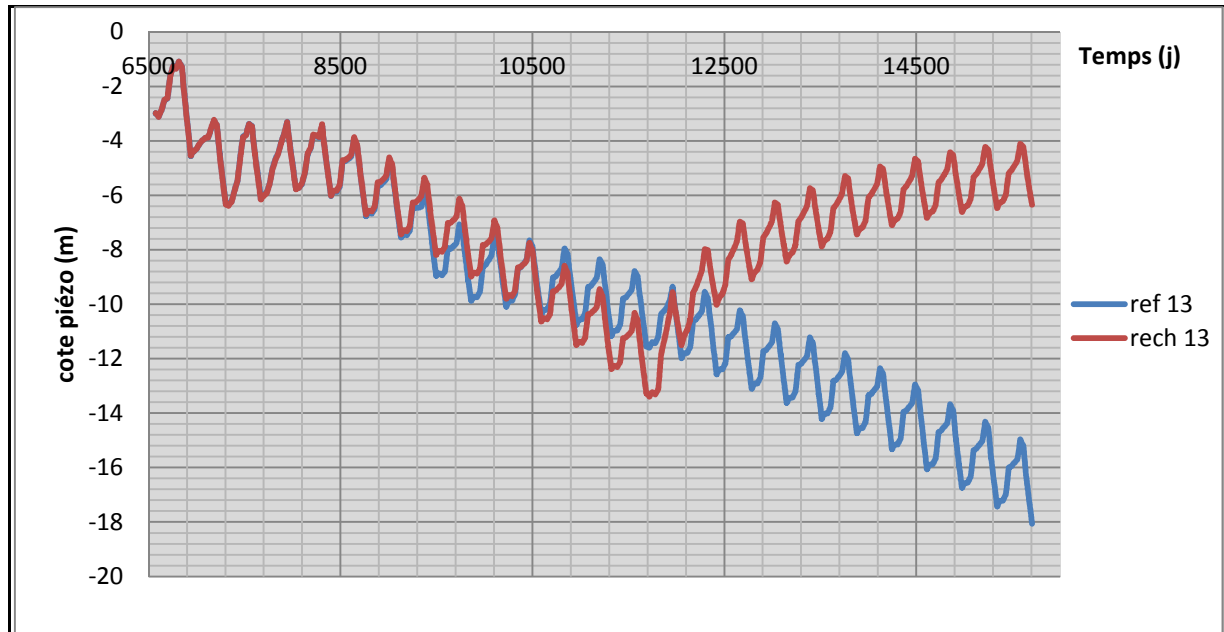


Figure VI.30 : Evolution du niveau piézométrique pour le point d'observation 13(Scénario2)

Le point d'observation 13 est aussi caractérisé par une superposition au niveau des quinze premières années, ensuite le niveau piézométrique connaît une remontée progressive à partir du début de la période de recharge artificielle (janvier 2015=11811). La cote piézométrique connaît une amélioration de 12m.

- Au niveau du centre de la Mitidja nous avons les points d'observations 5.

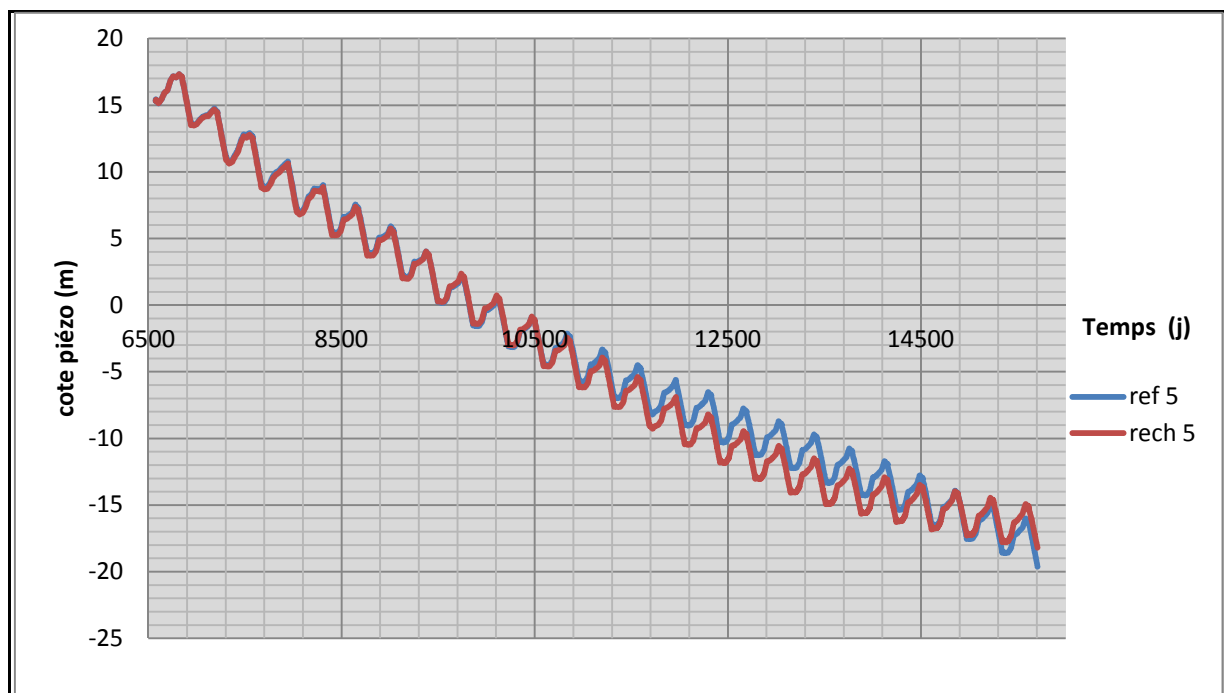


Figure VI.31 : Evolution du niveau piézométrique pour le point d'observation 5(Scénario2)

Nous remarquons que les deux graphes se superposent pratiquement durant toute la durée du scénario. Le point d'observation 5 est proche de la région de Boufarik, mais relativement éloigné des bassins de recharge, ce qui explique l'absence d'impact de la recharge artificielle dans cette zone. Il est clair que la zone centre de la Mitidja nécessite l'implantation de bassin d'infiltration.

- Au niveau de la Mitidja ouest nous avons les points d'observation 8 et 22

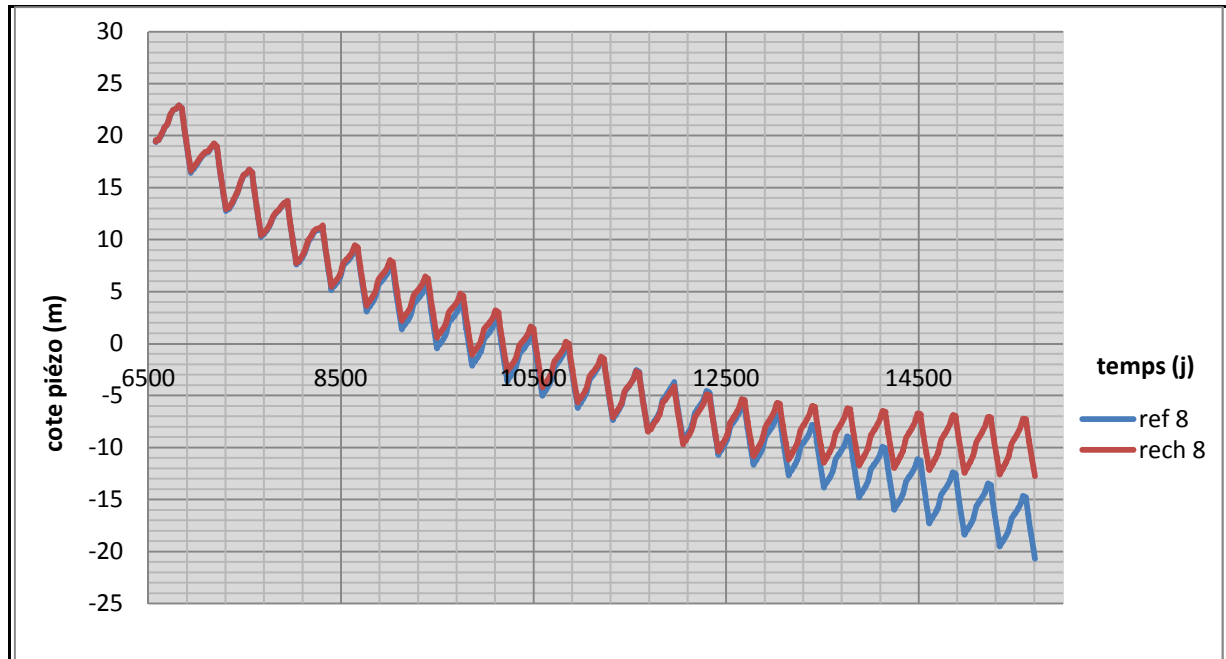


Figure VI.32 : Evolution du niveau piézométrique pour le point d'observation 8 (Scénario2)

Le point 8 est plus à l'ouest que le point d'observation précédent, donc plus proche des bassins d'infiltration prévue dans la zone Mazafran. L'influence de la recharge c'est traduit par la remonté du niveau piézométrique de 8m pratiquement au bout de l'an 2025 et ceux par rapport au scénario de référence.

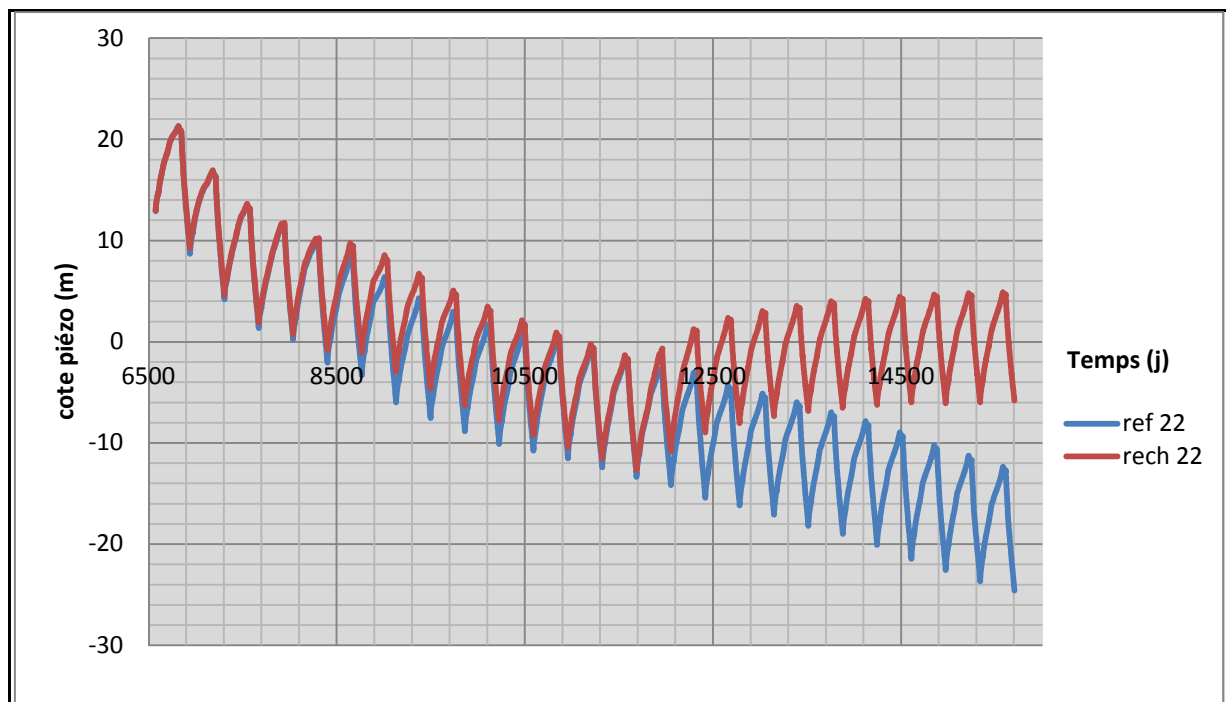


Figure VI.33 : Evolution du niveau piézométrique pour le point d'observation 22 (Scénario2)

Le point d'observation 22 est très proche des bassins d'infiltration de Mazafran, nous remarquons sur le graphique que la période avant recharge se caractérise par la superposition des deux courbes celle de référence et celle du second scénario (janvier 2015=11811j). Après cette période, le niveau piézométrique remonte progressivement et on note une amélioration de 14m pratiquement en l'an 2025.

Il est clair que l'analyse des résultats de ces différents points d'observation piézométrique du scénario de simulation de la recharge artificielle démontre que le niveau piézométrique connaît une nette amélioration par rapport à un scénario n'incluant pas le processus de recharge, et l'impact est plus important dans les zones proches de l'emplacement des bassins d'infiltration (Mazafran, et Baraki particulièrement). Néanmoins, n'ayant pas de bassin d'infiltration prévu dans notre scénario de recharge, la Mitidja centre n'a pas enregistré d'amélioration piézométrique. Cela est dû au positionnement des bassins dans le scénario (Mazafran à l'Ouest et Baraki, Haouche Felite à l'Est),

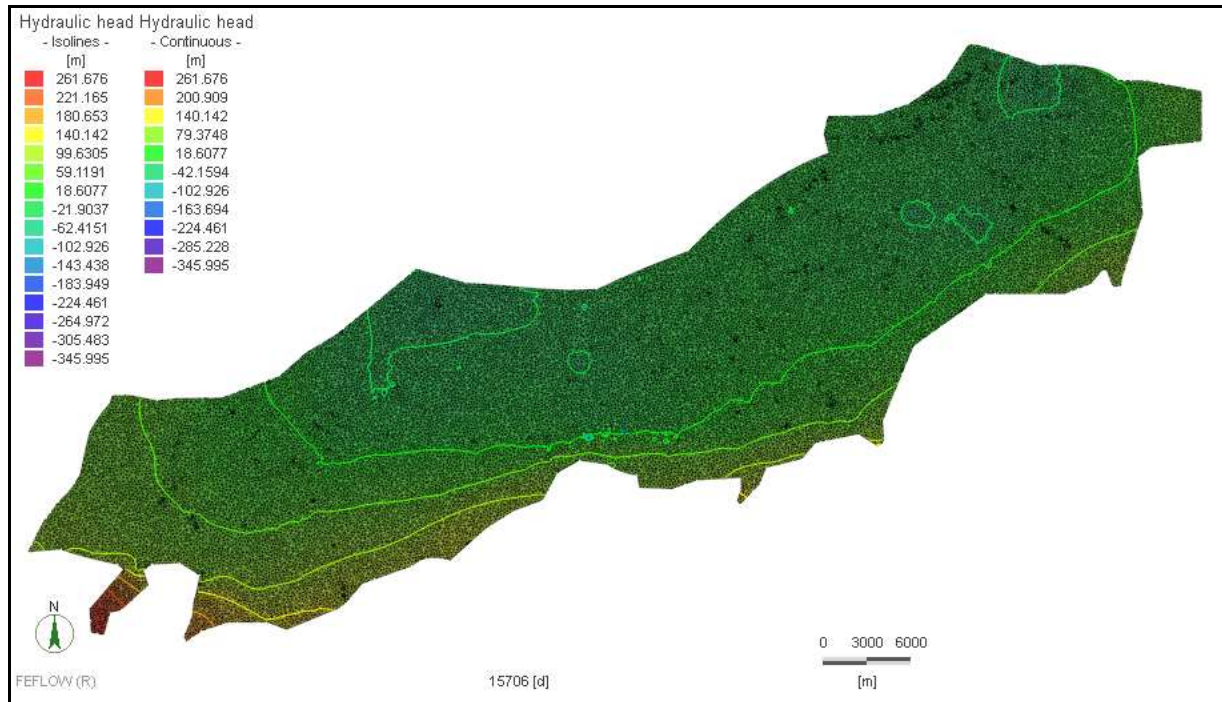


Figure VI.34 : Carte piézométrique de la nappe alluviale simulée sur FEFLOW (septembre 2025 - Scénario2).

En comparaison avec la carte piézométrique de septembre 2025 du scénario de référence (figure n°), nous remarquons sur cette carte, que le niveau piézométrique a connu une nette amélioration sur l'ensemble de la Mitidja.

Conclusion

A travers ce chapitre nous avons prouvé l'impact d'une éventuelle recharge artificielle appliquée à la nappe de la Mitidja à petite et grande échelle, et cela en utilisant un modèle établi sous FEFLOW.

Les résultats du travail présenté dans ce chapitre, nous permettent de tirer les conclusions suivantes :

- ❖ Les résultats du scénario de référence nous donnent une visualisation des niveaux critiques que pourrait atteindre la nappe si le rythme d'exploitation actuel est maintenu.
- ❖ L'impact de l'expérience de l'ANRH n'est pas ressenti à grande échelle sous le modèle établi.
- ❖ Pour le scénario de recharge, les résultats obtenus confirment l'effet de la recharge à petite et grande échelle.

Néanmoins, pour affiner les conclusions préliminaires ci-dessus. Plusieurs autres scénarios et zones d'implantations de bassins d'infiltrations devraient être simulés et testés. Et faire varier divers surfaces de bassins pour optimiser les volumes de recharge, et voir ainsi la réponse de la nappe en fonction des divers volumes mis en recharge en temps et en lieu.

Conclusion générale

La recharge artificielle a prouvé dans diverses situations son efficacité, ainsi que son importance dans la préservation de la ressource en eau souterraine. L'étude que nous avons présentée avait pour objet l'évaluation de l'impact de la recharge artificielle par bassin d'infiltration sur le niveau piézométrique de la nappe Mitidja. Et cela, par le biais de simulations effectuées sur le modèle de cette même nappe sous logiciel FEFLOW. Ce travail nous a permis d'acquérir les connaissances nécessaires à la bonne gestion de la ressource en eau, ainsi qu'une meilleure approche de l'outil numérique dans le domaine hydrogéologique.

Les ressources en eau souterraine de la nappe Mitidja sont d'une importance capitale. Utilisée pour satisfaire les besoins en eau de divers secteurs (potable, irrigation, industrie), ce qui se traduit par une baisse générale du niveau d'eau. Cette situation a provoqué une dégradation en quantité et en qualité de l'eau disponible.

Le diagnostic établi grâce aux résultats de simulation, démontre l'état critique que va atteindre cette nappe dans les années avenir, mais il permet aussi de visualiser le bon impact que pourrait avoir la recharge artificielle en tant que processus de gestion et de protection de la nappe Mitidja. De plus, les résultats et conclusions obtenus par les différentes expériences pilotes permettront d'apporter une aide pour les éventuels projets avenir.

Durant les différentes étapes effectuées lors de notre recherche, nous avons constaté le manque d'expérience en Algérie dans le domaine de la recharge artificielle. Absence due à une mauvaise gestion des différentes ressources en eau et en particulier l'inexistence totale de plan de gestion de la ressource hydrique souterraine.

Il est clair que le développement du processus de la recharge artificielle inspiré des expériences réalisées dans d'autres pays, va permettre de profiter du volume considérable des eaux de crues, mal exploité jusqu'à présent. Car la ressource doit être garantie et d'une qualité irréprochable, surtout dans l'optique de l'utilisation des eaux non conventionnelles (eau épurée, eau dessalée) dans la recharge.

Pour conclure, nous mettons l'accent sur l'importance de la recharge artificielle en Algérie pour les années avenir, pour la protection et la mobilisation de la ressource en eau, dans l'optique d'une gestion intégré et durable de l'eau dans notre pays, même si dans ce domaine nous ne connaissons pas une grande maîtrise, il serait souhaitable de développer des études similaires et de les appliquer à plus grande échelle aux nappes aquifères qui connaissent des problèmes identiques de surexploitation.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1]: **AEK ABADA**. 2007. Étude de l'intrusion marine, thèse de MAGISTER, centre universitaire de Khemis Meliana.
- [2]: **CYRIL KAO**. Janvier 2002. Fonctionnement hydraulique des nappes superficielles, thèse de DOCTORAT, ENGREF.
- [3]: **DHATH.G, TOUZOT.G**. 1984. Une présentation de la méthode des éléments finis. MALOINE ED, deuxième édition.
- [4]: **ERIC GILLI, CHRISTIAN MANGAN ET JAQUES MUDRY**. 2006. Hydrogéologie: objets, méthodes, applications. 2e cycle, DUNOD, PARIS.
- [5]: **ERIC GONCALVES**. Septembre 2005. Discrétisation des équations aux dérivées partielles, INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE GRENOBLE.
- [6]: **F.ZWAHLEN ET P.RENARD**. 2002. Hydrogéologie générale, université de Neuchâtel.
- [7]: **FREDERIC PORTET**. octobre 2003. Interprétation d'essais de pompage.
- [8]: **G.DE MARSILY**. septembre 2004. Cours d'hydrogéologie, université de Paris.
- [9]: **GILBERT CASTANY**. 1998. Hydrogéologie principes et méthodes, 2e cycle, DUNOD Paris.
- [10]: **GRIFFITHS D.V**. 1988. Programming the finite element method .USA.
- [11]: **JEAN-JAQUES COLLIN**. Les eaux souterraines connaissance et gestion. BRGM.
- [12]: **J.F.ARANYOSSY,R.NJITCHOVA ET G.M.ZUPPI**. L'apport des isotopes de l'environnement à l'étude de la recharge et de la dynamique des aquifères.
- [13]: **JOHN.C.BRUSH,JR**. june 1980. A survey of free boundary value problems in the theory of fluid flow through porous media: Variational inequality approach part 1, Advances in water resources, vol3.
- [14]: **MAXA.SAINTE-PE**. 1970. Alimentation artificielle des nappes, colloque international sur les eaux souterraines, décembre.
- [15]: **MICHEL CARLIER**. Hydraulique générale et appliquée EYROLLES.
- [16]: **MOHAMED MANSSOUR ECHEBLAK**. Hydrogéologie appliquée, université Omar Mokhtar, Lybie.
- [17]: **MOHAMED OULD BABA SY**. Janvier 2005. Recharge et Paléo recharge du système aquifère du Sahara septentrional. Thèse de DOCTORAT en géologie, université de Tunis El-manar.
- [18]: **NELSON ACEVEDO**. Décembre 1996. Méthodes d'étude d'un aquifère à nappe libre, Ecole Polytechnique de Montréal.
- [19]: **OLIVIER BANTON ET LUMONY M.BANGOY**. 1999. Hydrogéologie multi science environnementale des eaux souterraines, presse de l'université du Québec/AUPELF.
- [20]: **SERGE BROUYERE**. Septembre 2001. Etude de modélisation de transport et de piégeage des solutés en milieu souterrain variablement saturé, Thèse de DOCTORAT université de Liège.
- [21]: **THAIS PARIS ANGUENA**. 2004. Etude du transport d'eau et de solutés dans un sol a nappe superficielle drainée artificiellement, Thèse de DOCTORAT, Paris.
- [22]: **YASSER HAMDY**. 2001. Contribution à la modélisation numérique du cycle de l'eau, Thèse de PH.D, université Laval, Québec.
- [23]: **MAX A. SAINT-PÉ**. 1971. Alimentation Artificielle Des Nappes, International Association of Scientific Hydrology. Bulletin, 16:2, 7-25

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

PFE 2012

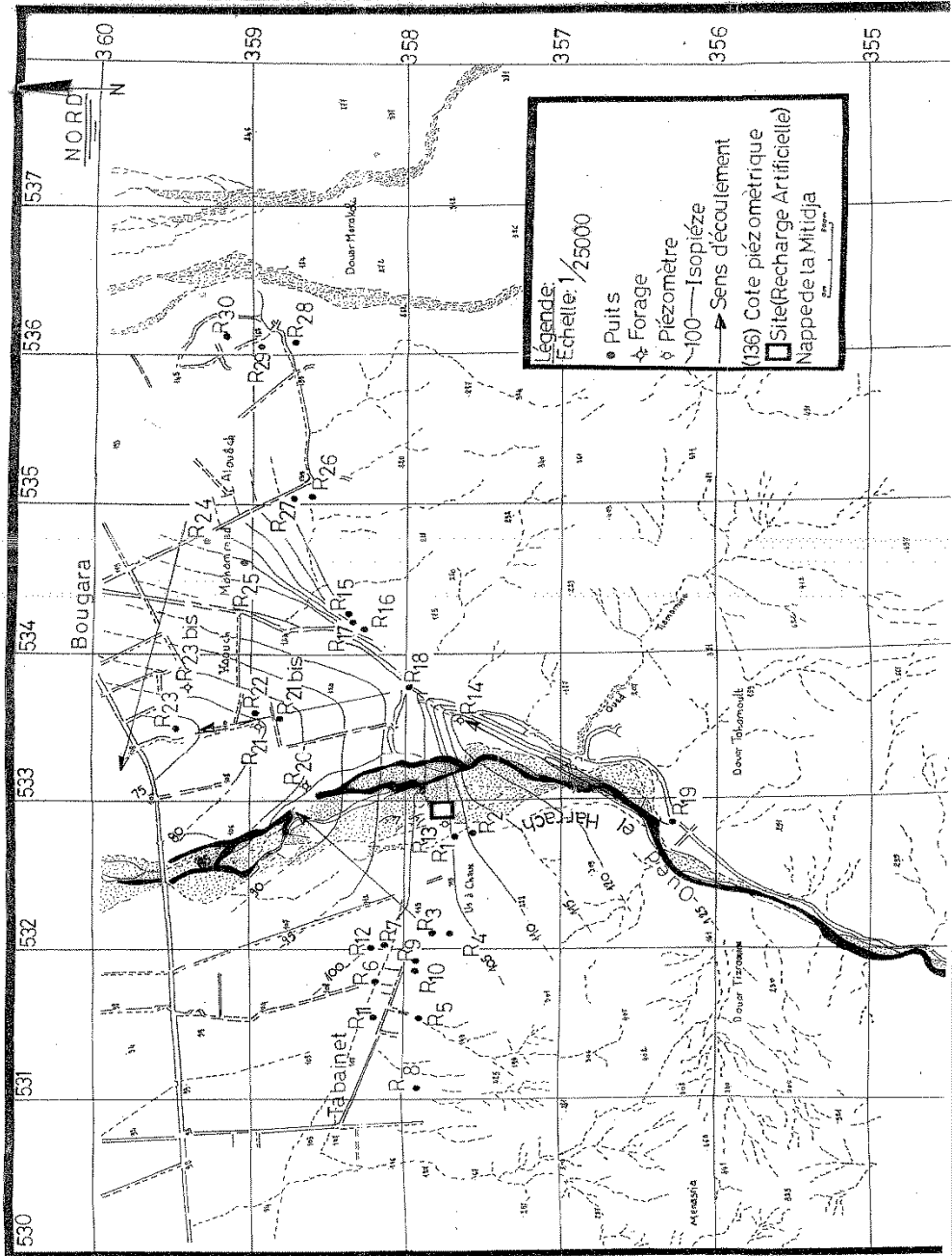
- [24]: **DVORACEK, M.J. AND PETERSON.** 1970. S.H. Artificial Recharge in Water Resources Management, ASCE National Water Resources Engineering Meeting, 27 pages.
- [25]: **Bouwer, H.** 2002. Artificial recharge of groundwater: hydrogeology and engineering. Hydrogeology Journal, Vol. 10, pp: 121–142.
- [26]: **Bouwer H.** 1978. Groundwater hydrology. McGraw-Hill, New York, 480 pp
- [27]: **Bouwer H.** 2000. Integrated water management, J Agric Water Manage 45:217–228
- [28]: **Baveye, Vandevivere.** 1998. Environmental impact and mechanisms of the biological clogging of saturated soils and aquifer materials. Crit Rev Environ Sci Technol, CRC Press 28(2): 123–191
- [29]: **Peters, J.** 1998. Artificial recharge of groundwater, Proc Third Int Symp Artificial Recharge of Groundwater, Amsterdam. AA Balkema, Rotterdam, the Netherlands, 474 pp
- [30]: **International Resources Group.** June 2010. Integrated Water Resource Management II Feasibility of Wastewater Reuse, p172
- [31]: **Sumner, M. E, and B. A. Stewart.** 1992. Soil Crusting: Chemical and Physical Processes, Lewis Publishers, Boca Raton, FL.
- [32]: Impacts of wastewater use and disposal on groundwater. British Geological Survey, Hydrogeology Group, technical report WD/94/55, 2000.
- [33]: Région d'Alger- notice. 1973
- [34]: Rapport Binnie et Partners. 1983
- [35]: Etude de Benziada. 1994
- [36]: Étude de Maghraoui. 1988
- [37]: étude A.N.R.H. 2005
- [38]: Rapport Géohydraulique. 1973
- [39]: Etude de M.Engalenc – Géohydraulique. 1971
- [40]: Etude de Mac Donald. 1992
- [41]: Rapport SEAAL. 2006
- [42]: Rapport ministère de la ressource en eau. 2005
- [43]: **Grégoire Allaire** - Analyse numérique et optimisation
- [44]: **L.F KONIKOW** - Utilisation de modèles numériques pour simuler les processus d'écoulement et de transport dans les eaux souterraines -
- [45]: **M. Bonnet** - Méthodologie des modèles de simulation en hydrogéologie.
- [46]: **A. AYAD et MESRATI,** ANRH 2005 Expérimentation de la technique de recharge artificielle en zone pilote (Nappe de la Mitidja- Algérie) .ANRH.
- [47]: **SEAAL.** 2007. Modélisation du system aquifère de la Mitidja, Note sur la construction du modèle.
- [A]: www.e-sige.ensmp.fr
- [B]: www.environnement.wallonie.be/cartosig/cartehydrogeo/concepts.htm

ANNEXE I

**ETAT PIEZOMETRIQUE DE LA NAPPE AU
NIVEAU DE HAMMAM- MELOUANE (FEVRIER
ET AOUT 2003)**

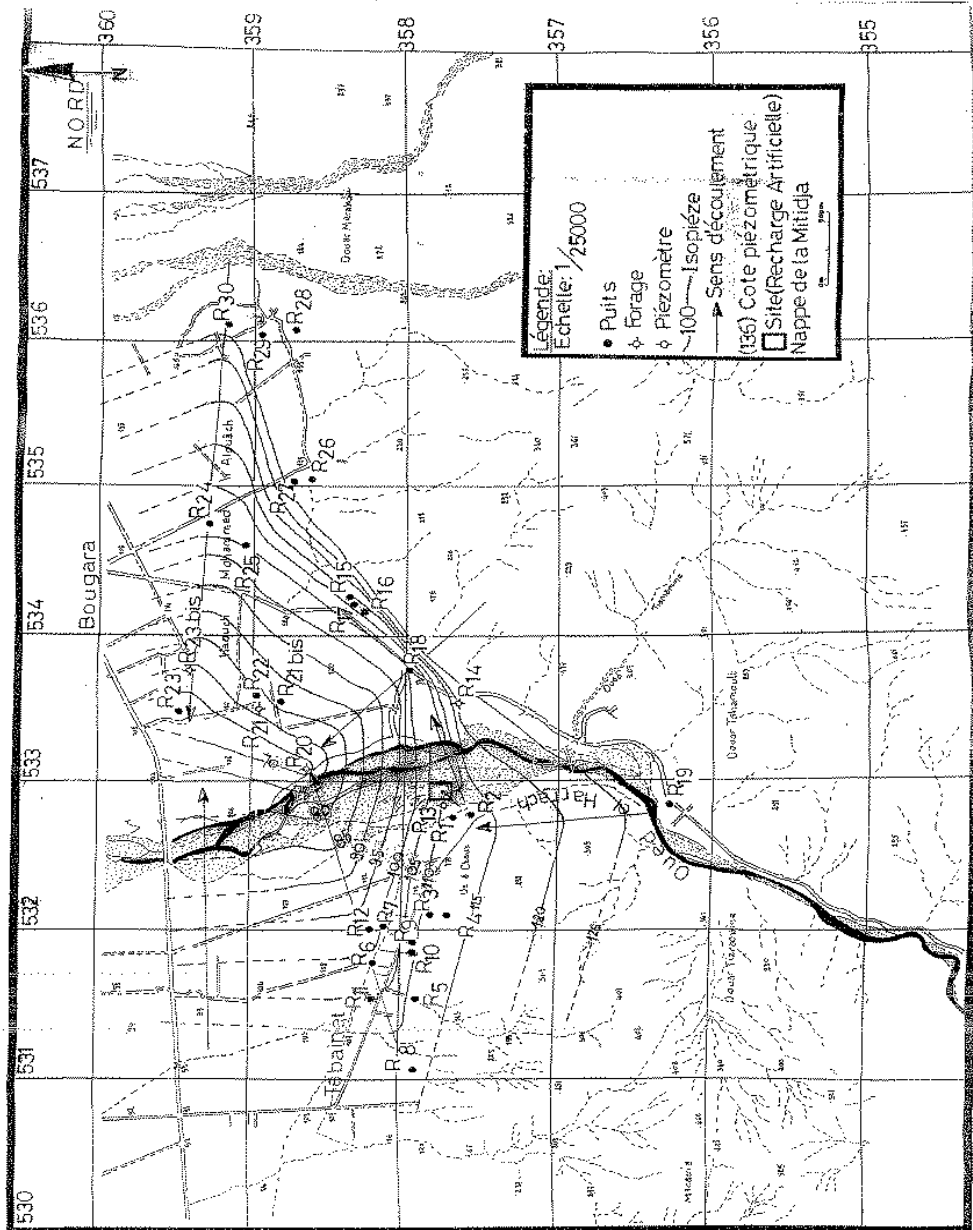
ANRH 2003

CARTE PIEZOMETRIQUE DE LA REGION DE TABAINET ET BOUGARA
(Août 2003)



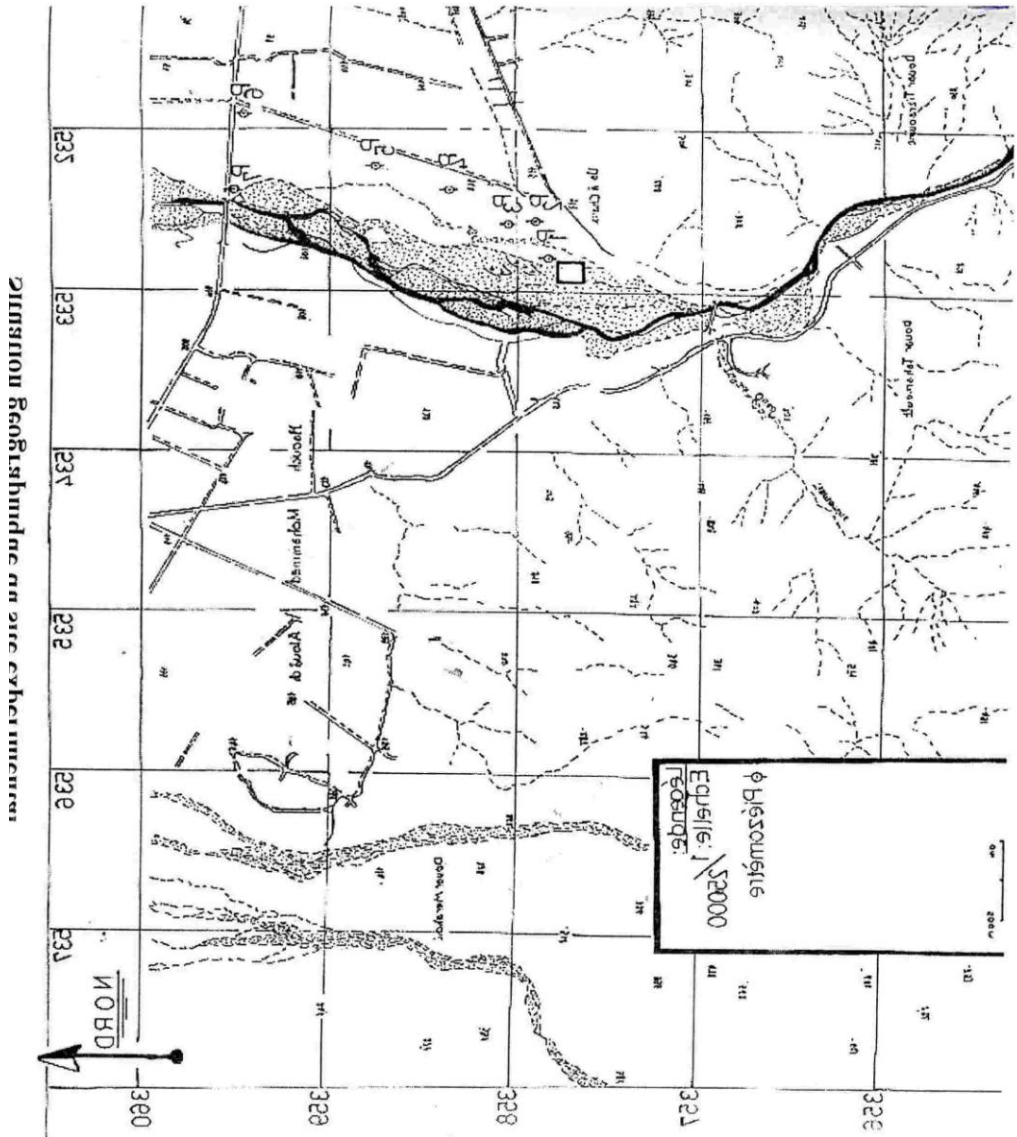
ANNEXE 2003

CARTE PIEZOMETRIQUE DE LA REGION DE TABAINET ET BOUGARA
(Février 2003)



ANNEXE II

LOCALISATION DES PIEZOMETRES DE LA RECHARGE ARTIFICIELLE



ANNEXE III

CARTE HYDROGEOLOGIQUE DE LA REGION D'ALGER

