

Calcul non linéaire des tassements induits par pompage dans des formations sédimentaires meubles

A. DASSARGUES & Ch. SCHROEDER

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

Résumé Lors de la réalisation de fouilles, des pompages intensifs sont souvent réalisés dans des terrains argilo-silto-sableux. Une des conséquences bien connue consiste en l'apparition de tassements qui devraient pouvoir être calculés de façon fiable en fonction des caractéristiques des terrains, des conditions hydrogéologiques locales et de l'intensité des pompages rendus nécessaires par le chantier.

Lors du pompage, les baisses de pressions interstitielles engendrent des hausses de contraintes effectives aussi bien en nappe libre qu'en nappe captive. Un processus de consolidation est donc entamé si les terrains sont quelque peu compressibles. La consolidation se traduit par une diminution de la porosité, de la perméabilité et de la compressibilité du milieu. Les paramètres conditionnant les écoulements et les tassements ultérieurs étant affectés, il est important de tenir compte de ces variations dans les calculs et simulations prévisionnelles.

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 sont en rien semblables aux résultats d'un modèle non couplé à paramètres constants. 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 linéarités peuvent être testées et les résultats obtenus peuvent être comparés.

Abstract When a trench is excavated for civil engineering works, important pumping are often needed in clayey to silty sands layers for unwatering of the works. One of the consequence is often induced subsidence of the loose layers. This subsidence process should be foreseen and calculated with reliability in function of the properties of the layers, the hydrogeological conditions and the pumping intensity which is needed.

When pumping, the decrease of water pressures induces an increase of effective stresses, as well in unconfined as in confined conditions. A consolidation process is begun if the layers are compressible to some extent. The consolidation leads to changes in porosity, in hydraulic conductivity and in compressibility of the porous medium. The variation of these parameters influences strongly the further consolidation processes so that they must be taken into account in the predicting models. Results of computations using models with constant parameters and with varying parameters in function of the effective stresses can be drastically different. The computed pore pressures are deeply affected inducing automatically the main differences in the calculated subsidence. Different constitutive laws describing the variations of the hydraulic conductivity and of the compressibility (coupled to the specific storage coefficient) can be tested and the calculated results compared.

1. INTRODUCTION

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 (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, 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 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 de prise en considération. Le caractère transitoire des phénomènes a ici une grande importance puisque sans même parler de tassements secondaires, la consolidation primaire du milieu poreux est activée par la baisse de pression interstitielle jusqu'à ce que l'équilibre hydrostatique soit atteint. 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.

Pour l'étude des tassements, 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 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. Dans les terrains argileux et argilo-silteux, les perméabilités (K) et les coefficients d'emmagasinement spécifique (S_s) ne peuvent être considérés comme constants dans ces horizons semi-perméables et compressibles. 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.

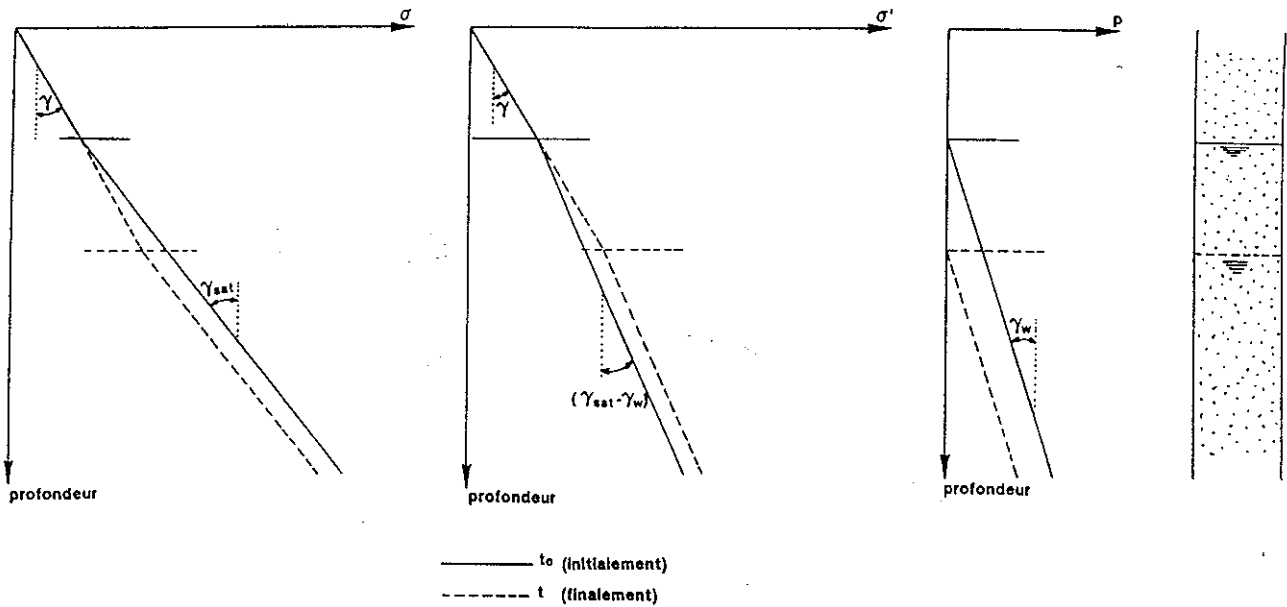


Figure 1 : Evolution de la contrainte totale et de la contrainte effective en fonction de la profondeur, lors de la baisse du niveau piézométrique en nappe libre (γ_{at} = poids volumique du milieu poreux saturé, γ_w = poids volumique de l'eau, γ = poids volumique apparent du milieu poreux).

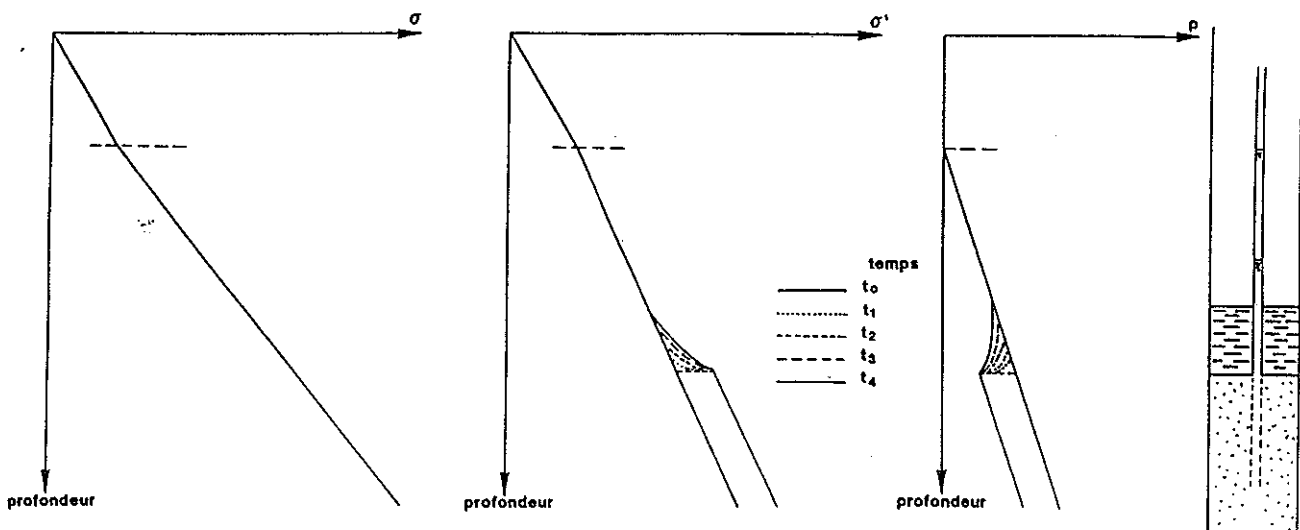


Figure 2 : Evolution de la contrainte totale et de la contrainte effective en fonction de la profondeur, lors de la baisse du niveau piézométrique en nappe captive (γ_{at} = poids volumique du milieu poreux saturé, γ_w = poids volumique de l'eau, γ = poids volumique apparent du milieu poreux).

2. COUPLAGE ECOULEMENT-TASSEMENT : NON LINEARITE DE L'EMMAGASINEMENT

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 $d\sigma'$.

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 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 où 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). 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):

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

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

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

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

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

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):

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

En fonction uniquement des contraintes effectives, on peut écrire :

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

La variation du coefficient de compressibilité et par conséquent du coefficient d'emmagasinement est illustrée à la figure 3.

Le couplage et la non linéarité de S_s peuvent être 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:

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

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 :

$$e = \frac{a}{\sigma'^b} \quad (10)$$

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 :

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

où c et d sont des constantes à déterminer expérimentalement.

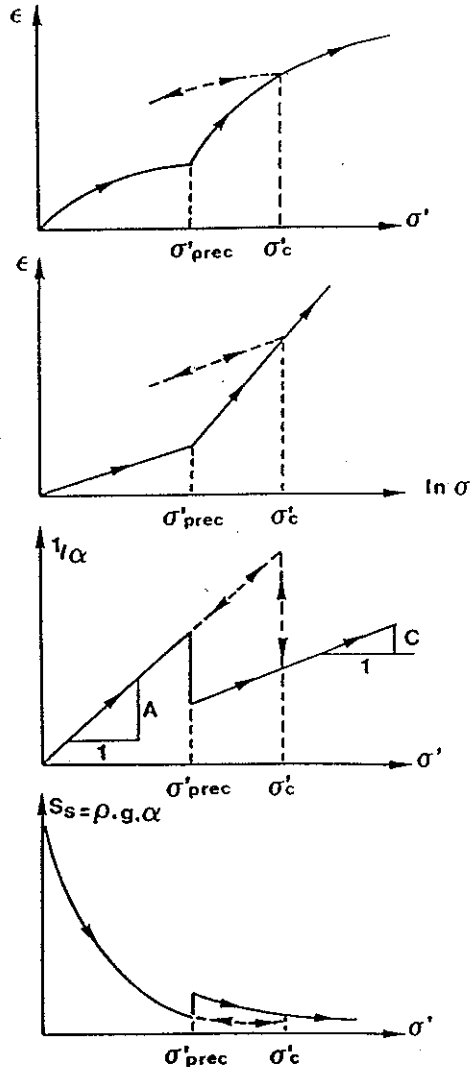


Figure 3 : Variation du coefficient d'emmagasinement (S_s) en fonction de la contrainte effective (σ').

3. NON LINEARITE DE LA PERMEABILITE

Différentes 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 néanmoins 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 géomécanique 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; (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. 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 Chiligarian, 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).

- 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.

- 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). Très peu utilisée en pratique, 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 (ϵ) et à la porosité (n) :

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

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 :

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

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 :

$$\log K = \left[\frac{e}{(0.01 \cdot I_p + 0.05)} \right] - 12 \quad (19)$$

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 :

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

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 $K_{\text{préc}}$) correspondant à la contrainte effective de préconsolidation. A partir de là, il est aisé de trouver une équation du type :

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

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

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 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.

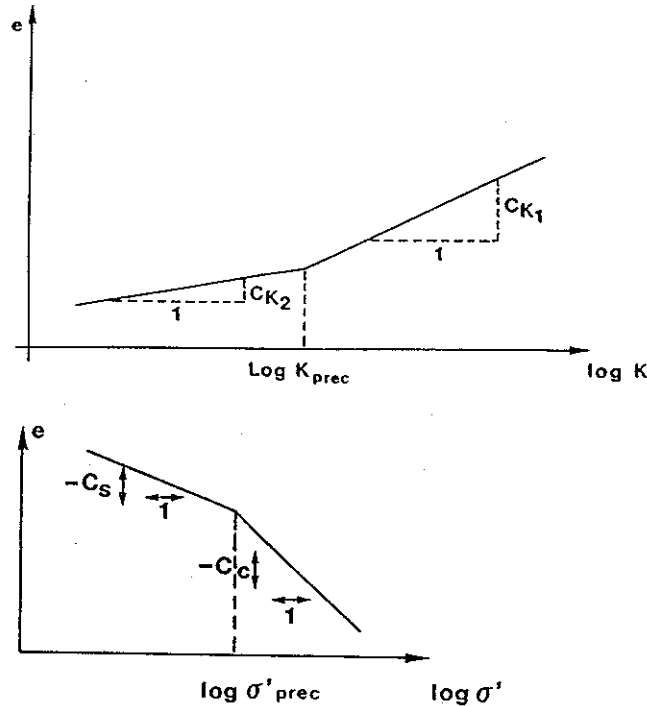


Figure 4 : Diagramme ($\log K, e$) très similaire au diagramme ($\log \sigma', e$) décrivant les résultats des test oedométriques.

4. EFFETS DE LA PRISE EN COMPTE DE LA VARIATION DES PARAMETRES SUR LE CALCUL DES TASSEMENTS

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. Remarquons 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 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 les auteurs, 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_z ; (3) non

linéaire en K_z et S_z (figure 5). 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).

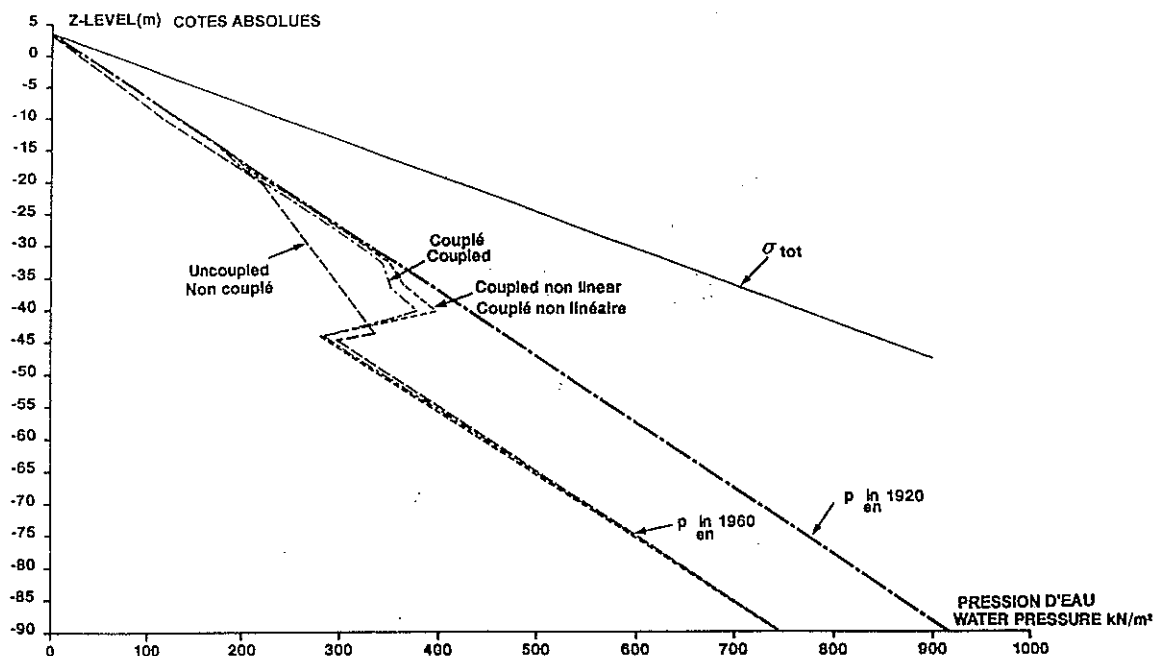


Figure 5 : Répartition calculée des pressions d'eau en fonction de la profondeur pour la colonne étudiée (situation en 1960) et pour différents types de simulations.

Les différences dans la répartition des pressions d'eau et donc 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_z 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.

La figure 6 montre l'ampleur des différences trouvées en calculant les tassements soit avec un modèle non couplé à paramètres constants, soit un modèle couplé à paramètres non linéaires.

6. 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.

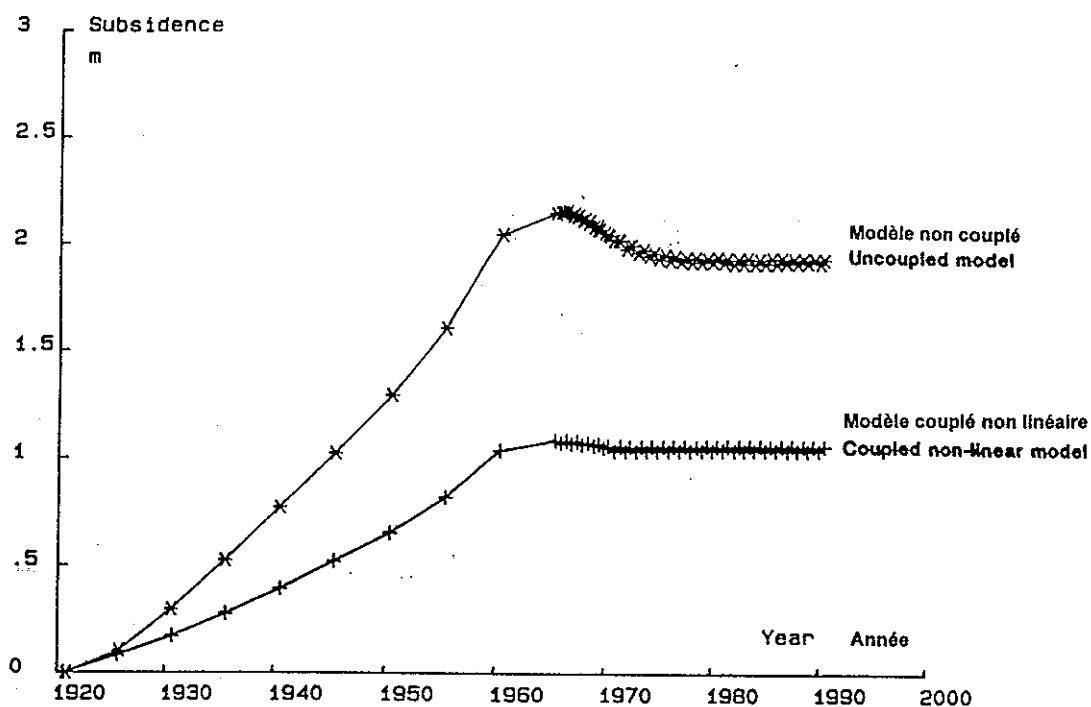


Figure 6 : Subsidence totale calculée depuis 1920 pour une colonne du cas d'étude de Shanghai, le calcul négligeant les variations de K et de S_v durant la consolidation amène une surestimation de la subsidence totale de presque 100 % à cet endroit.

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

- Barends F.B.J. (1990). - The role of pore water in geological and geotechnical engineering. *In* : Proc. of the 6th IAEG Congress Rotterdam, Balkema.
- Bonnechère 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* : Land Subsidence (Proc. of the Vth Int. Symp.), F.B.J. Barends, F.J.J. Brouwer and F.H. Schröder Eds, IAHS Publ. n° 234, pp.259-268, The Hague.
- Dassargues A., Biver P. & Monjoie A. (1991). - Geotechnical properties of the Quaternary sediments in Shanghai. - *Engineering Geology*. 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. No 200, 613-624.