

VERS UNE MEILLEURE FIABILITE DANS LE CALCUL DES TASSEMENTS DUS AUX POMPAGES D'EAU SOUTERRAINE PREMIERE PARTIE :

PRISE EN COMPTE DE LA VARIATION AU COURS DU TEMPS DES PARAMETRES HYDROGEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES

Alain DASSARGUES¹

(22 figures, 1 tableau)

*1. Laboratoires de Géologie de l'Ingénieur, d'Hydrogéologie et de Prospection Géophysique (L.G.I.H.),
Université de Liège, B-19, Sart-Tilman, B-4000 Liège, Belgique.*

RESUME. La précision des modèles numériques de calcul des tassements et subsidences induits par pompage d'eau souterraine, est influencée directement par les hypothèses prises en compte dans la conceptualisation des processus simulés. Les méthodes analytiques de calcul sont devenues totalement obsolètes sauf pour la validation (sur des cas simples) de modèles numériques. Elles sont en effet rarement applicables aux cas réels sauf moyennant des hypothèses simplificatrices importantes. Les modèles numériques traitant les écoulements et les tassements séparément et avec des paramètres hydrogéologiques et géomécaniques constants, sont également fort imprécis. En effet, ils négligent les variations de perméabilité, d'emménagement et de compressibilité alors que tous ces paramètres sont variables durant la consolidation. Des lois de variations de ces paramètres, ainsi que le couplage entre les écoulements et les tassements sont exposés. La prise en compte de ces lois et couplage dans les lois constitutives des modèles de tassement constitue indiscutablement un gain substantiel en fiabilité pour ce type de calcul.

MOTS CLES: subsidence, modélisation, écoulement-tassement, consolidation.

ABSTRACT. Improvement of the reliability in the computations of the compactions due to groundwater withdrawal: the time variation of the hydrogeological and geotechnical parameters is taken into account. The accuracy of the numerical models computing settlements and subsidences induced by groundwater withdrawals, is largely and basically dependent of the assumptions chosen in the conceptualization of the simulated processes. The analytical methods are now totally obsolete except for validation (on very simplified situations) of numerical models. Indeed, they are rarely applicable on real situations without very simplifying assumptions. The numerical models treating separately the groundwater flow problem and the consolidation process, and with constant hydrogeological and geomechanical parameters, give also a very rough estimation of the reality. In these models, as a matter of fact, the strong variations of the permeability, the storage and the compressibility values are neglected during the consolidation. Variation laws for the parameters and the flow-consolidation coupling are exposed. It is obvious that the introduction of these laws and coupling in the constitutive laws of the subsidence models, constitutes a large step in the direction of more reliability and accuracy.

KEYWORDS: land subsidence, modelling, flow-compaction, consolidation.

1. INTRODUCTION

Les moyens informatiques actuels, permettent de traiter des problèmes plus complexes et surtout de résoudre des systèmes d'équations plus lourds avec des temps de traitement de 100 à 1000 fois plus courts qu'il y a quelques années. Par conséquent, un processus naturel, qui était simulé à l'époque par la résolution d'équations linéaires à coefficients constants, peut maintenant être résolu tout aussi rapidement mais de manière beaucoup plus précise en utilisant des équations plus complexes, couplées entre-elles et à coefficients variables.

Il est donc important, lorsque la réalité du processus à simuler l'exige, de ne plus se contenter de le modéliser avec des équations à coefficients constants s'il est possible de le faire de façon beaucoup plus précise avec des coefficients variables.

Dans le domaine des tassements de couches compressibles (argiles peu consolidées, tourbes, ...), engendrant des phénomènes locaux ou régionaux de subsidence naturelle ou induite, il est primordial de tenir compte des caractéristiques suivantes:

(1) la compressibilité du milieu poreux souterrain varie en fonction des contraintes (pressions) qui lui ont été appliquées précédemment; durant une augmentation continue de ces contraintes, la compressibilité du terrain va diminuer progressivement;

(2) les tassements d'un milieu poreux provoquent une diminution du volume des pores et donc une évolution de la valeur de la perméabilité, de la porosité et de l'emmagasinement des terrains concernés;

Les variations de ces paramètres sont mesurées par des essais *in situ* et en laboratoire, ensuite des lois expérimentales ajustées au mieux sur ces mesures sont introduites dans les codes de calcul appelés alors "non linéaires".

2. PHENOMENES COUPLES AUX ECOULEMENTS, EN MILIEU POREUX SATURE

De façon générale, la recherche de nouvelles lois à introduire dans les modèles, afin de représenter au mieux les processus réels que l'on veut simuler, ne peut s'envisager sans tenir compte des interactions existant entre les différents phénomènes

physiques et physico-chimiques s'opérant dans le milieu poreux. Ces derniers peuvent être classés en 5 grandes catégories de processus (Dassargues *et al.*, 1989):

- (1) les écoulements en milieu poreux,
- (2) la géomécanique des terrains meubles et rocheux,
- (3) les phénomènes physico-chimiques dans l'ensemble matrice-fluide,
- (4) le transport en milieu poreux.
- (5) les effets thermiques en milieu souterrain.

Les interactions entre ces 5 types de processus vont s'exprimer en termes de couplages et de non linéarités des paramètres (variations des coefficients intervenant dans les équations). Selon les circonstances et le degré de précision désiré, certains couplages et certaines non linéarités sont considérés comme indispensables et d'autres peuvent être négligés sans affecter, de manière significative, la précision du modèle.

Les différentes interactions possibles sont illustrées par le schéma de la figure 1:

Interactions écoulement \leftrightarrow géomécanique: les déformations d'un milieu poreux, par diminution du volume des pores ou par fermeture/ouverture des fissures, vont provoquer des variations des paramètres de l'écoulement; ce dernier, modifié, va à son tour influencer l'état de contrainte régnant dans le milieu.

Interactions physico-chimie \leftrightarrow écoulement: les phénomènes de coalescence, de recristallisation, de dissolutions, d'adsorption/désorption provoqués par les conditions physico-chimiques de l'ensemble fluide saturant plus matrice, vont changer les valeurs de la porosité et de la perméabilité du milieu poreux; ce faisant les écoulements sont modifiés, provoquant d'autres conditions physico-chimiques (i.e. réduction ou augmentation du flux de fluide saturant).

Interactions thermodynamique \leftrightarrow écoulement: la présence de fluides à différentes températures dans le milieu souterrain entraîne l'apparition notamment de mouvements de convection thermique influençant l'écoulement. Au contraire, des écoulements répondant à une différence de potentiel hydraulique vont provoquer des changements dans la répartition des températures au sein des fluides.

Interactions thermodynamique \leftrightarrow physico-chimie: il est évident que la température ambiante

influence très fort les réactions physico-chimiques et dans certains cas ces réactions (endothermiques ou exothermiques) influencent la thermodynamique du système.

Interactions physico-chimie \leftrightarrow géomécanique: les phénomènes physico-chimiques (décrits ci-avant) sont responsables du fluage de réservoirs souterrains en terrains meubles et de modifications de résistances aux contraintes dans les terrains rocheux. Après déformation, les conditions physico-chimiques sont modifiées (i.e. par augmentation de la pression dans les pores).

Interactions transport \leftrightarrow écoulements: les conditions de transport d'une substance polluante au sein de la phase fluide sont directement influencées par l'écoulement de cette phase fluide dans le milieu poreux et à l'inverse, le transport d'une substance peut affecter les conditions d'écoulement (i.e. modification de l'écoulement en nappe salée par l'influence de la masse volumique du fluide).

Interactions transport \leftrightarrow physico-chimie: les paramètres intervenant dans les différents processus du transport (dispersion, diffusion, adsorption, désorption...) sont étroitement liés aux conditions physico-chimiques régnant dans le milieu poreux. D'autre part, l'apport d'une substance transportée par la phase fluide peut modifier considérablement les conditions physico-chimiques prévalant dans le milieu.

Les **Interactions thermodynamique \leftrightarrow transport et Interactions thermodynamique \leftrightarrow géomécanique...** sont également à prendre en compte et découlent directement ou indirectement des interactions décrites plus haut.

Ce bref aperçu des multiples interactions pouvant entrer en ligne de compte, montre que pour rendre possible la réalisation de modèles mathématiques intégrant plusieurs processus et quelques-unes des interactions entre ceux-ci, d'importantes recherches expérimentales et numériques sont et seront encore nécessaires, et celles-ci touchent à des domaines très interdisciplinaires. Seules les interactions et couplages concernant les écoulements en milieu poreux et la géomécanique des terrains meubles sont l'objet de l'étude présentée ici.

Le cas d'étude de la subsidence de Shanghai illustrera l'application des théories exposées ci-après.

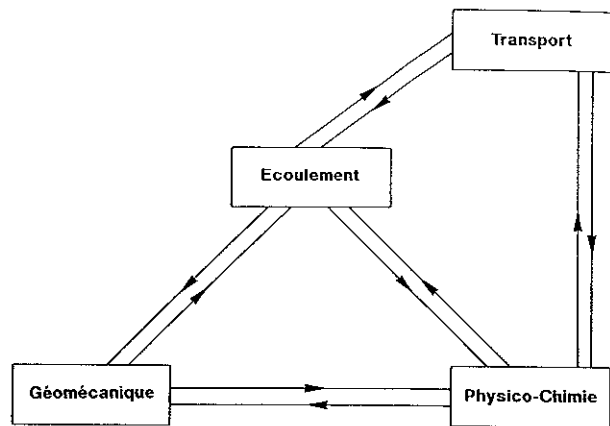


Figure 1. Différents processus et interactions réciproques entre ceux-ci.

3. COUPLAGE ET NON LINEARITE DANS LES PROBLEMES ECOULEMENT-TASSEMENT

3.1. Mécanismes de la subsidence due aux pompages

La nécessité d'étudier de façon détaillée les interactions entre les écoulements et les tassements en milieu poreux, vient principalement des phénomènes de subsidence artificielle dus à l'extraction d'un liquide du sous-sol. Quel que soit le fluide pompé (huiles, gaz naturel, eau, vapeur), les principes de la subsidence induite restent identiques (Dassargues, 1989). Seules les caractéristiques et les dimensions des réservoirs changent: roches indurées ou sédiments meubles, perméabilités et porosités réduites ou importantes, grande ou petite profondeur d'enfouissement (fixant les contraintes et contraintes de préconsolidation), pressions de fluide élevées ou faibles.

En appliquant le principe de Terzaghi, on peut exprimer simplement les contraintes supplémentaires engendrées dans le milieu poreux par l'abaissement de la surface piézométrique d'une nappe libre et d'une nappe captive. En effet, ce principe stipule que la contrainte totale (σ) dans un milieu poreux saturé est égale à la somme de la contrainte grain-à-grain (contrainte effective = σ') et de la pression d'eau (p).

Dans le cas de la nappe libre (figure 2), la baisse du niveau piézométrique crée une chute de la pression d'eau dans le milieu poreux saturé provoquant une augmentation de la contrainte effective et une diminution de la contrainte totale.

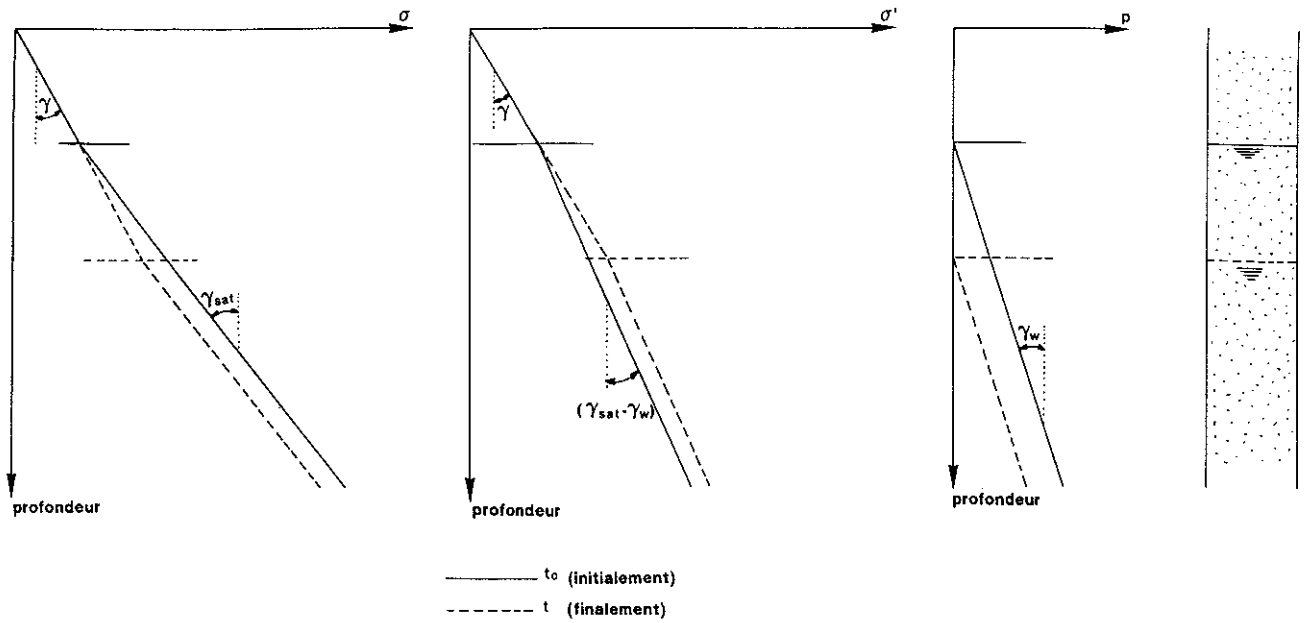


Figure 2. Evolution de la contrainte totale et de la contrainte effective en fonction de la profondeur, lors de la baisse du niveau piézométrique en nappe libre.

γ_{sat} = poids volumique du milieu poreux saturé

γ_w = poids volumique de l'eau

γ = poids volumique apparent du milieu poreux

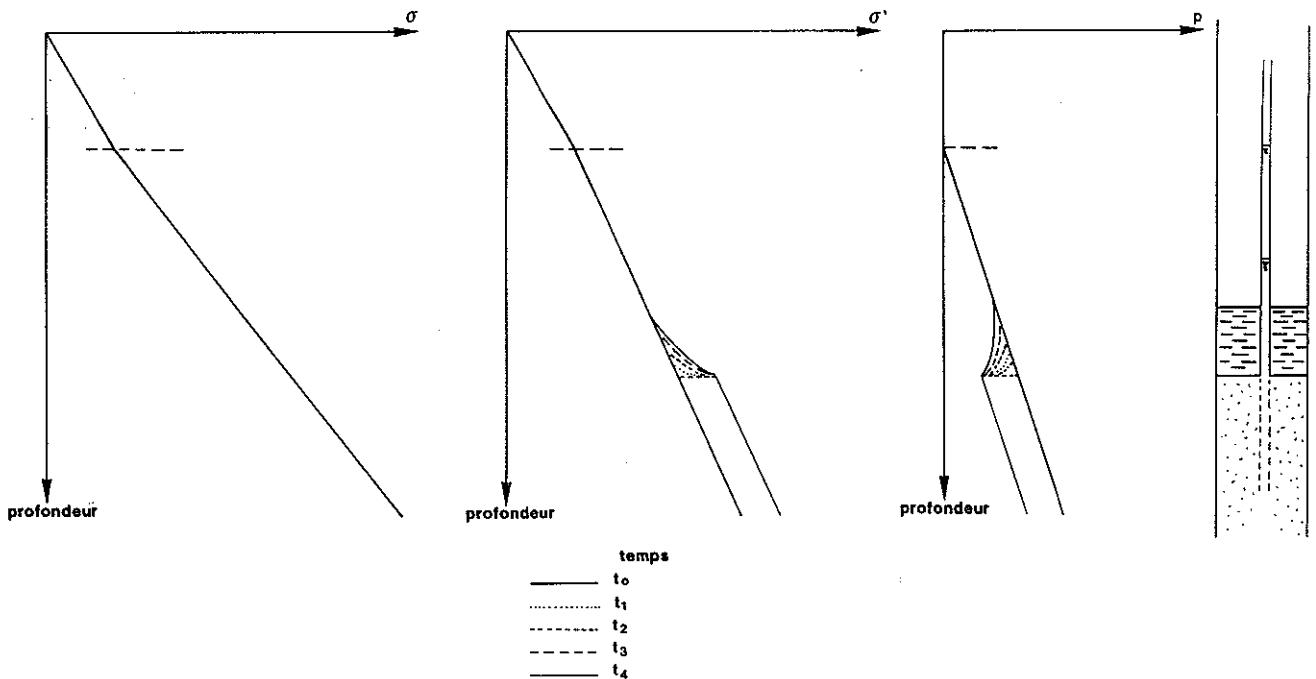


Figure 3. Evolution de la contrainte totale et de la contrainte effective en fonction de la profondeur, lors de la baisse du niveau piézométrique en nappe captive (la dépression n'a pas encore traversé totalement le semi-perméable)

Dans le cas d'une nappe captive, dans un premier temps la dépression provoquée dans l'aquifère ne s'est pas encore propagée à travers le semi-perméable (figure 3) et les dépressions sont compensées totalement par l'augmentation correspondante de la contrainte effective. La contrainte totale reste inchangée. Après un temps suffisamment long pour que la dépression (ou qu'une partie de celle-ci) ait eu le temps de traverser le semi-perméable (figure 4), cette dépression est alors compensée par une diminution croissante de la contrainte totale et une augmentation de la contrainte effective. A l'équilibre (après un temps qui peut être infiniment long), la situation serait simi-

laire à celle obtenue en nappe libre. On peut remarquer, que l'hypothèse (très souvent admise) d'une contrainte totale constante n'est acceptable que s'il y a réalimentation par le dessus ou si le temps de propagation de la dépression d'eau à travers le semi-perméable est très grand par rapport à la durée de prise en considération. Le caractère transitoire des phénomènes a ici une grande importance puisque sans même parler de tassements secondaires, la consolidation primaire (immédiate) du milieu poreux est activée par la baisse de pression interstitielle jusqu'à ce que l'équilibre hydrostatique soit atteint.

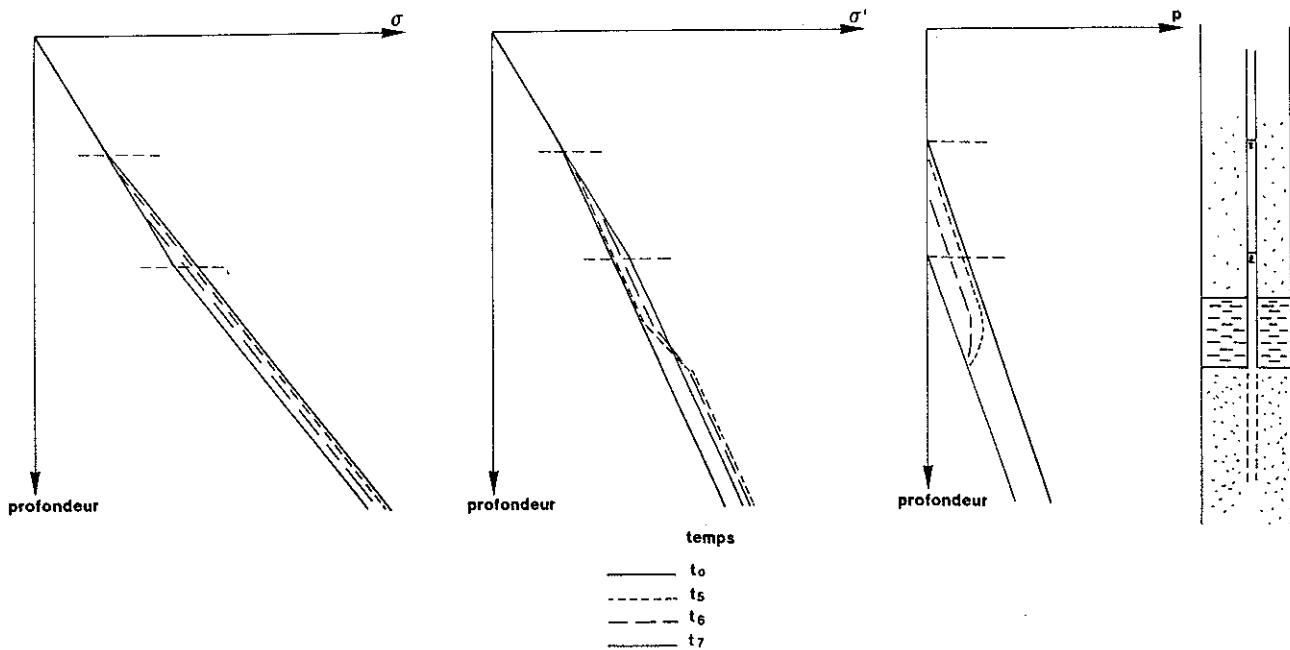


Figure 4. Evolution de la contrainte totale et de la contrainte effective en fonction de la profondeur, lors de la baisse du niveau piézométrique en nappe captive (la dépression a eu le temps de traverser le semi-perméable).

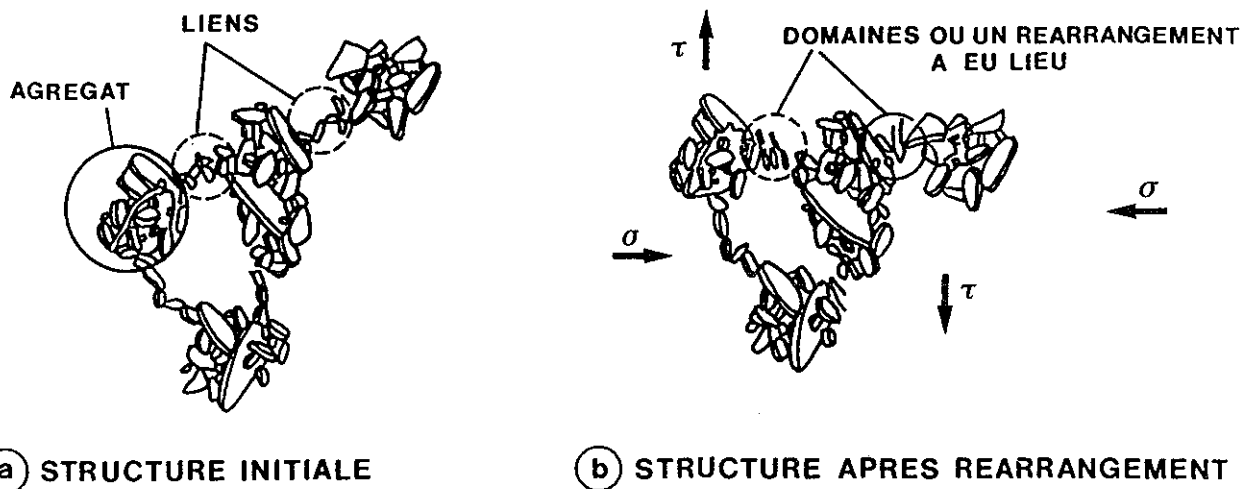


Figure 5. Orientation de feuillets argileux orthogonalement à la contrainte subie (d'après Schroeder, 1989).

Physiquement, l'évolution de la structure des argiles pendant la consolidation fait en sorte que les dimensions des pores se réduisent et que la porosité d'ensemble diminue. On remarque (Delage et Lefebvre, 1984; Rieke et Chilingarian, 1974; Schroeder, 1989) le développement d'une certaine anisotropie structurale, les feuillets des minéraux argileux s'orientant perpendiculairement à la contrainte appliquée (figure 5).

3.2. ELEMENTS DE RHEOLOGIE DES MILIEUX POREUX MEUBLES

Dans les études de subsidence, le comportement mécanique des terrains doit être idéalisé en terme de modèles mécaniques existants. Les hypothèses simplificatrices que l'on prend, amènent inévitablement des résultats approchés. En pratique, ces approximations peuvent être acceptées, selon la précision désirée et le plus souvent selon le degré de confiance que l'on peut accorder aux données.

De façon générale, la déformation du milieu poreux saturé peut être considérée comme une combinaison des effets de la déformation des grains solides, du réarrangement de ceux-ci et de la compressibilité éventuelle du fluide. La compressibilité du fluide et celle des grains solides seront négligées par rapport à la compressibilité du squelette du milieu poreux dans son ensemble (par réarrangement des grains). Il est supposé, en général, que cette dernière déformation suit des lois élastiques, plastiques, viscoélastiques ou des combinaisons de celles-ci. En élasticité linéaire (loi de Hooke) ou non, la déformation est toujours réversible.

Le plus souvent, on considère que la plasticité n'intervient qu'après un "point critique" à partir duquel des déformations irréversibles sont constatées.

Les tassements secondaires, ou tassements différés dans le temps, doivent dans certains cas être pris en compte; on les simule souvent en introduisant une loi de viscosité.

Les modèles élastiques, plastiques et visqueux peuvent être combinés en série ou en parallèle, de façon multiple de manière à reproduire le comportement géomécanique complexe du milieu poreux.

A ce choix d'un modèle rhéologique, s'ajoute le problème de la description uni-dimensionnelle (1D) ou tri-dimensionnelle (3D) des phénomènes. La

décision sera prise en fonction des paramètres mesurés dont on peut disposer, ceux-ci dépendant des essais (oedomètres ou triaxiaux). Ces derniers, plus ou moins sophistiqués sont menés en fonction de la précision des résultats à obtenir.

3.3. SYNTHESE DE TRAVAUX ANTERIEURS

Depuis de nombreuses années, les hydrogéologues et les géotechniciens ont étudié les tassements induits par la diminution des pressions d'eau dans les formations poreuses du sous-sol. Le principe des contraintes effectives ainsi que les travaux de Biot (1956) ont permis l'étude détaillée de l'influence des variations de pression d'eau sur la consolidation d'un milieu poreux compressible. L'expression exacte du coefficient d'emmagasinement spécifique en fonction de la compressibilité du milieu poreux, de l'eau et des grains solides permet également de déduire le lien étroit entre les écoulements et les tassements provoqués, ce qui conduit à mieux comprendre la problématique des subsidences dues au pompage intensif d'eau souterraine.

Au départ, le coefficient de perméabilité (K) et le coefficient de compressibilité (α) du milieu poreux étaient considérés constants durant la consolidation. Les solutions analytiques de Hantush (1960) et de Neuman et Witherspoon (1969), calculant les flux et la propagation des variations de pressions dans des systèmes de nappes captives séparées par des aquitards peu perméables, sont basées sur la non-variation des perméabilités (K) et coefficients d'emmagasinement spécifique (S_s) des couches aquifères et des aquitards. Objectivement, ces paramètres ne peuvent être considérés comme constants dans des horizons semi-perméables et compressibles, car ils sont dépendants de la porosité et de la compressibilité du milieu poreux et ces dernières varient avec l'indice des vides. Lambe et Whitman (1969) ont montré que la perméabilité pouvait varier de façon non négligeable et non linéaire durant la consolidation. Donc, outre le choix de la loi - géomécanique 1D ou 3D représentant au mieux le comportement rhéologique des milieux poreux, de nombreux auteurs ont comparé les répartitions de contraintes effectives, degrés de consolidation, variations de perméabilité et de compressibilité, aux résultats obtenus classiquement par la théorie de Terzaghi (1943).

Les principaux types de modèles pour le calcul des tassements induits sont les suivants

(Corapcioglu, 1981): (1) les modèles empiriques, (2) les modèles utilisant la notion de demi-espace de terrain élastique, (3) les modèles théoriques basés sur des lois constitutives élastiques, élasto-plastiques, visco-élastiques, visco-élasto-plastique, (4) les modèles basés sur des lois expérimentales.

Vu le comportement d'élasticité non linéaire et de mise en plasticité progressive des argiles (sans évoquer la composante visqueuse qui est présente dès le début de la consolidation), et dans une moindre mesure, des sables, ces modèles basés sur des lois expérimentales, sont des plus fiables. Des lois élasto-visco-plastiques 1D ou 3D peuvent être établies à partir de données expérimentales provenant de divers essais géomécaniques. En fonction du type de loi constitutive que l'on veut définir (paramétriser), des chemins de contrainte plus ou moins élaborés seront appliqués durant les essais.

3.4. EQUATION COUPLEE ET HYPOTHESES

Traditionnellement, pour établir les équations différentielles décrivant les écoulements dans un contexte géologique composé de couches aquifères séparées par des couches semi-perméables (appelées aquitards), on suppose que l'écoulement est strictement vertical dans les aquitards et horizontal dans les aquifères (Rudolph et Frind, 1991). Cette double hypothèse est d'habitude considérée comme acceptable au vu des contrastes importants en perméabilité caractérisant les couches aquifères et les aquitards (Neuman et Witherspoon, 1969). La propagation d'une variation de pression interstitielle dans les couches semi-perméables (aquitards) et perméables (aquifères) peut être calculée par analogie complète avec la conduction thermique en régime variable. En l'absence d'autres sollicitations, la propagation d'une baisse de niveau piézométrique suivant une direction en milieu semi-infini obéit à la relation:

$$h = h_s + (h_i - h_s) \cdot F\left(\frac{x}{2\sqrt{C_v \cdot t}}\right) \tag{1}$$

qui est une solution analytique de l'équation de Fourier

$$C_v \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \frac{\partial h}{\partial t} \tag{2}$$

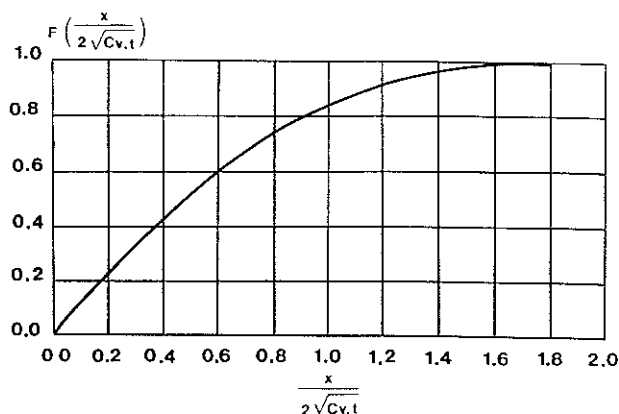


Figure 6. Courbe de la fonction intégrale d'erreur de Gauss.

avec $C_v = K/S_s$ = coefficient de consolidation

x = coordonnée dans la direction étudiée

h_s = hauteur piézométrique imposée brusquement à une extrémité (analogie au choc thermique)

h_i = hauteur piézométrique initiale

$F\left(\frac{x}{2\sqrt{C_v \cdot t}}\right)$ = fonction intégrale d'erreur de Gauss (figure 6)

Gauss (figure 6)

K = coefficient de perméabilité

S_s = coefficient d'emmagasinement spécifique

Les temps de propagation d'une variation piézométrique, obtenus au tableau 1 pour des aquitards et des aquifères (caractérisés par des perméabilités de 1.10^9 m/s et 1.10^4 m/s et des coefficients d'emmagasinement spécifiques respectivement de 4.10^3 m⁻¹ et 1.10^4 m⁻¹) confirment que la propagation est presque instantanée dans les aquifères par rapport à la migration dans les aquitards.

Cependant, l'hypothèse de l'écoulement strictement horizontal dans les aquifères nous paraît trop restrictive car dans le cas d'une succession de couches aquifères, séparées par des couches semi-perméables, chaque couche aquifère doit alors être considérée séparément, en utilisant des coefficients d'infiltration pour simuler implicitement la présence des aquitards au sommet et à la base de l'aquifère étudié.

Tableau 1. Temps de propagation d'une variation piézométrique.

AQUITARDS		AQUIFERES	
	$K = 1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ $S_s = 4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ $C_v = 2.5 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$		$K = 1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ $S_s = 1 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{-1}$ $C_v = 1 \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$
1 m	90 % : 1952 jours 80 % : 400 jours 70 % : 159 jours 60 % : 84,5 jours 50 % : 52,4 jours	100 m	90 % : 4,9 jours 80 % : 1 jours 70 % : 9,5 heures 60 % : 5 heures 50 % : 3,1 heures
5 m	90 % : 133,7 ans 80 % : 27,4 ans 70 % : 10,9 ans 60 % : 5,8 ans 50 % : 3,6 ans	500 m	90 % : 122 jours 80 % : 25 jours 70 % : 9,9 jours 60 % : 5,3 jours 50 % : 3,3 jours
10 m	90 % : 534,8 ans 80 % : 109,7 ans 70 % : 43,5 ans 60 % : 23,2 ans 50 % : 14,3 ans	1000 m	90 % : 488 jours 80 % : 100 jours 70 % : 39,7 jours 60 % : 21,1 jours 50 % : 13 jours
20 m	90 % : 2139 ans 80 % : 439 ans 70 % : 174 ans 60 % : 92,6 ans 50 % : 57,4 ans	2000 m	90 % : 1952 jours 80 % : 400,5 jours 70 % : 159 jours 60 % : 84,5 jours 50 % : 52,4 jours

De plus, dans le cas d'irrégularités géologiques plus marquées (mais fréquentes): biseaux, lentilles d'argiles, connexions entre différents niveaux aquifères..., la stricte horizontalité des écoulements dans les aquifères est illusoire. Par conséquent, il est nécessaire de traiter le problème d'écoulement en trois dimensions afin d'obtenir, avec le maximum de précision, la répartition des pressions interstitielles dans les couches aquifères.

L'équation 3D d'écoulement dans les aquifères captifs s'écrit :

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left(K_{ij} \frac{\partial h}{\partial x_j} \right) - q_i = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (3)$$

Dans les couches semi-perméables ou aquitards, l'équation de l'écoulement vertical se ramène à :

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (4)$$

Les équations (3) et (4) sont couplées par les conditions aux frontières correspondant aux limites des couches semi-perméables. En pratique, les pressions ou les hauteurs piézométriques calculées par le modèle d'écoulement 3D seront introduites après chaque pas de temps dans le modèle d'écoulement 1D comme des conditions aux limites variables avec le temps.

Le schéma de calcul obtenu est repris à la figure 7.

On considère la compressibilité des couches aquifères suffisamment petite par rapport à celle des couches semi-perméables pour pouvoir négliger les effets du tassement des couches aquifères sur l'écoulement dans celles-ci. L'analyse de

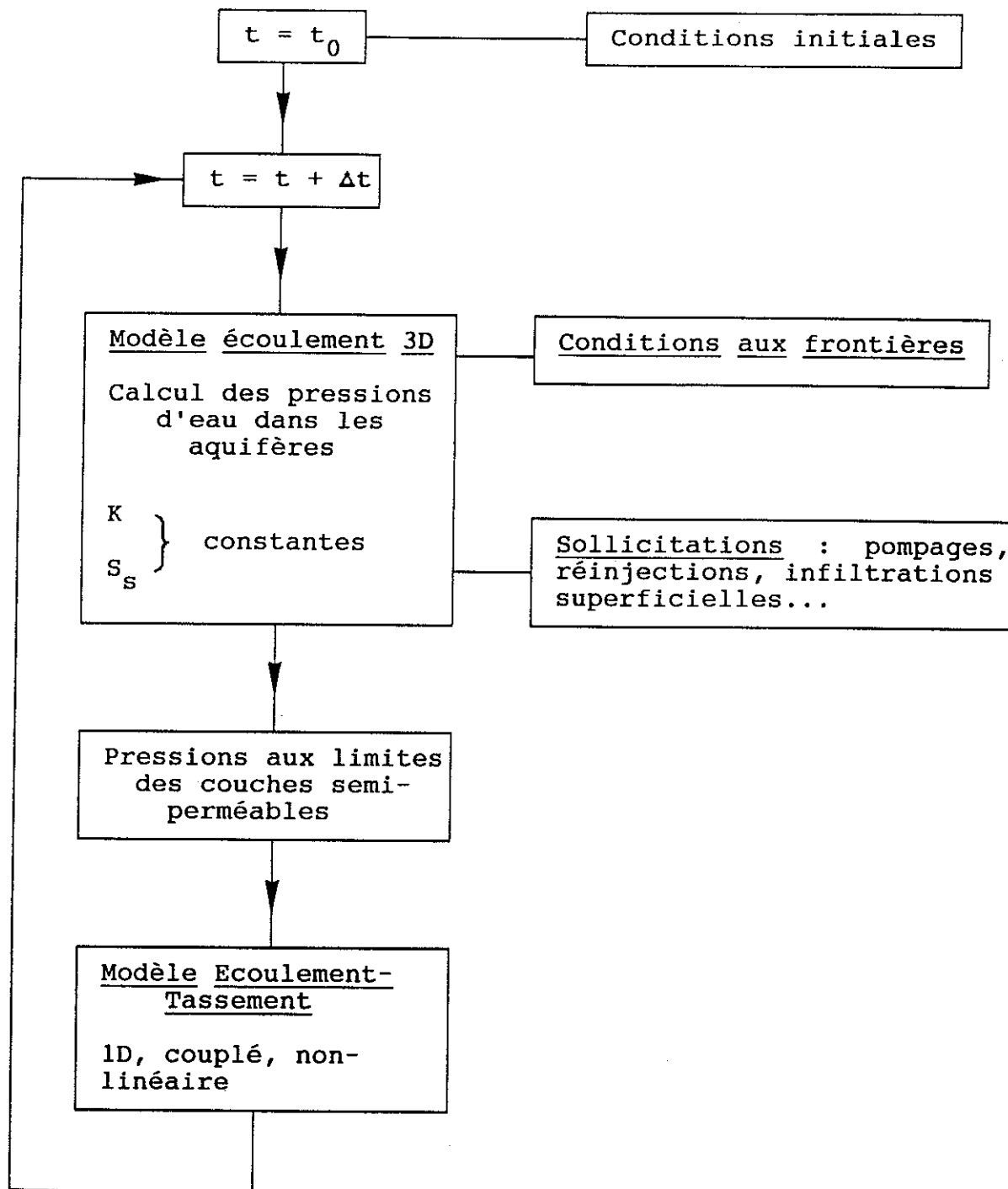


Figure 7. Modèle de calcul de la subsidence composé d'un modèle écoulement 3D et d'un modèle écoulement-tassement couplé 1D.

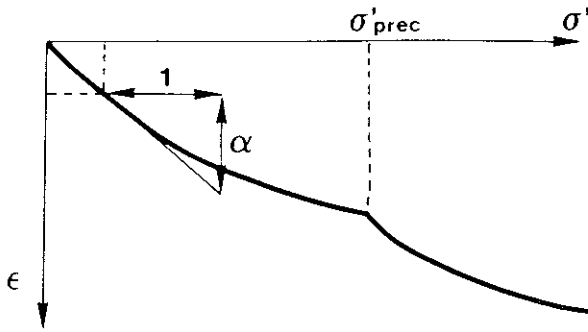


Figure 8. Résultats d'un essai oedométrique.

l'écoulement 3D dans les aquifères est réalisée avec des paramètres hydrodynamiques constants, alors que le modèle écoulement-tassement 1D est basé sur des paramètres variant avec l'indice des vides et la contrainte effective.

3.5. NON LINEARITE DES PARAMETRES

Coefficient d'emmagasinement spécifique S_s

Le coefficient d'emmagasinement spécifique correspond au volume d'eau qu'un volume unitaire de milieu poreux saturé peut libérer/ emmagasiner pour une variation unitaire de hauteur piézométrique.

Moyennant l'hypothèse d'une contrainte totale constante, il s'écrit (Dassargues, 1991) :

$$S_s = \rho \cdot g (\alpha + n \cdot \beta) \quad (5)$$

Comme l'ont signalé Domenico et Mifflin (1965), la compressibilité de l'eau (β) est négligeable par rapport à celle d'un milieu poreux compressible. Le coefficient d'emmagasinement spécifique d'une couche semi-perméable (compressible) peut donc s'écrire :

$$S_s = \rho \cdot g \cdot \alpha \quad (6)$$

Le coefficient α de compressibilité volumétrique, est exprimé en fonction de la variation des déformations volumétriques :

$$\alpha = \frac{d\varepsilon_v}{d\sigma'} = \frac{-dV}{V \cdot d\sigma'} = \frac{-dn}{(1-n) \cdot d\sigma'} = \frac{-de}{(1+e) \cdot d\sigma'} \quad (7)$$

où n et e sont respectivement la porosité et l'indice des vides au début de la variation $d\sigma'$.

La relation entre e et σ' peut être déterminée pour tous les types de matériaux poreux par des

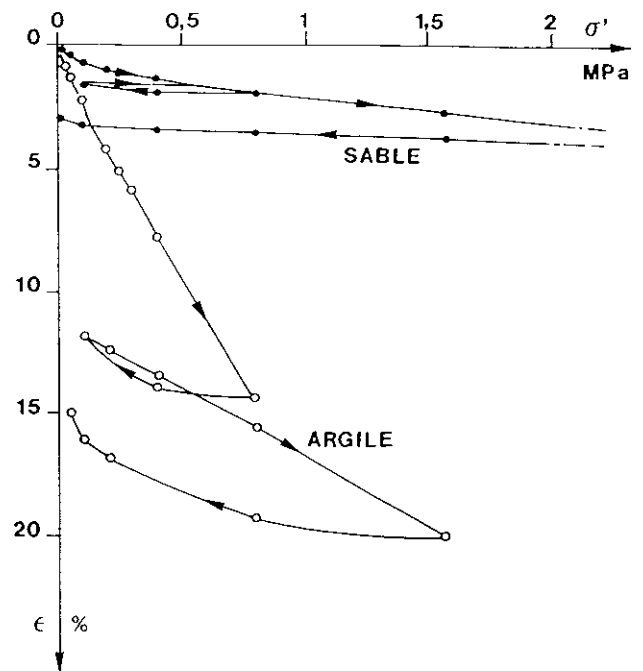


Figure 9. Courbes oedométriques d'un sable et d'une argile (d'après Bonnechère, 1985).

essais de consolidation. C'est ici que, dans la plupart des cas, l'hypothèse d'une relation seulement basée sur les déformations verticales est choisie, et ceci pour des raisons très pratiques (Bonnechère, 1985; Josseume, 1981; Leroueil *et al.*, 1985; Terzaghi et Peck, 1948; Verdeyen *et al.*, 1968; Rudolph et Frind, 1991;...).

Les essais de consolidation les plus courants sont des oedomètres, où un échantillon est soumis à une contrainte axiale, toute déformation latérale étant empêchée. L'essai est drainé et la variation d'indice des vides ou la variation de déformation verticale sont obtenues en fonction de la variation de contrainte effective. Les résultats (figure 8) permettent de déterminer à pour chaque niveau de contrainte effective. Les courbes oedométriques obtenues pour des matériaux sableux et argileux (figure 9) montrent que la consolidation primaire (consolidation avec évacuation d'eau) n'est pas linéaire et est en partie non-réversible. Le coefficient de compressibilité que l'on voudrait calculer sur base de ces courbes (σ' , e) n'est pas constant; il dépend de la valeur de la contrainte effective et de la plus forte contrainte que le terrain a subies avant sa consolidation lors de l'essai: σ'_{prec} (contrainte de préconsolidation).

Par conséquent, pour pouvoir caractériser le matériau avec des coefficients constants, on se réfère aux diagrammes $(\ln \sigma', \varepsilon)$ et $(\ln \sigma', e)$

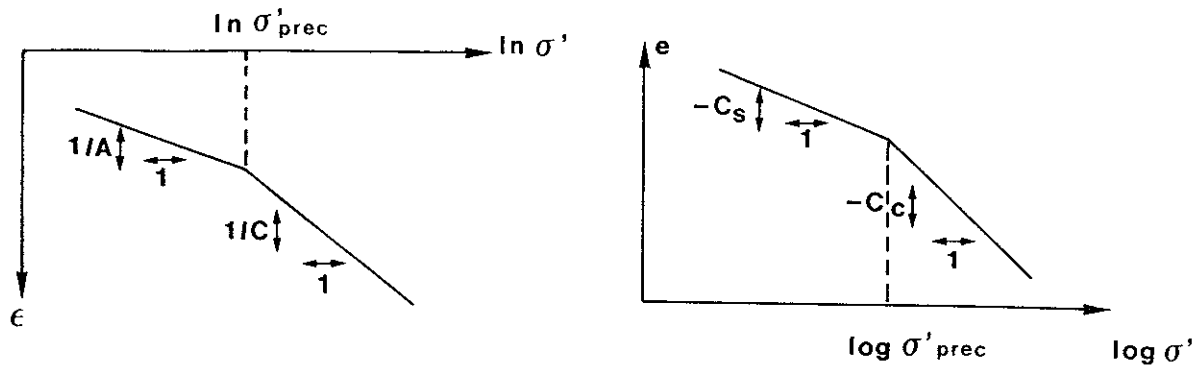


Figure 10. Diagrammes semi-log reprenant les résultats de consolidations oedométriques.

(figure 10). A partir de ceux-ci, on définit habituellement:

A = constante de gonflement

C = constante de compression

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon &= \frac{1}{A} \ln \sigma' + Cste & \sigma' < \sigma'_{prec} \\ \varepsilon &= \frac{1}{C} \ln \sigma' + Cste & \sigma' \geq \sigma'_{prec} \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

C_s = indice de gonflement
 C_c = indice de compression

$$\left. \begin{aligned} e &= C_s \cdot \log \sigma' + Cste & \sigma' < \sigma'_{prec} \\ e &= C_c \cdot \log \sigma' + Cste & \sigma' \geq \sigma'_{prec} \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

En pratique les équations (8) et (9) sont utilisées sous la forme:

$$\left. \begin{aligned} d\varepsilon &= d\sigma' / (A \cdot \sigma') & \sigma' < \sigma'_{prec} \\ d\varepsilon &= d\sigma' / (C \cdot \sigma') & \sigma' \geq \sigma'_{prec} \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

$$\left. \begin{aligned} de &= \frac{C_s}{2.3} \cdot \frac{d\sigma'}{\sigma'} & \sigma' < \sigma'_{prec} \\ de &= \frac{C_c}{2.3} \cdot \frac{d\sigma'}{\sigma'} & \sigma' \geq \sigma'_{prec} \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

Le coefficient de compressibilité exprimé par l'équation (7) peut alors s'écrire en fonction de la contrainte effective et de l'indice des vides (pris au début de la variation de contrainte effective):

$$\left. \begin{aligned} \alpha(\sigma', e) &= \frac{C_s}{2.3} \cdot \frac{1}{(1+e) \cdot \sigma'} & \sigma' < \sigma'_{prec} \\ \alpha(\sigma', e) &= \frac{C_c}{2.3} \cdot \frac{1}{(1+e) \cdot \sigma'} & \sigma' \geq \sigma'_{prec} \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

En fonction uniquement des contraintes effectives, on peut écrire :

$$\left. \begin{aligned} \alpha(\sigma') &= \frac{1}{(A \cdot \sigma')} & \sigma' < \sigma'_{prec} \\ \alpha(\sigma') &= \frac{1}{(C \cdot \sigma')} & \sigma' \geq \sigma'_{prec} \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

La variation du coefficient de compressibilité et par conséquent du coefficient d'emmagasinement est illustrée à la figure 11.

Le couplage et la non linéarité de S_s sont introduits dans le code de calcul en exprimant que la quantité de fluide expulsé (q_{exp}) du milieu poreux par décompression correspond à la variation de la déformation et donc au volume perdu par réarrangement des grains.

On obtient:

$$q_{exp} = S_s \cdot \frac{d\sigma'}{\rho \cdot g} \quad (14)$$

Certains auteurs, dont Feldkamp (1989), proposent de façon plus générale (sans lier leur théorie à la réalisation d'essais particuliers comme les oedomètres), des relations liant l'indice des vides à la contrainte effective:

$$e = \frac{a}{\sigma'^b} \quad (15)$$

où a et b sont des constantes à déterminer expérimentalement pour chaque milieu poreux.

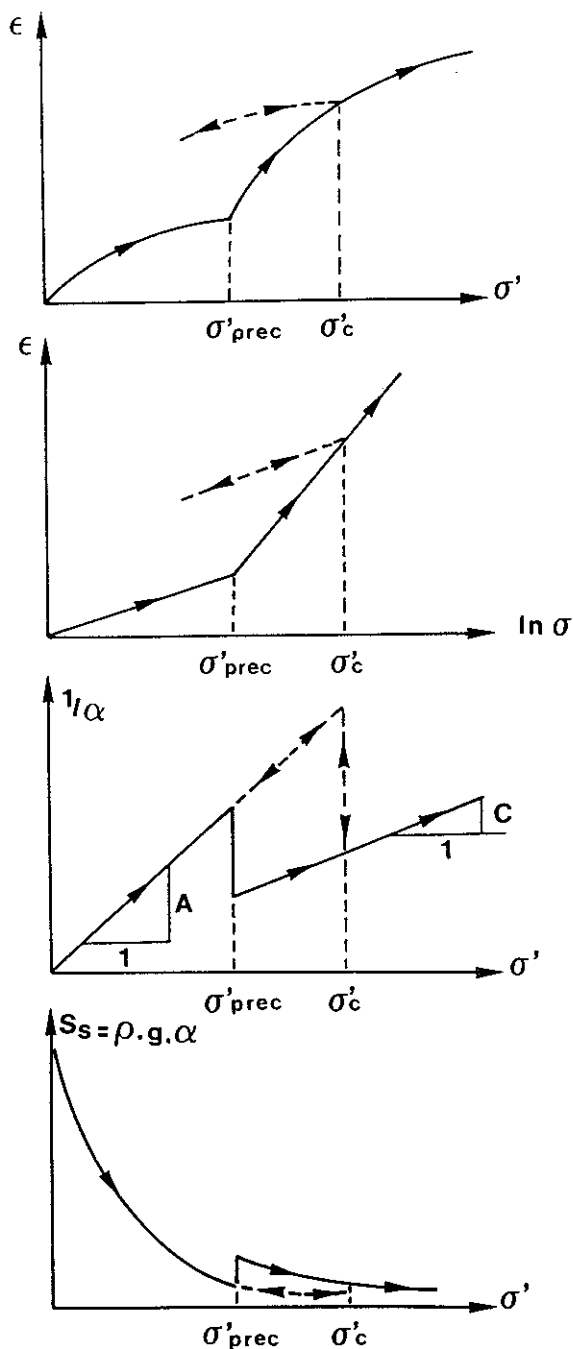


Figure 11. Variation de S_s en fonction de la contrainte effective.

Le coefficient de compressibilité peut alors s'exprimer en fonction de e uniquement. Par (7) on trouve:

$$\alpha(e) = \frac{c \cdot e^d}{(1 + e)} \quad (16)$$

où c et d sont des constantes à déterminer expérimentalement.

Coefficient de perméabilité K

Les relations liant le coefficient de perméabilité K à l'indice des vides ou à la porosité ont été proposées par de nombreux auteurs. La diminution de l'indice des vides (ou de la porosité) pendant la consolidation, entraîne la diminution de la perméabilité du milieu poreux saturé.

Une première catégorie de relations empiriques liant la perméabilité intrinsèque du milieu à la porosité totale vient des développements dans l'interprétation de logs diagraphiques de porosité en "reservoir engineering". Les principales sont reprises ci-après.

- La perméabilité intrinsèque est exprimée en fonction de la porosité totale (n), du degré de saturation en eau (S_w) et d'une constante (c) dépendant du milieu (déterminée par d'autres mesures diagraphiques):

$$k = \left(\frac{c \cdot n^3}{S_w} \right)^2 \quad (17)$$

(Wyllie et Rose, 1950; Archer et Wall, 1987)

- Une autre relation utilisée par des sociétés d'interprétation de diagraphies demande en plus, la connaissance du degré de saturation résiduel des milieux poreux non-saturé en eau (S_r).

$$k = \left[\frac{c}{W^4} \cdot \left(\frac{n}{S_r} \right)^w \right]^2 \quad (18)$$

où c , W et w sont des constantes caractéristiques de chaque couche géologique, déterminées sur base des résultats de diagraphies de résistivité. (Timur, 1968; Coates et Dumanoir, 1973; Archer et Wall, 1987).

Ces relations sont peu applicables dans le calcul des subsidences par consolidation et d'autre part, elles ne sont valables que pour des roches indurées crayeuses, calcaires, dolomitiques ou gréseuses.

En hydrogéologie, une première dépendance du coefficient de perméabilité à la pression interstitielle, via le poids spécifique de l'eau a été démontrée par De Wiest (1966). Dans le cas de la consolidation 1D couplée à l'écoulement vertical, Gambolati (1973) a montré que les effets induits par cette dépendance sont négligeables, sauf si la couche compressible a une épaisseur supérieure à

10000 m et que des pressions interstitielles supérieures à $5 \cdot 10^5$ MPa sont considérées.

D'autre part, la variation du coefficient de perméabilité des terrains meubles en fonction de l'indice des vides ou de la porosité a été investiguée par de nombreux chercheurs. Ils se sont attachés essentiellement à la détermination de relations empiriques, valables dans des milieux poreux saturés, argileux, semi-perméables et compressibles.

Ces relations sont construites à partir d'essais in situ et le plus souvent d'essais en laboratoire. Ces derniers mènent à une sous-estimation systématique par rapport aux valeurs de K obtenues par des essais in situ. Ceux-ci sollicitent un plus grand volume de milieu poreux mais ne peuvent donner la perméabilité, qu'à l'état de contrainte régnant dans le milieu au moment de l'essai.

Les difficultés rencontrées lors de l'établissement de telles relations sont dues également aux nombreux paramètres influençant K dans ces terrains meubles. Citons notamment: (1) la nature lithologique (figure 12); (2) la dimension des grains et des particules solides composant le squelette du milieu (figure 13); (3) les formes, orientations et surfaces spécifiques des grains; (4) la répartition spatiale des pores.

Sur base de diagrammes expérimentaux (figure 14) montrant l'évolution de $\log K$ en fonction de $\log e$, pour la smectite, l'illite, le kaolinite, Mesri et Olson (1971) déduisent que l'évolution de K est surtout influencée (dans ces argiles), par la taille et la tortuosité des "conduits". La nature des argiles intervient dans la mesure où le rapport diamètre/épaisseur des feuillets solides, augmente de la kaolinite à l'illite et de l'illite à la smectite, expliquant les perméabilités plus élevées des kaolinites. Comme précisé précédemment (figure 5), la consolidation a tendance à orienter les feuillets argileux de façon normale par rapport à l'axe des contraintes principales, augmentant de façon importante la tortuosité des conduits empruntés par l'eau dans son écoulement qui, lui, est parallèle à l'axe des contraintes effectives. Cette constatation n'exclut toutefois pas la diminution de K simplement par diminution de l'espace total occupé par les vides.

Parmi les plus connues, les relations et théories suivantes peuvent être citées :

-Terzaghi (1925) a proposé une relation entre la perméabilité intrinsèque k et l'indice des vides:

$$k = \lambda(e - 0.15)^3 \cdot (1 + e) \quad (19)$$

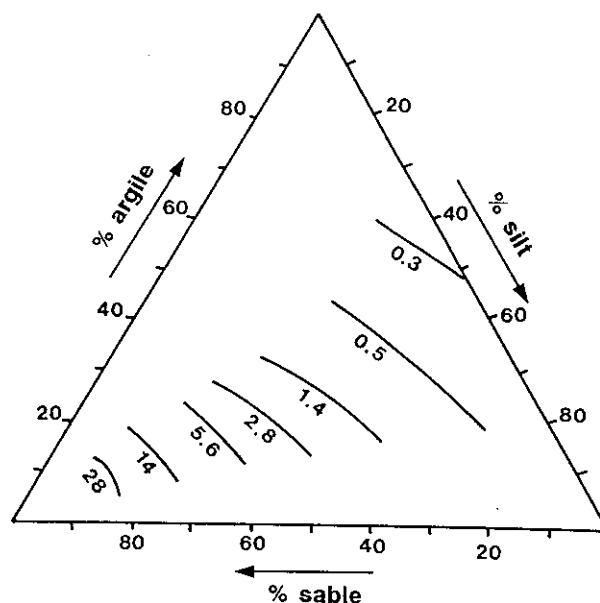


Figure 12. Le coefficient de perméabilité ($\cdot 10^6$ m/s) des terrains meubles saturés [d'après Milner (1989) sur des données de Delver (1962)].

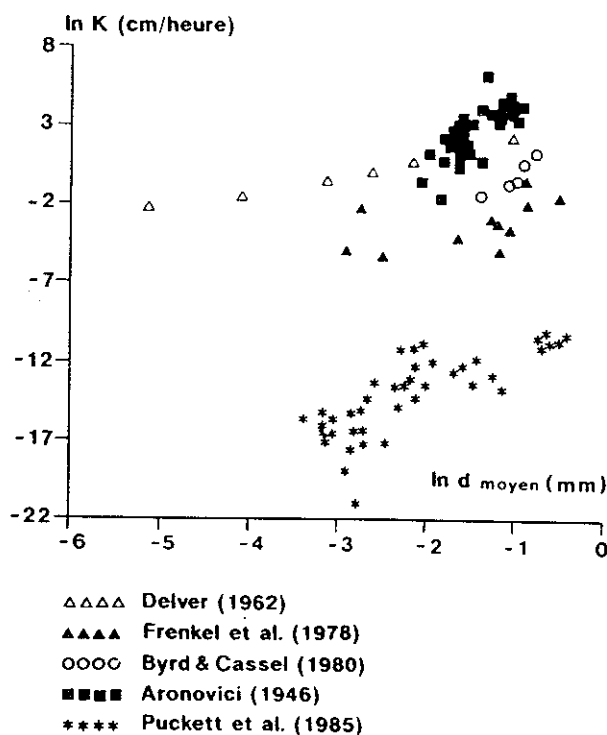


Figure 13. Variation de $\ln K$ (en cm/heure) en fonction du $\ln d_{moyen}$ pour des sols saturés à l'eau. Les données proviennent de 5 auteurs (d'après Milner, 1989).

où λ est une constante à déterminer expérimentalement.

Les résultats expérimentaux ont montré que pour des milieux poreux de porosité comprise entre 0.20 et 0.80, l'équation 19 peut se généraliser sous la forme (Rieke & Chiligarian, 1974):

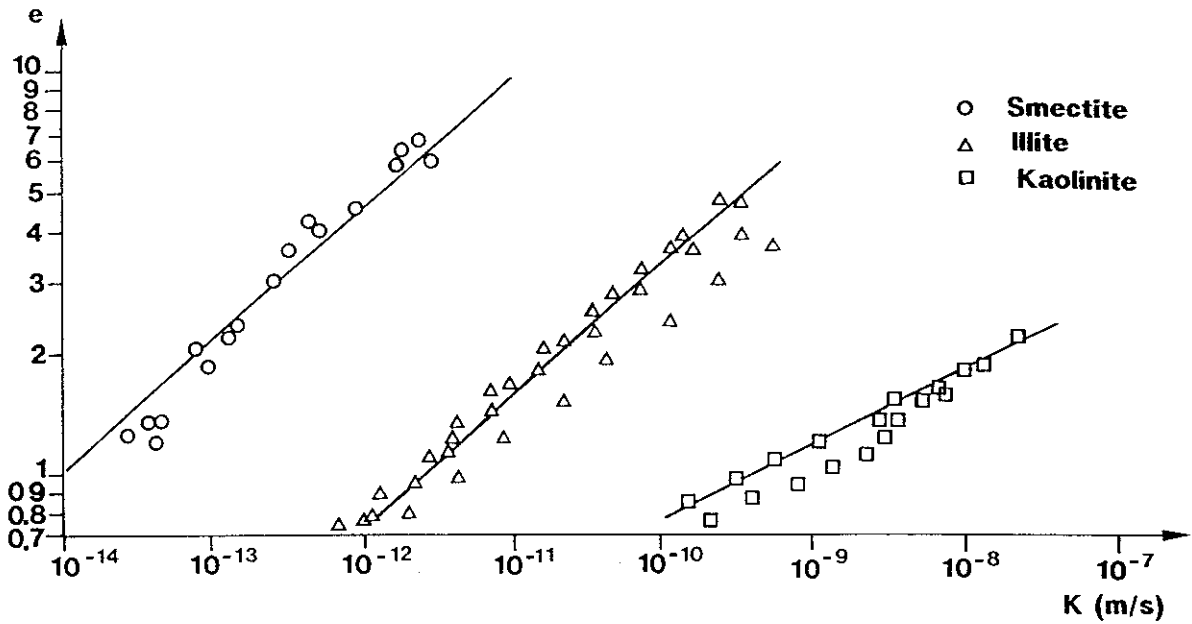


Figure 14. Variation du coefficient de perméabilité à l'eau en fonction de l'indice des vides pour 3 argiles sodiques (d'après Mesri et Olson, 1971).

$$k = \lambda \cdot n^a \quad (20)$$

où λ et a sont des constantes expérimentales (a prend une valeur proche de 5 dans la plupart des cas)

Récemment, Feldkamp (1989) a repris cette équation sous une forme similaire à celle obtenue pour la variation de compressibilité (équation 16):

$$k = a \cdot \frac{e^b}{(1+e)}$$

où a et b sont des constantes à déterminer expérimentalement.

- L'équation de Kozeny-Carman (1937) s'écrit comme suit:

$$k = \lambda \cdot \frac{n}{S_{sp}^2} \quad (21)$$

où λ est une constante à déterminer expérimentalement.

S_{sp} = surface se rapportant à une unité de volume de pores (ou surface spécifique)

Très peu utilisée en pratique, elle a été modifiée pour obtenir:

$$k = \lambda \frac{n^3}{(1-n)^2 \cdot S_{sp}^2} \quad (22)$$

où λ est une constante à déterminer expérimentalement.

- Barends (1990) propose une loi liant empiriquement k aux déformations relatives (ε) et à la porosité (n):

$$k = k_0 \cdot e^{(\kappa \cdot \varepsilon / n)} \quad (23)$$

où k_0 est la perméabilité intrinsèque initiale (avant déformation)

κ est un paramètre empirique, calculé expérimentalement.

- Safai et Pinder (1980) ont proposé:

$$K = \left[1 + \left(a \cdot \left| \frac{p}{\rho \cdot g} \right| \right)^b \right]^{-c} \quad (24)$$

où a , b , c sont des paramètres empiriques, déterminés expérimentalement.

- Lambe & Whitman (1969) présentent des données expérimentales obéissant à une loi (citée également par Rudolph & Frind, 1991), du type:

$$dK = K_0 \cdot (10^{de/m} - 1) \quad (25)$$

où K_0 est le coefficient de perméabilité au début de l'incrément de contrainte effective $d\sigma'$ et m est déterminé expérimentalement (figure 15).

- Sur base de nombreux résultats d'essais, Nishida & Nakagawa (1969) ont développé une

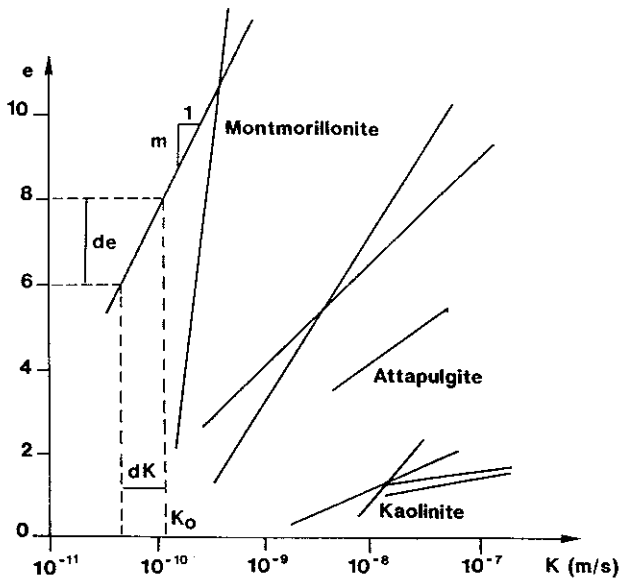


Figure 15. Relation entre K et l'indice des vides (e) pour différents types d'argile (d'après Lambe et Whitman, 1969).

équation liant K à l'indice des vides (e) et à l'indice de plasticité (I_p) pour des argiles:

$$\log K = \left[\frac{e}{(0.01 I_p + 0.05)} \right] - 12 \quad (26)$$

Cette loi est valable dans les sols généralement très argileux et a été appliquée avec succès pour calculer les phénomènes de subsidence, dus à la compaction des sédiments meubles du Quaternaire dans les zones côtières du Japon.

De façon plus générale, cette équation 26 peut s'écrire:

$$K = e^{a.e+b} \quad (27)$$

où $a = \frac{2.3}{c.I_p + d}$

b, c, d sont des constantes à déterminer expérimentalement

- Monte & Kritzen (1976), cités par Lewis & Schrefler (1987) ont trouvé expérimentalement une relation bilinéaire entre $\ln K$ et l'indice des vides (e) pour des consolidations unidimensionnelles (figure 16). Sur base de ces résultats et en se rapportant au type de relation trouvée entre $\log \sigma'$ et e pour la consolidation 1D (équations 9 et figure 10), on peut construire un diagramme ($\log K, e$) illustré à la figure 17. Sur ce diagramme, on peut définir les coefficients angulaires C_{K1} et C_{K2} comme les taux de variation de K en fonction de e, durant la

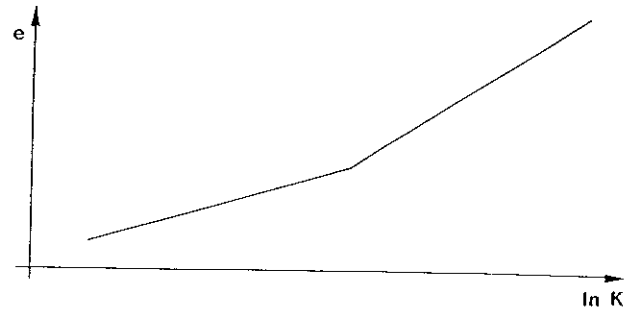


Figure 16. Relation entre l'indice des vides e et $\ln K$ (d'après Lewis et Schrefler, 1987).

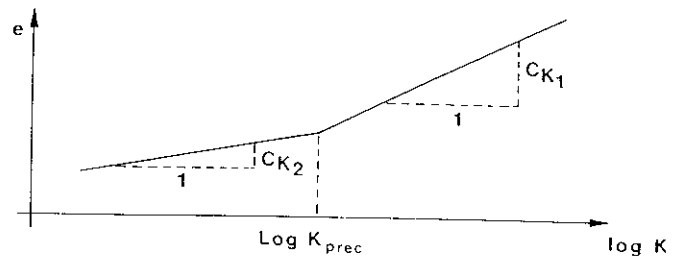


Figure 17. Diagramme ($\log K, e$).

consolidation, respectivement avant et après avoir atteint la valeur du coefficient de perméabilité (noté K_{prec}) correspondant à la contrainte effective de préconsolidation.

A partir de là, de façon similaire aux équations (11), il est aisé de trouver:

$$\left. \begin{aligned} de &= \frac{C_{K1}}{2.3} \frac{dK}{K} & K > K_{prec} \\ de &= \frac{C_{K2}}{2.3} \frac{dK}{K} & K \leq K_{prec} \end{aligned} \right\} \quad (28)$$

En associant les équations (11) et (28), on trouve:

$$\left. \begin{aligned} -\frac{C_s}{C_{K1}} \cdot \frac{d\sigma'}{\sigma'} &= \frac{dK}{K} & K > K_{prec} \\ -\frac{C_c}{C_{K2}} \cdot \frac{d\sigma'}{\sigma'} &= \frac{dK}{K} & K \leq K_{prec} \end{aligned} \right\} \quad (29)$$

Ce qui mène à une équation du type:

$$K = C / \sigma'^a \quad (30)$$

où $\begin{cases} a = C_s / C_{K1} & K > K_{prec} \\ a = C_c / C_{K2} & K \leq K_{prec} \end{cases}$ et

$$C = K_{\text{prec}} \cdot (\sigma'_{\text{prec}})^a$$

où C est une constante à déterminer expérimentalement.

Cependant, sur base des travaux de Haghrou (1983), cités par Magnan (1986), il serait malaisé de déterminer le rapport $a = C_c / C_{K2}$ sur bien des argiles en consolidation (figure 18).

De nombreuses relations sont donc connues, adaptées plus ou moins bien à chaque cas étudié. L'essentiel consiste à disposer d'un maximum de données géologiques et sédimentologiques, de manière à pouvoir orienter le choix hydrogéotechnique (e , n , K en fonction de σ'), afin de choisir et adapter les coefficients, paramètres et exposants de la relation proposée.

3.6. CONDITIONS INITIALES, CONDITIONS AUX LIMITES ET SCHEMAS NUMERIQUES

L'équation (4) s'écrit :

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(K_z(e(\sigma')) \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \right) = S_s(e(\sigma')) \cdot \frac{\partial h}{\partial t} \quad (31)$$

Les non linéarités en K_z et en S_s peuvent être traitées dans les schémas numériques itératifs. Les conditions aux frontières, les lois de variation de K_z et S_s et les conditions initiales doivent être déterminées afin de permettre la résolution du problème en régime transitoire. Comme précisé précédemment, les conditions aux frontières des couches semi-perméables compressibles sont fournies à chaque pas de temps par le modèle d'écoulement 3D.

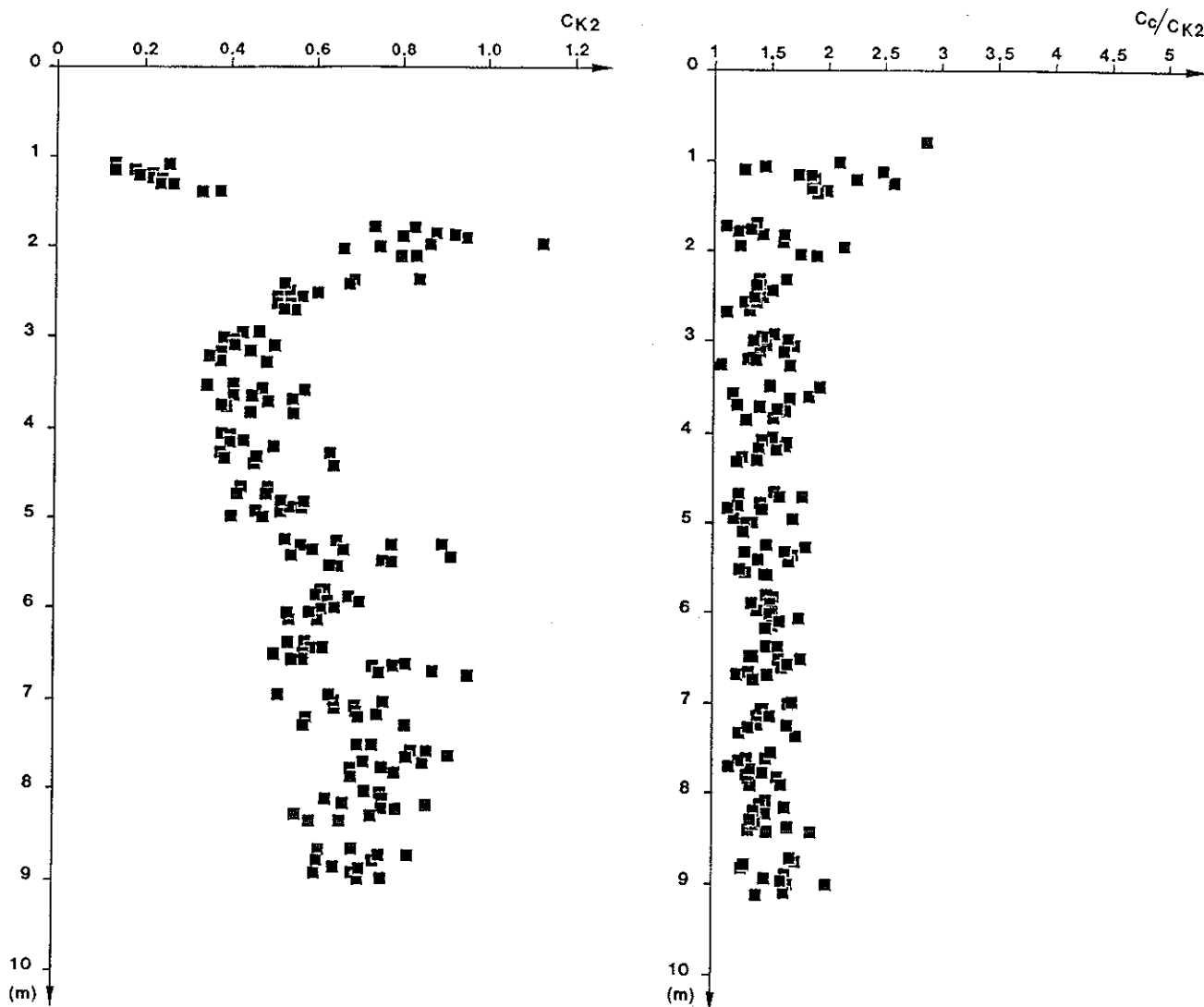


Figure 18. Variations de C_{K2} et du rapport C_c / C_{K2} (d'après Magnan, 1986 et Haghrou, 1983, argile de Cubzac, remblai D).

Les valeurs initiales de K_z et de S_s doivent être déduites de l'état de contrainte initial régnant dans le milieu poreux saturé, donc de la répartition initiale de σ' et e .

(a) La contrainte effective initiale, en tout point de profondeur z , s'écrit (figure 2):

$$\sigma'(z) = \gamma \cdot z_0 + (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot (z - z_0)$$

où z_0 est la profondeur à partir de laquelle les terrains sont saturés.

Cependant, durant la consolidation, la valeur de γ_{sat} peut augmenter puisque le milieu poreux devient plus dense par diminution de l'indice des vides. De plus, la longueur de la colonne 1D considérée se raccourcit durant le processus de consolidation.

La variation de la longueur de la colonne peut s'exprimer comme suit:

$$\Delta l = l \cdot \frac{\Delta e}{(1 + e)} \quad (32)$$

En général, la variation de la contrainte effective résultant de l'évolution de la valeur de γ_{sat} est considérée comme négligeable par rapport aux fortes variations de σ' dues aux diminutions des pressions interstitielles. D'autre part, l'ajout d'une non linéarité supplémentaire sous la forme d'une relation:

$$\gamma_{sat} = \frac{1}{(1 + e)} \cdot (\gamma_{sat} + e \cdot \gamma_w) \quad (33)$$

ne pose pas de grands problèmes et est souvent implicitement prise en compte dans le calcul.

(b) La répartition initiale des valeurs d'indice des vides $e(z)$ dans la colonne doit être fournie au modèle. Les valeurs fournies par les essais sont caractéristiques de l'état de contrainte, régnant dans les terrains lors du prélèvement de l'échantillon. Or la simulation du comportement du réservoir doit bien souvent débiter à une époque antérieure à la date de prélèvement. Si les contraintes effectives peuvent être retrouvées par les mesures de la dépression d'eau et application de la loi de Terzaghi, l'indice des vides initial peut être calculé (figure 19):

- si initialement le milieu poreux était normalement consolidé

$$e_{initial} = e_{essais} + C_c \cdot \log \frac{\sigma'_{essais}}{\sigma'_{initial}} \quad (34)$$

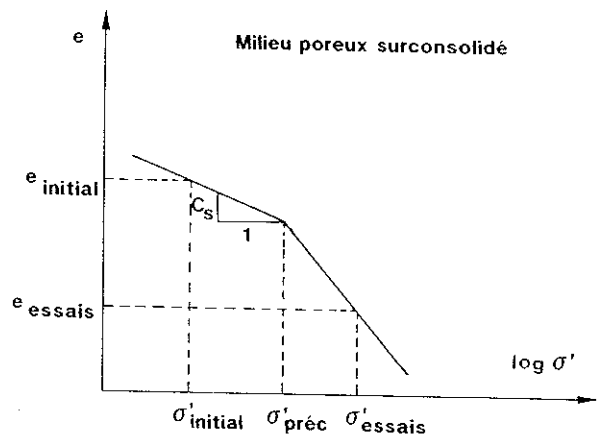
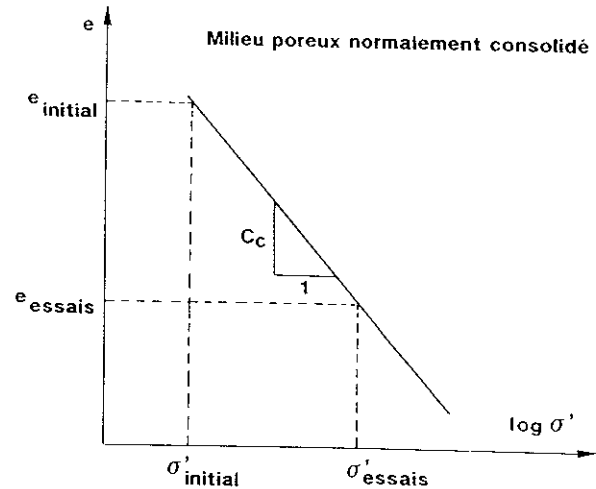


Figure 19 : Calcul de l'indice des vides initial.

- si initialement le milieu poreux était surconsolidé à une contrainte effective: σ'_{prec}

$$e_{initial} = e_{essais} + C_s \cdot \log \frac{\sigma'_{prec}}{\sigma'_{initial}} + C_c \cdot \log \frac{\sigma'_{essais}}{\sigma'_{prec}}$$

(35)

(c) A partir de la connaissance de la distribution initiale des contraintes effectives et des indices des vides, la compressibilité initiale et le coefficient

de perméabilité initial peuvent être calculés rétroactivement. Ensuite, au cours de la consolidation les valeurs de S_s et de K_z sont actualisées en utilisant les relations les liant à e ou σ' .

(d) Comme signalé précédemment, lors de la consolidation la hauteur de la colonne 1D est modifiée. On peut en tenir compte dans la procédure

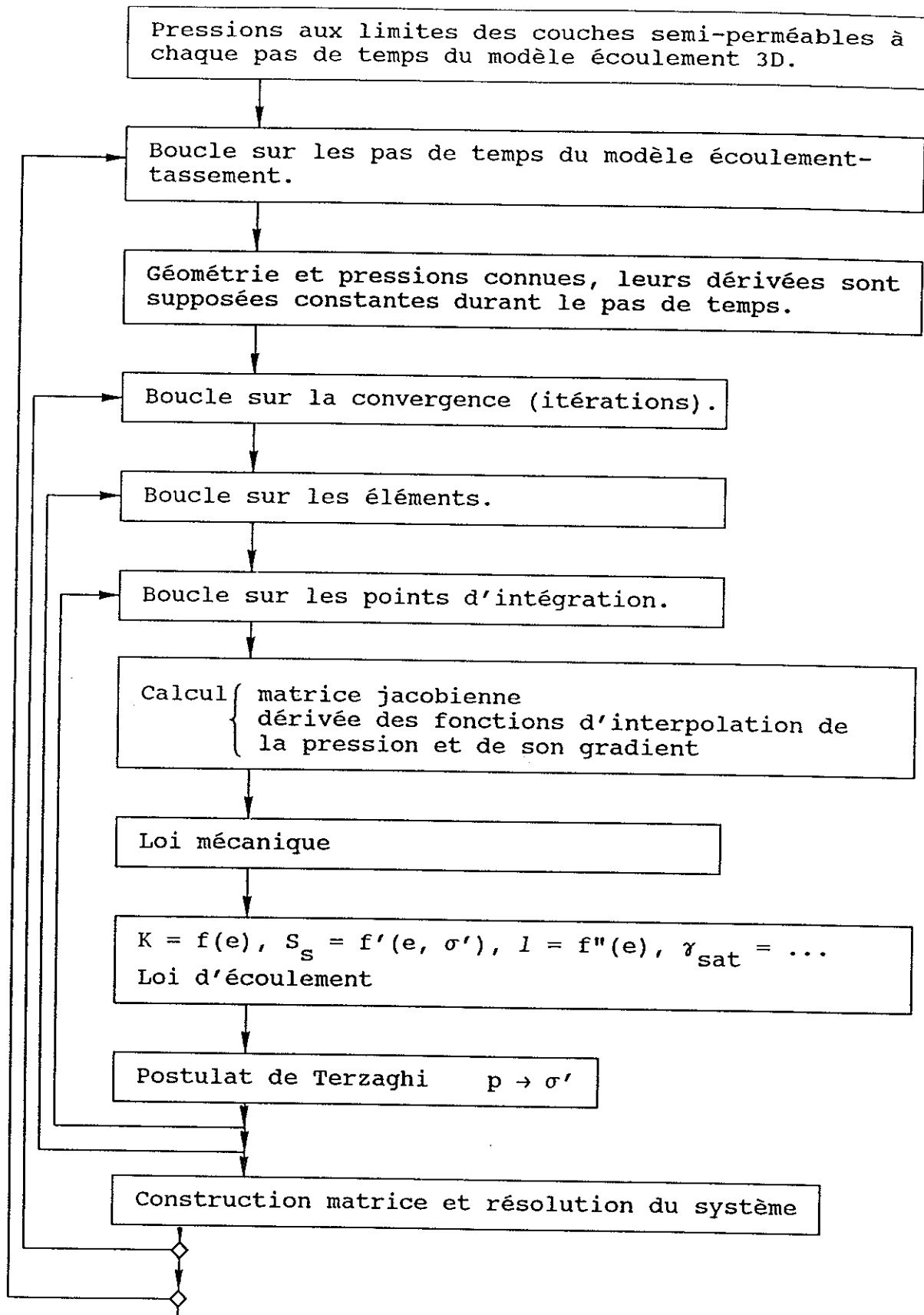


Figure 20. Schéma décrivant les opérations successives réalisées dans un modèle écoulement-tassement couplé et non-linéaire.

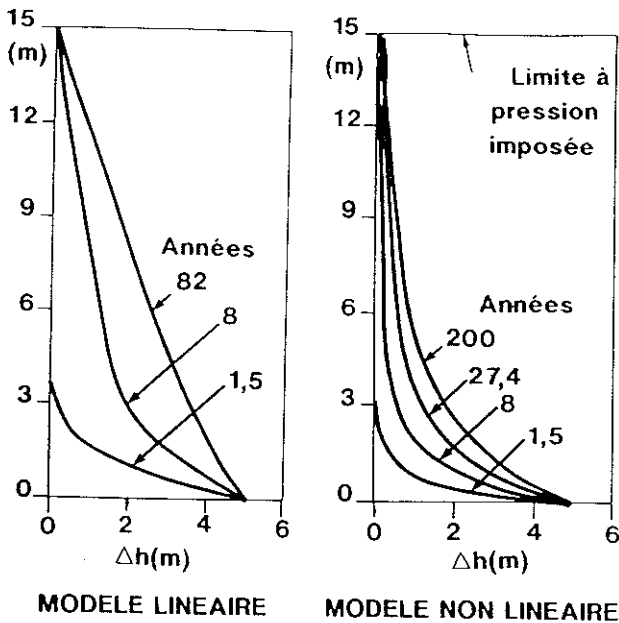


Figure 21. Propagation d'une dépression de 5 m d'eau dans une couche d'argile de 15 m d'épaisseur. Comparaison entre les simulations linéaire et non linéaire (d'après Rudolph et Frind, 1991).

numérique, dans chaque élément 1D par l'application de l'équation (32) où l est alors la longueur de l'élément. Cette modification de la géométrie de l'élément au cours de la consolidation constitue une non linéarité supplémentaire dans l'équation (31).

La résolution de l'équation (31) en mode transitoire demande donc l'actualisation de K_z , S_s et l durant chaque pas de temps en réponse aux variations de pressions interstitielles ce qui amène à l'élaboration d'un organigramme du type de celui illustré à la figure 20.

3.7. INFLUENCE DE LA PRISE EN COMPTE DU COUPLAGE ET DES NON LINEARITES

Les résultats d'un modèle écoulement-tassement où les paramètres (K_z et S_s) varient en fonction des contraintes effectives ne seront en rien semblables aux résultats d'un modèle non couplé à paramètres constants.

Les baisses de pression vont se propager différemment, le coefficient de consolidation ($C_v = K_z / S_s$) n'étant pas constant. En effet, K_z et S_s varient, mais pas dans le même rapport.

Rudolph et Frind (1991) montrent que pour un changement de pression à la base d'une colonne d'argile, il faut plus de temps pour rétablir un régime permanent d'écoulement en simulation non linéaire qu'en simulation linéaire (figure 21). Re-

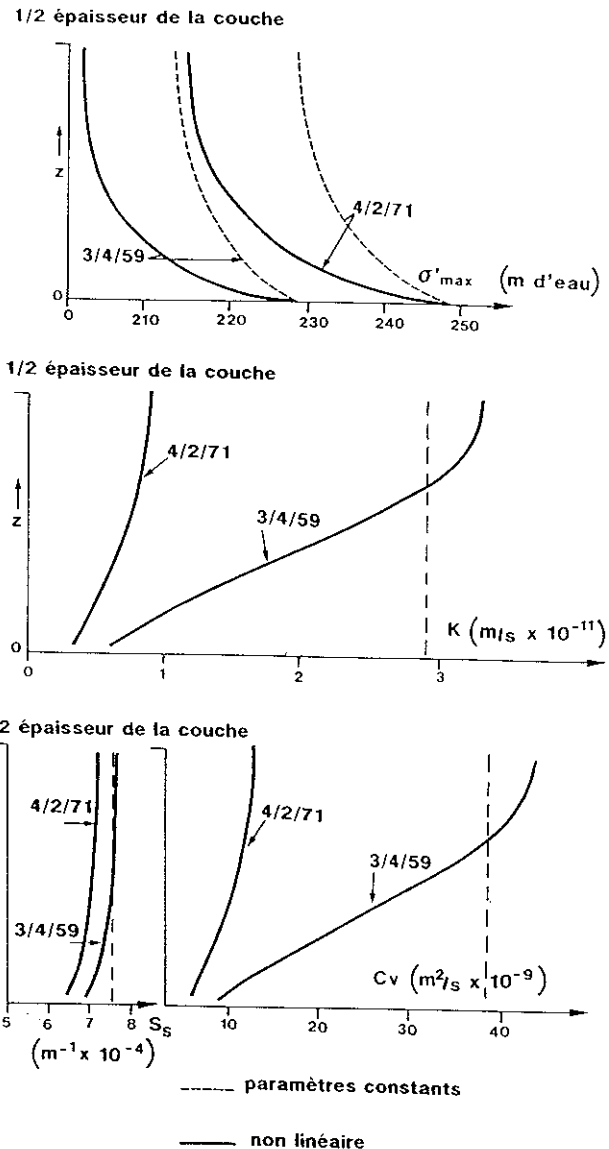


Figure 22. Résultats publiés par Helm (1976) montrant la distribution des paramètres et de σ' en 1959 et 1971 dans une demi-couche compressible du site de Pixley (Californie), présumée homogène initialement.

marquons que cette constatation n'est vraie dans tous les cas que lorsque les valeurs de K_z et de S_s la simulation à paramètres constants, sont identiques aux valeurs initiales de la simulation non linéaire. De plus, il faut que les variations (à la baisse) de K_z soient plus importantes que celles de S_s pour provoquer une diminution de C_v . Précédemment Helm (1976) avait déjà étudié ce type de comparaisons dans lesquelles (figure 22):

- la variation à la baisse de S_s est moins importante que celle de K_z ;

- les paramètres constants pour la simulation linéaire ne sont pas égaux aux valeurs initiales des K_z et S_s .

Les profils montrant la propagation de la contrainte effective maximum, jusqu'à la demi-épaisseur d'une couche argileuse compressible, illustrent, pour deux dates, que les variations de pressions d'eau se sont propagées moins vite dans le cas non linéaire (figure 22).

Le même type de constatation sera faite, pour les colonnes 1D situées dans la zone de Shanghai en comparant les simulations:

- linéaire (modèle non-couplé ou linéaire),
- couplée (non linéaire en S_s) et linéaire en K_z ,
- non linéaire en K_z et S_s .

Les différences dans la répartition des pressions d'eau et donc dans celle des contraintes effectives induisent l'essentiel de la différence observée pour les tassements calculés.

Néanmoins, à variation de pression égale, il a été démontré (Dassargues, 1991) que les tassements calculés par la simulation linéaire seront supérieurs aux tassements calculés par le programme non linéaire si les paramètres constants (choisis dans la simulation linéaire) sont égaux aux valeurs initiales des paramètres pour la simulation non linéaire (à paramètres variables).

4. CONCLUSION

La prise en compte des non linéarités de la perméabilité et du coefficient d'emmagasinement spécifique, lors du calcul de tassements engendrés par des baisses de pression d'eau dans un aquifère, permet une meilleure prise en compte des processus physiques de la consolidation. Les différences de tassement calculé qui seront trouvées par rapport à un calcul traditionnel peuvent être importantes. Elles le seront d'autant plus que le principal facteur provoquant celles-ci est la répartition différente dans l'un et l'autre cas des pressions d'eau et donc des contraintes effectives.

Si les valeurs des paramètres initiaux du modèle non linéaire sont égales aux valeurs constantes de la simulation linéaire, les tassements calculés en mode non linéaire sont systématiquement inférieurs à ceux calculés en simulation linéaire.

Pour un cas d'étude donné, il sera parfois utile de pouvoir comparer les résultats calculés avec

différents types de relation prenant en compte la non linéarité de K .

5. BIBLIOGRAPHIE

- ARCHER, J.S. & WALL, C.G., 1987.- Petroleum engineering, Principles and practices, Chapter 5, Characteristics of Reservoirs. Imperial College of Science and Technology, London, Graham and Trotman.
- ARONOVICI, V.S., 1946.- The mechanical analysis as an index of subsoil permeability. *Soil Sci. Soc. Am. Proc.*, 11: 137-141.
- BARENDT, F.B.J., 1990.- The role of pore water in geological and geotechnical engineering. Proc. of the 6th IAEG Congress Rotterdam, Balkema.
- BIOT, M.A., 1941.- General Theory of three-dimensional consolidation. *J. Appl. Phys.*, 12: 155-164.
- BIOT, M.A., 1956.- General solutions of the equations of elasticity and consolidation for a porous material. *J. Applied Mechanics*, Trans. ASME, 23: 91-96.
- BONNECHERE, F., 1985.- Cours de mécanique des sols. Université de Liège, Faculté des Sciences Appliquées.
- BYRD, C.W. & CASSEL, D.K., 1980.- The effect of sand content upon cone index and selected physical properties. *Soil Sci.*, 129: 197-204.
- CHARLIER, R. & RADU, J.P., 1989.- Méthode des éléments finis et couplage hydromécanique. Chapitre 4 du rapport LGIH-MSM : SPPS 891, Etude de la géologie du Quaternaire de l'hydrogéologie et de la géologie de l'ingénieur dans le delta du Yangtse. Modèle mathématique de la zone de Shanghai, pp. 505-519 (non publié).
- COATES, G.R. & DUMANOIR, J.L., 1973.- A new approach to improved log derived permeability. Proc. SPWLA, 14th Ann. Symp.
- CORAPCIOGLU, M.Y., 1981.- Land subsidence - A state-of-the-art review. In *Fundamentals of Transport phenomena in porous media*, NATO ASI Series, 369-444.
- DASSARGUES, A., 1989.- Théorie de Biot. Chapitre 1.5. du rapport LGIH-MSM : SPPS 891, Etude de la géologie du Quaternaire, de l'hydrogéologie et de la géologie de l'ingénieur dans le delta du Yangtse. Modèle mathématique de la zone de Shanghai, pp. 211-227 (non publié).
- DASSARGUES, A., 1989, Mécanismes de la subsidence due aux pompages. Introduction du rapport LGIH-MSM : SPPS/891, Etude de la géologie du Quaternaire, de l'hydrogéologie et de la géologie de l'ingénieur dans le delta du Yangtse. Modèle mathématique de la zone de Shanghai, pp. 7-12 (non publié).
- DASSARGUES, A., 1991, Paramétrisation et simulation des réservoirs souterrains, Discrétisation du domaine, préparation statistique des données, couplages et non linéarités des paramètres. Thèse de Doctorat, Faculté des Sciences Appliquées, Université de Liège, 313 p.
- DASSARGUES, A., CHARLIER, R., MONJOIE, A. & CESCOTTO, S., 1989.- Projet d'Action Concertée : Modélisation des interactions conditionnant la mise en valeur des réservoirs naturels souterrains. Confidentiel, ULg.
- DELAGE, P. & LEFEBVRE, G., 1984.- Study of the structure of a sensitive Champlain clay and of its evolution during consolidation. *Canadian Geotechnical Journal*, 21: 21-35.
- DELVER, P., 1962.- Properties of saline soils in Iraq. *Neth. J. Agric. Sci.*, 10: 194-210.
- DEWIEST, R.J.M., 1966.- On the storage coefficient and the equations of groundwater flow. *J. Geophysical Union*, 71, n°4, 1117-1122.

- DOMENICO, P.A., & Mifflin, M.D., 1965.- Water from low-permeability sediments and land subsidence. *Water Resources Research*, 1, n° 4, 563-576.
- FELDKAMP, J.R., 1989.- Numerical analysis of one dimensional non linear large-strain consolidation by the Finite Element Method Transport in Porous Media, 4: 239-257.
- FRENKEL, H., Goertzen, J.O. and Rhoades, J.D., 1978, Effects of clay type and content, exchangeable sodium percentage, and electrolyte concentration on clay dispersion and soil hydraulic conductivity, *Soil Sci. Soc. Am. Proc.*, n° 42, pp. 32-39.
- GAMBOLATI, G., 1973.- Equation for one-dimensional vertical flow of groundwater, 2, Validity range of the diffusion equation. *Water Resources Research*, 9(5): 1385-1395.
- HAGHOU, M., 1983.- Etude du comportement d'un remblai expérimental sur sols compressibles. Thèse de docteur ingénieur, Univ. Pierre et Marie Curie, Paris VI, 137 p.
- HANTUSH, M.S., 1966.- Analysis of data from pumping tests in anisotropic aquifers. *J. Geophys. Res.*, 71(2): 421-426.
- HANTUSH, M.S., 1960.- Modification of the theory of leaky aquifer. *J. Geophys. Res.*, 65: 3713-3725.
- HELM, D.C., 1976.- One-dimensional simulation of aquifer system compaction near Pixley, California, 2. Stress-dependent parameter. *Water Resources Research*, 12(3): 375-391.
- JOSSEAUME, H., 1971.- Etude de la pression interstitielle. Rapport de recherche LPC n° 14, Paris.
- LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.V., 1969.- Soil Mechanics. John Wiley, New-York.
- LEROUEIL, S., MAGNAN, J.P., TAVENAS, F., 1985.- Remblais sur argiles molles. Lavoisier, TEDOC, Paris.
- LEWIS, R.W. & SCHREFLER, B.A., 1987.- The finite element method in the deformation and consolidation of porous media. Wiley & Sons, New-York, 337 p.,
- MAGNAN, J.P., 1986.- Modélisation numérique du comportement des argiles molles naturelles. Rapport LPC 141, Paris.
- MESRI, G., & OLSON, R.E., 1971.- Mechanisms controlling the permeability of clays. *Clays and Clay Minerals*, 19: 151-158.
- MILNER, M., 1989.- Influence of clay mineralogy and texture on soil hydraulic properties. Ph.D., University of Wisconsin, Madison.
- NEUMAN, S.P. & WITHERSPOON, P.A., 1969.- Theory of flow in a confined two-aquifer system. *Water Resources Research*, 5(4):803- 816.
- NISHIDA, Y. & NAKAGAWA, S., 1969.- Water permeability and plastic index of soils. In Land Subsidence IAHS-UNESCO, Publ.n° 89: 573-578.
- PUCKETT, W.E., DANE, J.H. & HAJECK, B.F., 1985.- Physical and mineralogical data to determine soil hydraulic properties. *Soil Sci. Soc. Ann. Proc.*, 49: 831-836.
- RIEKE, H.H., & CHILINGARIAN, G.V., 1974.- Compaction of argillaceous sediments. Elsevier, 424 p.
- RUDOLPH, D.L. & FRIND, E.O., 1991.- Hydraulic response of highly compressible aquitards during consolidation. *Water Resources Research*. 27(1): 17-30.
- SAFAI, N.M. & PINDER, G.F., 1980.- Vertical and horizontal land deformation due to fluid withdrawal. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 4: 131-142.
- SCHROEDER, Ch., 1989.- Etude des microstructures après essais oedométriques à haute pression. Rapport LGIH-MSM : SPPS/891, Etude de la géologie du Quaternaire, de l'Hydrogéologie et de la Géologie de l'Ingénieur dans le delta du Yangtse - Modèle mathématique de la zone de Shanghai, pp. 438-443.
- SKEMPTON, A.W., 1954.- The pore-pressure coefficients A and B. *Geotechnique* 4: 143-147.
- TERZAGHI, K., 1943.- Theoretical soil mechanics. John Wiley, New-York, 310 p.
- TERZAGHI, K., & PECK, R., 1948.- Soil mechanics in engineering practice. Wiley and Sons, New-York.
- TIMUR, A., 1968.- An investigation of permeability, porosity and residual water saturation relationships for sandstone reservoirs. *The Log Analyst*, vol. 9, n° 4.
- VERDEYEN, J., ROISIN, V. & NUYENS, J., 1968.- La mécanique des sols. Presses Universitaires de Bruxelles, DUNOD, Paris.
- VERRUIJT, A., 1984.- The theory of consolidation. In Fundamentals of Transport Phenomena in Porous Media, edited by Bear J. and Corapcioglu Y., NATO, ASI Series : 349-368.
- WYLLIE, M.R.J. & ROSE, W.D., 1950.- Some theoretical considerations related to the quantitative evaluation of the physical characteristics of reservoir rock from electrical log data. *Trans. AME*, vol. 189: 105-118.

Manuscrit reçu le 6 novembre 1992; version révisée acceptée le 15 août 1993.