

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Etude numérique et expérimentale de l'écoulement souterrain
dans un massif sableux.**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 6-0038-16

APA Citation (APA توثيق):

**Boukezoula, Djamel eddine (2016). Etude numérique et expérimentale de
l'écoulement souterrain dans un massif sableux[Thèse de master, ENSH].**

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

Digital Repository of ENSH is built on the open DSpace software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics. <http://dspace.ensh.dz/jspui/>

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



Département Hydraulique Urbaine

MEMOIRE DE MASTER

Pour l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique

OPTION : ASSAINISSEMENT

THEME :

Etude numérique et expérimentale de l'écoulement
souterrain dans un massif sableux

Présenté par :

M^r : BOUKEZOULA Djamel Eddine

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^{me} MEDDI hind	M.C.A	Présidente
M ^r AMMARI Abdelhadi	M.C.B	Examineur
M ^{me} HOULI Samia	M.A.A	Examinatrice
M ^r BOUFEKANE Abdelmadjid	M.A.A	Examineur
M ^r HACHEMI Abdelkader	M.A.A	Promoteur

juin 2016

Remerciements

Au moment de terminer ce mémoire qui est le fruit d'une étude collaborative entre plusieurs personnes et directions, j'aimerais exprimer ma gratitude à tous ceux qui m'ont aidé.

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force, de sagesse, et de bonne volonté pour achever ce modeste travail et ce cursus universitaire.

*Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de mon promoteur Monsieur **AEK, HACHIMI**, pour l'aide qu'il m'a offert durant la période de réalisation de ce travail et encore plus sa confiance et ses encouragements.*

Merci Monsieur pour le temps que vous m'avez consacré, les conseils que vous m'avez prodigués, les vertus que vous m'avez inculquées.

*J'adresse mes sincères remerciements à **tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes** qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté de me rencontrer et répondre à mes questions surtout.*

*Je tiens à remercier **le président et les membres du jury** qui me font l'honneur de juger mon travail.*

*Je remercie **mes très chers parents**, qui ont toujours été là pour moi, « Vous avez tout sacrifié pour vos enfants n'épargnant ni santé ni efforts. Vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. Je suis redevable d'une éducation dont je suis fier »*

*Une pensée affectueuse va à mes amis : **SOFIANE, DIDINE, et NACER,***

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail spécialement à celle qui m'a donné la vie, à la plus chère personne au monde qui m'a Apporté beaucoup d'affection, fait des sacrifices et veillé à mon chevet Jusqu'à extinction de la lumière, qui a assuré mon éducation et m'a encouragé à continuer mes études pour me voir ainsi arriver à ce que je suis aujourd'hui. Et qui a consacré la majeure partie de son temps à m'apporter aide et soutien sur toute la durée de mes études, **merci ma très chère mère.***

*Mon chère père son soutient indéfectible durant tout mon cursus, qu'il soit moral ou matériel, et qui me fait bénéficier de toute son expérience, **merci mon chère père.***

A mon frère Takj eddine et mes sœurs.

Je le dédie également et mes vifs remerciements à mon promoteur

*Monsieur **AEK, HACHEMI** pour leurs documentations et leurs conseils.*

A toute ma grande famille : mes tantes, mes oncles, mes chers cousins et cousines.

*A mes amies : **SOFIANE, DIDINE, et NACER,***

*Tous les enseignants de l'**EPST** et l'**ENSH** qui m'ont accompagné durant mes études*

Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire...

ملخص :

الهدف من هذه المذكرة هو دراسة حركة المياه الجوفية داخل حوض رملي والتي تنقسم إلى قسمين، قسم تجريبي و قسم رقمي.

في القسم التجريبي قمنا بإعداد تجارب على مستوى مخبرين ، مخبر ميكانيك التربة و مخبر الهيدروليك. في مخبر ميكانيك التربة قمنا بإعداد تجارب من أجل معرفة خصائص التربة الفيزيائية و الميكانيكية (تحليل حجم الجسيمات ، معامل الفراغات ، الكتلة الحجمية للتربة ...). في مخبر الهيدروليك أجرينا ثلاث (3) تجارب في حوض رملي يدعى حوض التسريبات والذي من خلاله أجرينا تجارب حول حركة المياه الجوفية الحرة ، التجربة الأولى درسنا فيها حركة المياه الجوفية ، في التجربة الثانية قمنا بدراسة التفريغ السريع . أما في الثالثة قمنا بإضافة شحن في الجزء العلوي للحوض الرملي.

في الجزء الرقمي قمنا بإعداد نموذج بالكود الحسابي "أونسات" حيث جسدنا تلك التجارب رقمياً و قمنا بمقارنتها بالنتائج التجريبية.

Résumé :

L'objectif de ce travail consiste à étudier l'écoulement des eaux souterraines dans un massif sableux. Notre étude est composée de deux parties : expérimentale et numérique.

Dans la partie expérimentale, nous avons préparé des essais au niveau du laboratoire de mécanique pour déterminer les caractéristiques granulométriques du sable utilisé dans cette expérience (analyse granulométrique par tamisage, indice des vides, la masse volumique des grains solides ...). Au Laboratoire d'Hydraulique Nous avons eu trois (3) expériences dans une cuve rempli du sable s'appelle la cuve d'infiltration à travers laquelle nous avons mené des expériences sur l'écoulement souterrain à surface libre, la première expérience étudié l'écoulement simple (horizontal) , dans la deuxième expérience, nous avons étudié le vidange rapide. Dans la troisième, nous avons ajouté une recharge.

Dans la partie numérique, nous avons préparé un model numérique par le code de calcul "ENsat" , puis on a comparé les résultats du model par les résultats expérimentaux.

Abstract:

The aim of this work is to study groundwater flow in sandy solid (porous). The research is divided into two parts, experimental and numerical.

In the experimental part, attempts have been made in the laboratory of soil mechanics for example the soil identification tests (particle size analysis, void ratio and the density of the solid grains) for characterizing and collecting the necessary data. In the laboratory of hydraulics, three (3) experiments are developed in a tank filled with sand; it is called the infiltration vessel that will describe groundwater flow in free surface. The first experiment is to study the horizontal flow, the second for describing the rapid emptying and the third experiment is performed with charging.

In the digital part, a numerical finite element model was performed on calculate code "ENsat" describe the three previous experiments to calculate the leakage flow and hydraulic gradient and determine the free surface (saturation line) and valid it per the comparison with experimental results.

SOMMAIRE

Chapitre I : Généralité sur l'écoulement souterrain

I. 1	INTRODUCTION :	14
I. 2	ÉCOULEMENT DE L'EAU SOUTERRAINE	15
I. 2.1	Zone non saturée	15
I. 2.2	I.2.2 Zone saturée	15
I. 3	CLASSIFICATION DE L'EAU INTERSTITIELLE	16
I. 3.1	Eau gravitaire	16
I. 3.2	I.3.2 Eau de rétention	16
I. 3.3	Eau capillaire	16
I. 3.4	Capacité de rétention	16
I. 3.5	Capacité au champ	17
I. 4	I.4 CLASSIFICATION DES AQUIFERES	17
I.4.1	Définitions	17
I.4.2	Types d'aquifères	18
I. 5	CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DU SOL	22
I.5.1	Viscosité de l'eau	23
I.5.2	Porosité	25
I.5.3	Degré de saturation S_r	27
I.5.4	Teneur en eau (volumique) θ	27
I.5.5	Conductivité hydraulique et perméabilité intrinsèque	28
I.5.6	Relation entre la perméabilité et la porosité	28
I.5.7	Relation entre la perméabilité et l'indice des vides	31
I.5.8	Transmissivité	32
I.5.9	Coefficient d'emmagasinement	32
I.5.10	Coefficient d'emmagasinement spécifique	34
I.5.11	Homogénéité-hétérogénéité et isotropie-anisotropie	35
I. 6	Importance des eaux souterraines dans la recharge des lacs, des cours d'eau et des milieux humides :	36
I. 7	Connaissances actuelles sur la répartition et le potentiel des eaux souterraines :	37
I. 8	Les flux d'eau et de soluté dans les matériaux poreux :	38

Chapitre II : Modèles mathématiques et numériques de l'écoulement souterrain

II. 1	Introduction.....	43
II. 2	Méthode des éléments finis :.....	43
II. 3	Méthode des différences finies :.....	47
II. 4	ÉCOULEMENT EN MILIEU POREUX :.....	49
II.4.1	Equation de conservation de masse :.....	49
II.4.2	Equation de conservation de la quantité de mouvement – Loi de Darcy.....	49
II.4.3	Critiques et limitations de la loi de Darcy.....	50
II.4.4	Écoulements 3D variablement saturés à densité constante :.....	51
II.4.4.1	Equation de Richards :.....	51
II.4.4.2	Modèles caractéristiques du sol :.....	52
II.4.4.3	Modèles de $\theta(h)$	52
II.4.4.4	Modèles de $K\{\theta(h)\}$	53
II.4.5	Écoulements 3D saturés à densité constante :.....	54
II.4.6	Écoulement 2D en nappes à densité constante- Dupuit.....	54
II.4.6.1	Equations en écoulements 2D plans en nappes libres.....	55
II.4.6.2	Equations en écoulements 2D plans en nappes captive.....	57
II.4.7	Méthodes de résolution numérique.....	57
II. 5	Modèles conceptuels d'écoulement en milieu poreux.....	58

Chapitre III : Etude expérimentale de l'écoulement sous terrain

III.1	Partie expérimentale :.....	62
III.2	Analyse granulométrique par tamisage :.....	62
III.2.1	Essai de tamisage :.....	62
III.2.2	Résultats de l'essai granulométrique :.....	64
III.2.3	Courbe granulométrique des tamis :.....	64
III.3	Essai de l'indice des vides :.....	65
III.4	Calcul la masse volumique des grains solides :.....	67
III.5	Détermination de la conductivité hydraulique.....	69
III.6	Etude expérimentale de l'écoulement permanent souterrain.....	69
III.6.1	Description du dispositif expérimental :.....	69
III.6.2	Cas d'un écoulement horizontal :.....	71
III.6.3	Cas de vidange rapide :.....	73
III.6.4	Cas d'une recharge.....	79

LISTE DES FIGURES

Chapitre I :

Figure I.1 Zone saturée et zone non saturée

Figure I.2 : Porosité primaire (figure de gauche) et secondaire (figures du centre et de droite ; modifiées de Banton et Bangoy, 1999).

Figure I.3 Types d'aquifère classifiés d'après leur degré de confinement (tirée de Verreaultetal, 2006).

Figure I.4 Autre schéma de classification des aquifères (tiré de l'adapté de Landry 1992).

Figure I.5 : Schéma d'un volume élémentaire de sol. Poids et volumes des différentes phases.

Figure I.6 : Exemple de sol et de représentation du milieu poreux associé.

Figure I.7 Concept d'emmagasinement dans les aquifères captifs et libres.

Figure I.8 : Facteurs qui influençant la dispersion longitudinale à l'échelle du pore (Adaptée de Fetter, 2001)

Chapitre II :

Figure II.1 : Décomposition du domaine d'écoulement en éléments finis

Figure II.2 : Types d'éléments utilisés dans les PPR, ROSALIE et CÉSAR.

Figure II.3 : Grille de discrétisation de la fonction h dans le plan (x, y)

Chapitre III :

Figure III.1 : Tamis vide

Figure III.2 : Echantillon de sol

Figure III.3 : Balance

Figure III.4 : Disposition des Tamis

Figure III.5 : L'agitateur mécanique

Figure III.6 : Etuve

Figure III.7 : La masse de la pièce vide

Figure III.8 : la masse de pièce + l'échantillon

Figure III.9 : fixation de la pièce

Figure III.10 : serrage de l'échantillon

Figure III.11 : représente l'échantillon après l'état serré

Figure III.12 : la masse d'eau et l'échantillon

Figure III.13 : la masse d'eau + l'échantillon

Figure III.14 La cuve d'infiltrations

Figure III.15 Les prises de pression

Figure III.16 géotextile

Figure III.17 lignes d'équipression et lignes d'isocharge de l'écoulement horizontal

Figure III.18 : ligne de saturation après 5 min de vidange

Figure III.19 : la ligne de saturation après 10 min de vidange

Figure III.20 : la ligne de saturation après 15 min de vidange

Figure III.21 : schéma synoptique représente le cas de recharge

Figure III.22 : la ligne de saturation après 10 min de recharge

Figure III.23 : la ligne de saturation après 20 min de recharge

Chapitre IV :

Figure IV.1 : Conditions aux limites du problème

Figure IV.2 : maillage automatique de la structure

Figure IV.3 : Position de la surface libre en régime

Figure IV.4 : lignes d'équipression (continu) et d'équipotentiels (pointillées) pour l'écoulement permanent

Liste des tableaux

Chapitre III :

Tableau III.1 : Résultats expérimentaux de l'Analyse granulométrique par tamisage

Tableau III.2 : les résultats expérimentaux de l'écoulement horizontal

Tableau III.3 : les résultats expérimentaux après 5 min de vidange

Tableau III.4 : les résultats expérimentaux après 10 min de vidange

Tableau III.5 : les résultats expérimentaux après 15 min de vidange

Tableau III.6 : Les résultats expérimentaux après 10 min de recharge

Tableau III.7 : les résultats expérimentaux après 20 min de recharge

Chapitre IV :

Tableau IV.1 : jeu de donnée du problème de l'écoulement horizontal à charge constante

Chapitre I :

Généralité sur l'écoulement souterrain

I. 1 Introduction :

L'**hydraulique souterraine** est la discipline géomécanique qui étudie mathématiquement l'écoulement gravitaire naturel (nappe aquifère...) ou provoqué (drainage, pompage...) de l'eau souterraine libre – ni adsorbée, ni capillaire - dans les milieux virtuels perméables, sous l'effet d'un gradient de charge ou de pression ; elle utilise des modèles théoriques de forme et de comportement hydrodynamiques qui doivent être compatibles avec les modèles réalistes de réseaux naturels que décrit l'hydrogéologie ; cette dernière étudie qualitativement la présence d'eau libre dans le sous-sol, en s'attachant à la nature lithologique (grave, sable, grès, calcaire...) et à l'état (poreux, fissuré, karstique...) des matériaux aquifères, et à sa circulation dans les réseaux souterrains réels, organisés selon la structure géologique des formations aquifères superficielles (nappes alluviales...) ou profondes (nappes captives...). Ainsi, l'hydraulique souterraine et l'hydrogéologie sont indissociables, interdépendantes et complémentaires.

On procède à l'étude d'un massif de matériau perméable aquifère pour l'exploiter par pompage dans un puits ou un forage, pour le drainer, pour y assécher une fouille dont le fond est sous le niveau phréatique, pour y prévenir ou résorber une pollution, pour construire un barrage... Le but de cette étude est de définir le dispositif à mettre en œuvre - type, implantation, programme -, afin d'obtenir le débit d'exploitation souhaité, le rabattement du niveau phréatique nécessaire dans l'ensemble d'une zone de travaux, en contrôlant éventuellement les effets lointains de l'opération sur la nappe (diminution voire tarissement de sources, puits, forages...) ou le débit de fuite minimum d'un barrage.

Les massifs karstiques de calcaires, gypse..., dont les vides sont très grands et organisés en galeries en charge ou non sont évidemment perméables, mais les écoulements qui s'y produisent sont généralement rapides, turbulents et très variables dans l'espace et le temps. Ainsi, les problèmes hydrauliques des réseaux karstiques dénoyés ne peuvent

pas être traités par l'hydraulique souterraine ; ils peuvent l'être qualitativement par l'hydrogéologie.

I. 2 ECOULEMENT DE L'EAU SOUTERRAINE

I. 2.1 Zone non saturée

La zone non saturée correspond à la partie située au-dessous de la surface du sol et au-dessus de la nappe phréatique des aquifères. Elle est constituée simultanément, au moins pour une période de temps donné, de l'air et de l'eau dans les pores.

Son épaisseur est très petite voire nulle dans les sols humides, et estimée à des centaines de mètres dans les sols arides ou secs. Elle est conçue comme zone d'activité telle que l'implantation des arbres, construction de différents ouvrages et le dépôt des déchets.

On distingue aussi :

- a. Zone vadose**, La zone vadose est la partie du sol qui se trouve au-dessus de la nappe phréatique, ou les pores sont partiellement saturés en eau (zone radulaire, vadose, intermédiaire) et saturée en eau (zone capillaire). Dans ce cas de figure l'eau est sous pression négative.
- b. Zone capillaire**, La zone capillaire est la partie du sol située au-dessus de la nappe phréatique et au-dessus de la limite de la remontée capillaire, elle est caractérisée par une pression d'eau négative. (Tood 1980)

I. 2.2 Zone saturée

La zone saturée correspond à la partie du sol située sous la nappe phréatique (surface libre des aquifères) ou les pores sont complètement remplis d'eau. Elle est caractérisée par une pression d'eau positive. (Tood 1980)

La figure I.1 récapitule l'ensemble des zones d'écoulements souterrains citées ci-dessous,

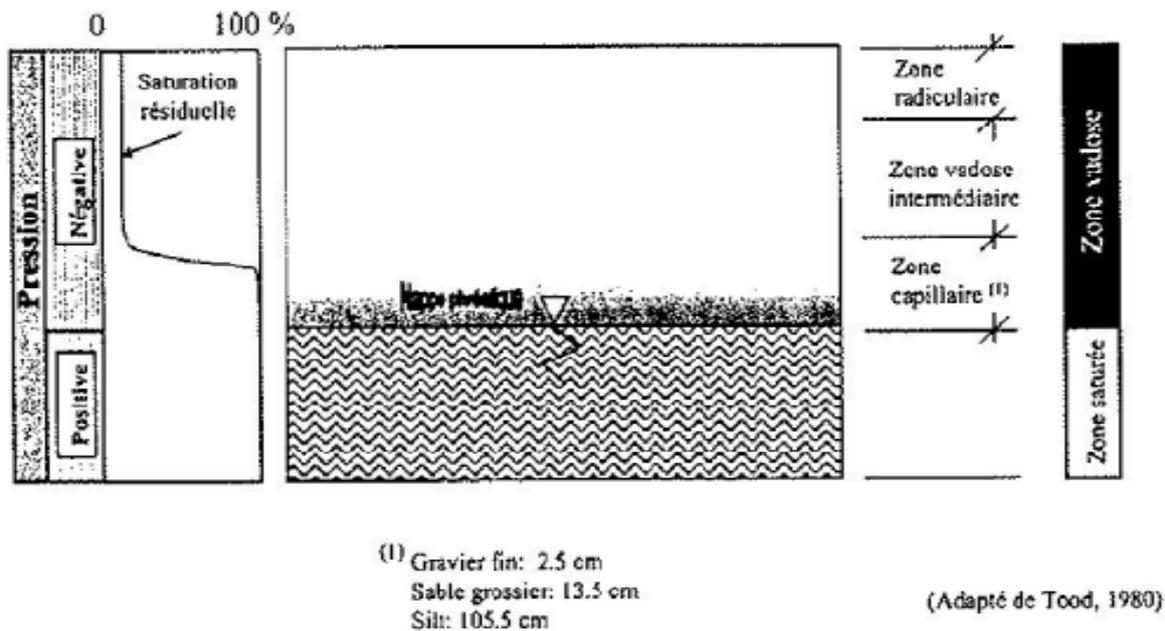


Figure I.1 Zone saturée et zone non saturée

I. 3 CLASSIFICATION DE L'EAU INTERSTITIELLE

I. 3.1 Eau gravitaire

C'est la fraction de l'eau souterraine qui se draine sous l'action des forces de gravité uniquement. Cette eau est mobilisable par drainage et pompage dans un aquifère à nappe libre.

I. 3.2 Eau de rétention

C'est la fraction de l'eau maintenue dans les interstices à la surface des grains ou sur des microfissures par la force d'attraction moléculaire. On distingue l'eau pelliculaire qui peut être libérée par centrifugation et l'eau absorbée qui ne sera libérée que par évaporation en étuve.

I. 3.3 Eau capillaire

C'est la fraction de l'eau soumise à la force de tension superficielle au-dessus de la surface de la nappe.

I. 3.4 Capacité de rétention

La capacité de rétention est le rapport du volume d'eau retenue dans un matériau au volume total de ce matériau sec (= teneur en eau volumique de rétention = $n(1-S_r)$). Elle exclut donc l'eau gravitaire et inclut l'eau pelliculaire et l'eau adsorbée. Par abus de langage, on l'appelle eau capillaire.

I. 3.5 Capacité au champ

C'est le rapport de la masse d'eau retenue dans un matériau à la masse de ce matériau sec (= teneur en eau massique de rétention), suite au drainage gravitaire.

I. 4 I.4 CLASSIFICATION DES AQUIFERES

I.4.1 Définitions

a. Aquifère

Un aquifère est une unité géologique saturée au moins en partie en eau, et constitué de matériaux suffisamment perméables pouvant transmettre et capter des quantités significatives d'eau d'une nappe souterraine sous des gradients hydrauliques ordinaires ou faibles. Autrement dit, un aquifère est tout simplement une unité géologique capable de fournir des quantités d'eau économiquement avantageuses. Les ensembles géologiques considérés comme aquifères varient selon le contexte et la disponibilité de formations perméables dans une région donnée. Normalement les formations considérées comme des aquifères sont formés de matériaux dont la conductivité hydraulique excède 10^{-7} m/s. (Tood 1980)

b. Couche de confinement

Une couche de confinement est une unité géologique de faible ou de très faible conductivité hydraulique (inférieure à 10^{-7} m/s). Ces couches sont subdivisées généralement en aquifuges, aquitards, et aquicludes.

- **Aquifuge**, Un aquifuge est une unité absolument imperméable ne contenant pas d'eau et ne permettant pas l'écoulement. Ce terme est plutôt conceptuel et correspond à assez peu de situations réelles.
- **Aquiclude**, L'aquiclude est aussi une unité géologique de faible perméabilité, saturée et incapable de fournir ou transmettre des quantités significatives d'eau sous des gradients hydrauliques, constituant ainsi la limite supérieure ou inférieure d'un système d'écoulement.
- **Aquitard**, L'aquitard, aussi appelé couche semi-perméable est une unité géologique peu perméable du point de vue de l'utilisation économique de l'eau, mais suffisamment perméables pour emmagasiner de l'eau souterraine et la transférer lentement d'un aquifère à un autre. (Tood 1980)

Des vrais aquicludes sont très rares. Dans la majorité des cas, il s'agit d'aquitards. Ainsi, ont fait plutôt référence seulement aux aquifères et aquitards.

I.4.2 Types d'aquifères

Les classifications conventionnelles discriminent les aquifères selon le type de matériau géologique, la perméabilité ou le degré de confinement. Lorsque l'aquifère est exploité et que l'aire d'alimentation de l'ouvrage de captage doit être estimée, une classification plus pointue et plus appropriée qui intègre l'information géologique influençant la direction et la vitesse d'écoulement de l'eau souterraine doit être utilisée.

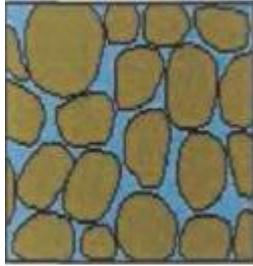
Selon plusieurs auteurs de manuels d'hydrogéologie reconnus (Freeze et Cherry, 1979 ; Todd, 1980 ; Fetter, 1994 ; Banton et Bangoy, 1999), les aquifères se classent selon le type de pore caractérisant les corps géologiques aquifères tels les dépôts meubles, les roches sédimentaires poreuses, les massifs rocheux fracturés ou les systèmes karstiques.

Les aquifères se distinguent également suivant leur degré de confinement qui peut varier d'un endroit à un autre à l'intérieur d'un même aquifère

a. Types d'aquifères d'après le type de porosité

Deux types de porosité sont présents dans les formations géologiques aquifères (figure I.2). La porosité primaire correspond aux vides entre les composantes de la matrice, que ce soit des cristaux ou des grains. La porosité secondaire correspond aux systèmes de fractures ou karstiques d'un massif rocheux. Les roches susceptibles de posséder une bonne porosité primaire sont celles qui résultent de la consolidation de sédiments pulvérulents. Selon le processus de sédimentation et le ciment composant la roche, celle-ci est plus ou moins poreuse. (Banton et Bangoy, 1999)

Sable et gravier



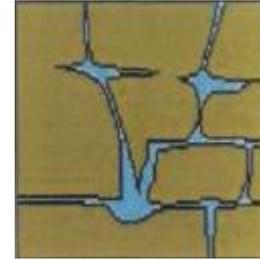
Intergranulaire

Roches fracturée



Fissures

Calcaire



Vides de dissolution

Figure I.2 : Porosité primaire (figure de gauche) et secondaire (figures du centre et de droite ; modifiées de Banton et Bangoy, 1999).

Les trois illustrations ne sont pas à la même échelle, la figure de gauche est à plus grande échelle par rapport aux figures du centre et de droite.

Les aquifères à porosité primaire correspondent principalement à des dépôts meubles. Les roches sédimentaires poreuses peuvent également appartenir à cette classe mais il faut considérer qu'elles peuvent également être fracturées et avoir deux types de porosité effective. La classe d'aquifère constitué de dépôts meubles se distingue par la dimension des pores entre les constituantes de la matrice et les liens entre ces pores qui favorisent l'écoulement de l'eau (Freeze et Cherry, 1979; Todd, 1980; Fetter, 1994; Banton et Bangoy, 1999).

Les aquifères dont le principal apport en eau provient du réseau de fractures sont considérés comme des aquifères fracturés. En milieu fracturé, les deux types de porosité sont présents mais c'est essentiellement la porosité secondaire qui contrôle l'écoulement (Sylvestre, 1981). Il en est de même pour les systèmes karstiques dont l'ouverture des fractures est généralement plus élevée que celle des massifs rocheux fracturés à cause de l'élargissement des fractures par dissolution des carbonates (Trenhaile, 1998).

En plus de l'ouverture des fractures, trois autres facteurs importants influencent la porosité efficace de fracture dans l'aquifère : la densité des fractures, l'orientation des jeux des fractures et la longueur des fractures. Ces trois caractéristiques déterminent le degré de recoupement entre les fractures (Bradbury et Muldoon, 1994).

b. Types d'aquifères selon le degré de confinement

Indépendamment du milieu géologique de l'aquifère, trois classes d'aquifère se distinguent selon le type de nappe phréatique qu'ils contiennent,

- Un aquifère non-confiné contient une nappe libre, cas d'un écoulement gravitaire
- Un aquifère confiné contient une nappe captive, cas d'un écoulement artésien et ;
- Un aquifère semi-confiné contient une nappe semi-captive.

Un aquifère non-confiné (figure I.3) se caractérise par une couche à perméabilité élevée qui affleure à la surface du terrain et s'étend jusqu'à la limite inférieure de l'aquifère. La nappe qu'il contient est libre et se recharge par l'infiltration verticale des eaux de surface (Todd, 1980; Banton et Bangoy, 1999). Trois facteurs contrôlent la quantité d'eau contribuant à la recharge (Fetter, 1994),

- La quantité d'eau météorique disponible pour la recharge ;
- La conductivité hydraulique verticale des dépôts de surface et des autres couches situées au-dessus du toit de la nappe et ;
- La transmissivité et le gradient hydraulique utilisés pour déterminer la quantité d'eau provenant de l'infiltration. Dans ce type d'aquifère, l'élévation du toit de la nappe phréatique varie dans l'espace et dans le temps.

Un type particulier de nappe contenue dans un aquifère non-confiné est la nappe perchée (figure I.3) qui est retenue par une lentille imperméable qui, située à l'intérieur d'un aquifère non-confiné, retient une partie de la recharge. Cette nappe s'écoule ensuite par les bordures de la couche imperméable ou par infiltration verticale vers le bas au travers de cette couche pour rejoindre la nappe principale de l'aquifère.

Un aquifère semi-confiné se caractérise par une couche de surface aquiclude. La recharge de la nappe se fait verticalement lorsque la couche aquifère rejoint la surface et/ou par infiltration verticale à travers la couche aquiclude, de la même façon que pour les aquifères confinés.

Une nappe captive remplit complètement et à saturation un aquifère situé sous une couche aquitard (figure I.3). La recharge s'effectue verticalement lorsque l'aquifère apparaît en surface et/ou par percolation très lente à travers la couche aquiclude. Lorsqu'il y a des zones de recharge où l'aquifère apparaît en surface, la recharge est

contrôlée par les trois mêmes facteurs que pour la recharge d'une nappe libre. L'élévation du toit de la nappe phréatique peut se trouver plus élevée que la limite supérieure de l'aquifère, alors la nappe est soumise à des conditions artésiennes. Ces conditions sont moins fréquemment rencontrées dans les climats arides où la quantité d'eau disponible à la recharge potentielle est moindre, de ce fait le niveau du toit de la nappe est moins élevé (Fetter, 1994).

L'écoulement dans la couche "sandwichée" est appelé écoulement mixte (ou artésien gravitaire) si le niveau d'eau dans l'aquifère est à une élévation à certains endroits inférieure à l'élévation du contact entre l'aquifère et la couche peu perméable supérieure, et à certains endroits supérieurs à ce contact.

Il est possible de trouver dans la littérature la dénomination « aquifères partiellement confinés ». Il s'agit, dans ces cas, d'une couche perméable sous-jacente à une couche moins perméable mais capable de "fournir" une quantité d'eau non négligeable dans certains cas ou à certaines périodes de l'année.

Si la surface piézométrique (la ligne imaginaire reliant les hauteurs d'eau dans tous les piézomètres installés en ligne, pour simplifier dans une région) d'un aquifère se situe au-dessus de la surface naturelle du terrain, tout puits installé dans cette région sera un puits artésien jaillissant (pas besoin de pompe). (Fetter, 1994).

c. Utilité de ces classifications pour l'estimation de l'aire d'alimentation

La classification conventionnelle discrimine les aquifères selon le type de porosité et le degré de confinement. Ces classifications considèrent de grands ensembles géologiques mais n'intègrent pas les différents faciès sédimentaires pour les dépôts meubles, ni les caractéristiques des réseaux de fractures pour les massifs rocheux. Une classification basée sur les particularités géologiques influençant l'écoulement de l'eau souterraine est un outil de base à l'estimation de l'aire d'alimentation d'un ouvrage de captage. (Verreaultetal, 2006)

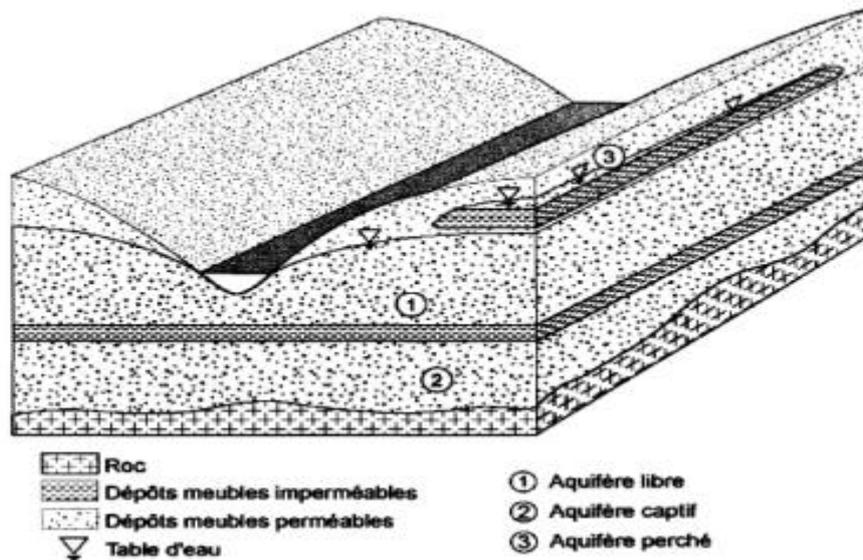


Figure I.3 Types d'aquifère classifiés d'après leur degré de confinement (tirée de Verreault et al., 2006).

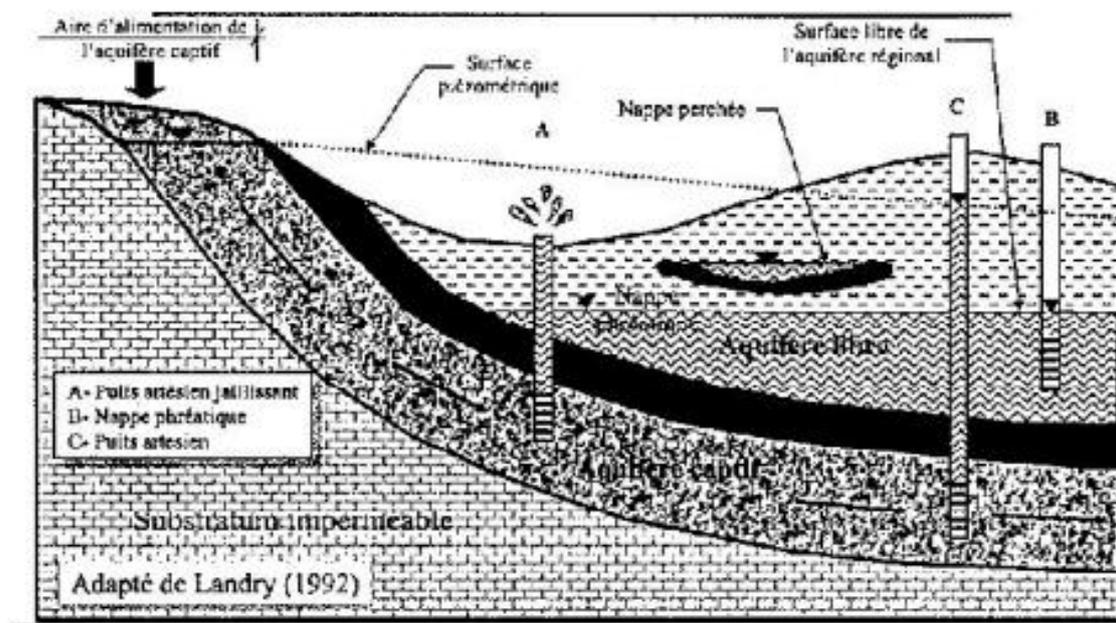
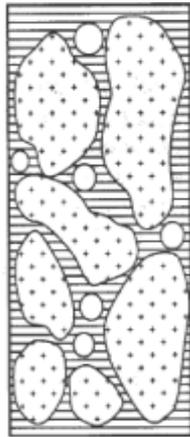


Figure I.4 Autre schéma de classification des aquifères (tiré de l'adapté de Landry 1992).

I.5 CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DU SOL

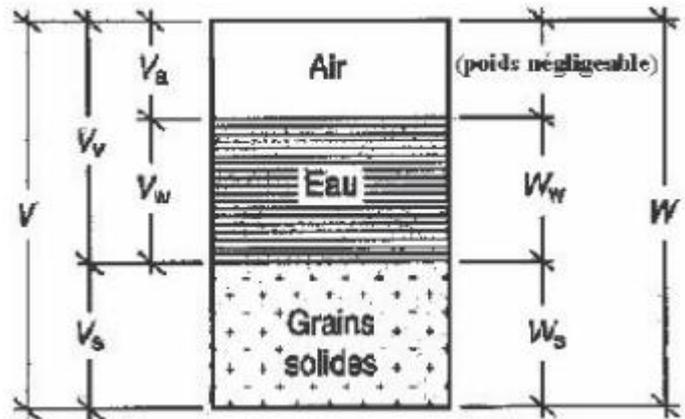
Pour avoir un bon modèle de simulation d'un écoulement, on doit définir les principales propriétés et caractéristiques des sols saturés ou non saturés, qui serviront des données paramétriques dans l'étude de la dite simulation, pour ce faire, on choisit alors, un volume élémentaire plus approprié d'un sol tel que illustré par la figure I.5.

Sol à l'état naturel



Volume

Diagramme des phases



Poids (masse)

Figure I.5 : Schéma d'un volume élémentaire de sol. Poids et volumes des différentes phases.

I.5.1 Viscosité de l'eau

La viscosité est un concept qui apparaît simple et clair, à première vue, mais qui devient fort complexe lorsqu'on va au fond des choses. Il intervient notamment dans la force dans laquelle les couches plus rapides entraînent les couches plus lentes d'un écoulement laminaire.

a. Viscosité dynamique

Si on considère dans le cas d'un écoulement laminaire, deux couches contiguës distantes de dz . La force de frottement F qui s'exerce à la surface de séparation de ces deux couches s'oppose au glissement d'une couche sur l'autre. Elle est proportionnelle à la différence de vitesse des couches soit dv , à leur surface, et inversement proportionnelle à dz .

Par conséquent, cette force de frottement est liée à un facteur de proportionnalité appelé, **coefficient de viscosité dynamique**.

$$F = \frac{\mu dv}{dz} \quad (I-1)$$

Ou F : La force de frottement.

μ : La viscosité dynamique.

Dv : la variation de la vitesse d'écoulement.

dz : la variation de la distance normale à la direction de l'écoulement.

b. Viscosité cinématique

La viscosité cinématique est le rapport du coefficient de viscosité dynamique par la masse volumique de l'eau.

$$v = \frac{\mu}{\rho_w} \quad (I-2)$$

Ou v : la viscosité cinématique.

μ : la viscosité dynamique.

ρ_w : la masse volumique ou la densité de l'eau.

Le sol peut être alors considéré comme un système hétérogène complexe composé de trois phases : la phase solide matérialisée par les particules du sol, la phase liquide constituée notamment par l'eau et la phase gazeuse représentée essentiellement par l'air (Hillel 1988). Lorsque la phase gazeuse est absente de la matrice poreuse, le milieu considéré est dit saturé ; c'est le cas des nappes d'eau souterraines.

A proximité de la surface, le sol présente des zones plus ou moins humides assimilées à des milieux poreux non saturés ou variablement saturés (figure I.6). La texture, qui indique les proportions relatives des diverses fractions d'un sol (argile, limons, sables,...) et structure, qui précise la manière dont sont associés les constituants élémentaires, permettent une caractérisation du sol en tant que milieu poreux.

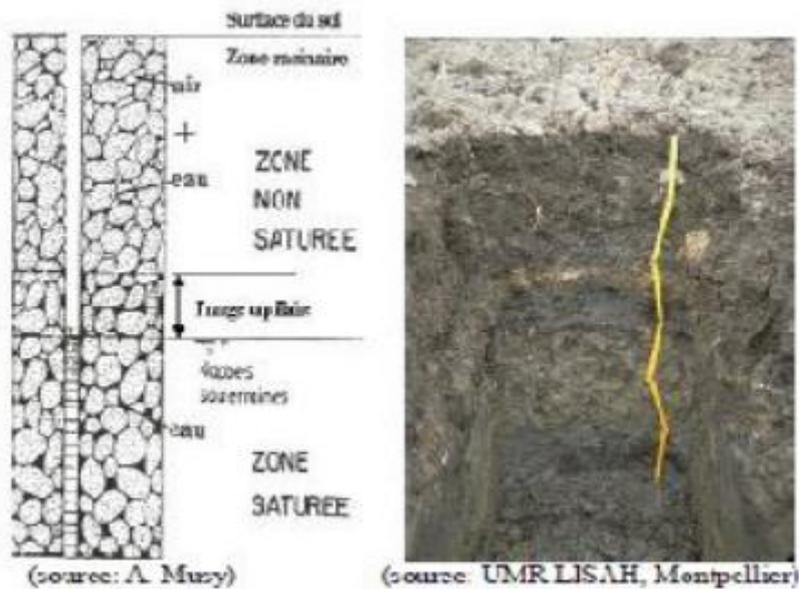


Figure I.6 : Exemple de sol et de représentation du milieu poreux associé.

Un certain nombre de paramètres que l'on définira dans la suite de ce sous chapitre, permet de caractériser l'étendue relative de chacune des trois phases constitutives du milieu poreux. La porosité, notée n traduit l'importance de l'espace poral où se déroulent les transferts, tandis que l'indice de saturation effective, noté S_e , renseigne sur la partie liquide du fluide présent.

D'un point de vue dynamique, dans le cas d'un sol indéformable et d'une eau faiblement compressible, l'état hydrique d'un milieu poreux soumis à des conditions particulières peut être décrit à l'aide de trois variables d'état (Musy et al., 1991) : la teneur en eau θ la charge piézométrique $H(L)$ qui mesure la densité d'énergie potentielle totale associée à θ et permet de déduire la répartition de l'énergie dans le profil, et la conductivité hydraulique K , qui caractérise les propriétés hydrodynamiques du sol et mesure l'aptitude de ce dernier à transmettre l'eau.

I.5.2 Porosité

D'une manière générale, la porosité d'un sol est définie comme étant sa capacité à l'état solide à se laisser pénétré par un fluide, appelée : capacité d'absorption, elle est dépendante de l'importance du pourcentage des vides que contient le sol. Dans la présente étude le fluide cité est assimilé à l'eau sous sa forme liquide. Par ailleurs, et vu

l'importance de ce paramètre de porosité dans la texture des sols et selon le phénomène qui intéresse la présente étude, on distingue,

a. La porosité géométrique, ou porosité totale, \emptyset

Elle permet de connaître l'importance des vides c'est à dire de savoir si le sol est dans un état lâche ou serré. Elle est définie comme étant le rapport du volume des vides, V_v accessible à l'eau et à l'air au volume total apparent V , du sol. La porosité est toujours inférieure à 1, elle peut aussi être exprimée en pourcents.

$$\emptyset = \frac{V_v}{V} \quad (I-3)$$

b. L'indice des vides, e

Les sollicitations auxquelles sont soumis les sols produisent des variations du volume des vides V_v qui entraînent des variations du volume apparent V , aussi préfère-t-on souvent rapporter le volume des vides non pas au volume apparent de l'échantillon mais au volume des particules solides V_s , lequel peut être considéré comme invariant. On définit alors l'indice des vides, noté e , dont la signification est analogue à celle de la porosité. Il est défini par la relation,

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (I-4)$$

L'indice des vides peut être supérieur à 1 et même atteindre la valeur 13 (cas extrême des argiles de Mexico).

c. La porosité efficace \emptyset_e , ou porosité cinématique

- **La porosité efficace.** La porosité efficace est celle qui est occupée par l'eau qui s'écoule, c'est donc celle qui devrait intéresser en premier les hydrogéologues

La définition exacte de la porosité efficace est le rapport du volume d'eau qui est extrait par gravité, V_g , sur le volume total V , et le milieu doit être initialement saturé en eau, cette définition exclut l'eau liée de la porosité efficace. Elle est exprimée en pourcentage par la relation,

$$\emptyset_e = \frac{V_g}{V} \quad (I-5)$$

- **La porosité cinématique.** La porosité cinématique est conceptuellement proche de la porosité efficace mais diffère par sa définition : c'est le rapport de la vitesse d'écoulement de l'eau sur la vitesse de Darcy (calculée suivant la loi de Darcy).

On peut ajouter d'autres paramètres liés spécifiquement aux milieux non saturés, tels que,

d. La porosité de drainage ϕ_d

Elle est définie comme étant la fraction de la porosité correspondante à un écoulement rapide. Le plus souvent la porosité de drainage est assimilée à la porosité efficace, et ce à cause de la difficulté, dans la pratique, de différencier l'une de l'autre. Leur complémentaire par rapport à la porosité totale est nommé capacité de rétention capillaire (De Marsily, 1981).

e. La capacité de rétention ϕ_{ret}

Elle est définie comme étant la différence entre la porosité totale et la porosité de drainage, représentant la partie du volume des vides non drainés. Elle est exprimée par la relation,

$$\phi_{ret} = \phi - \phi_d \quad (I-6)$$

I.5.3 Degré de saturation S_r

Le degré de saturation indique dans quelle proportion les vides sont remplis par l'eau. Il est défini comme le rapport du volume de l'eau V_w au volume des vides V_v . Il est exprimé par la relation,

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad (I-7)$$

Le degré de saturation peut varier de 0% (sol sec) à 100% (sol saturé).

I.5.4 Teneur en eau (volumique) θ

La teneur en eau volumique est définie comme étant le rapport du volume d'eau V_w contenu dans le sol sur le volume total V de celui-ci.

$$\theta = \frac{V_w}{V} \quad (I-8)$$

La teneur en eau volumique est liée au degré de saturation par la relation,

$$\theta = \phi \cdot S_r \quad (I-9)$$

I.5.5 Conductivité hydraulique et perméabilité intrinsèque

La perméabilité caractérise l'aptitude d'un milieu poreux à se laisser traverser par un fluide sous l'effet d'un gradient de pression. Dans ce qui suit, nous ne traiterons que le cas des écoulements monophasiques, c'est-à-dire que les milieux poreux considérés sont saturés par une seule phase de fluide.

La perméabilité est indépendante des propriétés du fluide saturant contrairement à la conductivité hydraulique qui est définie comme étant un coefficient de proportionnalité décrivant la facilité avec laquelle un liquide peut se déplacer dans un milieu poreux. En effet, la conductivité hydraulique traduit une vitesse de percolation qui dépend de la nature du fluide. La perméabilité, qui à l'unité d'une surface, est quant à elle une propriété intrinsèque des matériaux. La perméabilité peut être ainsi analysée en fonction de la microstructure des milieux poreux et ce sont essentiellement les caractéristiques morphologiques de l'espace poreux (tortuosité, connectivité, surface spécifique, taille des pores, ...) qui sont des facteurs influant sur sa valeur [Dana 1999, Dullien 1992].

I.5.6 Relation entre la perméabilité et la porosité

L'évolution de la perméabilité est très sensible à la porosité. En effet la perméabilité dépend du nombre, de la géométrie, de la taille et surtout de l'interconnectivité des vides laissés entre les grains. La perméabilité diminue avec la porosité. La formule empirique la plus connue pour relier la perméabilité à la porosité est celle de **Koseny-Carman**.

$$k = \frac{c_s e^3}{\mu S_0^2 (1+e^3)} \quad (I-10)$$

Cependant, de nombreux auteurs ont proposé des formules reliant la perméabilité à la porosité du milieu ainsi qu'à sa granulométrie. Parmi ces formules empiriques on peut citer (Reddi 2003),

a. Hazen

$$K = 100(d_{10})^2 \quad (I-11)$$

Ou, d_{10} : représente le diamètre efficace des grains, (la formule I-11 est valable pour les sols sableux).

b. Cazagrande

$$k = 1.4K_{0.85}e^2 \quad (I-12)$$

Ou, $K_{0.85}$: représente la perméabilité correspondante à un indice des vides $e = 0,85$

c. Terzaghi

$$k = \frac{c(d_{10})^2(n-0.13)^2}{\mu(1-n)^{1/3}} \quad (I-13)$$

Ou, c : est un coefficient qui dépend de l'uniformité des grains.

μ : Est La viscosité dynamique.

d. Schlichter

$$k = c(d_{10})^2n^{3.3} \quad (I-14)$$

e. Bakhmetef

$$k = c(d_{10})^2n^4$$

f. Koseny-Carman

$$k = \frac{C_s \varepsilon^3}{\mu S_0^2 (1 + \varepsilon^3)}$$

Ou,

S_0 : est la surface exposée au fluide par unité de volume du milieu solide.

C_s : est une constante décrivant la forme irrégulière des pores.

g. Bretjinski

$$\phi = 0,117.(k)^{1,07}$$

Ou,

K : est en mètre par jour (m/j).

Les formules empiriques données ci-dessus conduisent à des résultats assez comparables à ceux obtenus par la formule de Hagen-

Poiseuille :

$$k = \frac{\gamma_w d^2}{32\mu}$$

Ou

$\gamma_w = \rho_w g$: est le poids volumique de l'eau.

g : est l'accélération due à la pesanteur.

On peut déduire à partir de ces expressions, que le coefficient de perméabilité K , qui définit les propriétés physiques du sol du point de vue filtration, dépend de la structure et de la texture du sol, de la forme et de la dimension des grains, de leur constitution pétrographique et de leur assemblage.

On définit ainsi la perméabilité intrinsèque qui est liée à la conductivité hydraulique par la formule suivante,

$$K = \frac{k\mu}{\gamma_w} \quad (I-19)$$

Ou

K : est la perméabilité intrinsèque.

k : est la perméabilité (ou conductivité) hydraulique.

μ : est la viscosité dynamique

La conductivité hydraulique, k est une vitesse de diffusion qui indique la résistance d'un sol à l'écoulement d'un fluide. Ce coefficient dépend de la structure et de la composition du sol et des propriétés du fluide. La perméabilité intrinsèque K, simplement appelée perméabilité, ne dépend que des propriétés du sol. En théorie et parfois en pratique, on peut dissocier la conductivité hydraulique en deux facteurs, la **perméabilité intrinsèque** du sol et la **fluidité** du fluide.

$$k = K.f \quad (I-20)$$

Où

K : est la perméabilité intrinsèque du sol.

f : est la fluidité du fluide.

La fluidité est inversement proportionnelle à la viscosité dynamique et exprimée comme suit,

$$f = \frac{\gamma_w}{\mu} \quad (I-21)$$

La perméabilité est considérée comme constante pour un sol dont le squelette ne subit pas ou peu de changement. Elle est alors mesurée empiriquement par un essai de drainage. Dans le cas de grandes déformations, la perméabilité n'est plus constante et dépend de l'indice des vides.

I.5.7 Relation entre la perméabilité et l'indice des vides

Nombre de mesures de perméabilité ont été effectuées avec différents gradients de pression de fluide et pour différentes valeurs d'indice des vides. On peut citer en particulier Grunberger (1995), qui a réalisé des essais similaires sur argiles. Puis plusieurs chercheurs ont confirmé ces résultats pour chaque degré de compaction qui correspond à une valeur d'indice des vides.

Deux études expérimentales ont été menées par Nagaraj et al. (1994), dans le but de déterminer la valeur de la perméabilité et son évolution en fonction de l'indice des vides.

Différents sols à base d'argile sont utilisés. Les échantillons sont soumis à des charges-décharges de pression de consolidation de 200 KPa, 400 KPa, et 800 KPa. A chaque pression, après la réalisation de l'équilibre, des tests de perméabilité axiale sont réalisés.

En effet, la valeur de la perméabilité est influencée par la modification de l'indice des vides. La pression de consolidation influence la magnitude de la perméabilité. La perméabilité décroît avec la décroissance de l'indice des vides.

I.5.8 Transmissivité

La transmissivité est la vitesse à laquelle l'eau d'une masse volumique et d'une viscosité données traverse, sous un gradient hydraulique unitaire, une largeur unitaire d'un aquifère (ou d'une couche encaissante). Elle est définie comme étant le produit du coefficient de perméabilité moyen par l'épaisseur de l'aquifère. On la note par, T.

Elle a les dimensions [Longueur³ / Temps.Longueur], ou encore [Longueur² / Temps]; on l'exprime par exemple en m²/jour. La transmissivité dépend des propriétés du liquide et du milieu poreux. Aussi appelée coefficient de transmissivité.

$$T = k.\beta \quad (I-22)$$

Où :

T: est la transmissivité.

k : est la perméabilité.

β : est l'épaisseur saturée.

Si l'aquifère est plutôt constitué de n couches multiples, la transmissivité totale T est la somme des transmissivités T_i de chacune des couches.

$$T = \sum T_i \quad (I-23)$$

I.5.9 Coefficient d'emmagasinement

Le coefficient d'emmagasinement est défini comme le volume d'eau V_w libéré ou emmagasiné à travers une surface A d'aire égale à l'unité, pour une unité de variation de la charge hydraulique Δh normale à cette surface. Il est désigné par le symbole S, sans dimension.

$$S = \frac{V_w}{A\Delta h} \quad (I-24)$$

Le coefficient d'emmagasinement des zones captives d'une nappe dépend de l'élasticité des sols (ou des roches) et de l'eau, et sa grandeur est de l'ordre de 10^{-4} à 10^{-6} .

Le coefficient d'emmagasinement des nappes libres équivaut en pratique à la porosité efficace (celle des pores ouverts) du sol (ou de la roche), car dans une nappe libre les effets de l'élasticité du sol (ou de la roche) et de l'eau sont généralement négligeables.

Il faut ici faire attention au fait que les pores trop petits ne jouent aucun rôle dans la porosité efficace, car dans ce cas les forces de rétention sont supérieures au poids de l'eau. Pour les sables, cette porosité efficace est de l'ordre de 0,1 à 0,2.

La figure I.7 illustre ce concept pour les nappes captives et libres. Dans le cas d'une nappe libre, un abaissement de la charge hydraulique provoque le drainage de l'eau sur un mètre de formation. La **porosité de drainage** ϕ_d représente la proportion d'eau pouvant être drainée d'un volume unitaire de formation. Le volume d'eau V_w produit par l'abaissement de la nappe sera donc égal au produit de la porosité de drainage par le volume drainé, ($V_w = \phi_d V$)

Ce volume drainé est égal au produit de la hauteur drainée de la formation, soit l'abaissement de la charge hydraulique Δh , par l'aire A . Le volume d'eau produit est donc,

$$V_w = \phi_d \Delta h \cdot A \quad (I-25)$$

En substituant cette dernière expression dans la définition du coefficient d'emmagasinement, on obtient pour **une nappe libre** le coefficient d'emmagasinement S est égal à la porosité de drainage ϕ_d ,

$$S = S_y = \phi_d \quad (I-26)$$

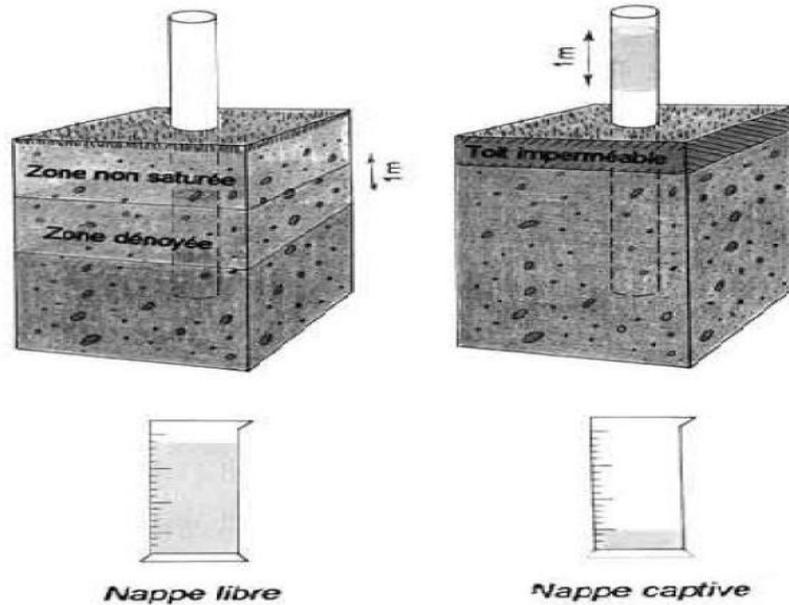


Figure 1.7 Concept d'emmagasinement dans les aquifères captifs et libres.

Le coefficient d'emmagasinement pour les nappes libre est souvent désigné par la notation S_y d'après le terme « specific yield » souvent utilisé pour décrire cette propriété. Le traitement précédent néglige l'effet de la compressibilité de l'eau et de l'aquifère qui produit peu d'eau relativement au drainage de l'aquifère. Le coefficient d'emmagasinement pour les nappes libres prend généralement des valeurs entre 0,02 et 0,03.

1.5.10 Coefficient d'emmagasinement spécifique

Le coefficient d'emmagasinement spécifique S_s , donne le volume d'eau libéré par un volume unitaire de matériau pour une baisse unitaire d'une charge hydraulique (la charge hydraulique est définie par la suite).

Son unité est L^{-1} . Le coefficient d'emmagasinement total d'un aquifère S est le produit du coefficient d'emmagasinement spécifique du matériau par l'épaisseur b de l'aquifère,

$$S = S_s \cdot b \quad (I-27)$$

Le coefficient d'emmagasinement spécifique S_s a été défini pour estimer le rendement d'un aquifère. Il exprime la quantité d'eau récupérable V_w en m^3 par rapport à un abaissement Δh du niveau piézométrique de i mètres, sur une superficie A de l'aquifère en m^2 (en unité SI).

$$S_s = \frac{V_w}{A\Delta h} \quad (I-28)$$

Où :

V_w : volume d'eau récupéré.

A : surface considérée.

Δh : rabattement du niveau piézométrique.

Dans un aquifère à nappe libre, le coefficient d'emmagasinement spécifique S_s , correspond à la porosité utile, on récupère toute l'eau par la force de l'eau gravitaire (ou par pompage). Pour un aquifère captif non pompée, l'abaissement du niveau piézométrique se fait uniquement par exclusion de l'eau, elle même contrôlée par l'élasticité des grains constituant l'aquifère et celle de l'eau. Les modules d'élasticité étant faibles le volume d'eau récupéré est alors bien plus faible que dans le cas d'une nappe libre.

Pour les aquifères profonds (> 500 m), tous captifs sauf exception, la quantité d'eau récupérée est encore amoindrie suite à l'effet de diminution de la porosité (et la perméabilité) par écrasement des éléments (grains, blocs) constituant l'aquifère.

I.5.11 Homogénéité-hétérogénéité et isotropie-anisotropie

La variabilité spatiale de la conductivité hydraulique k dépend de deux facteurs, la position et l'orientation de l'écoulement.

Les termes **homogénéité** et **hétérogénéité** sont utilisés pour se référer à la position dont dépend k . Similairement, les termes **isotropie** et **anisotropie** font référence à l'orientation dont dépend la conductivité hydraulique k .

Si k est indépendante de la position dans le domaine d'écoulement considéré, le sol est dit **homogène** par rapport à k , dans le cas contraire, le sol est dit **hétérogène** par rapport à k .

Similairement, si k est indépendante de la direction de l'écoulement, le sol est dit **isotrope** par rapport à k , si non il est **anisotrope** par rapport à k . L'hétérogénéité

implique que la conductivité hydraulique k varie dans un système de coordonnées cartésiennes, et l'anisotropie implique que k varie avec les coordonnées angulaires (Reddi 2003). Autrement dit et, dans un contexte général, un milieu est dit **isotrope** lorsque ses caractéristiques physiques (perméabilité, granulométrie en particulier) sont constantes dans les trois directions de l'espace.

Dans le cas contraire le milieu est dit **anisotrope**. La définition de l'isotropie est aussi dépendante de la taille du réservoir considéré. A l'échelle millimétrique un aquifère formé de cailloux centimétriques est anisotrope. A l'échelle métrique ce même aquifère aura un comportement parfaitement isotrope. La définition d'un volume unitaire d'écoulement doit donc être assez grande par rapport aux dimensions des vides ou l'eau circule afin de permettre la continuité de l'écoulement.

Dans un milieu isotrope, la conductivité hydraulique est identique dans toutes les directions de l'espace (x, y, z). Dans un milieu anisotrope, la conductivité hydraulique varie selon directions préférentielles, par exemple les couches sédimentaires. (Reddi 2003)

I. 6 Importance des eaux souterraines dans la recharge des lacs, des cours d'eau et des milieux humides :

L'eau circule sous la surface du sol. Comme l'eau de surface, mais à des débits beaucoup plus lents, elle s'écoule de l'amont vers l'aval pour ultimement rejoindre les cours d'eau et les lacs. L'émergence de l'eau souterraine peut contribuer considérablement au maintien des débits de base d'un cours d'eau ou du niveau de l'eau d'un lac. Durant les périodes sèches, certains cours d'eau et milieux humides peuvent être entièrement alimentés par l'eau souterraine. À l'inverse, en période de précipitations abondantes et de crue, ce sont généralement les eaux de surface qui alimentent les eaux souterraines. Ainsi, l'eau souterraine est étroitement liée aux eaux de surface et est une composante importante du cycle global de l'eau (Cosandey,2003).

I. 7 Connaissances actuelles sur la répartition et le potentiel des eaux souterraines :

Comme c'est le cas pour la plupart des régions du Québec, les eaux souterraines du bassin versant de la rivière du Diable sont une ressource méconnue. Aucune cartographie n'existe actuellement à l'échelle de ce territoire. Dans la partie centrale du bassin versant, la prédominance de massifs rocheux comportant peu de failles, de sols minces et de fortes pentes fait en sorte que la probabilité de trouver d'importantes réserves d'eau souterraines y est fortement réduite. Les aquifères y sont généralement de type rocheux et de faible potentiel.

Cela dit, on trouve des sols plus propices à l'accumulation souterraine et à la formation de nappes libres (sols de la série Saint-Gabriel) dans certains secteurs, dont notamment en bordure des lacs Calvé et Ouimet, le long des ruisseaux Cross, Clair et Noir ainsi qu'au sud de la route 117. Il est probable que des aquifères sont présents dans ce type de sol (Del Degan, Massé et ass., 2003).

Les connaissances actuelles sur les eaux souterraines du bassin versant sont parcellaires et découlent d'études hydrogéologiques commandées par les municipalités ou des entreprises privées. Ces études visent le plus souvent à évaluer le potentiel de captation afin de satisfaire des besoins précis, principalement l'alimentation en eau potable. Mentionnons, entre autres, les études conduites pour les secteurs du lac Carré (COGEMAT, 2003), du Versant Soleil (Roche, 2003) et du Camp Nord (SNC-Lavalin, 2004).

Réalisée en 2003 pour la municipalité de Saint-Faustin-Lac-Carré, l'étude de la firme COGEMAT indique qu'une nappe d'eau souterraine volumineuse se situe au nord-ouest de la municipalité, sous les sites de la scierie Claude Forget inc., de la bétonnière Lafarge, de la sablière exploitée par R.B. Gauthier ainsi que sous la route 117. Cette nappe s'écoulerait lentement vers le lac Carré, qui en serait en fait l'affleurement. Le potentiel de cette réserve souterraine est jugé considérable, bien que son volume exact demeure inconnu (COGEMAT, 2003). Mentionnons que l'aqueduc municipal de Saint-Faustin-Lac-Carré s'alimente à partir de cet important aquifère (Campeau, 2006). La présence d'une sablière, d'une bétonnière et d'une usine de sciage de bois au-dessus de cette nappe

souterraine fait en sorte qu'un indice DRASTIC de 107 lui a été attribué, ce qui dénote un certain degré de vulnérabilité.

Quant aux secteurs du Versant Soleil et du Camp Nord de Station Mont-Tremblant, on y indique la présence d'aquifères de types libres et confinés, présentant dans tous les cas de faibles potentiels pour l'approvisionnement en eau potable (Roche, 2003; SNC-Lavalin, 2004). La nappe souterraine du Camp Nord, alimentant directement les débits de la rivière du Diable située à proximité, serait par ailleurs d'une grande vulnérabilité, selon la méthode DRASTIC (SNC-Lavalin, 2004).

I. 8 Les flux d'eau et de soluté dans les matériaux poreux :

En milieu non saturé, les transferts d'eau sont le plus souvent verticaux soit par l'infiltration de la recharge ou la remontée capillaire. En milieu saturé les écoulements sont essentiellement latéraux, sous l'effet du gradient de charge. Les hydrogéologues emploient souvent le terme d'écoulement peu profonds (Kirkby et Chorley 1988; Stamm et Sermet 2002) pour désigner l'ensemble des écoulements latéraux se développant dans le milieu poreux et susceptibles d'alimenter une rivière en période de crue. Cet écoulement peut avoir des origines différentes. Il peut être lié à la présence de macropores ou de fissures dans le sol, notamment en sols forestiers, et il se produit quand le sol est partiellement ou entièrement saturé. Les macropores ou fissures peuvent conduire l'eau latéralement le long d'un versant ou accélérer le transfert vertical de la recharge vers la nappe. L'écoulement peu profond peut aussi être un écoulement latéral saturé au-dessus d'un niveau moins perméable, qui peut s'exfiltrer si la conductivité hydraulique est trop faible. Enfin, il peut provenir d'une augmentation des flux d'eau souterraine provoquée par la variation rapide et locale des gradients hydrauliques, elle-même engendrée par des contrastes de conductivité hydraulique ou des variations de la section d'écoulement.

La zone non saturée joue un rôle crucial dans le transfert des polluants, qu'ils soient d'origine agricole, industrielle ou urbaine. La concentration à laquelle une pollution de surface atteint la nappe est dépendante principalement des caractéristiques de la zone non saturée, cette dernière pouvant jouer le rôle de tampon (de Condappa, 2005). Une contamination se définit comme diffuse quand la source pollue une zone importante en faibles quantités (par opposition à une contamination ponctuelle qui pollue une superficie réduite avec de fortes quantités de contaminant). La contamination diffuse de

l'eau souterraine peut être causée par l'utilisation de fertilisants et de pesticides, par les retombées atmosphériques ou par l'épandage de sels déglacant. De nombreuses études de traçage in situ ont été réalisées afin d'étudier le transfert d'eau et le transport de solutés dans les aquifères (Baker et Johnson 1981; Richard et Steenhuis 1988; Everts et Kanwar 1990; Magesan et al. 1994; Mohanty et al. 1998; Arlot 1999; Kladviko et al. 1999; Kung et al. 2000; Pang et al. 2000; Jaynes et al. 2001; Zehe et Fluhler 2001; Stamm et Sermet 2002; Abbasi et al. 2003; Gerke et Kohne 2004).

Les différents types d'écoulements souterrains sont gouvernés par un certain nombre de lois et d'équations (loi de Darcy, équation de Richards, etc.) décrites en détail dans bon nombre d'ouvrages (e.g Todd et Mays 2005) et nous nous contenterons ici d'en rappeler les grands principes.

Un aquifère poreux de dépôts meubles est un ensemble de grains solides ou d'agrégats autour desquels existent des espaces vides appelés pores, qui peuvent être interconnectés ou non. Dans l'étude expérimentale et la modélisation des transferts dans un milieu poreux, il faut clairement identifier l'échelle de travail qui peut correspondre au pore, au laboratoire et au terrain (Vaudin, 1994). À l'échelle du laboratoire et terrain, les écoulements souterrains et le transport sont généralement décrits par des équations dont les variables et les paramètres sont représentatifs de grandeurs moyennes au sein du continuum de milieu poreux. Afin de pouvoir considérer le milieu poreux comme un continuum, l'approche du volume élémentaire représentatif est fréquemment utilisé : celui-ci consiste à affecter à un point de l'espace la valeur moyenne des propriétés d'un volume de matériau sol (de Marsily, 1986).

Les écoulements souterrains sont formalisés par la loi de Darcy, valable dans une matrice poreuse homogène et isotrope pour un fluide homogène, isotherme et incompressible, dont l'énergie cinétique est négligeable, quand l'écoulement est laminaire et en régime permanent (Musy et Soutter 1991). La loi de Darcy indique que l'écoulement d'un liquide à travers un milieu poreux se fait dans la direction du gradient de charge hydraulique. Le débit dépend aussi d'une caractéristique fondamentale du matériau poreux: la conductivité hydraulique. La conductivité hydraulique à saturation est l'aptitude du milieu poreux à transmettre l'eau qu'il contient. À l'échelle macroscopique, la loi de Darcy peut être généralisée aux milieux variablement saturés, en considérant que la conductivité hydraulique est fonction du potentiel de pression:

$$q = -K(h) \cdot \nabla (h) \quad (I-29)$$

q : débit par unité de surface [LT⁻¹]

K(h) : conductivité hydraulique non saturée [LT⁻¹]

h : charge hydraulique [L]

$\nabla(h)$: gradient hydraulique [LL⁻¹]

En zone non saturée la diminution de la teneur en eau entraîne une diminution rapide de la conductivité hydraulique. En milieu saturé, la conductivité hydraulique est maximale. On peut réécrire la loi de Darcy sous la forme:

$$Q = K_{sat} S \frac{dh}{dL} \quad (I-30)$$

Q : débit

K : conductivité hydraulique à saturation [LT]

S : section d'écoulement [L]

L : distance parcourue par l'eau [L]

L'équation de continuité est la suivante:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = S \cdot K \frac{\partial h}{\partial t} \quad (I-31)$$

h : charge hydraulique [L]

t: temps [T]

K: conductivité hydraulique [LT⁻¹]

La vitesse réelle de l'eau dans les pores se calcule comme suit:

$$V_r = \frac{Q}{sn_e} \quad (I-32)$$

Vr: vitesse réelle de l'eau [LT⁻¹]

n_e : porosité effective [L³ L⁻³]

Q : débit [L³T⁻¹]

S : section d'écoulement [L]

Les processus de transport dans un aquifère ont lieu principalement dans la phase liquide, par le réseau poreux rempli d'eau. Un soluté est une substance chimique qui se dissout dans la phase liquide de l'eau (Musy et Soutter 1991). Quand les solutés entrent dans le sol, ils sont transportés par l'eau avec un mouvement convectif, dispersif et diffusif. L'équation de convection-dispersion pour le transport de masse s'écrit comme suit :

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D_L \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} - V \frac{\partial c}{\partial x} \quad (I-33)$$

C : concentration [ML⁻³]

t : temps [T]

D : dispersion hydrodynamique [L² T⁻¹]

Vr: vitesse réelle de l'eau [LT⁻¹]

x : distance [L]

Les paramètres décrivant le transport peuvent être obtenus par essais de traçage. La dispersivité longitudinale peut être obtenue selon les étapes suivantes:

1- Calcul de la vitesse réelle de l'eau :

$$V_r = \frac{L}{t_{0.5}} \quad (I-34)$$

Vr : vitesse réelle de l'eau [LT⁻¹]

t_{0.5} : temps qui correspond à l'arrivée de la concentration moyenne (C₀ = 0.5) [T]

2- Calcul du coefficient de dispersion

$$D_L = \frac{\sigma_L^2}{2t} \quad (I-35)$$

$$\sigma_L = \frac{V_x(t_{84} - t_{16})}{2} \quad (I-36)$$

D_L : dispersion [L^2T^{-1}]

σ_L : Variance spatiale [L]

t_{84} : temps correspond à 84% de la concentration injectée ($C/C_0=0.84$) [T]

t_{16} : temps correspond à 16% de la concentration injectée ($C/C_0=0.16$) [T]

3- Calcul de la dispersivité longitudinale:

$$\alpha_L = \frac{D_L}{v_r} \quad (I-37)$$

α_L : dispersivité longitudinale [L]

D_L : dispersion [L^2T^{-1}]

v_r : vitesse réelle de l'eau [LT^{-1}]

La microstructure du milieu joue un rôle important dans la variation de la vitesse et la direction des polluants au sein du milieu poreux. La variation des vitesses génère une dilution du soluté par dispersion cinématique. La Figure I.8 illustre trois facteurs principaux qui sont responsables de la dispersion: la taille des pores, la longueur parcourue par les polluants et la friction qui entraîne un gradient de vitesse maximal au milieu du pore et minimal le long des parois (Fetter, 2001).

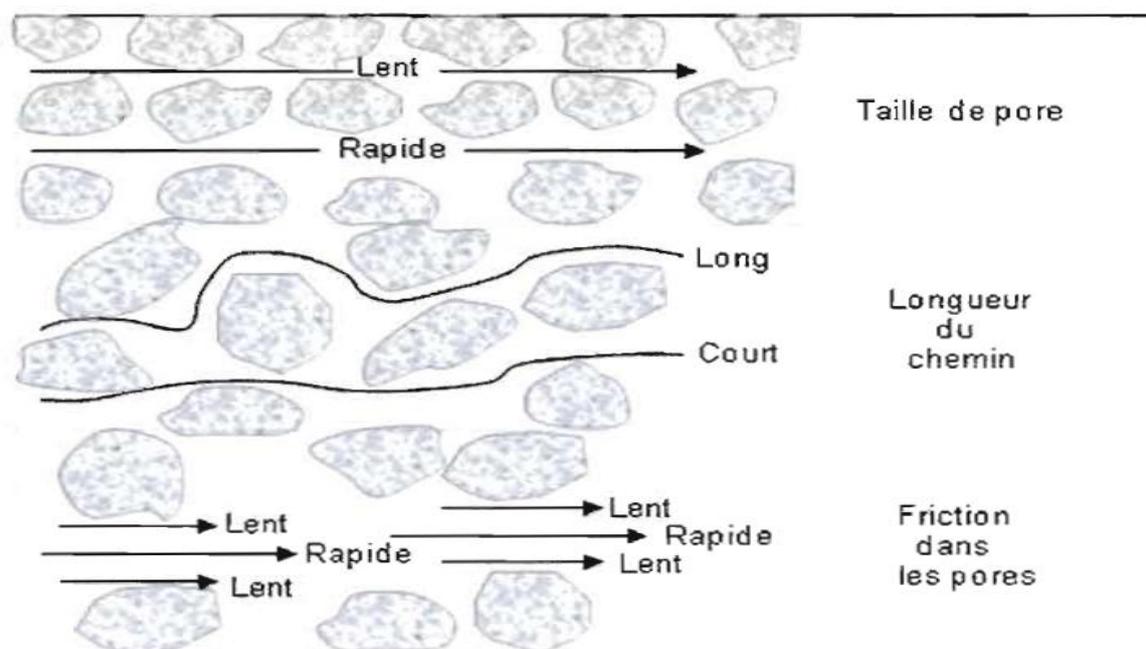


Figure I.8 : Facteurs qui influençant la dispersion longitudinale à l'échelle du pore (Adaptée de Fetter, 2001)

Chapitre II :

Modèles mathématiques et numériques de l'écoulement souterrain

II. 1 Introduction

Depuis le début des années 1970, les méthodes de résolution numérique des équations différentielles qui régissent un grand nombre de phénomènes fondamentaux de la physique et de la mécanique ont connu un développement spectaculaire, lié à la Croissance des performances des ordinateurs. Les équations décrivant les écoulements d'eau dans les sols font partie des équations qui se prêtent bien à une résolution numérique. La méthode numérique la plus fréquemment utilisée est la méthode des éléments finis. La méthode des différences finies est aussi utilisée pour résoudre certaines catégories de problèmes

II. 2 Méthode des éléments finis :

La résolution de l'équation différentielle de l'écoulement permanent :

$$\operatorname{div}(\vec{k} \operatorname{grad} h) = k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (\text{II.1})$$

Dans un domaine V s'effectue avec trois types de conditions aux limites (figure II.1) :

- Condition de charge imposée ($h = \bar{h}$) sur la partie S_h de la frontière du massif ;
- Condition de flux imposé (flux nul sur une surface imperméable) sur la partie S_v de la frontière du massif ;
- Condition de pression imposée (surface libre ou de suintement) sur la partie S_u de cette frontière.

La démarche suivie pour développer la formulation du problème en éléments finis comporte deux étapes :

- On ramène d'abord la recherche de la solution du système différentiel à celle du minimum d'une fonctionnelle (principe vibrationnel) ;
- On transforme ensuite le problème de la recherche d'une fonction inconnue minimisant cette fonctionnelle en celui du calcul d'un nombre fini d'inconnues, par

décomposition du domaine V en un nombre fini d'éléments sur chacun desquels on impose le type de variation de la fonction inconnue.

La fonctionnelle de l'écoulement permanent s'écrit :

$$J(h) = \frac{1}{2} \int_V k^{ij} \frac{\partial h}{\partial x_i} \frac{\partial h}{\partial x_j} dV - \int_{S_v} h f_1 dS \quad (II.2)$$

Avec f_1 fonction de flux imposé sur la surface S_v .

Pour la discrétisation du domaine de l'écoulement étudié, on décompose V en sous domaines élémentaires V_E , appelés éléments (figure II.1), à l'intérieur desquels on approche la charge hydraulique h inconnue par un développement polynomial :

$$h = N H_E \quad (II.3)$$

Avec

N : matrice des fonctions d'interpolation de la charge hydraulique entre les nœuds du maillage,

H_E : vecteur des valeurs nodales de la charge hydraulique.

La géométrie de l'élément est définie par les coordonnées des nœuds de cet élément (contenues dans le vecteur X_E) et par les fonctions de forme F , qui sont les fonctions d'interpolation des coordonnées.

Ces fonctions relient les coordonnées du point courant de l'élément aux coordonnées de ses nœuds. Lorsque les fonctions F et N sont identiques, l'élément est dit isoparamétrique.

La figure II.2 montre différentes formes d'éléments utilisés pour les calculs bidimensionnels et tridimensionnels en éléments finis.

La transformation du problème de minimisation de la fonctionnelle $J(h)$ en une équation matricielle se poursuit en remplaçant chaque terme de cette fonctionnelle par son expression discrétisée, ce qui produit une expression de la forme :

$$J_E(h) = \frac{1}{2} {}^t H_E K_E H_E - {}^t F_{SE} H_E \quad (II.4)$$

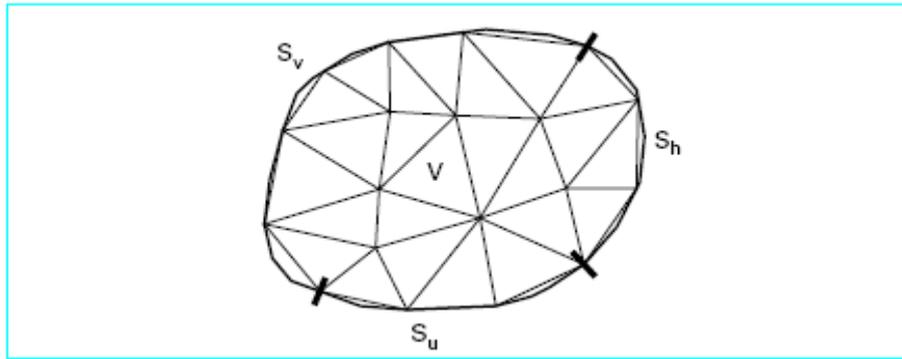


Figure II.1 – Décomposition du domaine d'écoulement en éléments finis

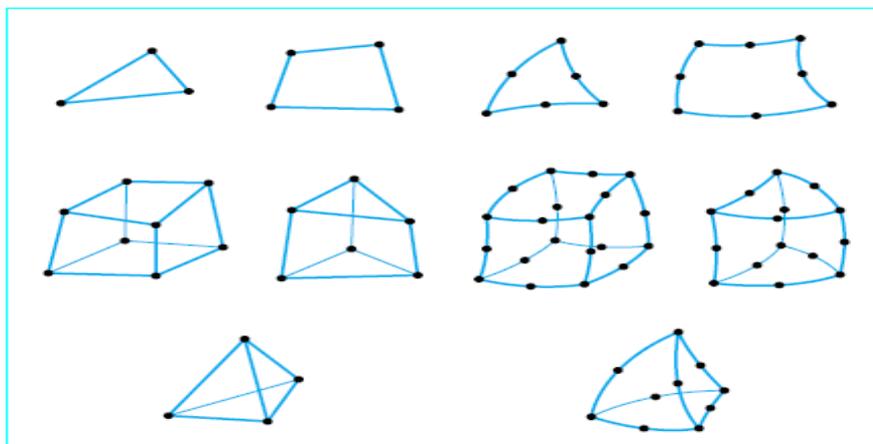


Figure II.2 : Types d'éléments utilisés dans les PPR, ROSALIE et CÉSAR.

Où l'on trouve différentes matrices définies au niveau de chaque élément V_E :

$$K_E = \int_{V_E}^t N_c K N_c dV_E = \int_{V_E}^t N_L {}^t J^{-1} K J^{-1} N_L |J| d\xi d\eta d\zeta \quad (II.5)$$

N_c : matrice des dérivées des fonctions d'interpolation

N : par rapport aux coordonnées globales du maillage,

K : matrice des perméabilités élémentaires,

N_L : matrice des dérivées des fonctions d'interpolation

N : par rapport aux coordonnées locales (x, h, z) ,

J : matrice jacobienne (dérivées des fonctions de forme F par rapport aux coordonnées locales),

$|J|$: déterminant de la matrice J ,

Contribution des flux imposés à l'élément V_E ,

S_E frontière de l'élément V_E .

On impose ensuite que la fonctionnelle $J(h)$ soit minimale en écrivant que :

$$\delta J_E = {}^t H_E K_E \delta H_E - {}^t F_{SE} \delta H_E \quad (II.6)$$

Est nul pour toute valeur δH_E admissible (satisfaisant les conditions aux limites). On en déduit que, dans chaque élément :

$$K_E H_E = F_{SE} \quad (II.7)$$

On repasse ensuite au repère général (indice G) du maillage (coordonnées x, y, z), ce qui introduit des matrices P_k « d'extraction » des nœuds des éléments (indiqués avec l'exposant k) dans la liste générale des nœuds (matrices formées de zéros et d'uns) :

$$\begin{aligned} H_E^k &= P^k H_G \\ F_{SE}^k &= P^k F_G \end{aligned} \quad (II.8)$$

Puis on « assemble » les éléments, c'est-à-dire que l'on somme les termes de l'équation matricielle relative à chacun des éléments :

$$\sum_k {}^t H_E^k K_E^k \delta H_E^k = {}^t H_G \left(\sum_k {}^t P^k K_E^k P^k \right) \delta H_G = \sum_k {}^t F_{SE}^k \delta H_E^k = {}^t F_G \delta H_G \quad (II.9)$$

On obtient ainsi une équation matricielle de la forme :

$$K_G H_G = F_G \quad (II.10)$$

Dans laquelle K_G regroupe les informations sur la perméabilité du sol, H_G est le vecteur des charges hydrauliques nodales inconnues et F_G est le vecteur des débits nodaux imposés.

La résolution de cette équation matricielle nécessite l'inversion de la matrice K_G , puis le calcul de :

$$H_G = K_G^{-1} F_G \quad (II.11)$$

Cette démarche peut être étendue à la résolution des problèmes d'écoulements transitoires et non linéaires, avec surface libre et avec surface de suintement.

II. 3 Méthode des différences finies :

Avant le développement de la méthode des éléments finis, la méthode des différences finies a été largement utilisée pour la résolution de l'équation différentielle des écoulements dans les sols.

Cette méthode discrétise les équations différentielles en remplaçant chaque dérivée par le rapport de la variation de la fonction pour un petit incrément de la variable à cet incrément de la variable. Il existe de nombreuses façons d'écrire les dérivées discrétisées : ainsi, pour la dérivée première d'une fonction $h(x)$, on peut utiliser trois expressions, en fonction des valeurs prises par la fonction h aux nœuds de la grille de discrétisation des variables (x, y, \dots) (figure II.3) :

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{h_{i+1,j} - h_{i,j}}{\Delta x} + O(\Delta x) \quad (II.12)$$

ou :

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{h_{i,j} - h_{i-1,j}}{\Delta x} + O(\Delta x) \quad (II.13)$$

ou encore :

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{h_{i+1,j} - h_{i-1,j}}{2\Delta x} + O(\Delta x) \quad (II.14)$$

Dans lesquelles $O(\Delta x)$ représente l'erreur de discrétisation. Pour les dérivées secondes, on déduit du développement de la fonction $h(x, y, \dots)$ en série de Taylor l'expression discrétisée :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \frac{h_{i-1,j} - 2h_{i,j} + h_{i+1,j}}{(\Delta x)^2} + O[(\Delta x)^2] \quad (II.15)$$

Et ainsi de suite pour les dérivées successives de la fonction h . De nombreux ouvrages ont été consacrés à la théorie des différences finies, à la précision, à la convergence et à la stabilité de cette méthode de résolution numérique [1]. Pour la résolution de l'équation différentielle des écoulements permanents bidimensionnels en milieu isotrope, on établit l'équation discrétisée :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{h_{i-1,j} - 2h_{i,j} + h_{i+1,j}}{(\Delta x)^2} + \frac{h_{i,j-1} - 2h_{i,j} + h_{i,j+1}}{(\Delta y)^2} = 0 \quad (II.16)$$

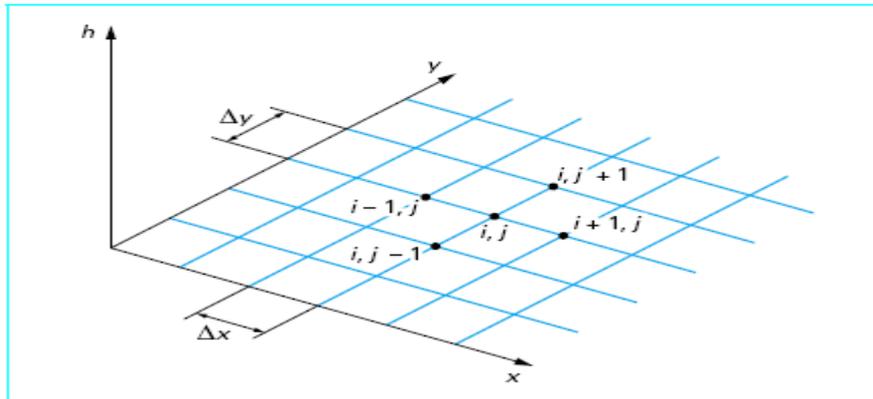


Figure II.3 : Grille de discrétisation de la fonction h dans le plan (x, y)

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{h_{i-1,j} - 2h_{i,j} + h_{i+1,j}}{(\Delta x)^2} + \frac{h_{i,j-1} - 2h_{i,j} + h_{i,j+1}}{(\Delta y)^2} = 0 \quad (\text{II.17})$$

Si l'on introduit le vecteur H inconnu de composantes (h_i, j) $i = 1, m ; j = 1, n$, le problème peut s'écrire sous forme matricielle $KH = Q$, où K est une matrice symétrique dont les coefficients dépendent du schéma aux différences finies.

Dans le cas d'une variable unique x (cas unidimensionnel), discrétisée de façon régulière (Δx constant), l'équation différentielle :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \frac{h_{i-1,j} - 2h_{i,j} + h_{i+1,j}}{(\Delta x)^2} = 0 \quad (\text{II.18})$$

Avec ses conditions aux limites, conduit ainsi à l'équation matricielle :

$$\frac{1}{(\Delta x)^2} \begin{bmatrix} -2 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & -2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & -2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} h_1 \\ h_2 \\ h_i \\ h_m \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \text{Matrice} \\ \text{des} \\ \text{conditions} \\ \text{imposées} \end{bmatrix}$$

La matrice de ce système est dite « tridiagonale ».

Dans le cas de deux variables x et y , la matrice K est « pentadiagonale » (une diagonale et deux sous-diagonales inférieures et supérieures non nulles). Le système linéaire $KH = Q$ est ensuite résolu par des méthodes classiques d'analyse numérique.

II. 4 **ÉCOULEMENT EN MILIEU POREUX :**

L'équation générale des écoulements en milieux poreux variablement saturés (présence de zones saturées et non saturées en eau) à densité variable, écrite dans un système de coordonnées cartésiennes (x, y, z) à l'échelle macroscopique, est déduite du principe de conservation de masse et de la loi de Darcy.

II.4.1 **Equation de conservation de masse :**

On considère un volume élémentaire de contrôle de milieux poreux centré dans des coordonnées cartésiennes. On considère l'axe z vertical et dirigé vers le haut. A un certain instant 't' la masse d'eau dans le volume de contrôle est donnée par :

$$Mass = \rho \theta \Delta x \Delta y \Delta z \quad (II.19)$$

Avec θ la teneur en eau effective du milieu poreux en volume d'eau par volume de milieu poreux [L^3/L^3], ρ la densité de l'eau en [M^3/L].

Le principe de conservation de masse postule ou implique que la variation de masse stockée dans le milieu poreux est égale à la différence du flux entrant moins le flux sortant et le terme source :

$$\frac{\partial Mass}{\partial t} = \text{flux entrant} - \text{flux sortant} + \text{terme source} \quad (II.20)$$

Le signe du terme source est considéré par convention. En général le terme source S est considéré comme positif pour un apport d'eau et négatif pour une extraction d'eau.

II.4.2 **Equation de conservation de la quantité de mouvement - Loi de Darcy**

La loi de comportement à l'échelle macroscopique des écoulements en milieux poreux est la loi de Darcy (1856). Cette loi initialement obtenue sur des expériences 1D dans des colonnes formées de sable, homogènes et isotrope, est généralisée aux écoulements saturés et non saturés (Buckingham 1907) en milieux hétérogènes et anisotropes. Elle exprime la densité de

flux q (m/s ou $m^3/m^2/s$) à travers le milieu poreux, comme étant proportionnelle au gradient de charge hydraulique H (m).

Cette densité q est aussi appelée vitesse de filtration. Elle est reliée à la vitesse réelle u des écoulements par $q = \theta u$, où θ est la teneur en eau effective du milieu poreux.

La loi de Darcy généralisée non saturée s'écrit :

$$q = -K(h,x)\nabla H \quad (II.21)$$

Où :

K : est le tenseur des conductivités hydrauliques (m/s) dans le repère principal d'anisotropie (Ox,Oy,Oz) ;

$H = h + g_B \cdot x$: est la charge hydraulique totale (m) ;

θ : est la teneur en eau volumique effective (m^3/m^3).

Les équations de Darcy peuvent être obtenues à partir des équations de Navier-Stokes à partir de plusieurs prises de moyennes et approximations (qui ne seront pas examinées en détail ici).

II.4.3 Critiques et limitations de la loi de Darcy

Pour que la loi de Darcy soit valide, il faut que l'écoulement soit laminaire, ce qui est généralement le cas dans les milieux poreux. La vérification de cette condition se fait à l'aide du nombre de Reynolds, Re . En mécanique des fluides, Re mesure l'importance des forces d'inertie par rapport aux forces de viscosité. Il est donné par :

$$Re = \frac{qD}{\nu} \quad (II.22)$$

Avec q : la vitesse [L/T]

ν : la viscosité cinématique (μ/ρ)

D : la longueur représentative de l'écoulement [L]

Pour les écoulements en milieux poreux, q est considéré comme la densité de flux, et D est égale au diamètre effectif des grains d_{10} (la taille du filtre à travers duquel 10% en masse des grains passe).

Afin que la loi de Darcy soit applicable il faut que $Re \leq 1$. Muskat (1937) montre plusieurs études selon lesquelles l'écoulement est transitoire entre des valeurs de Reynolds comprises entre 1 et 12. A titre indicatif pour un sable de diamètre moyen de 0.5 mm la vitesse d'écoulement limite pour l'eau à température ambiante est de 0.2 cm/s. Cette valeur peut être dépassée dans le cas d'écoulement en milieux fracturés ou karstiques

II.4.4 Écoulements 3D variablement saturés à densité constante :

II.4.4.1 Equation de Richards :

Dans le cas général d'écoulement variablement saturé, l'effet de déplacement de l'air est négligé à cause de la grande différence avec la viscosité dynamique de l'eau. Dans ces cas le problème d'écoulement à deux phases (air/liquide) variablement saturées est réduit à un problème d'écoulement monophasique où l'air est considéré en équilibre statique. De plus, on associe à cette approximation le fait que la phase air est connectée à l'atmosphère ($p_{AIR} = p_{ATM}$). Dans certains cas particuliers en hydrogéologie cette approximation peut s'avérer fautive notamment dans le cas des sols stratifiés et des crues éclairées où l'air ne peut pas échapper et induit une augmentation de la pression au niveau du front (Touma et al. 1984). Cette approximation n'est pas valable aussi pour la modélisation des réservoirs pétroliers ou dans la modélisation de système industriel comme les piles à combustible où une approche multiphasique est exigée.

Les équations d'écoulement en 3D variablement saturé sont obtenues en insérant la loi de Darcy dans l'équation de conservation de la masse, on obtient l'équation générale des écoulements en milieux poreux variablement saturés, ou équation de Richards (1931) ((II.23) (II.24)).

$$\frac{\partial \theta(h, \mathbf{x})}{\partial t} = \nabla \cdot [\mathbf{K}(h, \mathbf{x}) \nabla (h + \mathbf{g}_B \cdot \mathbf{x})] + Q_s \quad \text{II.23}$$

$$\frac{\partial \theta(h, \mathbf{x})}{\partial t} = \nabla \cdot [\mathbf{K}(h, \mathbf{x}) \nabla h] - \nabla \cdot [\mathbf{K}(h, \mathbf{x}) \mathbf{g}_B] + Q_s \quad \text{II.24}$$

On remarque que le terme de stockage élastique 'M' est négligé en comparaison au stockage dû à la variation de la teneur en eau (Freeze et Cherry, 1979). Le terme M peut être considéré dans les zones saturées au cours d'une simulation d'un milieu poreux variablement saturé, surtout lorsque la zone saturée est sujette à de fortes variations de

pression et dans les zones argileuses sujettes à des phénomènes de gonflement et de retrait. Le terme C de variation de la densité en fonction de la concentration est nul car on considère que la densité est constante.

L'éq. (II.24) aux Dérivées Partielles (EDP) est une forme conservative mixte en h/θ de l'équation de Richards exprimée à l'origine en h . Elle est de type parabolique en milieu non saturé (et non linéaire) et elliptique en milieu saturé (si le terme de sportivité spécifique traduisant les effets de compressibilité est nul). Un terme M non nul préserve le caractère parabolique de l'équation, évitant ainsi certaines difficultés de convergence qui se présentent lorsque l'équation devient elliptique dans les zones saturées (Trégarot 2002). Elle est applicable à tout instant t et en tout point x à l'intérieur du domaine de calcul, la loi de Darcy étant utilisée pour traiter les frontières du domaine. La résolution de la forme mixte de l'équation de Richards (II.23) permet donc de simuler les écoulements variablement saturés (h), en milieux hétérogènes (x) et anisotropes.

II.4.4.2 Modèles caractéristiques du sol :

On suppose que la teneur en eau volumique et la conductivité hydraulique à un instant t dépendant seulement de la pression à cet instant ' t ', et non de la densité de flux ou du gradient hydraulique. Ainsi les phénomènes d'hystérèse sont omis.

II.4.4.3 Modèles de $\theta(h)$

Ce modèle décrit la variation de la teneur en eau en fonction de la pression. Ce comportement du sol est différent en imbibition (invasion) ou drainage. Il existe plusieurs modèles empiriques pour décrire la fonction $\theta(h)$. La plupart intègre les notions/paramètres suivantes :

- θ_s est la teneur en eau volumique à saturation. A la fin d'une imbibition le milieu poreux n'est pas complètement envahi par l'eau car les vides interstitiels ne sont pas tous connectés. Zammit (1999) montre que le rapport θ_s / ϕ est compris dans l'intervalle $[0.8, 1]$.
- θ_a est la teneur en eau résiduelle. A la fin d'une phase de drainage une petite quantité d'eau reste liée aux particules à cause des forces d'absorption. Cette quantité d'eau est obtenue expérimentalement pour de faibles valeurs de $h = -150\text{m}$ (théoriquement pour $h \rightarrow -\infty$). Wösten (1995) propose une valeur arbitraire de 0.01.

- θ_e est la teneur en eau effective qui correspond à la part de l'eau qui circule réellement dans le milieu

$$\theta_e = \theta - \theta_d \quad (2.25)$$

II.4.4.4 Modèles de $K\{\theta(h)\}$

La conductivité hydraulique dépend de l'état de saturation du sol, et donc de la pression. Lorsque l'humidité du sol augmente, les forces capillaires deviennent plus faibles et les particules du milieu poreux résiste moins à l'écoulement. La conductivité hydraulique diminue lorsque le milieu se désature. Sa valeur maximale est obtenue à saturation K_s . La conductivité hydraulique en écoulement variablement saturé peut-être définie comme le produit de la conductivité à saturation K_s et de la conductivité relative K_R par analogie avec le cas des écoulements diphasiques non miscibles :

$$K(\theta) = K_s K_R(\theta) \quad (II.26)$$

La conductivité relative K_R varie entre 0 et 1. Les courbes $K_R(h)$ sont définis à partir des modèles $K_R(S_e)$ ou $K_R(q)$ en utilisant un des modèles empiriques de $\theta(h)$. Les modèles les plus connus de $K_R(S_e)$ sont des fonctions puissances. Ils représentent le milieu poreux comme des tubes capillaires en parallèles. Parmi les modèles de $K_R(h)$ on peut citer le modèle de Childs et Collis-George (1950) (voir éq. (II.27)), le modèle de Burdine (1953) (voir éq. (II.28)), et le modèle de Mualem (1976) (voir éq. (II.29)).

II.27

$$K_r(S_e) = S_e^{n_{CG}} \left[\int_0^{S_e} \frac{[S_e - S_e'] dS_e'}{h(S_e')^2} \right] \left[\int_0^1 \frac{[1 - S_e'] dS_e'}{h(S_e')^2} \right]^{-1} \quad (II.27)$$

$$K_r(S_e) = S_e^{n_B+1} \left[\int_0^{S_e} \frac{dS_e'}{h(S_e')^2} \right] \left[\int_0^1 \frac{dS_e'}{h(S_e')^2} \right]^{-1} \quad (II.28)$$

$$K_r(S_e) = S_e^{n_M} \left[\int_0^{S_e} \frac{dS_e'}{h(S_e')} \right]^2 \left[\int_0^1 \frac{dS_e'}{h(S_e')} \right]^{-2} \quad (II.29)$$

Le modèle $K(S_e)$ de Mualem (1976) associé au modèle $S_e(h)$ de Van Genuchten (1980) donne :

$$K_r(h) = \frac{\left[1 - (-\alpha h)^{n-1} \left[1 + (-\alpha h)^n \right]^{-m} \right]^2}{\left[1 + (-\alpha h)^n \right]^{m/2}} \quad (II.30)$$

Avec la relation : $m = 1 - 1/n$.

Le même modèle de $K(S_e)$ (Mualem 1976) associé cette fois-ci au modèle $S_e(h)$ de Brooks et Corey (1964) donne :

$$K_r(h) = \left(\frac{h_b}{h} \right)^{2+2.5/b} \quad (II.31)$$

II.4.5 Écoulements 3D saturés à densité constante :

Dans le cas de milieux poreux compressibles complètement saturés ($h > 0$), l'équation d'écoulement est écrite en termes de la charge hydraulique ou potentiel total $H = h + \mathbf{g}_B \cdot \mathbf{x}$, somme du potentiel de pression et du potentiel gravitaire. Elle peut être déduite des équations précédentes et des écoulements variablement saturés, avec $h > 0$:

$$S_s(\mathbf{x}) \frac{\partial H}{\partial t} = \nabla \cdot [\mathbf{K}_s(\mathbf{x}) \nabla H] + Q_s \quad (II.32)$$

Où :

S_s : storativité spécifique (m^{-1}) qui traduit la compressibilité de l'eau et de la matrice solide ;

\mathbf{K} : tenseur de conductivité hydraulique (m/s) à saturation ($h > 0$) dans le repère principal d'anisotropie (Ox, Oy, Oz).

L'équation (II.32) est linéaire et parabolique (elliptique si le terme de storativité spécifique $S_s = 0$).

II.4.6 Écoulement 2D en nappes à densité constante- Dupuit

Dans le cas de modélisation à grande échelle ou de modélisation stochastique Monte carlo qui demande beaucoup de ressources, l'utilisation de l'approximation de Dupuit, lorsqu'elle est applicable est une bonne alternative. L'approximation de Dupuit revient à intégrer verticalement les équations d'écoulement (ou orthogonalement aux épontes de l'aquifère). L'hypothèse principale est que les écoulements sont considérés quasi-horizontaux. Ces hypothèses sont assez bien satisfaites loin des exutoires (sources, rivières, surfaces de suintement, etc.) ou des lignes de crête (plans de flux nul).

Elles se justifient, d'une part par le fait que les nappes étudiées ont une extension horizontale de la dizaine à la centaine de kilomètres, bien supérieure à leur extension verticale (de l'ordre de la dizaine à la centaine de mètres), et d'autre part par le fait que les aquifères sont une superposition de couches dont le pendage est faible, de l'ordre de 1‰ à quelques 1 %. Tout concourt donc pour laisser un rôle secondaire à la coordonnée verticale de l'espace et remplacer le problème 3D par un problème 2D.

L'équation des écoulements résultante est appelée équation de Boussinesq des écoulements plans. La résolution de cette équation 2D peut se faire sur de très larges systèmes et ne demande comme principales entrées que la distribution verticalement intégrée des conductivités et porosités efficaces (Pour les nappes libres), obtenues généralement lors des essais de pompage dans les nappes.

II.4.6.1 Equations en écoulements 2D plans en nappes libres

Ces équations correspondent, sous forme verticalement intégrée, à des écoulements saturés de type Darcy, comportant une surface libre au-dessus de laquelle le milieu est supposé sec (sans écoulement interne). Les hypothèses de base sont : (i) écoulements quasi-plans (x,y), (ii) vidange et remplissage instantanés de la porosité efficace au cours des mouvements de la nappe.

La loi de comportement de Darcy exprime le débit spécifique Q_s (en $m^3/s/m$), ou bien la densité de flux q (en $m^3/s/m^2$), comme suit :

$$Q_s = \eta q = -K_s \eta \nabla Z_s \quad (II.33)$$

L'équation de conservation de masse s'écrit :

$$\phi_e \frac{\partial Z_s}{\partial t} = -\text{div}[Q_s] = -\text{div}[\eta q] \quad (II.34)$$

Avec :

$\phi_e = \theta_s - \theta_d$: porosité efficace de l'aquifère pour une nappe libre (m^3/m^3) ;

$\eta = Z_s - Z_{inf}$: tirant d'eau, puissance ou épaisseur de la nappe (m), depuis le toit du substratum de cote Z_{inf} jusqu'à la surface libre de cote Z_s ;

K_s : tenseur de conductivité hydraulique à saturation dans le repère principal d'anisotropie (m/s).

Nous en déduisons l'équation d'écoulement :

$$\phi_e \frac{\partial Z_s}{\partial t} = \text{div}[\mathbf{K}_s \eta \nabla Z_s] \quad (\text{II.35})$$

Nous pouvons aussi reformuler cette équation en faisant apparaître le tirant d'eau η comme seule inconnue :

$$\phi_e \frac{\partial \eta}{\partial t} = \text{div}[\mathbf{K}_s \eta \nabla \eta] + \text{div}[\mathbf{K}_s \eta \nabla Z_{\text{inf}}] \quad (\text{III.36})$$

Où l'on a, dans le cas général d'une nappe phréatique dans un aquifère hétérogène et à substratum variable :

$$\eta = \eta(x,y,t) = Z_s(x,y,t) - Z_{\text{inf}}(x,y), \quad K_s = K_s(x,y), \quad \phi_e = \phi_e(x,y).$$

L'équation (III.36) est non linéaire, de type parabolique. Elle fait apparaître la composante gravitaire de l'écoulement sous la forme d'un terme d'advection (2ème terme de droite), s'ajoutant aux effets de diffusion hydraulique (1er terme de droite). Lorsque le plancher de la nappe est horizontal, l'écoulement est diffusif pur.

L'équation (III.36) suppose que la charge hydraulique totale H est constante sur une verticale et égale à la côte Z_s de la surface libre. On considère aussi et que la porosité ϕ_e et la conductivité K_s sont également constantes sur une verticale, ou faiblement variables autour d'une valeur moyenne. Cependant, nous pouvons aussi trouver (III.36) sous la forme :

$$\phi_e \frac{\partial \eta}{\partial t} = \text{div}[\mathbf{T} \nabla \eta] + \text{div}[\mathbf{T} \nabla Z_{\text{inf}}] \quad (\text{II.37})$$

Où $T = T(x,y,t)$ est la transmissivité hydraulique (m^2/s), souvent préférée à la conductivité hydraulique par les hydrogéologues, et définie par :

$$T = \int_{Z_{\text{inf}}}^{Z_s} K_s dz, \quad \text{avec cette fois, } K_s = K_s(x,y,z) \quad (\text{II.38})$$

Lorsque les variations temporelles de la surface libre Z_s sont négligeables par rapport à la valeur moyenne de l'épaisseur $\eta = Z_s - Z_{\text{inf}}$, ou lorsque la répartition verticale de K_s est telle

qu'elle entraîne de faibles variations temporelles de T, alors $T = T(x,y)$ et l'équation (II.39) devient linéaire.

II.4.6.2 Equations en écoulements 2D plans en nappes captive

Une nappe captive est une couche aquifère entièrement saturée en eau, confinée entre 2 couches appelées épontes, imperméables (aquicludes) ou faiblement perméables (aquitards), et dans laquelle la charge hydraulique totale H de l'eau est supérieure à la cote du toit Z_{sup} de la nappe. De plus, la compressibilité de l'eau ($\rho = \rho(x,t)$) et du milieu poreux ($\phi_e = \phi_e(x,t)$), pores et grains solides compris ne sont cette fois pas négligés. Cependant, bien que le milieu poreux soit compressible, sa vitesse de déplacement est négligée par rapport à celle de l'eau. L'équation des écoulements en nappe captive s'écrit :

$$S \frac{\partial H}{\partial t} = \text{div} [K_s (Z_{sup} - Z_{inf}) \nabla H] \quad (\text{II.40})$$

Avec :

S : coefficient d'emmagasinement de la nappe captive (m^3/m^3), obtenu par intégration verticale du coefficient d'emmagasinement spécifique S_s (m^{-1}) qui tient compte de la compressibilité de l'eau et du milieu poreux ;

H : charge hydraulique totale (m) moyenne sur l'épaisseur saturée $Z_{sup} - Z_{inf}$;

K_s : tenseur de conductivité hydraulique à saturation dans le repère principal d'anisotropie (m/s), situé dans le plan des épontes.

Dans le cas général d'une nappe confinée en aquifère hétérogène et à plancher et toits variables, nous avons : $S = S(x,y)$, $H = H(x,y,t)$, $K_s = K_s(x,y)$, $Z_{sup} = Z_{sup}(x,y)$, $Z_{inf} = Z_{inf}(x,y)$.

L'équation (II.40) est de type parabolique, linéaire en raison de la transmissivité constante

$$T(x,y) = K_s [Z_{sup} - Z_{inf}] \quad (\text{II.41})$$

II.4.7 Méthodes de résolution numérique

L'application des méthodes numériques permet de remplacer une équation aux dérivées partielles ou un ensemble d'équations aux dérivées partielles, par un système

d'équations algébriques ou un ensemble de systèmes d'équations algébriques. La résolution de l'équation originelle se résume alors à la résolution du système d'équations obtenues par application de ces méthodes. Pour ce faire, plusieurs méthodes efficaces existent, et diffèrent principalement par la manière avec laquelle sont obtenus les systèmes d'équations algébriques équivalentes et parfois aussi de l'approche du problème.

Les méthodes numériques sont principalement basées sur les différences finies ou les éléments finis. Une introduction à la modélisation numérique en hydrogéologie est disponible dans bon nombre de livres de base tels que ceux de Bear et Verruijt (1987), Kinzelbach (1986), Wang et Andersson (1982), et dans d'autres travaux spécialisés tels que ceux de Celia et Gray (1992), Istock (1989), Gray (1984), Lewis et Roberts (1984), Narasimhan (1984) et Huyakorn et Pinder (1983).

D'autres méthodes numériques sont aussi utilisées telles que les différences finies intégrées (Volumes finis) ou la méthode de l'équation de l'intégrale de la frontière (boundary integral equation method) (Liggett et Liu, 1983).

(Volumes finis) ou la méthode de l'équation de l'intégrale de la frontière (boundary integral equation method) (Liggett et Liu, 1983).

II. 5 Modèles conceptuels d'écoulement en milieu poreux

Il est difficile de représenter les caractéristiques pertinentes de milieux poreux constitués d'argiles fracturées à l'aide de modèles conceptuels. En effet, ces milieux sont très hétérogènes et il est ardu de bien définir les réseaux de fractures. C'est pourquoi, il existe plusieurs modèles conceptuels qui ont été développés afin de permettre la modélisation de ce type de milieu. Cette section présente l'approche du modèle conceptuel classique *milieu poreux équivalent* (PM) ainsi que celle du modèle à *double continuum* (DUAL).

A) MODELE MILIEU POREUX EQUIVALENT

Le modèle du milieu poreux équivalent (PM) repose sur l'hypothèse qu'il est possible de définir le milieu géologique étudié à l'aide d'un volume minimal, appelé volume élémentaire représentatif (VER), de sorte que les propriétés caractéristiques varient progressivement, de la même manière que dans un milieu continu. Ce concept suppose donc une échelle

caractéristique pour laquelle les propriétés hydrauliques sont homogènes et où la relation entre le flux et le gradient de charge hydraulique s'exprime selon la loi de Darcy.

Avec cette approche, un milieu argileux fracturé est considéré comme un milieu poreux granulaire où le réseau ' de fractures est nécessairement connecté afin que les fractures puissent se comporter comme des pores. Le problème de cette approche réside dans la détermination du volume élémentaire représentatif qui n'est pas toujours présent dans des milieux fracturés hétérogènes. (Barenblatt et al., 1960)

B) MODELE A DOUBLE CONTINUUM

Les modèles à double continuum (DUAL) ont été les premiers à prendre en compte le milieu fracturé dans les modèles d'écoulement (Barenblatt et al., 1960). Cette représentation mathématique repose sur l' hypothèse que le médium peut être séparé en deux systèmes de pores distincts qui se superposent dans le même volume. Ceux-ci sont considérés comme des milieux homogènes possédant leurs propres propriétés hydrauliques. L'échange d'eau entre les deux domaines dépend de la charge de pression et de la' fraction volumique de chacun des deux milieux. Ainsi, un milieu argileux fracturé est caractérisé en tous points dans le temps et dans l'espace par deux vitesses d'écoulement, deux charges de pression et deux teneurs en eau.

Un modèle à double continuum a l'avantage d'introduire l'influence de la matrice sur le comportement hydrique (Darcel et al., 2002). De plus, les récents modèles à double continuum permettent de tenir compte de l'hétérogénéité du réseau de fractures en définissant le coefficient de transfert selon la distribution de la forme et la taille des blocs matriciels (Gerke et van Genuchten, 1993).

C) MODELE DE GERKE ET VAN GENUCHTEN (1993)

Le modèle à double continuum développé par Gerke et van Genuchten (1993) décrit l'écoulement à saturation variable du milieu à double porosité en couplant deux équations d'écoulement (Richards) à l'aide d'un terme source (I_d), pour assurer le transfert de l'eau entre les macropores et les micropores de la matrice de sol. Les équations (II.67) et (II.68) décrivent respectivement l'écoulement de l'eau dans les fractures (d) et la matrice (w).

$$\frac{d\theta_d}{d\psi} \frac{\partial \psi_d}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(K_d \frac{\partial \psi_d}{\partial z} - K_d \right) - \frac{\Gamma_d}{w_d} \quad (\text{II.42})$$

$$\frac{d\theta_w}{d\psi} \frac{\partial \psi_w}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(K_w \frac{\partial \psi_w}{\partial z} - K_w \right) + \frac{\Gamma_d}{(1-w_d)} \quad (\text{II.43})$$

Conceptuellement, le modèle permet d'attribuer des propriétés hydrauliques différentes aux deux domaines. Pour ce faire, les équations mathématiques des courbes de rétention d'eau $\theta(\Psi)$ et de conductivité hydraulique en milieu non saturé $K(\Psi)$ s'expriment à l'aide d'une sommation pondérée des relations associées aux fractures et à la matrice.

$$\theta(\psi) = w_d \theta_d(\psi) + (1-w_d) \theta_w(\psi) \quad (\text{II.44})$$

$$K(\psi) = w_d K_d(\psi) + (1-w_d) K_w(\psi), \text{ pour } \psi = \psi_1 = \psi_2 \quad (\text{II.45})$$

La fraction volumique des fractures (w_d) du système poreux dépend de la forme et la taille des blocs matriciels [$L^3 L^{-3}$]. Elle est définie par :

$$w_d = \frac{b}{a+b} \quad (\text{II.46})$$

Pour un agrégat avec un réseau de fissures plates parallèles, et par :

$$w_d = \frac{b^2}{(a+b)^2} \quad (\text{II.47})$$

Pour un agrégat avec fissures cylindriques.

Dans les équations (II.46) et (II.47), (a) est la demi-largeur ou le rayon de l'agrégat selon la forme et (b) est la demi-largeur de la fracture. Gerke et van Genuchten (1993) proposent l'utilisation d'une équation de premier ordre pour décrire le terme source (Γ_b) comme étant proportionnel à la différence des charges de pression entre les deux systèmes selon :

$$\Gamma_d = \lambda K_a (\psi_d - \bar{\psi}_w) \quad (II.48)$$

Où (ψ) est la charge de pression moyenne dans la matrice et (K_a) est la conductivité hydraulique de l'interface fracture/matrice. La valeur du coefficient de transfert (λ) peut être reliée à la grosseur et la forme des agrégats [L^{-2}] et est donnée par l'équation suivante :

$$\lambda = \frac{\beta}{a^2} \gamma_w \quad (II.49)$$

Alors que la conductivité à l'interface est donnée par:

$$K_a = 0,5[K_a(\psi_d) + K_a(\psi_w)] \quad (II.50)$$

Où β est un paramètre géométrique évalué selon la forme de la matrice solide et γ_w est un coefficient empirique relié à l'absorption de l'eau, pour qui une valeur moyenne de 0,4 est applicable pour un grand nombre de propriétés et de conditions hydrauliques (Gerke et van Genuchten, 1993).

La courbe de conductivité hydraulique de l'interface entre les deux domaines possède la même allure que celle de la matrice, donc $K_a(\psi) = K_w(\psi)$. Cette relation peut être diminuée d'un coefficient empirique afin de considérer la présence d'une fine couche minéralisée moins perméable à l'interface et donc $K_a(\psi) / K_w(\psi) < 1$. La valeur de $K_a(\psi)$ est calculée à l'aide d'une moyenne arithmétique des valeurs associées aux charges de pression dans la fissure et la matrice, puisque la charge de pression peut varier dans les deux domaines.

Chapitre III :

Etude expérimentale de l'écoulement sous terrain

III.1 Partie expérimentale :

Dans ce chapitre on va étudier expérimentalement le comportement de l'écoulement souterrain à surface libre dans un massif en sable. Elle consiste à déterminer la position de la surface libre de l'écoulement en milieu poreux saturé et notamment les lignes d'équipression et d'isocharges. Les essais sont effectués sur le banc d'infiltration au niveau du laboratoire d'hydraulique de l'ENSH.

III.2 Analyse granulométrique par tamisage :

L'écoulement en milieu poreux saturé dépend des caractéristiques granulométriques du milieu où il est stade. Comme nous l'avons vu précédemment la loi de Darcy fait intervenir la conductivité hydraulique qui est fonction du diamètre efficace et de la porosité du milieu poreux. C'est pourquoi il est nécessaire de déterminer les caractéristiques granulométriques du sable utilisé dans cette expérience

III.2.1 Essai de tamisage :

L'échantillon est constitué principalement de sable qu'on doit tamiser et dont on doit déterminer les proportions des différent diamètres équivalents pour notre expérience on utilisera une série de tamis superpose de cote de maille (5mm, 3.5mm, 2.5mm, 1.25mm, 0.5mm, 0.250mm, 0.125mm, 0.08mm et fond).

1. La masse des tamis à vide doit être connue.
2. On utilisera une balance d'épicier pour peser l'échantillon à analyser (on pèsera 1000g de sols).



Figure III.1 : Tamis vide



Figure III.2 : Echantillon de sol

3. Les tamis doivent être disposés dans l'ordre décroissant des cotes des mailles les plus grandes vers le haut.



Figure III.3 : Balance

4. A l'aide d'une tamiseuse mécanique du laboratoire on laissera tamiser notre échantillon pendant 15 mn.



Figure III.4 : Disposition des Tamis

- ❖ Après le tamisage on pèsera les tamis pleins de refus
- ❖ On déduira alors la masse des retenus comme suit :

$$M_R = M_{\text{plein}} - M_{\text{vide}}$$



Figure III.5 : L'agitateur mécanique

Les valeurs obtenues seront notées sur le tableau sous cité ainsi que les pourcentages obtenus par la relation suivante :

$$\begin{array}{l} 100\% \rightsquigarrow M_{\text{totale}} \\ x\% \rightsquigarrow M_R \end{array}$$

$$x \% = \frac{M_R \times 100}{M_{totale}}$$

Pour la détermination des tamisâts on procédera en appliquant la loi suivante :

$$T_n = T_{n-1} - R_n$$

Pour les pourcentages des tamisâts

$$100\% \rightsquigarrow M_{totale}$$

$$y \% \rightsquigarrow M_T$$

$$y \% = \frac{M_T \times 100}{M_{totale}}$$

III.2.2 Résultats de l'essai granulométrique :

Ø de tamis en (mm)	La masse de tamis vide en (g)	La masse de tamis échantillon(g)	La masse de refus (g)	% de refus cumulés	% des tamisâts cumulés
5	495	496	1	0.1	99.9
3.5	721.5	723.5	2	0.3	99.7
2.5	687	694.5	7.5	1.05	98.95
1.25	555	704	149	15.95	84.05
0.5	391	723	332	49.15	50.85
0.250	377	814.5	437.5	92.9	7.1
0.125	372.5	440.5	68	99.7	0.3
0.08	419	419.5	0.5	99.75	0.25
Fond	432.5	435	2.5	100	0

Tableau III.1 : Résultats expérimentaux de l'Analyse granulométrique par tamisage

III.2.3 Courbe granulométrique des tamisas :

La figure (III.6) représente la courbe granulométrique des tamisas et avec laquelle on va classer notre sol après avoir calculé deux coefficients qui sont les suivant :

Coefficient d'uniformité

On a : $C_u = d_{60} / d_{10}$

d_{60} : la dimension des particules telle que 60 % des poids du sol ont des dimensions inférieures ou égales à d_{60}

d_{10} : la dimension des particules telles que 10 % des poids du sol ont des dimensions inférieures ou égales à d_{10}

$d_{60} = 0,65$ mm et $d_{10} = 0,26$ mm.

$$C_u = (d_{60}/d_{10}) = 0,65/0,26$$

$$\text{Donc } C_u = 2,5$$

On trouve que $C_u = 2,5 < 3$, **Donc la granulométrie uniforme.**

Le coefficient de courbure :

On la relation de coefficient de la courbure qui s'écrit comme suite

$$C_c = (d_{30})^2 / (d_{10} \cdot d_{60})$$

Telle que d_{30} est la dimension des particules telle que 30% des poids des sol a des dimensions inférieur ou égale à d_{30} .

$d_{30} = 0,35$ mm

$$C_c = (0,35)^2 / (0,26 \cdot 0,65)$$

Donc $C_c = 0,73$, **notre sol est mal gradué.**

III.3 Essai de l'indice des vides :

Cette expérience doit être effectuée à condition que notre sol est séché, pour cela on a montré l'échantillon sous une chaleur de 500°C dans l'étuve pendant 24 heures, comme il est montré dans la figure (III.7)



Figure III.6 : Etuve

➤ **Manipulation :**

Avant tout on va déterminer les dimensions du dispositif, c'est une pièce en acier d'une forme rectangulaire, à l'intérieur de cette pièce un vide cylindrique de diamètre $D = 2.5 \text{ cm}$ et une hauteur $h = 5.9 \text{ cm}$.

La masse de la pièce quand elle est vide égale à 523.9 g , et $562,6 \text{ g}$ quand elle est remplie du sable, donc la masse de l'échantillon du sable est égale à 38.6 g (voir figures (III.8) et (III.9)).



Figure III.7 : La masse de la pièce vide

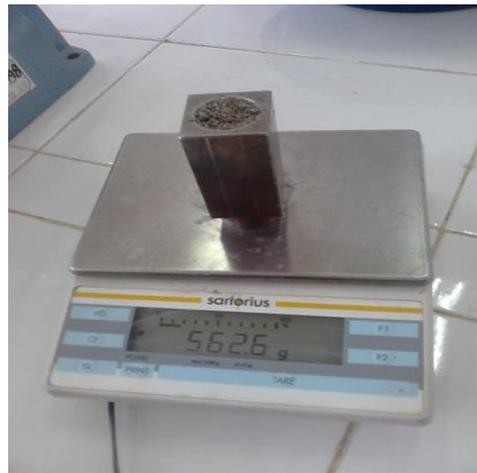


Figure III.8 : la masse de pièce + l'échantillon

On a fixé la pièce, puis on a serré l'échantillon de sable par une pièce cylindrique de mêmes dimensions avec la première, comme il est montré dans les figures (III.10) et (III.11)



Figure III.9 : fixation de la pièce



Figure III.10 : serrage de l'échantillon

Après avoir serré l'échantillon, on a mesuré la hauteur des vides h_v qui est égale à 1.6 cm (voir la figure III.11).

On a :

$\phi=2,5$ cm : diamètre de cylindre.

H =5,9 cm : hauteur de cylindre.

Après l'état serré on a :

$h_v= 2,4$ cm (La hauteur de vide).

$h_s=3,5$ cm (La hauteur des grains solides).

$m_{s+m}= 562,6$ g (La masse de la pièce rempli du sable).

$m_m=523,9$ g (La masse de la pièce vide).

$m_s= 38,6$ g (La masse des grains solides).

$V_v=11,781$ cm³ (volume de vide).

$V_s=17,1806$ cm³ (volume des grains solide).

$V_t=V_v +V_s = 28,962$ cm³ (volume total).

a- Calcul de l'indice des vides :

$$e=\frac{V_v}{V_s}=0,686$$

b- Calcul la porosité :

$$n(\%)=\frac{V_v}{V_t}=0,4068 =40,68\%$$

c- Calcul la masse volumique sèche :

$$\rho_d=\frac{m_s}{V_t}=1,33 \text{ g/cm}^3$$

d- Calcul du poids volumique de sol saturé :

$$\gamma_{sat} = \frac{W_t}{V_t} = 1,94 \text{ g/cm}^3$$



Figure III.11 : représente l'échantillon après l'état serré

III.4 Calcul la masse volumique des grains solides :

Pour déterminer la densité des grains solides, on utilise la méthode à volume constant.

a) Mode opératoire :

Pour réaliser cet essai on prépare un volume d'eau dans une éprouvette avec une masse de 651,9 g et 40 g de notre échantillon (voir la Figure III.12).

On ajoute la quantité du sable dans l'éprouvette, mais on conserve le même volume que la première, on trouve une masse de 676,8 g comme il est montré dans la figure (III.13)



Figure III.12 : la masse d'eau et l'échantillon

b) Résultats et calculs :

b-1 Calcul le poids volumique des grains solides :

$M_1 = 0.6519$ Kg (la masse de l'eau avant d'ajouter l'eau)

$M_2 = 0.6768$ Kg (la masse de l'eau + l'échantillon)

$M_s = 0.040$ Kg (la masse des grains solides)

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} = \frac{W_s}{V_t - V_w} = \frac{W_s}{W_1 - (W_2 - W_s)} * \gamma_w$$

$$\gamma_s = \frac{40}{651.9 - (676.8 - 40)} * 10 = 26.49 \text{ KN/m}^3$$



Figure III.13 : la masse d'eau + l'échantillon

b-2 Calcul le gradient hydraulique critique :

$$i_c = \frac{G-1}{1+e}$$

$$G = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = 2.65$$

$$\Rightarrow i_c = \frac{2.65-1}{1+0.686} = 97,63 \%$$

III.5 Détermination de la conductivité hydraulique

La conductivité hydraulique de sable est d'abord estimée à l'aide de l'équation de Hazen (Kasenow, 2002) et de la courbe granulométrique. L'équation de Hazen s'écrit comme suit :

$$\text{Log } k = 2.3 \log d_{10}^{-3}$$

k : perméabilité intrinsèque (cm^2)

d_{10} : diamètre des grains pour lequel le pourcentage passant est égal à 10% [cm]

Sachant que la conductivité hydraulique K est fonction de k comme suit:

$$K = \frac{k \cdot \rho \cdot g}{\mu}$$

ρ : masse volumique de l'eau égale à 1000 kg/m^3

μ : viscosité de l'eau prise égale à 0.001 pa.s

On trouve $k = 6.7 \times 10^{-11} \text{ m}^2$

Ce qui donne $K = 6.63 \times 10^{-4} \text{ m/s}$

III.6 Etude expérimentale de l'écoulement permanent souterrain

L'écoulement à travers un massif de sable est un écoulement à surface libre qui est la limite supérieure de la zone saturée, appelée aussi ligne de saturation. Dans ce travail expérimental suivant a pour but de déterminer la position de la ligne de saturation ainsi que le réseau d'écoulement.

III.6.1 Description du dispositif expérimental :

La figure III.14 représente la cuve d'infiltration utilisée dans cette étude. Ce dispositif permet de réaliser des essais d'écoulement souterrain dans le but de déterminer les caractéristiques hydrodynamiques de cet écoulement. Cette cuve a les dimensions $150 \text{ cm} \times 25 \text{ cm} \times 80 \text{ cm}$ rempli de sable jusqu' à la hauteur de 45 cm . La cuve est constituée de deux plaques en verre de dimensions $66 \text{ cm} \times 69 \text{ cm}$ et une plaque graduée contenant des tubes piézométriques.

L'écoulement se fait suivant la longueur de la cuve, la partie amont est alimentée par l'eau du robinet créant ainsi une charge hydraulique à l'entrée du massif. La partie aval où l'eau sort du bac avec une charge hydraulique nulle. Le milieu poreux est séparé des bacs amont et aval par des parois perforées (recouvertes de géotextile). Un réservoir situé en amont de la cuve permet de désoxygéner l'eau de l'aqueduc de manière à éviter l'introduction de bulles d'air dans la cuve et muni d'une pompe immergée pour assurer l'alimentation. En arrière de la cuve, se trouve des trous de pression pour la mesure des charges hydrauliques sont munis des petits morceaux de géotextile pour limiter le passage de sable dans les tuyaux (figure III.15).

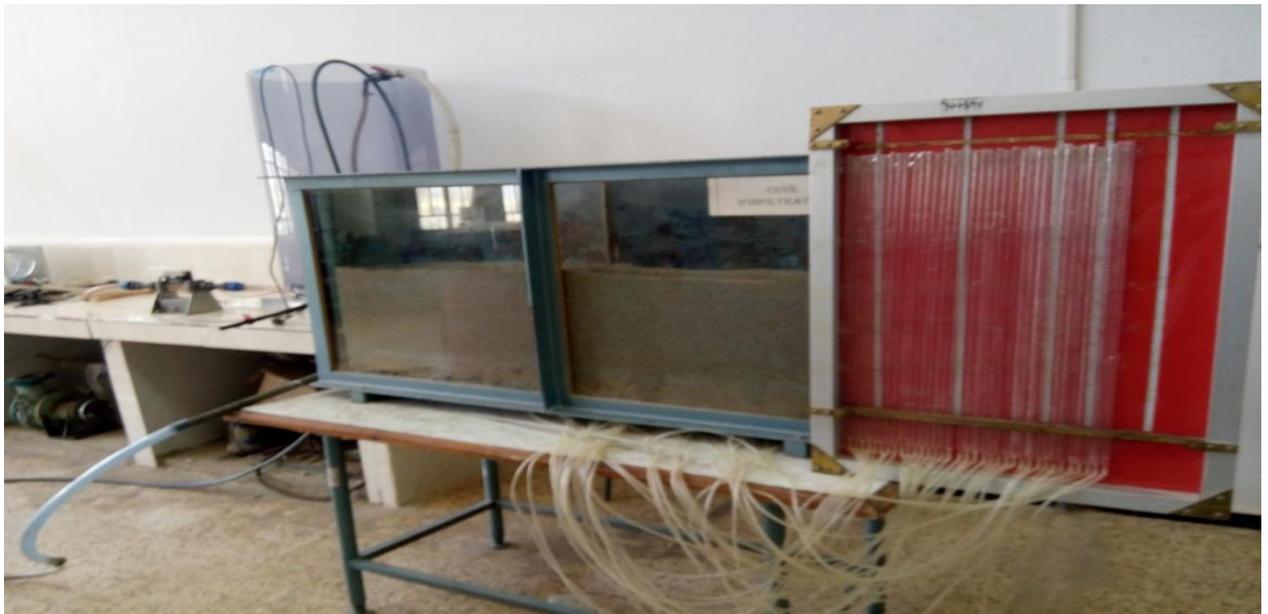


Figure III.14 La cuve d'infiltrations



Figure III.15 Les prises de pression



Figure III.16 géotextile

III.6.2 Cas d'un écoulement horizontal :

On fixe un débit de $Q = 0.9 \text{ l/min}$ avec une charge à l'entrée de 34 cm, et à la sortie $h = 5 \text{ cm}$.

Les résultats expérimentaux sont exprimés dans le tableau III.2 :

Tableau III.2 : les résultats expérimentaux de l'écoulement horizontal

Numéro du point	X (cm)	Y (cm)	H (cm)	P (cm)
0	0	34	34	0
1	19	5	22.1	17.1
2	34	5	18	13
3	49	5	14.5	9.5
4	59	5	12	7
5	64	5	10	5
6	69	5	8.5	3.5
7	79	5	6	1
8	94	5	4.3	-
9	109	5	2.8	-
10	19	15	21.5	6.5
11	34	15	16.5	1.5
12	49	15	13	-
13	59	15	10.5	-
14	64	15	8.7	-
15	69	15	6.2	-
16	79	15	3.6	-
17	94	15	2.3	-
18	109	15	-	-
19	19	25	20.9	-
20	34	25	-	-
21	49	25	-	-
22	59	25	-	-
23	69	25	-	-
24	79	25	-	-
25	94	25	-	-
26	109	25	-	-
27	19	35	-	-
28	34	35	-	-
29	49	35	-	-
30	59	35	-	-
31	69	35	-	-
32	79	35	-	-
33	94	35	-	-
34	109	35	-	-
35	19	45	-	-
36	34	45	-	-

La ligne de saturation correspondre à cet essai est exprimé dans la figure III.17 :

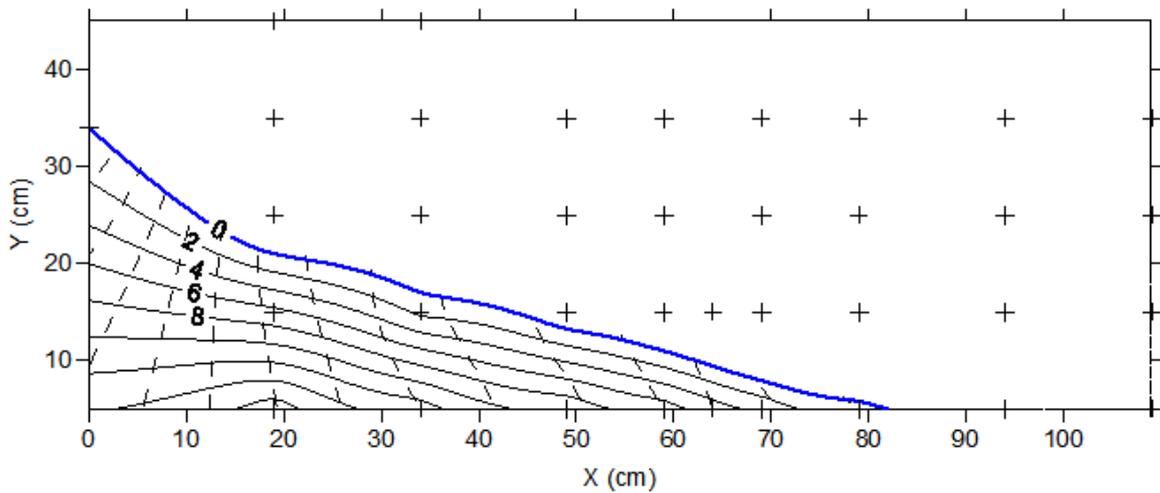


Figure III.17 lignes d'équipression et lignes d'isocharge de l'écoulement horizontal

➤ **Interprétation des résultats :**

La figure III.18 illustre les lignes d'équipression et les lignes de même charge hydraulique pour un écoulement horizontal résultant de différence de charge entre l'amont et l'aval. Il s'agit d'un écoulement bidimensionnel dans le plan (xy). On remarque que la surface libre traduite par une ligne d'équipression nulle (ligne bleu) commence du point de coordonnée (0, 34) de charge hydraulique 34 cm et diminue vers l'aval pour atteindre le fond de la cuve sans atteindre l'autre extrémité du sable. la zone située au-dessous de la surface libre est totalement saturée. Les lignes d'équipression et ligne de charge constitue le réseau d'écoulement souterrain.

Calcul le gradient hydraulique :

$$\text{On a } i = \frac{\Delta h}{L} \Rightarrow i = \frac{34-5}{82} = 35.4\%$$

Calcul le débit de fuite :

Utilisons la formule de Dupuit

$$Q_f = k * D * \frac{H^2 - h^2}{2L} = 6.63 * 10^{-4} * 1.26 * \frac{0.34^2 - 0.05^2}{2 * 0.82}$$

$$\Rightarrow Q_f = 1.1 * 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$

Tel que :

K : la perméabilité de sable.

D : la longueur de massif.

H : la charge d'eau à l'entrée.

h : la charge d'eau à la sortie.

L : la longueur de la surface libre.

Le débit de fuite calculé est inférieur au débit mesuré dans l'expérience, ces contraintes est expliqué seulement par la couche de gravier drainante qui se trouve au fond de la cuve d'infiltration d'épaisseur de 4 cm, donc la plupart d'eau s'écoule vers le drain.

III.6.3 Cas de vidange rapide :

Dans cette expérience on a rempli la cuve jusqu'à le niveau $H = 35$ cm, après avoir ouvert la vanne de vidange on a pris un pas de temps de 5 min pour prendre les résultats qui ont été résumés dans les tableaux ci-dessous :

a- Pour $t = 5$ min

Tableau III.3 : les résultats expérimentaux après 5 min de vidange

Numéro du point	X (cm)	Y (cm)	H (cm)	P (cm)
0	0	26.3	26.3	0
1	19	5	17	12
2	34	5	14	9
3	49	5	10.2	5.2
4	59	5	8.4	3.4
5	64	5	6.9	1.9
6	69	5	5.5	0.5
7	79	5	4	-
8	94	5	3	-
9	109	5	2	-
10	19	15	16.5	1.5
11	34	15	15.5	0.5
12	49	15	10.7	-
13	59	15	8.9	-
14	64	15	7.2	-
15	69	15	5.6	-
16	79	15	4.3	-
17	94	15	3.5	-
18	109	15	-	-
19	19	25	16.2	-
20	34	25	-	-

21	49	25	-	-
22	59	25	-	-
23	69	25	-	-
24	79	25	-	-
25	94	25	-	-
26	109	25	-	-
27	19	35	-	-
28	34	35	-	-
29	49	35	-	-
30	59	35	-	-
31	69	35	-	-
32	79	35	-	-
33	94	35	-	-
34	109	35	-	-
35	19	45	-	-
36	34	45	-	-

b- Pour t = 10 min

Tableau III.4 : les résultats expérimentaux après 10 min de vidange

Numéro du point	X (cm)	Y (cm)	H (cm)	P (cm)
0	0	22	22	0
1	19	5	13.5	8.5
2	34	5	11	6
3	49	5	8.7	3.7
4	59	5	6.4	1.4
5	64	5	5.6	0.6
6	69	5	4.3	-
7	79	5	3.2	-
8	94	5	3	-
9	109	5	1.6	-
10	19	15	12.7	-
11	34	15	11.8	-
12	49	15	9.5	-
13	59	15	7	-
14	64	15	5.1	-
15	69	15	4	-
16	79	15	3.2	-
17	94	15	-	-
18	109	15	12	-
19	19	25	-	-
20	34	25	-	-
21	49	25	-	-
22	59	25	-	-

23	69	25	-	-
24	79	25	-	-
25	94	25	-	-
26	109	25	-	-
27	19	35	-	-
28	34	35	-	-
29	49	35	-	-
30	59	35	-	-
31	69	35	-	-
32	79	35	-	-
33	94	35	-	-
34	109	35	-	-
35	19	45	-	-
36	34	45	-	-

c- Pour t = 15 min

Tableau III.5 : les résultats expérimentaux après 15 min de vidange

Numéro du point	X (cm)	Y (cm)	H (cm)	P (cm)
0	0	20	20	0
1	19	5	11.2	6.2
2	34	5	9	4
3	49	5	7.6	2.6
4	59	5	5.7	0.7
5	64	5	4.8	-
6	69	5	3.5	-
7	79	5	2.5	-
8	94	5	2	-
9	109	5	1	-
10	19	15	10.8	-
11	34	15	10	-
12	49	15	8.6	-
13	59	15	6.5	-
14	64	15	5.2	-
15	69	15	4.3	-
16	79	15	3.5	-
17	94	15	3	-
18	109	15	10.5	-
19	19	25	-	-
20	34	25	-	-
21	49	25	-	-
22	59	25	-	-
23	69	25	-	-
24	79	25	-	-

25	94	25	-	-
26	109	25	-	-
27	19	35	-	-
28	34	35	-	-
29	49	35	-	-
30	59	35	-	-
31	69	35	-	-
32	79	35	-	-
33	94	35	-	-
34	109	35	-	-
35	19	45	-	-
36	34	45	-	-

Les lignes de saturations correspondent à chaque pas de temps :

Pour t = 5 min

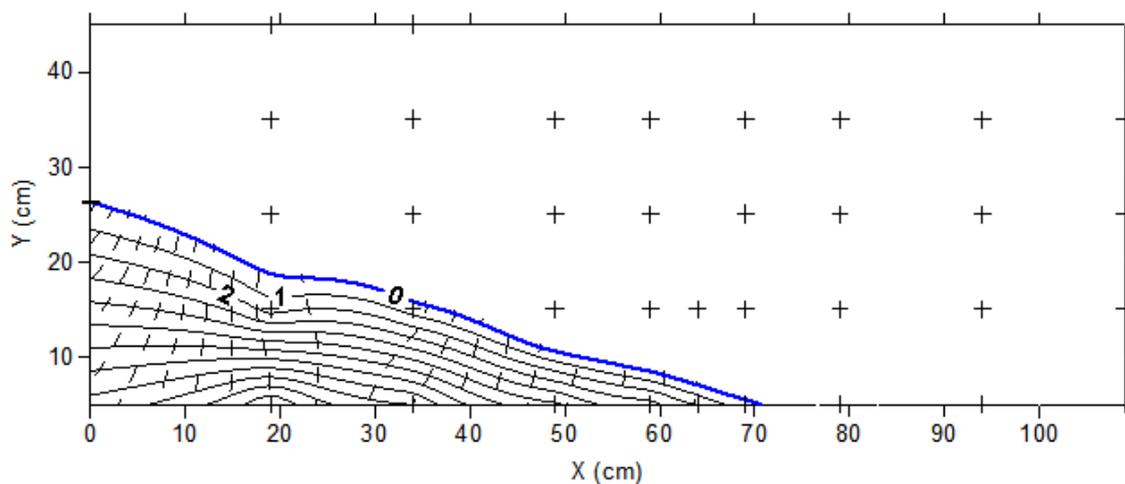


Figure III.18 : ligne de saturation après 5 min de vidange

Calcul le gradient hydraulique moyen

$$\text{On a } i = \frac{\Delta h}{L} \Rightarrow i = \frac{26.3-6}{71} = 28.6\%$$

Calcul le débit de fuite :

Utilisons la formule de Dupuit

$$Q_f = k * D * \frac{H^2 - h^2}{2L} = 6.63 * 10^{-4} * 1.26 * \frac{0.263^2 - 0.06^2}{2 * 0.71}$$

$$\Rightarrow Q_f = 7.7 * 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

Pour t = 10 min

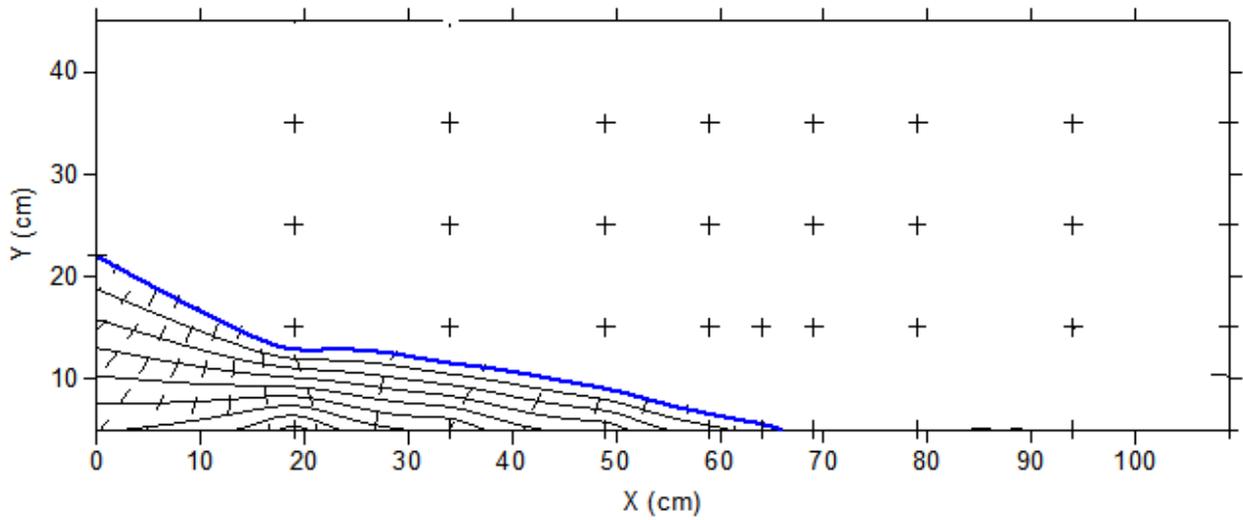


Figure III.19 : la ligne de saturation après 10 min de vidange

Calcul le gradient hydraulique

On a $i = \frac{\Delta h}{L} \Rightarrow i = \frac{22-4}{66} = 27.2\%$

Calcul le débit de fuite :

Utilisons la formule de Dupuit

$$Q_f = k * D * \frac{H^2 - h^2}{2L} = 6.63 * 10^{-4} * 1.26 * \frac{0.22^2 - 0.03^2}{2 * 0.66}$$

$\Rightarrow Q_f = 5.94 * 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$

Pour t = 15 min

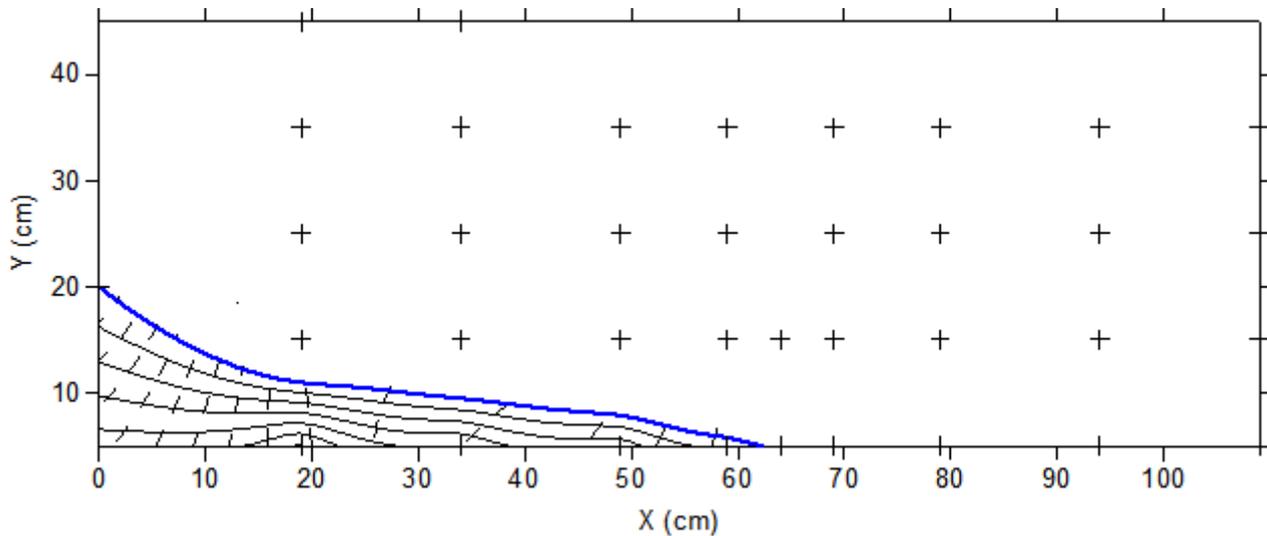


Figure III.20 : la ligne de saturation après 15 min de vidange

Calcul le gradient hydraulique

$$\text{On a } i = \frac{\Delta h}{L} \Rightarrow i = \frac{20-4}{62} = 25.8\%$$

Calcul le débit de fuite :

Utilisons la formule de Dupuit

$$Q_f = k * D * \frac{H^2 - h^2}{2L} = 6.63 * 10^{-4} * 1.26 * \frac{0.20^2 - 0.02^2}{2 * 0.62}$$

$$\Rightarrow Q_f = 5.3 * 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ **Interprétation des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans le cas de vidange rapide on constate que le débit de fuite et le gradient hydraulique varient proportionnellement avec la charge, à chaque fois que la charge diminue, les deux autres paramètres diminuent.

Les figures (III.18), (III.19) et (III.20) représentent les surfaces libres après 5, 10 et 15 minutes de vidange, la surface libre varie rapidement à chaque pas de temps ceci implique que la capacité portance du sable est faible.

III.6.4 Cas d'une recharge

On a appliqué une charge de dimensions 20 cm x 10 cm sur la cuve d'infiltration, puis on a assuré un débit de 0.02 l/s. donc la charge serra comme suite :

$$q = \frac{Q}{L} = \frac{0.02 * 10^{-3}}{0.2} = 0.1 * 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}/\text{ml}$$

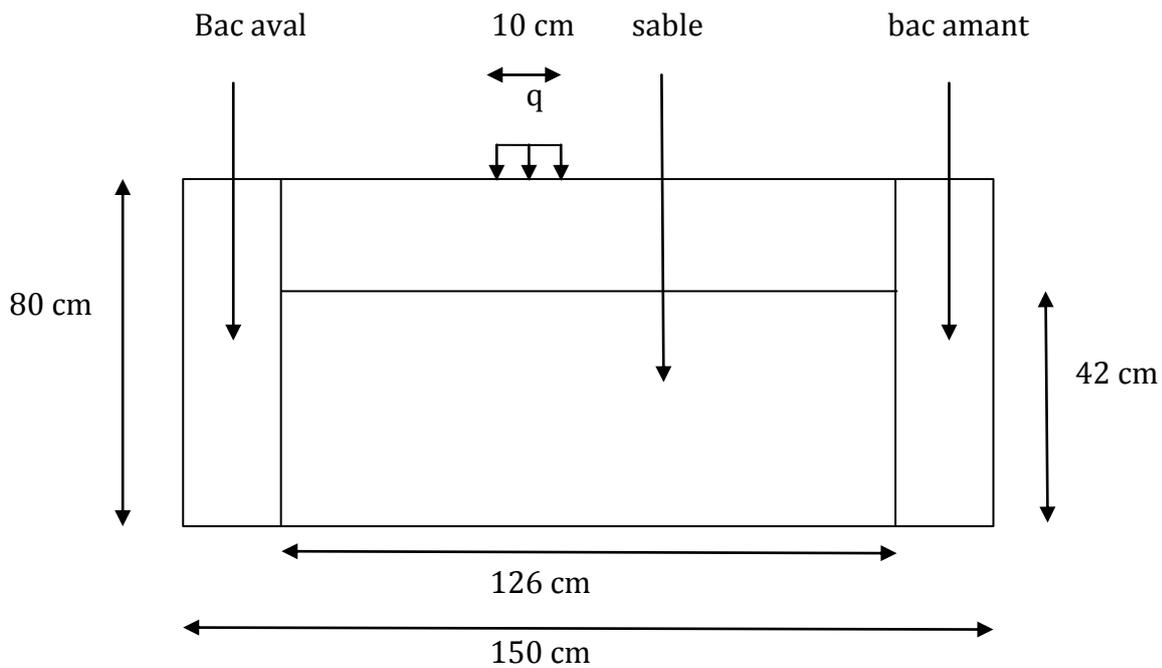


Figure III.21 : Schéma synoptique représente le cas de recharge

a- Pour t = 10 min

Tableau III.6 : Les résultats expérimentaux après 10 min de recharge

Numéro du point	X (cm)	Y (cm)	H (cm)	P (cm)
0	0	19	19	0
1	19	5	24.2	19.2
2	34	5	22	17
3	49	5	19.3	14.3
4	59	5	20.1	15.1
5	64	5	19.8	14.8
6	69	5	18.9	13.9
7	79	5	18.4	13.4
8	94	5	20.2	15.2
9	109	5	22.8	17.8
10	19	15	23	8
11	34	15	20.5	5.5

12	49	15	18.9	3.9
13	59	15	19.3	4.3
14	64	15	19.8	4.8
15	69	15	19.5	4.5
16	79	15	19	4
17	94	15	19.7	4.7
18	109	15	21.6	6.6
19	19	25	7.4	-
20	34	25	10.3	-
21	49	25	15.5	-
22	59	25	16.4	-
23	69	25	16.2	-
24	79	25	15.5	-
25	94	25	8.3	-
26	109	25	5.6	-
27	19	35	-	-
28	34	35	-	-
29	49	35	-	-
30	59	35	-	-
31	69	35	-	-
32	79	35	-	-
33	94	35	-	-
34	109	35	-	-
35	19	45	-	-
36	34	45	-	-

b- Pour t = 20 min

Tableau III.7 : les résultats expérimentaux après 20 min de recharge

Numéro du point	X (cm)	Y (cm)	H (cm)	P (cm)
0	0	29.4	29.4	0
1	19	5	35.2	30.2
2	34	5	33.6	28.6
3	49	5	30.8	25.8
4	59	5	27.2	22.2
5	64	5	26.3	21.3
6	69	5	26.7	21.7
7	79	5	29.1	24.1
8	94	5	31.8	26.8
9	109	5	33	28
10	19	15	34.5	19.5
11	34	15	32.5	17.5
12	49	15	29.7	14.7
13	59	15	28.5	13.5

14	64	15	28.9	13.9
15	69	15	28.7	13.7
16	79	15	27.8	12.8
17	94	15	30	15
18	109	15	31.9	16.9
19	19	25	33	8
20	34	25	31.3	6.3
21	49	25	29.5	4.5
22	59	25	29.8	4.8
23	69	25	29.4	4.4
24	79	25	28.6	3.6
25	94	25	29.7	4.7
26	109	25	31.6	6.6
27	19	35	23.2	-
28	34	35	25.3	-
29	49	35	26.2	-
30	59	35	28.8	-
31	69	35	28.5	-
32	79	35	26.5	-
33	94	35	25	-
34	109	35	22.4	-
35	19	45	-	-
36	34	45	-	-

Les lignes de saturations correspondant à chaque pas de temps sont montrées par les figures suivantes :

Pour t = 10 min

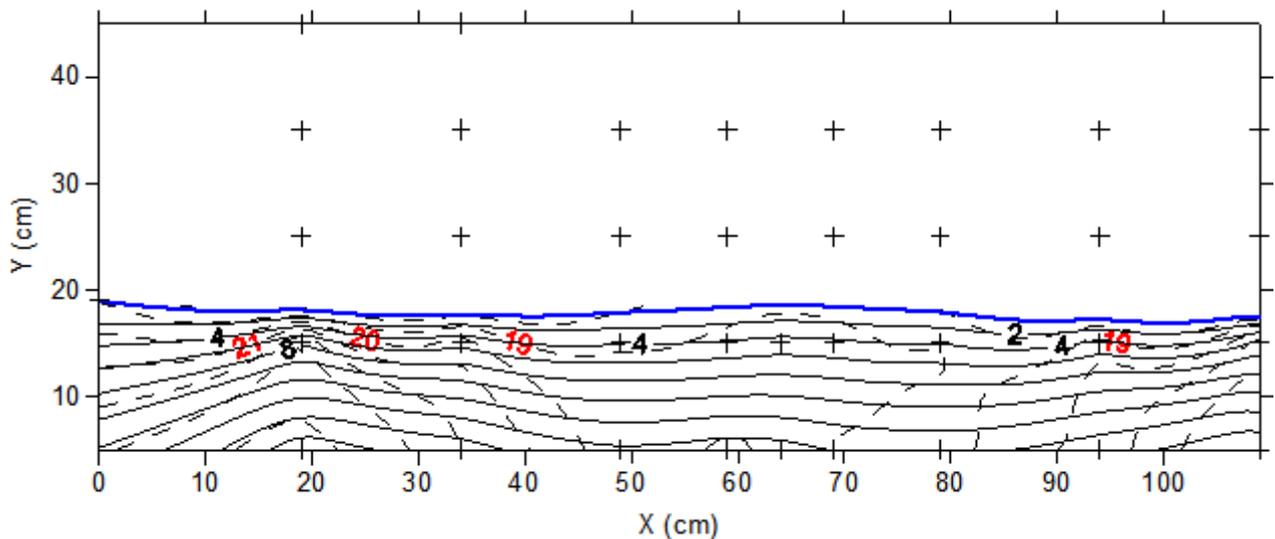


Figure III.22 : la ligne de saturation après 10 min de recharge

Pour $t = 20$ min

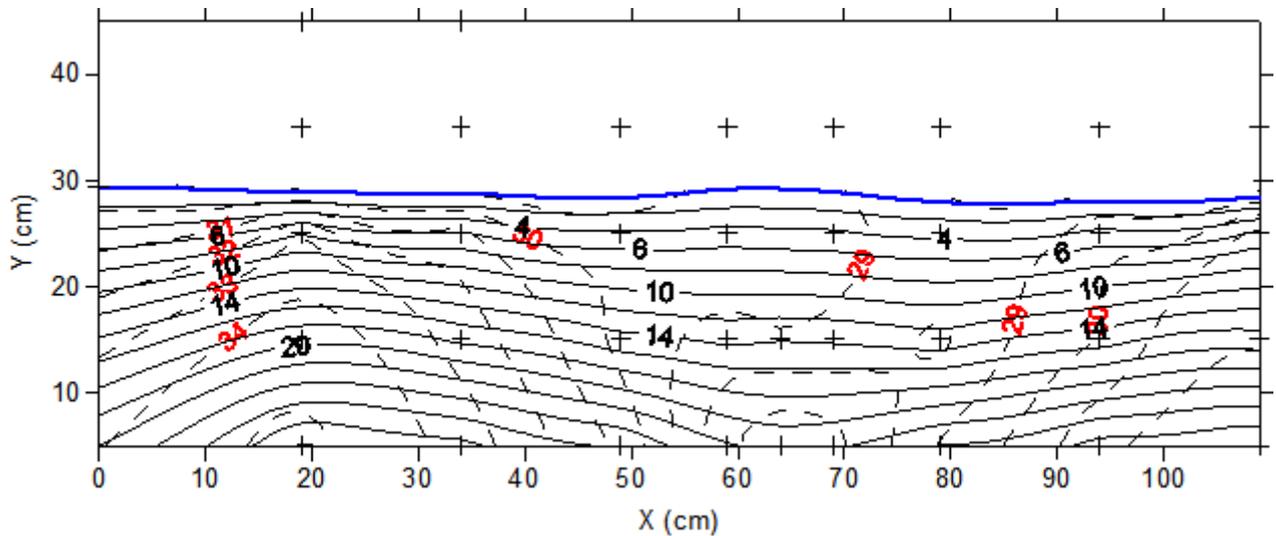


Figure III.23 : la ligne de saturation après 20 min de recharge

➤ **Interprétation des résultats :**

Après 10 minutes de recharge on a remarqué un gonflement léger de la surface libre au niveau de centre où on a imposé une recharge de $0.1 \text{ m}^2/\text{s}/\text{ml}$ comme il est montré par la figure III.22, après 20 minutes de recharge la surface libre commence à se stabiliser et se représente par une ligne droite (voir la figure III.23) cela signifie que le sol est saturé. Donc le front de saturation monte avec le temps de recharge.

D'après ces résultats, on constate que ce sable est très poreux c'est pour ça le drainage est rapide cela se traduit par un rendement spécifique plus important et une capacité de rétention faible.

Chapitre IV : Simulation numérique

IV.1 Introduction :

La modélisation numérique est au cœur des sciences appliquées et joue un rôle fondamental dans presque toutes les disciplines des sciences et du génie. La modélisation ou simulation numérique, consiste à représenter un phénomène physique par un modèle mathématique sous forme de très grands systèmes d'équations (de l'ordre du million) qui sont résolues à l'aide de l'ordinateur.

IV.2 Simulation numérique :

La simulation numérique a été effectuée par l'application du code de calcul 'ENsat ' développé par Hachemi (2000). C'est un code de calcul par éléments finis qui permet de calculer les infiltrations à travers les digues en terre. Il permet de déterminer la position de la ligne de saturation, les pressions interstitielles et le réseau d'écoulement.

Le maillage de la structure est assuré par le module mailleur qui permet de fournir dans un fichier de données geom.dat le nombre des nœuds, le nombre des éléments et les coordonnées des nœuds.

IV.2.1 Modèle conceptuel :

Le modèle conceptuel consiste à présenter la géométrie de la structure et les conditions aux limites existantes. La figure IV.1 présente les conditions aux limites du problème.

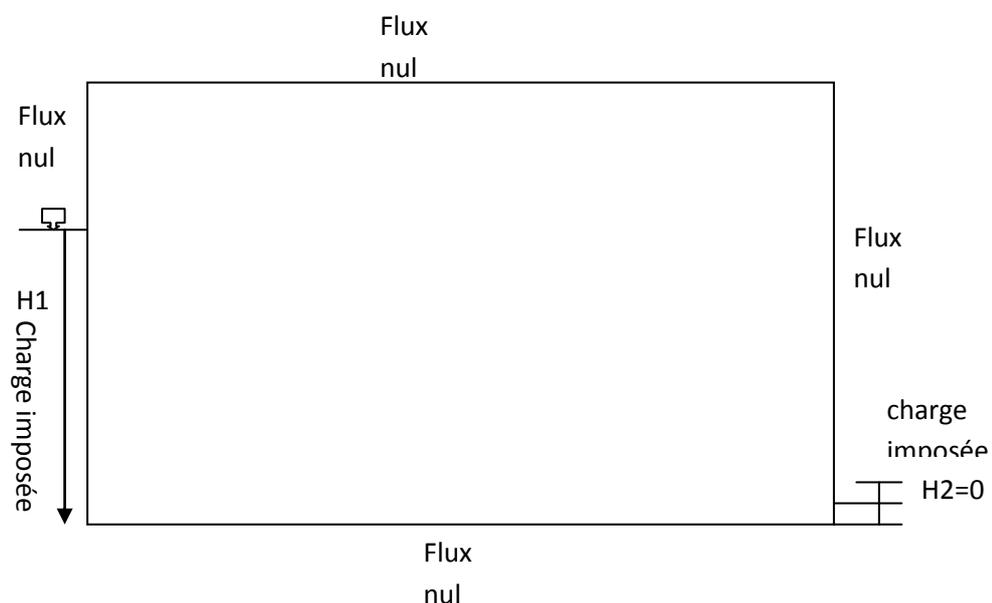


Figure IV.1 : Conditions aux limites du problème

Le maillage de la structure est montré par la figure IV.2. L'élément fini choisi est de type isoparamétrique à 4 nœuds..

Le nombre des éléments : 200

Le nombre des nœuds : 231

Type d'éléments finis : isoparamétrique à quatre noeuds

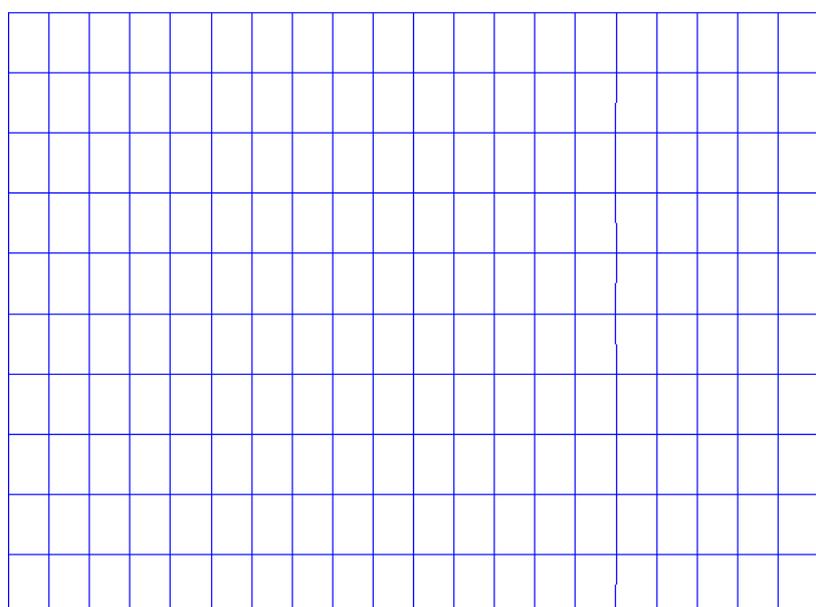


Figure IV.2 : maillage automatique de la structure

IV.2.2 Application et discussion des résultats

IV.2.2.1 Ecoulement Horizontal en régime permanent :

La première application consiste à déterminer la position de la surface libre dans le massif sableux en imposant une charge hydraulique constante à l'amont $H_1=34\text{cm}$ et une charge hydraulique nulle à l'aval. Le tableau IV.1 présente le jeu de données du problème.

**Tableau IV.1 : jeu de donnée du problème
de l'écoulement horizontal à charge
constante**

Paramètre	valeur
Charge hydraulique à l'amont H1 (cm)	36
Charge hydraulique à l'aval H2 (cm)	0
Perméabilité K (cm/s)	0.067

Les résultats de simulation en régime permanent illustrant la position de la surface libre sont présentés par la figure IV.3

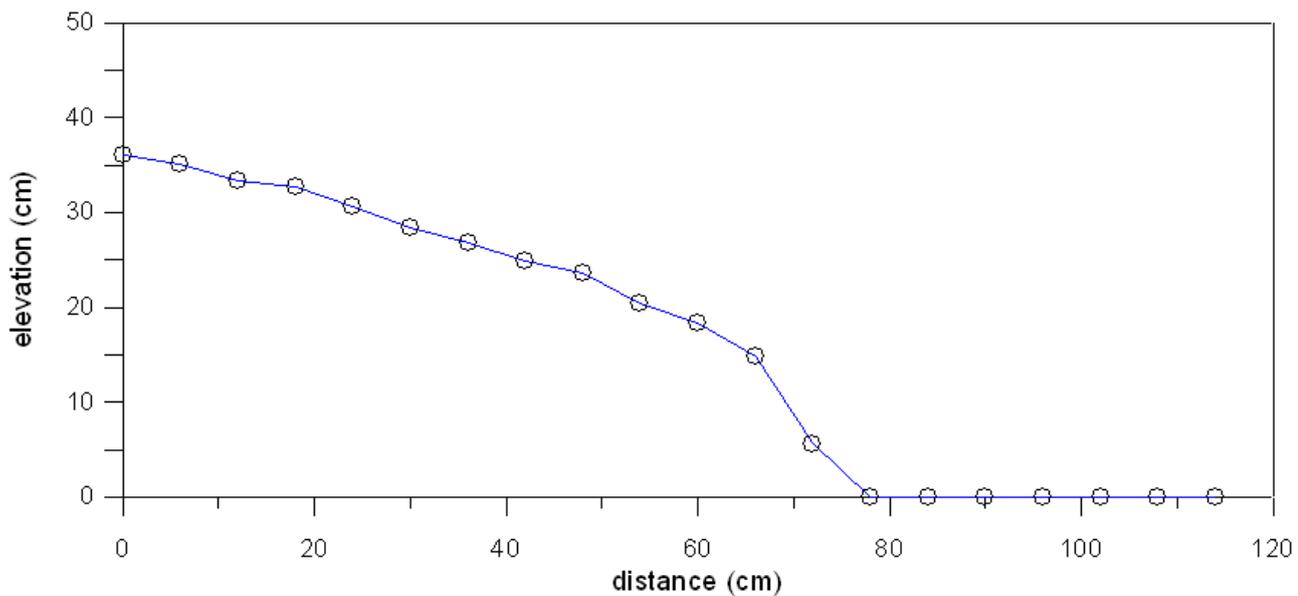


Figure IV.3 : Position de la surface libre en régime

➤ **Interprétation :**

On remarque que la surface libre diminue en direction de l'écoulement, elle commence en amont d'une valeur 36cm (valeur imposée) et se termine par une valeur nulle sur le fond à une distance proche de 80cm. C'est presque les mêmes résultats obtenus expérimentalement voir figure (III.18).

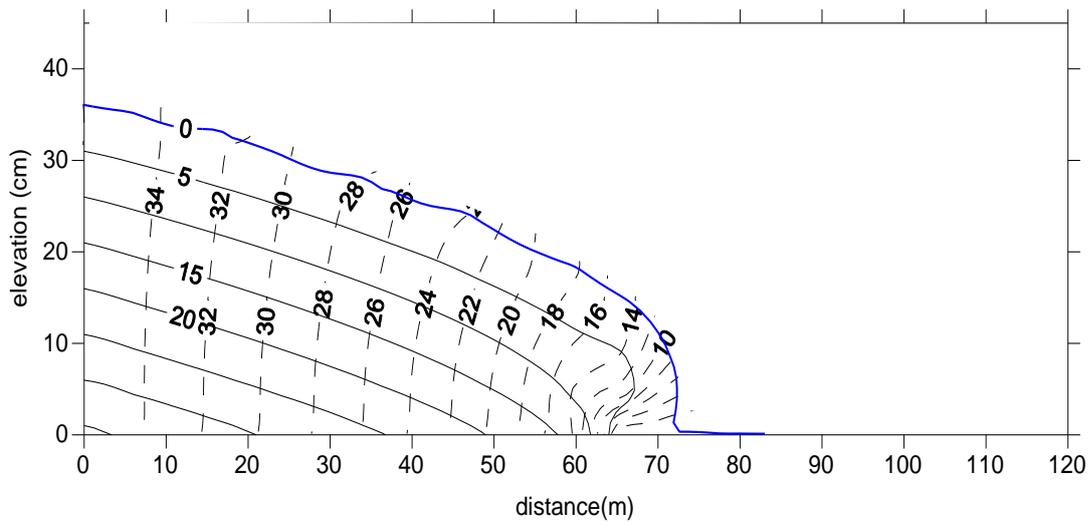


Figure IV.4 : lignes d'équipression (continu) et d'équipotentiellles (pointillées) pour l'écoulement permanent.

➤ **Interprétation :**

La figure IV.4 montre l'allure des lignes d'équipression et d'équipotential dans le massif sableux. Les lignes équipotentiellles varient entre 0 et 36cm qui sont les valeurs extrêmes au niveau des frontières. Les lignes d'équipression limitées par la surface libre qui correspond à la ligne d'équipression nulle, sont perpendiculaires aux lignes équipotentiellles.

CONCLUSION GENERALE

L'écoulement à travers un massif de sable est un écoulement à surface libre qui est la limite supérieure de la zone saturée, appelée aussi ligne de saturation.

Au cours de ce travail, nous avons étudié expérimentalement et numériquement le comportement de l'écoulement souterrain à surface libre dans un massif en sable où nous avons déterminé la position de la surface libre de l'écoulement en milieu poreux saturé et notamment les lignes d'équipression et d'équipotentiels.

La ligne de saturation ou surface libre de l'écoulement souterrain correspond à ligne d'équipression nulle. Au dessous les lignes d'équipression ont des valeurs positives (zone saturée) et au dessus on trouve la zone non saturée caractérisée par des lignes d'équipression de valeurs négatives.

Nous avons étudié l'influence de la recharge et de vidange sur l'allure de la ligne de saturation dans le massif sableux. Nous avons constaté que la recharge permet de faire remonter la surface libre et étendre la zone saturée. Alors que le vidange fait rabattre la surface libre plus rapide et peut être expliqué par un drainage rapide montrant le fort rendement spécifique et la faible rétention capillaire du sable au contraire de l'argile.

Le tracé du réseau d'écoulement manuellement est plus difficile, car on doit toujours vérifier l'orthogonalité des lignes de courant et d'équipotentiel et ainsi qu'elles forment de carrés pouvant contenant des cercles. L'utilisation du logiciel Surfer nous a facilité la tâche et nous a permis de représenter rapidement ce réseau d'écoulement sous forme de contours.

Nous avons essayé dans notre travail expérimental d'étudier autres cas comme ce de la présence d'un puits de pompage ou de recharge mais à cause du manque de moyens et les contraintes rencontrées nous l'avons pas pu les faire.

Le banc de la cuve d'infiltration utilisé est très ancien et nécessite une réhabilitation et modification de façon à permettre de Contrôler le niveau d'eau à l'amont et à l'aval su sable. Les tubes de prises de pression est plus longues et qui peuvent se remplir de bulles d'air qui faussent les mesures. Alors il faut installer un système qui peut chasser ces bulles d'air.

La couche de gravier supportant le sable doit être fermée de ces deux extrémités de façon à ne pas avoir un écoulement au sein de cette couche si non elle se comporte comme un tapis drainant et fausse le calcul du débit.

On a constaté aussi le départ du sable dans les tuyaux, c'est pourquoi il faut installer un débitmètre à l'amont pour Contrôler le débit à l'entrée pour lutter contre le phénomène de renard.

Chapitre IV :

Simulation numérique

Chapitre II :

Modèles mathématiques et numériques de l'écoulement souterrain

Chapitre III :

Etude expérimentale de l'écoulement sous terrain

Chapitre I :

Généralité sur l'écoulement souterrain

Annexe

Références bibliographiques :

-Ababou R. Random Porous Media Flow on Large 3D Grids: Numerics, Performance, and Application to Homogenization, Chap.1, pp.1-25. In: IMA Vol 79 Mathematics and its Applications: Environmental Studies (Math. Comput. Statist. Anal.). Wheeler MF (ed.), Springer, NY, 410 pp.1996.

-ABDELHAK GHOULI, 2004 « Modélisation mathématique et numérique de la pollution dans un milieu poreux non saturé. Application : milieux poreux stratifiés ». Thèse de doctorat de l'université de MOHAMMED V – AGDAL de Rabat.

-Ackerer Ph., Younes A., Mosé R. Modelling variable density flow and solute transport in porous medium : 1. Numerical model and verification, Transport in Porous Media, Vol. 35, pp.345-373,1999.

-Albitar A. & Ababou R. Random Field Approach to Seawater Intrusion in Heterogeneous Coastal Aquifers : Unconditional Simulations and Statistical Analysis, Chapter in GeoENV: Geostatistics for Environmental Applications, Renard P., Demougeot-Renard H., Froidevaux R. (Eds.), ISBN: 3-540-26533-3, Springer, 2005.

-Cassan M. 1994. Aide-mémoire d'hydraulique souterraine. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.

-Charles DANQUIGNY, 2003 « Etude expérimentale du transfert de masse en milieu poreux hétérogène ». Thèse de doctorat de l'université louis PASTEUR de STRASBOURG.

-COSTET J. et SANGLERAT G. - Cours pratique de mécanique des sols DUNOD éditeur.

-De Marsily G. (1986) Quantitative Hydrology, Academic press, Orlando, Florida, USA.

- Diersch H.J.G. Finite element modeling of recirculating density driven saltwater intrusion processes in groundwater. *Adv Water Resour.*
- Diersch H.J.G., Kolditz O. Variable-density flow and transport in porous media: approaches and challenges *Advances in Water Resources* 25.
- Hamza Ali, 2007 « Simulation numérique des écoulements transitoires en milieux poreux saturé et non saturés ». Thèse de doctorat de l'université Mouloud MAMMERI de TIZI OUZOU.
- Kasenow, M. (2001) *Applied Ground-Water Hydrology and Well Hydraulics* 2nd Ed, Water resources publications, LLC.
- Kasenow, M. (2002) Determination of hydraulic conductivity from grain size analysis. *Water resources publications, LLC.*
- Khan, A.U.-H., Jury, W.A. (1990) A laboratory study of the dispersion scale effect in column outflow experiments. *Journal of Contaminant Hydrology.*
- Kirkby, M. R., Chorley, I (1988) Throughflow, overlandflow and erosion. *Bulletin of International Association of Scientific Hydrology.*
- Kladivko, E.J., Grochulska, I, Turco, R.F., Van Scoyoc, G.E., Eigel, ID. (1999) Pesticide and nitrate transport into subsurface tile drains of different spacings. *Journal of Environmental Quality* 28.
- Marsily G. *Hydrogéologie quantitative.* Masson, 1981.
- Richard, T. L., Steenhuis, T. S (1988) Tile drain sampling of preferential flow on a field scale. *Journal of Contaminant Hydrology* 3(2-4): 307-325.
- SCHLOSSER F., 1989 - *Eléments de mécanique des sols* - Presses de l'ENPC.
- Schmalz, B., Lennartz, B., van Genuchten, M.Th. (2002) Analysis of unsaturated water flow in a large sand tank. *Soil Science* 168:3-14.

-Schneebeli G. 1987. Hydraulique souterraine. Eyrolles, Paris.

-SI SMAIL Ali, 1997 « Simulation numérique des écoulements permanents et transitoires autour d'un puits parfait dans une nappe phréatique ». Thèse de Magister de l'institut hydraulique du centre universitaire de BISKRA.

-Silliman, S.E., Berkowitz, B., Simunek, J., van Genuchten, M.T. (2002) Fluid flow and solute migration within the capillary fringe. Ground Water.

INTRODUCTION GENERALE :

L'eau douce représente seulement 2.6% de toute l'eau de la planète. Sur ce pourcentage environ 98% de l'eau douce disponible est de l'eau souterraine. Le reste de l'eau douce disponible se trouve dans le sol ou est accessible directement dans les lacs («2%, rivières et fleuves «0.015%). Moins de 1% de l'eau douce sur Terre est utilisable comme eau potable. L'eau souterraine est d'une importance capitale dans la plupart des régions du monde. Toutefois, cette ressource se trouve actuellement menacée par diverses sources de contamination ponctuelles et diffuses (Kasenow, 2001).

La présence d'eau souterraine dans une région dépend de la capacité des formations rocheuses à permettre l'emmagasinement et l'écoulement de l'eau dans des matériaux géologiques poreux et perméables. Les matériaux géologiques qui forment les aquifères se transforment lentement en fonction des différents phénomènes qui affectent le socle rocheux tels que les mouvements tectoniques, la transformation de roches de la croûte terrestre par métamorphisme et la fissuration des massifs rocheux. La littérature scientifique sur le sujet (voir références citées dans Fortin, 1998) confirme que les résultats des études sur le terrain sont souvent affectés par la difficulté de mesurer les paramètres in situ.

L'étude de l'écoulement en milieu poreux est d'une grande importance car il touche plusieurs domaines d'application tels que le drainage des sols, l'exploitation des forages, la contamination et transfert de pollutions dans les nappes et dans le domaine pétrolier et bien sûr dans les barrages. Elle consiste à déterminer les caractéristiques de l'écoulement : gradient hydraulique, débit de fuites et réseau d'écoulement.

A l'heure actuelle, on utilise des logiciels très développés pour simuler l'écoulement souterrain et mener à une bonne gestion du problème. Parmi ces logiciels on cite les plus répandus sur le marché MODFLOW, FEFLOW et SUTRA .

L'étude expérimentale elle aussi a une grande importance surtout lorsque on veut développer un modèle ou valider des résultats de simulation. Elle permet aussi de comprendre mieux le phénomène et aide au bon choix par exemple le matériau filtrant dans le cas de la filtration sur sable.

L'objectif de ce travail expérimental est de mettre en marche le banc de la cuve d'infiltration afin de déceler tous les problèmes et les contraintes confrontent son utilisation.

Le travail consiste à étudier l'écoulement à travers un massif de sable et déterminer la position de la ligne de saturation ainsi que le réseau d'écoulement.

Le présent travail est scindé sur quatre chapitres, une introduction générale et une conclusion générale.

Le premier chapitre est consacré aux généralités sur les écoulements souterrains et les différentes méthodes de résolution des problèmes liés aux écoulements à travers un milieu poreux.

La présentation des différents modèles mathématiques et numériques fait l'objet du **deuxième chapitre**

Le troisième chapitre, quant à lui, est consacré à la présentation de l'étude expérimentale de l'écoulement souterrain dans un massif en sable.

Une simulation numérique par l'application du code de calcul 'ENsat' développé par Hachemi (2000) sera la tâche du **chapitre quatre**.