

Prise en compte des variations de la perméabilité et du coefficient d'emmagasinement spécifique dans les simulations hydrogéologiques de la consolidation en milieux argileux saturés

par ALBERT DASSARGUES*

Mots clés. – Tassements, Argiles, Modélisations, Non linéarités, Perméabilité, Emmagasinement, Shanghai.

Résumé. – Il est connu depuis longtemps que la consolidation de couches géologiques compressibles silto-argileuses induit une diminution de la porosité. Par conséquent, la perméabilité et la compressibilité du milieu sont également diminuées et les conditions hydrodynamiques sont donc modifiées. Un couplage complet entre les processus d'écoulement et de tassement est à prendre en compte avec les non linéarités de ces paramètres. En conditions saturées, l'emmagasinement spécifique étant directement lié à la compressibilité du milieu, sa variation dépendra de la loi comportementale choisie pour décrire la consolidation du milieu. Pour la perméabilité, le choix de la loi de variation peut être plus délicat et devrait être réalisé au cas par cas et sur base des résultats expérimentaux. Les résultats d'un modèle couplant les processus d'écoulement et de tassement, où les perméabilités et coefficients d'emmagasinement spécifique varient en fonction des contraintes effectives, ne seront en rien semblables aux résultats d'un modèle non couplé à paramètres constants. Le calcul de la propagation des baisses de pression, engendrées par exemple par des pompages dans les zones aquifères, est dépendant du coefficient de consolidation (rapport perméabilité/coefficient d'emmagasinement spécifique). Dans le modèle couplé, celui-ci n'est pas constant car les perméabilités et coefficients d'emmagasinement spécifique varient en ne conservant pas le même rapport. Les différences dans la répartition des pressions d'eau et donc dans celle des contraintes effectives, induisent l'essentiel de la différence des tassements calculés avec l'une ou l'autre des simulations.

Différentes lois de non linéarité de K sont testées sur un cas concret issu de la modélisation de la subsidence de Shanghai sous l'effet de pompages intensifs, montrant l'influence de ce choix sur les résultats.

Taking the variations of hydraulic conductivity and storage coefficient into account for modelling hydrogeological processes and consolidation in saturated clays

Key words. – Subsidence, clays, modelling, non linearities, hydraulic conductivity, storage, Shanghai.

Abstract. – It is well known that the consolidation of compressible silt-clay geological layers induces a decrease in porosity. Consequently, the hydraulic conductivity and the compressibility of the medium are also decreased and the hydrodynamic conditions changed. A full coupling between the groundwater flow and the subsidence processes must be taken into account with non-linear parameters. In saturated conditions, the specific storage coefficient is directly related to the volume compressibility of the medium; its evolution depends on the rheological law chosen to describe the consolidation of the medium. For the hydraulic conductivity, the choice of the variation law is more difficult and should be made in each case as a function of the experimental data and measurements. Comparisons are made between computations with constant and varying parameters. The computed pore pressures are strongly affected, automatically inducing the major differences in the calculated subsidences. Different laws of non-linearity for the hydraulic conductivity are tested on a practical case taken from the study of the land subsidence in Shanghai. This subsidence was induced by heavy groundwater withdrawal.

ABRIDGED ENGLISH VERSION

According to Terzaghi's [1943] principle, the geostatic pressure or total stress (σ) at any point in the soil is considered as the result of two added components: the fluid pore pressure (p) and the effective stress (σ'). The slow propagation of pore pressure decrease in semi-permeable layers automatically induces an equivalent increase in effective stress in these compressible layers and a drained consolidation process is started. Physically, the structural evolution of clay during the consolidation process is dominated by the reduction of the pore dimensions, resulting in a total porosity decrease. Many authors have observed that clay minerals tend to orient their plates at right angles to the direction of the main applied stress thus developing a kind of structural anisotropy [Delage and Lefebvre, 1984; Rieke and Chiligrarian, 1974].

Clayey soils and loose sediments have a geomechanical behaviour that is generally described as non-linear elasticity with progressive plasticity and viscosity. In practice, this particular behaviour is the reason why models based on experimental laws are chosen in preference to those based on combinations of theoretical models. Elasto-visco-plastic laws in 1D or 3D can be established from experimental results. These experimental laws make it easier to introduce non-linear and interaction effects of the parameters.

Lambe and Whitman [1969] presented data indicating that permeability values can change by orders of magnitude and compressibility can decrease significantly as the void ratio is decreased. Neither of these variations is linear. Using an oedometric law (elasto-plasticity) to describe the consolidation of the clay and recalling the direct link between the specific storage coefficient and the volume compressibility, the specific storage coefficient is expressed as a function of $1/\sigma'$ values.

For the hydraulic conductivity, the choice of the variation law is more difficult as many relations linking the hydraulic conductivity K to total porosity or void ratio can be used [Terzaghi, 1943; Rieke and Chiligrarian, 1974; Barends, 1990; Safai and Pinder, 1980; Lambe and Whitman, 1969]. For example, Nishida and Nakagawa [1969] presented an equation

* Laboratoires de Géologie de l'Ingénieur, d'Hydrogéologie et de Prospection Géophysique (L.G.I.H.), Université de Liège, Bât. B19, 4000 Liège, Belgique.

Manuscrit déposé le 23 juin 1997; accepté après révision le 9 février 1998.

linking K to e , taking the plasticity index into account. This relation has been generalised and applied successfully to the computation of the subsidence in the Shanghai area [Dassargues *et al.*, 1991].

Rudolph and Frind [1991], have shown that when a pore pressure variation is imposed at the bottom of a clayey column, it takes longer to reach permanent flow conditions with varying parameters than with constant parameters. These conclusions are always verified if K and S_v values are taken as identical at the beginning of both computations. Differences in the spatial distributions of calculated pore pressure automatically induce (by the Terzaghi principle) the main differences in calculated subsidences. Moreover, it has been demonstrated [Dassargues, 1995] that even if pore pressures are taken as being strictly identical, the subsidence computed by the simulation with constant parameters will be systematically overestimated when compared to the subsidence calculated with varying parameters (if the initial parameters are taken as identical).

For the case study of Shanghai, coupled and non-linear models were used taking into account the variation of the hydraulic conductivity and the compressibility. Results showed how inaccurate a model can be when it neglects the variation of parameters in flow-compaction computations. For more details about this case history, see Dassargues *et al.* [1991] about the preparation of the hydrogeological and geotechnical data, and Dassargues and Li [1991] for a summary of the computational aspects. Using the finite element method (FEM), the computations are based on a detailed 3D flow model of the whole area. This flow model was coupled to 32 non-linear 1D flow-compaction models located where accurate measured data were available. Both the hydrogeological and geotechnical parameters were carefully chosen in the 32 detailed flow-compaction models. Then, the subsidences were computed and comparisons made between results obtained by different non linearity-laws for hydraulic conductivity.

INTRODUCTION

Dans un ensemble de couches meubles argilo-sableuses, la subsidence due au pompage d'un fluide résulte des changements de pressions induits, provoquant des compactations dans les couches argileuses. Les successions de couches argilo-sableuses sont donc favorables à ce genre de phénomènes de subsidence et, de façon générale, on peut leur attribuer les tassements qui ont été enregistrés dans plus de 50 endroits célèbres, sans compter toutes les occurrences encore méconnues actuellement. Outre Shanghai dont il est question ci-dessous pour illustrer les développements proposés, on peut citer : Latrobe valley (Australie), le bassin de Taipei (Taiwan), Londres et le Cheshire (Grande-Bretagne), les polders (Hollande et Belgique), Debrecen et Visona (Hongrie), le delta du Pô, Ravenne et Venise (Italie), Aomori, Sendai, Haranomachi, Nanao, Tokyo, Niigata, Nobu, Osaka, Hyogo, Saga (Japon), Mexico City (Mexique), Wairakei (Nouvelle-Zélande), Bangkok (Thaïlande), plus de 15 régions aux Etats-Unis dont notamment New-Orléans, Long Beach, la zone de Houston-Galveston au Texas, la San Joaquin valley, la zone de Tulare-Wasco et la Santa Clara valley en Californie, Las Vegas, la côte de Louisiane, la vallée du Ganges près de Calcutta en Inde, Tianjin et plus de 5 autres zones côtières en Chine, etc.

La plupart de ces cas de subsidence possèdent en commun un sous-sol composé de sédiments récents (déposés au Tertiaire ou au Quaternaire) peu ou pas consolidés et présentant de ce fait des porosités et compressibilités importantes. Ces sédiments ont été déposés en environnement fluvial, lacustre ou marin peu profond, estuarien ou deltaïque. Les séquences de sédimentation ont déposé des couches subhorizontales de sédiments argileux, silteux ou sableux contenant parfois des débris organiques, des tourbes, du gaz et des huiles.

En Asie du Sud-Est, la plupart des endroits concernés sont situés en bordure de mer dans le golfe du Bengale, en mer de Chine méridionale, orientale et plus au nord en mer du Japon. Les sédiments meubles supérieurs ont été déposés lors des dernières transgressions inter-glaciaires ou post-glaciaires de l'Holocène. De plus la situation en bordure de mer de ces zones subsidentes, en fait des zones

particulièrement sensibles aux problèmes d'inondations éventuelles lors des grandes marées.

Pour pouvoir étudier de façon détaillée ces phénomènes de subsidence artificielle dus à l'extraction d'un liquide du sous-sol, les interactions entre les écoulements et les tassements en milieu poreux doivent être prises en compte. 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 à tout instant 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 (fig. 1), 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. 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 (fig. 2) 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, et en supposant que la réalimentation est insuffisante, une partie de la zone surmontant la nappe captive se désature. Cette dépression est alors compensée par une diminution croissante de la contrainte totale et une augmentation de la contrainte effective. Dans ce cas, à l'équilibre (après un temps qui peut être infiniment long), la situation serait similaire 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 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.

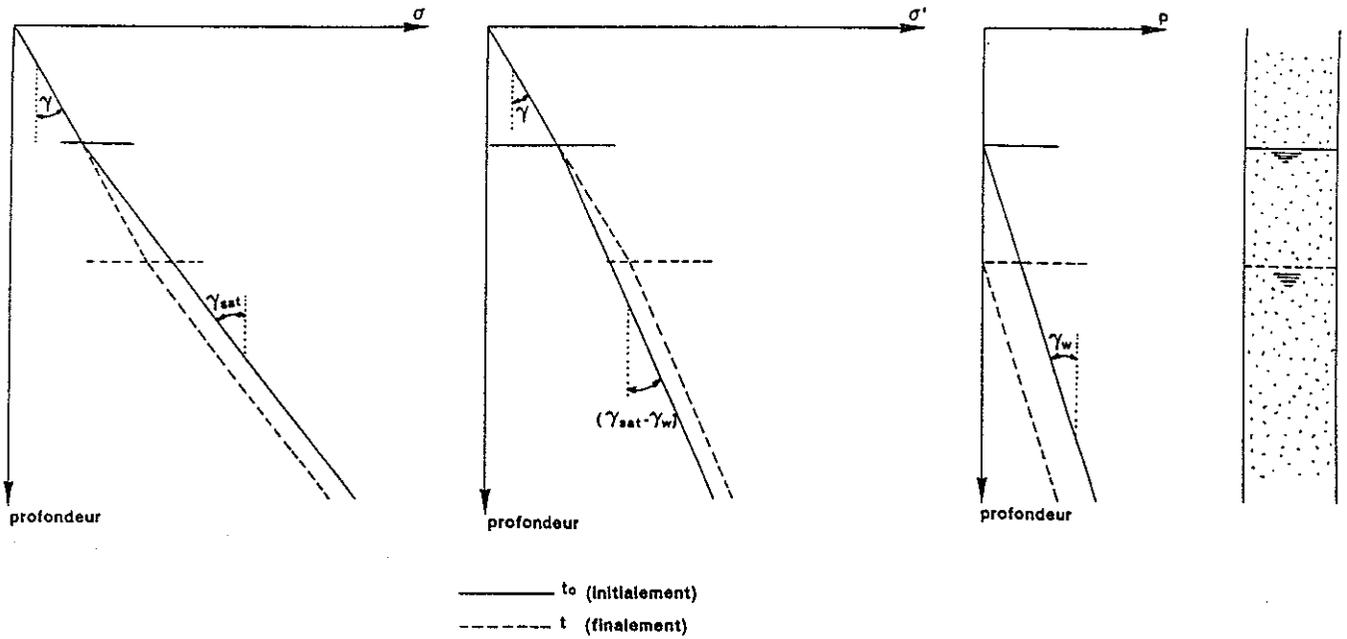


FIG. 1. - Evolution de la contrainte totale et de la contrainte effective en fonction de la profondeur, lors de la baisse du niveau piézométrique en nappe libre (γ_{sat} = poids volumique du milieu poreux saturé, γ_w = poids volumique de l'eau, γ = poids volumique apparent du milieu poreux).
 FIG. 1. - Evolution of the total stress, pore pressure and effective stress as a function of the depth when lowering the piezometric head in a water table aquifer (γ_{sat} = unit weight of saturated porous medium, γ_w = unit weight of water, γ = apparent unit weight of the porous medium).

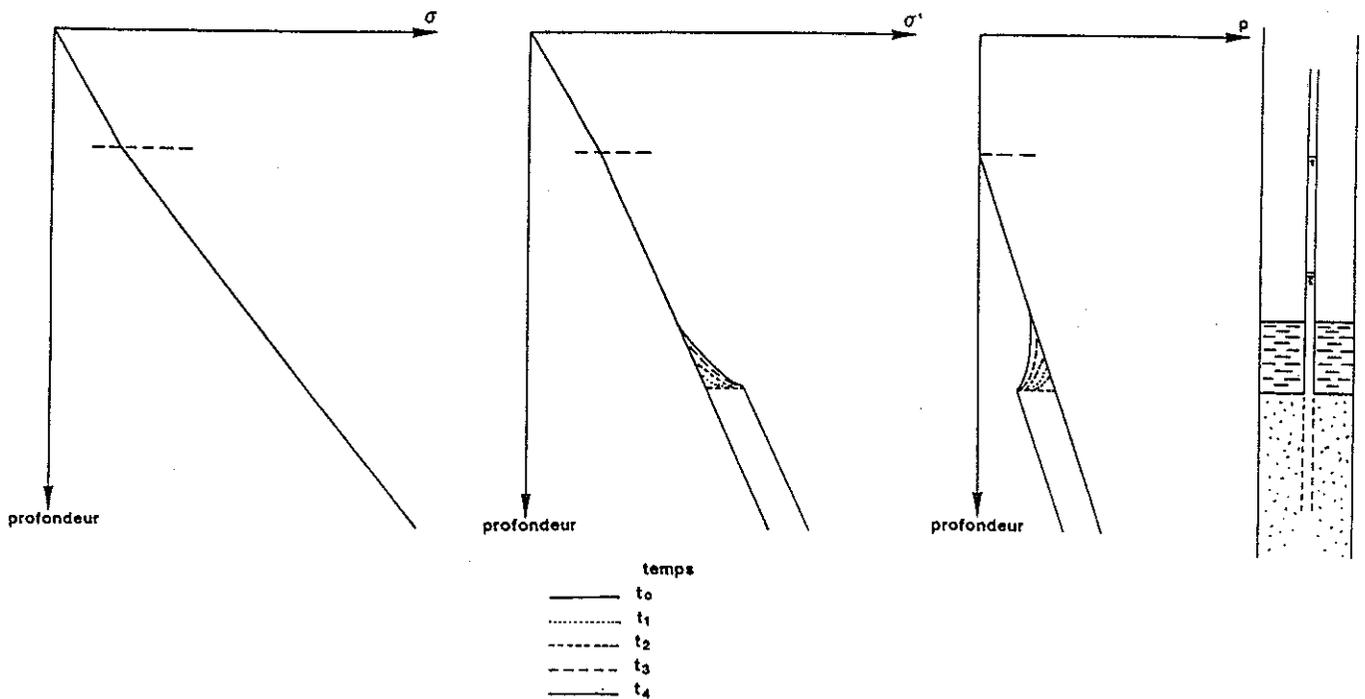


FIG. 2. - Evolution de la contrainte totale et de la contrainte effective en fonction de la profondeur, lors de la baisse du niveau piézométrique en nappe captive (γ_{sat} = poids volumique du milieu poreux saturé, γ_w = poids volumique de l'eau, γ = poids volumique apparent du milieu poreux).
 FIG. 2. - Evolution of the total stress, pore pressure and effective stress as a function of the depth when lowering the piezometric head in a confined aquifer (γ_{sat} = unit weight of saturated porous medium, γ_w = unit weight of water, γ = apparent unit weight of the porous medium).

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 feuillettes des minéraux

argileux s'orientant perpendiculairement à la contrainte appliquée.

Dans les études de subsidence, le comportement mécanique des terrains doit être idéalisé en terme de modèles mécaniques existants. La compressibilité du fluide et celle des grains solides seront négligées par rapport à la com-

pressibilité 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.

Les perméabilités (K) et les coefficients d'emmagasinement spécifique (S_s) 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.

VARIATION DU COEFFICIENT D'EMMAGASINEMENT SPÉCIFIQUE

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 et d'une compressibilité de l'eau (β) négligeable par rapport à celle d'un milieu poreux compressible, il s'écrit :

$$S_s = \rho \cdot g \cdot \alpha \quad (1)$$

où ρ est la masse volumique du fluide, g l'attraction terrestre, et α le coefficient de compressibilité volumétrique qui peut être exprimé en fonction de la variation des déformations volumétriques :

$$\alpha = \frac{d\varepsilon_v}{d\sigma'} = \frac{-dV}{V \cdot d\sigma'} = \frac{-dn}{(1-n) \cdot d\sigma'} = \frac{-de}{(1+e) \cdot d\sigma'} \quad (2)$$

où n et e sont respectivement la porosité et l'indice des vides au début de la variation $d\sigma'$, ε_v est la déformation volumique relative (ou dilatation volumique) et V est le volume total du milieu poreux.

La relation entre e et σ' peut être déterminée pour tous les types de matériaux poreux par des 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 [Bonnehère, 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 faits sur 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 et la variation de déformation verticale sont obtenues en fonction de la variation de contrainte effective. Les résultats permettent de déterminer α pour chaque niveau de contrainte effective. Les courbes oedométriques obtenues pour des matériaux sableux et argileux 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 subi 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 à des diagrammes ($\ln \sigma'$, ε) et ($\ln \sigma'$, e) où ε est la déformation verticale relative. A partir de ceux-ci, on définit habituellement une

constante de gonflement (A) et une constante de compression (C); ou un indice de gonflement (C_s) et un indice de compression (C_c):

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon &= \frac{1}{A} \ln \sigma' + C_{ste} & \sigma' < \sigma'_{prec} \\ \varepsilon &= \frac{1}{C} \ln \sigma' + C_{ste} & \sigma' \geq \sigma'_{prec} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

$$\left. \begin{aligned} e &= C_s \cdot \log \sigma' + C_{ste} & \sigma' < \sigma'_{prec} \\ e &= C_c \cdot \log \sigma' + C_{ste} & \sigma' \geq \sigma'_{prec} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

En pratique les équations (3) et (4) sont utilisées sous la forme :

$$\left. \begin{aligned} d\varepsilon &= d\sigma' / (A \cdot \sigma') & \sigma' < \sigma'_{prec} \\ d\varepsilon &= d\sigma' / (C \cdot \sigma') & \sigma' \geq \sigma'_{prec} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

$$\left. \begin{aligned} de &= \frac{C_s}{2.3} \cdot \frac{d\sigma'}{\sigma'} & \sigma' < \sigma'_{prec} \\ de &= \frac{C_c}{2.3} \cdot \frac{d\sigma'}{\sigma'} & \sigma' \geq \sigma'_{prec} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

Le coefficient de compressibilité 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) :

$$\left. \begin{aligned} \alpha(\sigma', e) &= \frac{C_s}{2.3} \cdot \frac{1}{(1+e) \cdot \sigma'} & \sigma' < \sigma'_{prec} \\ \alpha(\sigma', e) &= \frac{C_c}{2.3} \cdot \frac{1}{(1+e) \cdot \sigma'} & \sigma' \geq \sigma'_{prec} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

En fonction uniquement des contraintes effectives, on peut écrire :

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

Les variations du coefficient de compressibilité et par conséquent du coefficient d'emmagasinement sont illustrées à la figure 3.

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 :

$$q_{exp} = S_s \cdot \frac{d\sigma'}{\rho \cdot g} \quad (9)$$

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 :

$$e = a / \sigma'^b \quad (10)$$

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

Le coefficient de compressibilité peut alors s'exprimer en fonction de e uniquement :

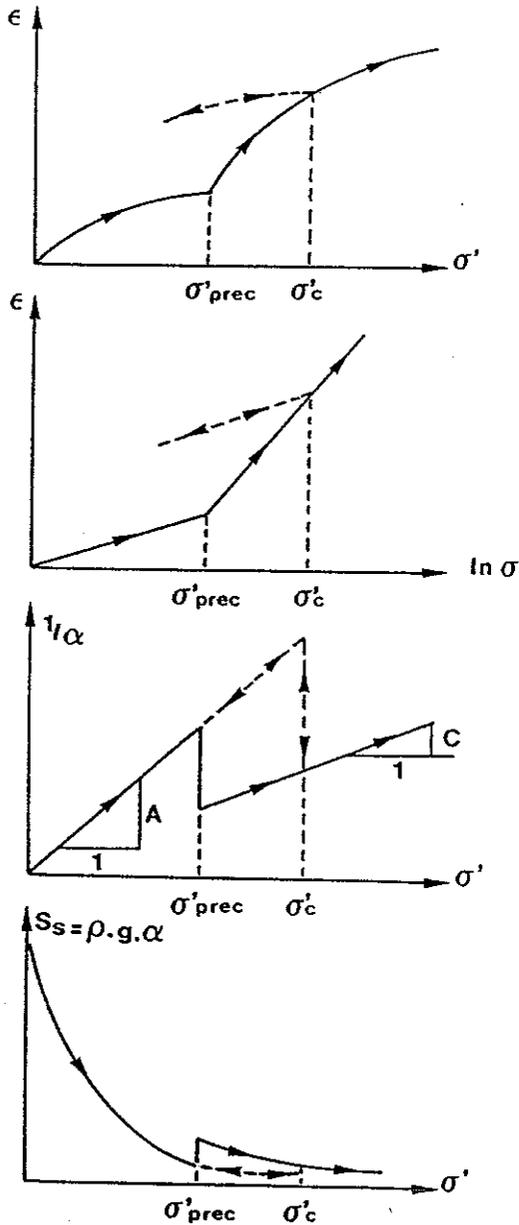


FIG. 3. - Variation du coefficient d'emménagement (S_s) en fonction de la contrainte effective (σ').

FIG. 3. - Variation of the specific storage coefficient (S_s) in function of the effective stress (σ').

$$\alpha(e) = \frac{c \cdot e^d}{(1+e)} \quad (11)$$

où c et d sont des constantes à déterminer expérimentalement.

VARIATION DE LA PERMÉABILITÉ

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. Des relations empiriques, valables dans des milieux poreux saturés, argileux, semi-perméables et compressibles 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 valeur de la perméabilité, que pour 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 les terrains meubles. Citons notamment : (1) la nature lithologique; (2) la dimension des grains et des particules solides composant le squelette du milieu; (3) les formes, orientations et surfaces spécifiques des grains; (4) la répartition spatiale des pores. 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, 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 (durant le processus de consolidation verticale). 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 a proposé une relation entre la perméabilité intrinsèque k et l'indice des vides :

$$k = \lambda(e - 0.15)^3 \cdot (1 + e) \quad (12)$$

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 (12) peut se généraliser sous la forme [Rieke et Chiligrarian, 1974] :

$$k = \lambda \cdot n^a \quad (13)$$

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 11) :

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

où a et b sont des constantes à déterminer expérimentalement.

- Les relations établissant une corrélation entre la perméabilité et la porosité dans les terrains meubles, doivent également tenir compte de la structure de la porosité qui est déterminée par l'histoire et la genèse de la roche [Guéguen et Palciauskas, 1994]. Suivant cette approche, l'équation de Kozeny-Carman s'écrit comme suit :

$$k = \lambda \cdot \frac{n}{S_{sp}^2} \quad (14)$$

où λ est une constante à déterminer expérimentalement et S_{sp} la surface se rapportant à une unité de volume de pores (ou surface spécifique). Elle a été modifiée pour obtenir :

$$k = \lambda \frac{n^3}{(1-n)^2 \cdot S_{sp}^2} \quad (15)$$

où λ est une constante à déterminer expérimentalement.

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

$$k = k_0 \cdot e^{(\kappa \cdot e/n)} \quad (16)$$

où k_0 est la perméabilité intrinsèque initiale (avant déformation) et κ un paramètre empirique, calculé expérimentalement.

- Safai et Pinder [1980] ont proposé :

$$K = \left[1 + \left(a \cdot \left| \frac{p}{\rho \cdot g} \right| \right)^b \right]^{-c} \quad (17)$$

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

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

$$dK = K_0 \cdot (10^{delm} - 1) \quad (18)$$

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

- Sur base de nombreux résultats d'essais, Nishida et Nakagawa [1969] ont développé une équation liant K à l'indice des vides (e) et à l'indice de plasticité (I_p) pour des argiles :

$$\log K = \left[\frac{e}{(0.001 \cdot I_p + 0.05)} \right] - 12 \quad (19)$$

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 (19) peut s'écrire :

$$K = e^{a \cdot e + b} \quad (20)$$

$$\text{où } a = \frac{2.3}{c \cdot I_p + d}$$

b , c , d sont des constantes à déterminer expérimentalement.

- Monte et Kritzen [1976], cités par Lewis et Schrefler [1987] ont trouvé expérimentalement une relation bilinéaire entre $\ln K$ et l'indice des vides (e) pour des consolidations unidimensionnelles. Sur base de ces résultats et en se rapportant au type de relation trouvée entre $\log \sigma'$ et e pour la consolidation 1D, on peut construire un diagramme ($\log K$, e) illustré à la figure 4. 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 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, il est aisé de trouver une équation du type :

$$K = C / \sigma'^a \quad (21)$$

$$\text{où } \begin{cases} a = C_s / C_{K1} & K > K_{\text{prec}} \\ a = C_c / C_{K2} & K \leq K_{\text{prec}} \end{cases} \text{ et } C = K_{\text{prec}} \cdot (\sigma'_{\text{prec}})^a$$

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.

De nombreuses relations sont donc connues, adaptées plus ou moins bien à chaque cas étudié. L'essentiel consiste

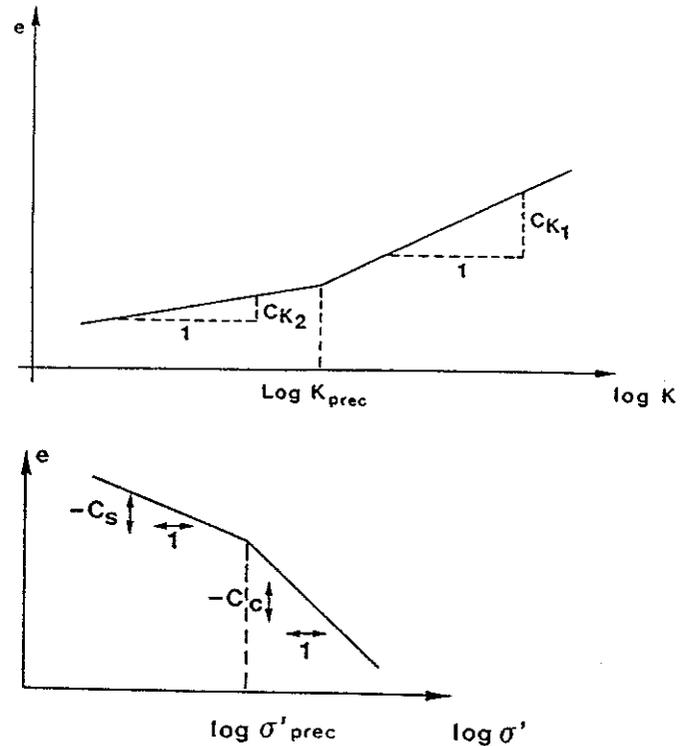


FIG. 4. - Diagramme ($\log K$, e) très similaire au diagramme ($\log \sigma'$, e) décrivant les résultats des tests oedométriques.

FIG. 4. - ($\log K$, e) diagram very similar to the ($\log \sigma'$, e) diagram describing the oedometer test results.

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.

EFFETS DE LA VARIATION DES PARAMÈTRES

Les résultats d'un modèle écoulement-tassement où les paramètres (K 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 ($C_v = K / S_s$) n'étant pas constant. En effet, K 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. Remarquons que cette constatation n'est vraie dans tous les cas que lorsque les valeurs de K et de S_s de 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 soient plus importantes que celles de S_s pour provoquer une diminution de C_v . Précédemment Helm [1976] avait montré pour une couche d'argile compressible que les variations de pressions d'eau se sont propagées moins vite dans le cas non linéaire. Le même type de constatation a été faite par l'auteur, pour les colonnes 1D situées dans la zone de Shanghai en comparant les simulations : (1) linéaire (modèle non-couplé ou linéaire); (2) couplée (non linéaire en S_s) et linéaire en K ; (3) non linéaire en K et S_s . Pour plus d'informations sur ce cas

d'étude, le lecteur est invité à consulter Dassargues *et al.* [1991] pour la préparation des données hydrogéologiques et géotechniques, et Dassargues et Li [1991] pour un résumé des aspects numériques. Pour plus de détails encore, voir Dassargues et Zhang [1992]; Schroeder *et al.* [1992]; Dassargues *et al.* [1993a et 1993b].

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, 1995] 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).

Sur base des essais géotechniques réalisés à Shanghai et à l'Université de Liège, il est apparu que la relation de Nishida et Nakagawa [1969] était la plus adaptée pour représenter la variation de K en fonction de la variation de l'indice des vides dans les sédiments compressibles de la zone centrale de Shanghai. De plus, cette relation a été établie sur base d'essais réalisés sur le même type de sédiments que ceux de Shanghai. Les valeurs des coefficients intervenant dans cette relation ont été adaptées de façon très précise en fonction des caractéristiques des différents terrains présents dans le sous-sol de la zone étudiée.

A partir de l'équation (19) et en la généralisant de manière à pouvoir ensuite l'adapter au type de sédiments étudiés à Shanghai, on peut écrire :

$$K = e^{a.e+b} \quad (22)$$

$$\text{où } a = \frac{2.3}{c.I_p + d}$$

Les valeurs des paramètres c et d sont obtenues pour chaque horizon compressible, permettant de calculer des valeurs de a qui peuvent être différentes à l'intérieur de chaque horizon compressible (car dépendantes de I_p). Les paramètres a et b sont donc les deux paramètres intervenant dans la loi de non linéarité de K : ils sont fournis au modèle pour chacune des couches (ou sous-couches) qui composent la colonne 1D.

Cette relation (22) n'est valable en principe que pour les couches argileuses compressibles. Nous la généralisons pour toutes les couches en posant $a = 0$ et $b = \text{constante}$ telle que $\ln K = b$ dans les couches aquifères plus sableuses ou silteuses. La variation de perméabilité avec la contrainte effective est donc négligée dans ces dernières.

La possibilité d'utiliser d'autres relations $K = f(e)$ et leur influence sur les résultats obtenus seront discutées ultérieurement.

CONDITIONS DE CALCUL ET RÉSULTATS

Trente-deux colonnes verticales 1D ont été choisies dans la structure 3D du modèle écoulement de la zone de Shanghai. Le plus souvent, elles sont situées au droit de forages, où des prélèvements d'échantillons non-remaniés ont permis la détermination des paramètres. Chaque colonne est divisée en 60 éléments fins afin d'obtenir une grande précision, particulièrement dans les couches compressibles. La répartition de la contrainte totale représente l'état initial en équilibre hydrostatique et lithostatique; les contraintes effectives initiales correspondent également à cet état. La répartition initiale de l'indice des vides (en 1920) a été recalculée. Les contraintes effectives de préconsolidation

initiales sont prises en considérant les couches normalement consolidées, sauf pour une couche surconsolidée appelée DGSC où un coefficient de surconsolidation de 1.4 est appliqué, correspondant aux résultats des essais de consolidation.

Les tassements calculés avec le modèle couplé et non linéaire sont compris entre 1 et 3 m. On constate un « rebond » élastique (engendré par la remontée en pression dans l'aquifère), plus ou moins différé selon les colonnes en fonction de la proximité des puits de réinjection et surtout des valeurs de K et S_v , qui influencent le temps nécessaire pour qu'une remise en pression se propage dans les couches compressibles.

COMPARAISONS

Pour comparer les résultats obtenus avec le modèle non linéaire et ceux qu'on aurait trouvé en utilisant soit un modèle complètement linéaire (paramètres constants), ou un modèle couplé (S_v variable) avec K constant, on a réalisé différents types de calcul sur une même colonne. La figure 5 montre la répartition des pressions d'eau dans la colonne, en fonction de la profondeur, la pression d'eau initiale de 1920 étant supposée en équilibre hydrostatique. Pour 1960, on constate une différence des pressions d'eau qui peut atteindre 75 kPa, entre 20 et 42 m de profondeur, lorsque l'on compare l'approche couplée et non couplée. La répartition des pressions d'eau et donc celle des contraintes effectives induit l'essentiel de la différence des tassements. En résultat final, la figure 6 montre l'ampleur que peut prendre l'erreur commise en calculant les tassements par un modèle non couplé à paramètres constants.

Bien que la relation de Nishida et Nakagawa présentait dans notre cas des avantages indéniables, il n'est pas interdit de penser que d'autres relations pourraient convenir. Dans cet esprit, la relation de Terzaghi (équation 13) a été généralisée pour prendre la forme :

$$K = a_T \cdot (e - b_T)^{c_T} \cdot (1 + e) \quad (23)$$

où les paramètres a_T , b_T et c_T ont été ajustés aux mesures par moindres carrés sur des diagrammes (e , K), pour les différentes couches compressibles composant les colonnes de tassement à Shanghai. Dans ces conditions, les subsidences totales calculées (pour la période 1920-1990) pour la colonne, sont les suivantes : (1) modèle non couplé (paramètres constants) : 1,92 m; (2) modèle couplé et K constant : 1,42 m; (3) modèle couplé et non linéarité de Nishida : 1,04 m; (3) modèle couplé et non linéarité de Terzaghi (équation 23) : 2,48 m. Les estimations des tassements réels observés ont indiqué des subsidences comprises entre 1 et 1,20 m dans la zone située à proximité de la colonne 1D considérée.

Après analyse des déformations totales relatives, en fonction de la profondeur, pour chacun de ces modèles, on en a conclu que la loi de Terzaghi induisait une diminution trop rapide de K dans certaines couches sans que ce comportement soit caractéristique de l'ensemble de ces couches. De ce fait, on était amené à surestimer de façon importante les perméabilités initiales de cette couche, alors qu'avec les relations de Nishida et Nakagawa, différentes relations sont utilisées en fonction des valeurs de I_p . La surestimation des perméabilités initiales induit des déformations très importantes dans les couches compressibles puisque les dépressions d'eau s'y propagent rapidement. La loi de Terzaghi est donc, dans le cas de cette colonne, difficilement applicable, car engendrant des résultats peu fiables.

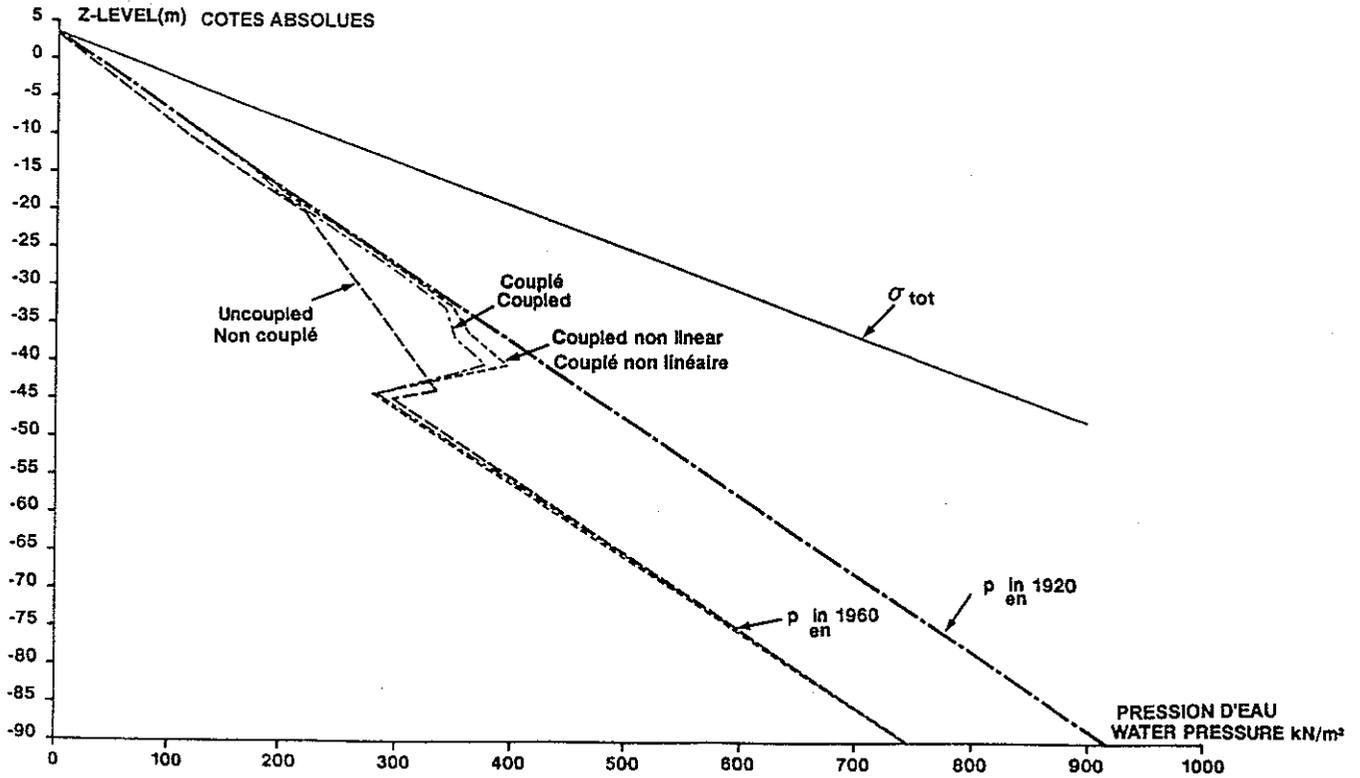


FIG. 5. — Répartition calculée des pressions d'eau en fonction de la profondeur pour la colonne étudiée (situation en 1960) et pour différents types de simulations (d'après Dassargues *et al.* [1993b]).

FIG. 5. — Calculated pore pressure distribution as a function of the depth for the studied column (state in 1960) and for different kind of simulations (after Dassargues *et al.* [1993b]).

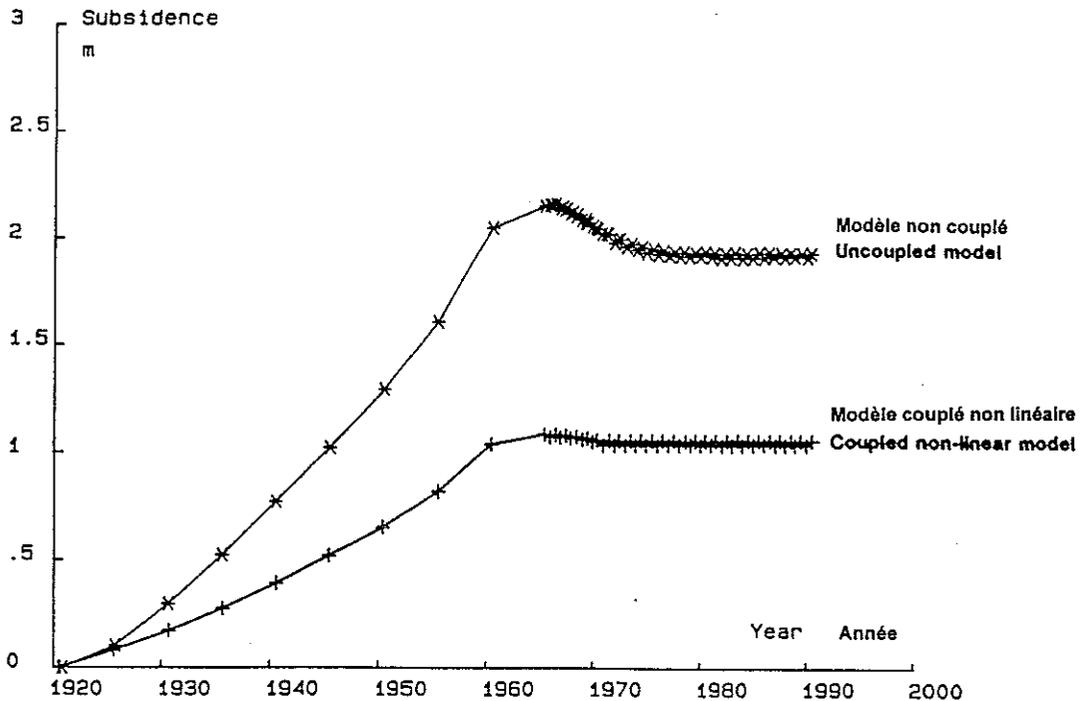


FIG. 6. — Subsidence totale calculée depuis 1920 pour une colonne du cas d'étude de Shanghai, le calcul négligeant les variations de K et de S_v durant la consolidation amène une surestimation de la subsidence totale de presque 100 % à cet endroit (d'après Dassargues *et al.* [1993b]).

FIG. 6. — Total computed subsidence since 1920 for one column of the case study of Shanghai; the computation neglecting the variation of K and S_v during the consolidation process leads to an overestimation of the subsidence of nearly 100 % at this place (after Dassargues *et al.* [1993b]).

CONCLUSIONS

La prise en compte des non linéarités de la perméabilité et du coefficient d'emménagement 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 utile de pouvoir comparer les résultats calculés avec différents types de relations prenant en compte la non linéarité de K . Concernant le choix final des lois de variations à prendre en compte dans le modèle, il devrait être essentiellement guidé par les données dont on dispose, afin d'adapter au mieux les coefficients ou paramètres pour qu'ils soient réellement caractéristiques des propriétés des couches et sous-couches rencontrées.

Références

- BARENS F.B.J. (1990). – The role of pore water in geological and geotechnical engineering. *In*: Proc. of the 6th IAEG Congress, Rotterdam, vol. 3, 1321-1326.
- BONNECHERE F. (1985). – Cours de mécanique des sols. – Université de Liège, Faculté des Sciences Appliquées.
- DASSARGUES A. (1995). – On the necessity to consider varying parameters in the land subsidence computations. *In*: F.B.J. BARENS, F.J.J. BROUWER and F.H. SCHRÖDER, Eds., Land subsidence (Proc. of the Vth Int. Symp.). – IAHS Publ., 234, 259-268, The Hague.
- DASSARGUES A., BIVER P. & MONJOIE A. (1991). – Geotechnical properties of the Quaternary sediments in Shanghai. – *Engineering Geol.* 31, 71-90.
- DASSARGUES A. & LI X.L. (1991). – Computing the land subsidence of Shanghai by finite element method. *In*: Proc. 4th Int. Symp. on Land Subsidence. – IAHS Publ., 200, 613-624.
- DASSARGUES A., RADU J.P., CHARLIER R., LI X.L. & LI Q.F. (1993b). – Computed subsidence in the central area of Shanghai. – *Bull. IAEG*, 47, 27-50.
- DASSARGUES A., SCHROEDER Ch. & LI X.L. (1993a). – Applying the Lagamine model to compute land subsidence in Shanghai. – *Bull. IAEG*, 47, 13-26.
- DASSARGUES A. & ZHANG J. (1992). – Land subsidence in Shanghai: hydrogeological conditions and subsidence measurements. – *Bull. IAEG*, 46, 27-36.
- DELAGE P. & LEFEBVRE G. (1984). – Study of the structure of a sensitive Champlain clay and of its evolution during consolidation. – *Can. Geotechn. J.*, 21, 21-35.
- 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.
- GUEGUEN Y. & PALCIAUSKAS V. (1994). – Introduction to the physics of rocks. – Princeton University Press, 294 p.
- 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.
- HELM D.C. (1976). – One-dimensional simulation of aquifer system compaction near Pixley, California, 2. Stress-dependent parameter. – *Water Res. Res.*, 12(3), 375-391.
- JOSSEAUME H. (1981). – Etude de la pression interstitielle. – Rapport de recherche LCPC 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. – TECDOC, Lavoisier, Paris.
- LEWIS R.W. & SCHREFFLER 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 LCPC 141, Paris.
- MONTE J.L. & KRITZEN R.J. (1976). – One dimensional mathematical model for large-strain consolidation. – *Geotechnique*, 26(3), 495-510.
- NISHIDA Y. & NAKAGAWA S. (1969). – Water permeability and plastic index of soils. *In*: Land Subsidence. – IAHS-UNESCO, Publ., 89, 573-578.
- RIEKE H.H. & CHILINGARIAN G.V. (1974). – Compaction of argillaceous sediments. – Elsevier, Amsterdam, 424 p.
- RUDOLPH D.L. & FRIND E.O. (1991). – Hydraulic response of highly compressible aquitards during consolidation. – *Water Res. Res.*, 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 : SPPI/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. – Université de Liège, non publié, 438-443.
- SCHROEDER Ch., DASSARGUES A. & LI X.L. (1992). – Engineering geological conditions in the central area of Shanghai. – *Bull. IAEG*, 46, 37-43.
- TERZAGHI K. (1943). – Theoretical soil mechanics. – Chapman and Hall, London.
- TERZAGHI K. & PECK R. (1948). – Soil mechanics in engineering practice. – Wiley and Sons, New York.
- VERDEYEN J., ROISIN V. & NUYENS J. (1968). – La mécanique des sols. – Presses Universitaires de Bruxelles, Dunod, Paris.