

Prise en compte de la non saturation dans l'interprétation de l'essai oedométrique

Accounting for the partial saturation in the interpretation of oedometer tests

Luc Boutonnier
Egis Géotechnique, Seyssins, France

RÉSUMÉ

L'interprétation de l'essai oedométrique dans la norme NF P 94-512-5 se base sur la théorie de Terzaghi (Terzaghi, 1943). Le sol est supposé saturé et le fluide interstitiel incompressible. Ces deux hypothèses ne sont jamais rigoureusement vérifiées ce qui conduit, par exemple, à une partie de déformation «instantanée» lors de l'application de la charge (Robinson, 1999). Ce phénomène est à relier au coefficient B mesuré dans les sols supports des remblais sur sols fins quasi-saturés (Tavenas et Leroueil, 1980 ; Boutonnier et Guerpillon, 2005). Dans cette communication, une nouvelle théorie de la consolidation pour les sols fins proches de la saturation (Boutonnier, 2007) est utilisée pour interpréter l'essai oedométrique sur les paliers de chargement et de déchargement. Un exemple concluant est donné avec la réinterprétation d'essais oedométriques réalisés dans le cadre de la Ligne à Grande Vitesse Rhin Rhône. L'application à la modélisation des déformations instantanées et différées dans le cas de la réalisation d'un déblai est présentée dans la dernière partie de la communication.

ABSTRACT

The interpretation of the oedometer test conforming to NF P 94-512-5 standard follows Terzaghi's theory (Terzaghi, 1943). In this theory, it is assumed that the soil is saturated and the pore fluid is incompressible. These two assumptions are never rigorously verified and can result, for example, in an instant deformation when a soil specimen is loaded (Robinson, 1999). This phenomenon can be linked to the B pore pressure coefficient measured in nearly saturated fine soils under an embankment (Tavenas and Leroueil, 1980 ; Boutonnier and Guerpillon, 2005). In this communication, oedometer test loading and unloading steps are interpreted using a new theory of consolidation especially developed for fine soils near saturation (Boutonnier, 2007). The effectiveness of this method is verified with oedometer tests that have been carried out for the Rhin Rhône high speed railway project. Finally, an applied example is given for the calculation of instant and differed swelling after an excavation.

Keywords : oedometer test, soil near saturation, unsaturated soil, B coefficient, settlement, swelling, embankment, excavation

1 INTRODUCTION

La prévision de la cinématique des tassements ou des gonflements dans les ouvrages en terre est un exercice difficile. Par exemple, l'utilisation de la théorie de la consolidation de Terzaghi (1943) conduit souvent à des temps de consolidation surestimés. En effet, les hypothèses d'un sol parfaitement saturé et d'un fluide interstitiel incompressible sont parfois très éloignées de la réalité (sols raides, présence de bulles d'air occlus même sous la nappe).

L'essai oedométrique est à la base du calcul de Terzaghi. Dans cette communication, une interprétation plus fine de l'essai est proposée pour prendre en compte la non saturation du sol. Ce travail est effectué en utilisant une nouvelle théorie pour le calcul de la consolidation, du gonflement et du coefficient B dans les sols fins proches de la saturation (Boutonnier, 2007).

2 TROIS PARAMETRES SUPPLEMENTAIRES PAR RAPPORT A LA THEORIE DE TERZAGHI

La non saturation du sol est introduite à travers une relation entre le degré de saturation S_r et la pression interstitielle u_w comme illustré sur la Figure 1. Cette relation nécessite le calage de seulement trois paramètres et est valable dans la zone d'air occlus. Ces trois paramètres peuvent être déterminés à partir d'un essai oedométrique standard (voir procédure chapitre 3).

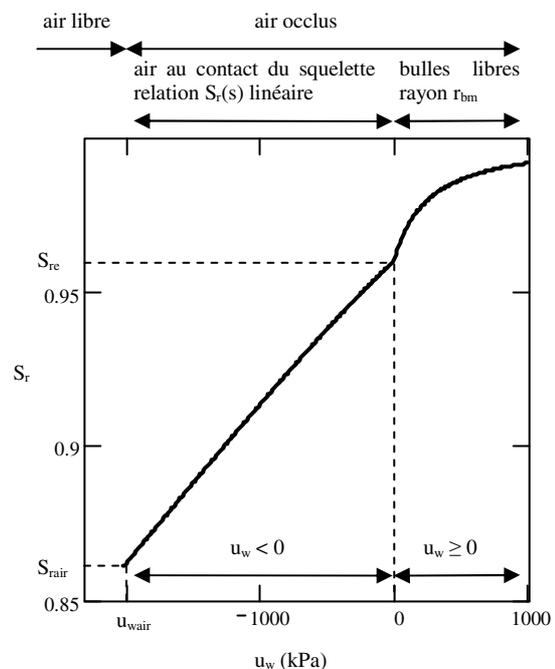


Figure 1 : relation $S_r(u_w)$: trois paramètres sont nécessaires au calage de la courbe : S_{re} , r_{bm} et la pente de la droite $S_r(s)$ supposée linéaire.

Nota : la théorie est écrite en supposant $S_r(s)$ linéaire avec s succion capillaire ($s = u_a - u_w$ et u_a pression d'air) dans le domaine d'air occlus où l'air est au contact du squelette.

3 PROCEDURE POUR DETERMINER LES PARAMETRES

La détermination de la pente de la droite $S_r(s)$ et des paramètres S_{re} et r_{bm} s'effectue en deux étapes en analysant en détail les paliers de chargement et de déchargement de l'essai oedométrique. La première étape consiste à déterminer pour chaque palier de chargement et de déchargement le module oedométrique, le coefficient B , le coefficient de consolidation C_v et, s'il y a du fluage, le coefficient de fluage c_α . Ensuite, le coefficient B calculé pour $u_w > 0$ (paliers de chargement) permet d'obtenir S_{re} et r_{bm} alors que les valeurs calculées pour $u_w < 0$ (paliers de déchargement) permettent d'obtenir la pente de la droite $S_r(s)$.

3.1 1^{ère} étape : détermination de C_v , B , E_{oedo} et c_α

Pour chaque palier de chargement, la variation d'indice des vides totale Δe est la somme de trois composantes comme illustré sur la figure 2 :

$$\Delta e = \Delta e_{ins} + \Delta e_{dif} + \Delta e_f \quad [3.1]$$

Avec :

$$\begin{aligned} \sigma_{z_ini} &= 204 \text{ kPa} & \sigma_{z_fin} &= 389 \text{ kPa} \\ C_{v_mes} &= 1.7 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s} \\ B_{mes} &= 0.52 & E_{oedo_mes} &= 17197 \text{ kPa} \\ t_{90_mes} &= 402 \text{ s} & c_{\alpha_mes} &= 10 \times 10^{-4} \end{aligned}$$

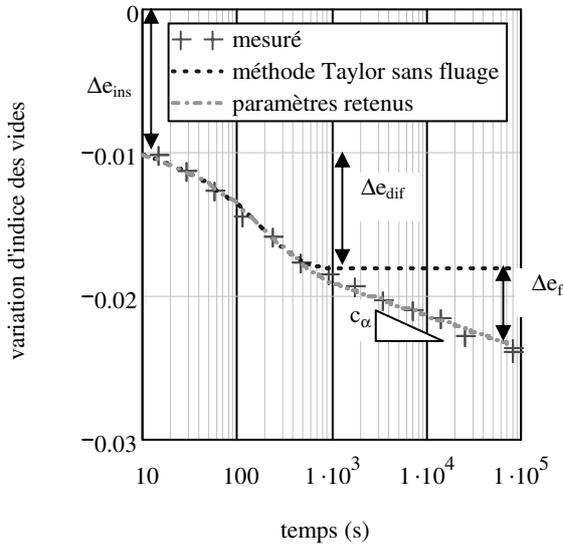


Figure 2 : détermination de Δe_{ins} (variation d'indice des vides instantanée / non drainée), Δe_{dif} (variation d'indice des vides liée à la consolidation) et Δe_f (variation d'indice des vides liée au fluage) et exemple de paramètres obtenus sur un palier de chargement oedométrique entre 204 et 389 kPa.

Dans un premier temps, la méthode de Taylor (1948), décrite par exemple dans la norme XP CEN ISO/TS 17892-5 (AFNOR, 2005), permet de calculer le coefficient de consolidation C_v , t_{90} , Δe_{ins} et Δe_{dif} . Des ajustements visuels permettent éventuellement d'améliorer l'ajustement. Le module oedométrique E_{oedo} et le coefficient B peuvent ensuite être calculés avec les équations 3.2 et 3.3.

$$E_{oedo} = \frac{-(1+e)}{\Delta e_{ins} + \Delta e_{dif}} (\sigma_{z_fin} - \sigma_{z_ini}) \quad [3.2]$$

$$B = 1 + \frac{\Delta e_{inst} E_{oedo}}{(1+e) (\sigma_{z_fin} - \sigma_{z_ini})} \quad [3.3]$$

$$\text{avec } B = \frac{\Delta u_w}{\Delta \sigma} \text{ (solicitation non drainée)} \quad [3.4]$$

Dans un deuxième temps, la pente c_α correspondant au fluage est mesurée pour des points expérimentaux où la consolidation primaire est complètement dissipée (au minimum, $t > t_{90}$), comme illustré sur la figure 2.

3.2 2^{ème} étape : calage des paramètres S_{re} et r_{bm} correspondant au domaine avec bulles libres d'air occlus ($u_w \geq 0$)

Le calage des paramètres S_{re} et r_{bm} est effectué sur les paliers de chargement qui permettent de développer des pressions interstitielles positives dans l'éprouvette.

La détermination s'effectue à partir du coefficient B_{sec} (B sécant sur un palier donné par l'équation 3.5).

$$B_{sec} = \frac{\Delta u_w}{\Delta \sigma_z} = \frac{u_{w_ins}}{\sigma_{z_fin} - \sigma_{z_ini}} = \frac{\sigma_{z_ini}}{\sigma_{z_fin} - \sigma_{z_ini}} \int_{\sigma_{z_ini}}^{\sigma_{z_fin}} B d\sigma_z \quad [3.5]$$

Compte tenu de la complexité des expressions du coefficient B (équations 3.6 à 3.9), il n'existe pas d'expression analytique de l'intégrale. La résolution ne peut s'effectuer que sous des incréments de charge $d\sigma_z$ suffisamment petits pour lesquels on calcule du_w puis de et $d\sigma'_z$; les variables u_w , e et σ'_z sont ensuite mises à jour pour le pas de charge suivant.

L'expression théorique du coefficient B tangent utilisé dans l'équation 3.5 est donnée par les équations suivantes dans lesquelles les seules inconnues sont S_{re} et r_{bm} :

$$B = \frac{1}{1 + \frac{e}{1+e} c_f E_{oedo}} \quad \text{avec } u_w \geq 0 \quad [3.6]$$

$$c_f = c_w + \frac{1 - S_r(u_w) + h S_r(u_w)}{u_w + s_{bm} + P_a} \quad [3.7]$$

$$S_r = \frac{1}{1 - h + \frac{1 - S_{re} + h \cdot S_{re}}{S_{re}} \frac{s_{bm} + P_a - u_{wg}}{u_w + s_{bm} + P_a - u_{wg}}} \quad [3.8]$$

$$s_{bm} = u_a - u_w = 2 \frac{T_c}{r_{bm}} \quad [3.9]$$

Avec :

- c_f coefficient de compressibilité du mélange eau + bulles d'air
- c_w coefficient de compressibilité de l'eau
- s_{bm} différence de pression moyenne entre pression d'air u_a dans une bulle et pression d'eau u_w .
- P_a pression atmosphérique
- h constante de la loi de Henry
- S_{re} degré de saturation pour $u_w = 0$
- u_{wg} pression partielle de vapeur d'eau donnée par la loi de Kelvin (généralement négligeable)
- r_{bm} rayon moyen des bulles d'air occlus
- T_c tension capillaire donnée par la loi de Jurin

Dans le cas de l'essai oedométrique, la sollicitation est trop courte pour que la dissolution ait le temps de se produire. On retient donc $h = 0$ (Black et Lee, 1973). Néanmoins, h a peu d'influence sur le calage des paramètres et n'est pas un paramètre déterminant.

Le calage nécessite de mettre au point un petit programme (ici réalisé avec Mathcad 12) pour ajuster les coefficients B (sécants) mesurés et les coefficients B (sécants) calculés en faisant varier S_{re} et r_{bm} . Un exemple de résultat est donné sur la figure 3.

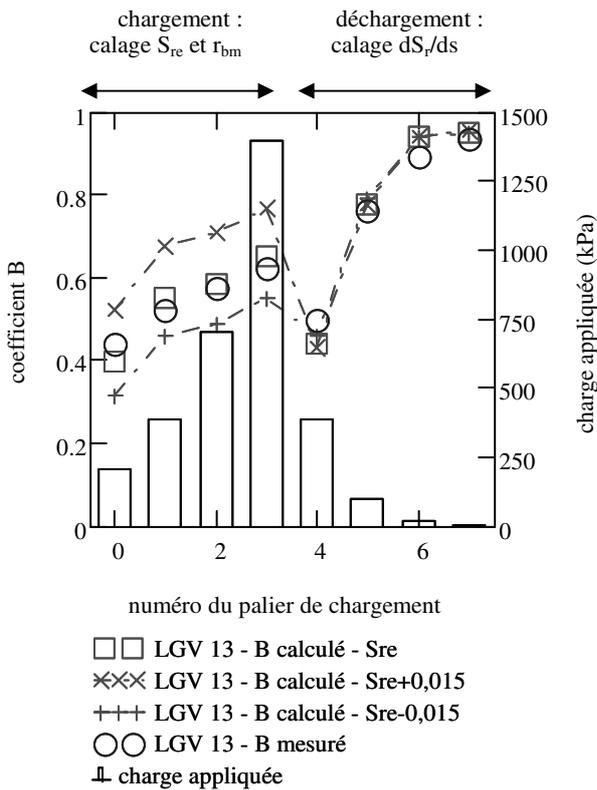


Figure 3 : Exemple de résultat de calage des paramètres S_{re} , r_{bm} et dS_r/ds sur 4 paliers de chargement et 4 paliers de déchargement. Un seul jeu de paramètres permet de modéliser tous les paliers (et même plusieurs éprouvettes différentes ; Boutonnier, 2007). Paramètres retenus dans cet exemple : $S_{re} = 0,96$, $r_{bm} = 1\mu m$, $dS_r/ds = 5.10^{-5} \text{ kPa}^{-1}$. L'influence du paramètre S_{re} est testée en faisant varier ce paramètre de +/- 0,015.

3.3 3^{ème} étape : calage de la pente dS_r/ds dans le domaine d'air occlus au contact du squelette ($u_w < 0$)

Le calage du paramètre dS_r/ds dans le domaine d'air occlus au contact du squelette s'effectue sur les paliers de déchargement. La démarche est analogue au calage des paramètres S_{re} et r_{bm} dans la 2^{ème} étape (chapitre 3.2). Un exemple de résultat est présenté sur la figure 3.

L'équation [3.5] est utilisée mais avec une expression de B différente donnée par l'équation suivante :

$$B = \frac{1}{1 + \frac{e}{1+e} E_{oedo} \frac{1}{S_r} \cdot \frac{dS_r}{du_w} + c_w} \quad \text{avec } u_w < 0 \quad [3.10]$$

Boutonnier (2007) donne des expressions relativement compliquées pour calculer dS_r/du_w . Néanmoins, l'approximation [3.11] est quasiment toujours valable et peut-être vérifiée a posteriori avec les expressions exactes non rappelées ici.

$$\frac{dS_r}{ds} \approx \frac{dS_r}{du_w} \quad [3.11]$$

3.4 4^{ème} étape : estimation de la perméabilité k_v

La perméabilité k_v peut-être estimée à partir du coefficient de consolidation C_v . Pour tenir compte de la non saturation des sols et de la compressibilité de l'eau, l'expression du coefficient de consolidation de Terzaghi est multipliée par un facteur correctif Γ :

$$C_v = \frac{B}{S_r} C_{v_Terzaghi} = \frac{B}{S_r} \frac{k_w E_{oedo}}{\rho_w g} \quad \text{pour } u_w < 0 \quad [3.12]$$

$$C_v = B C_{v_Terzaghi} = B \frac{k_f E_{oedo}}{\rho_f g} \quad \text{pour } u_w \geq 0 \quad [3.13]$$

Avec :

- k_w perméabilité à l'eau dans le domaine où $u_w < 0$ ($k_v = k_w$)
- k_f perméabilité au mélange eau + bulles libres dans le domaine où $u_w \geq 0$ ($k_v = k_f$)
- ρ_w masse volumique de l'eau
- ρ_f masse volumique du mélange eau + bulles
- B donné par les équations [3.6] ($u_w \geq 0$) et [3.10] ($u_w < 0$)

La perméabilité se calcule à partir des équations [3.12] et [3.13]. Un exemple de résultat obtenu est donné sur la Figure 4. La perméabilité est logiquement plus faible dans le domaine des pressions d'eau négative (degré de saturation plus faible). De plus, on retrouve la relation classique entre perméabilité et indice des vides :

$$e = e_k + c_k \ln(k_v) \quad [3.14]$$

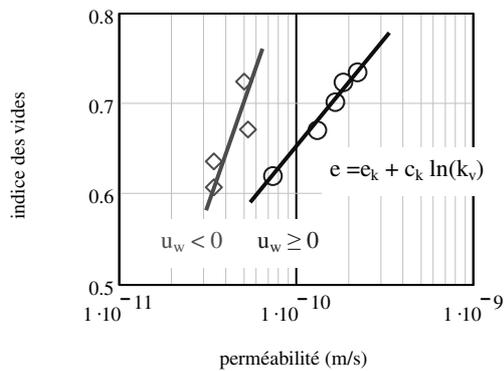


Figure 4 : Exemple de perméabilité calculée à partir de C_v sur différents paliers de chargement ($u_w \geq 0$) ou de déchargement ($u_w < 0$). La perméabilité est logiquement plus faible dans le domaine où le degré de saturation est le plus faible ($u_w < 0$). On retrouve par ailleurs la relation classique entre perméabilité et indice des vides : $e = e_k + c_k \ln(k_v)$.

4 CONCLUSION ET EXEMPLE D'UTILISATION AU CAS D'UN DEBLAI

L'intérêt du modèle utilisé réside dans sa capacité à reproduire correctement le caractère non saturé d'un sol présentant de l'air occlus avec un nombre de paramètres additionnels réduits (3 paramètres supplémentaires). Ces paramètres peuvent être déterminés à partir d'un simple essai oedométrique.

Ce modèle peut ensuite être utilisé pour modéliser différents phénomènes : tassement instantané et différé sous un remblai, gonflement instantané et différé suite à une excavation, phénomènes de retrait / gonflement, etc.

Sur la LGV Rhin Rhône, une campagne de reconnaissances comprenant des essais oedométriques et triaxiaux a été réalisée pour appréhender le problème des gonflements au niveau de l'arase en fond de déblai.

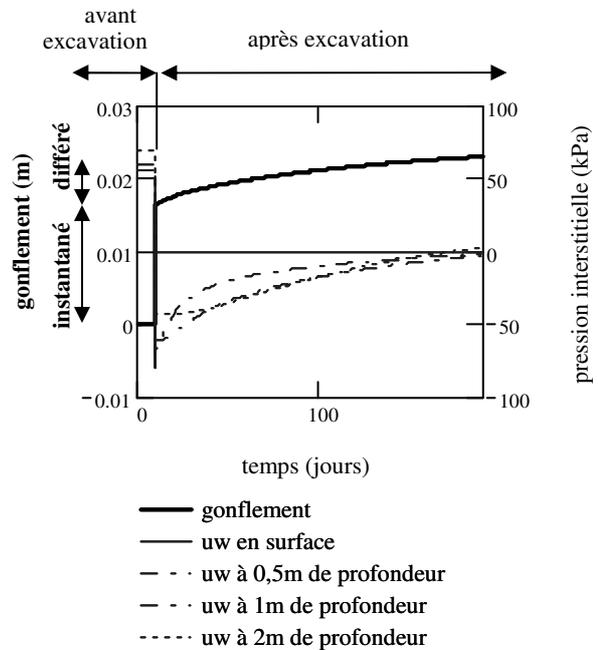
Les gonflements calculés sont liés au phénomène de consolidation inversé (dissipation de $\Delta u_w < 0$ généré par l'excavation du déblai).

Le calcul présenté sur la Figure 5 modélise le comportement d'une couche de 4 m d'épaisseur située initialement entre 15 et 19 m de profondeur, avec une nappe à 10 m de profondeur. Après l'excavation, la couche se situe entre 1,5 m et 5,5 m de profondeur avec une charge d'eau imposée nulle en tête de couche et égale à 40kPa à la base de la couche.

Il est intéressant de noter que le gonflement suite à un déchargement mécanique dans un sol raide est essentiellement « instantané » ou plutôt non drainé, même si les effets différés (drainés) aux cinétiques lentes ne peuvent être négligés, surtout pour les ouvrages ferroviaires à grande vitesse où l'on recherche le « zéro gonflement » après la mise en service.

De plus, une seule couche de 4 m d'épaisseur est modélisée dans cet exemple. Néanmoins, si la couche est plus épaisse, la réduction des contraintes suite à la réalisation de l'excavation intéresse des épaisseurs de sols importants (au moins 2 ou 3 fois la largeur de l'excavation). L'amplitude du gonflement total attendue peut donc être beaucoup plus importante. La durée de la dissipation du gonflement différé, quant à elle, sera fonction de l'espacement des passées drainantes dans le massif (passages raides fracturés, couche sableuse de faible épaisseur, etc.).

Les résultats présentés se basent sur une modélisation unidimensionnelle type différences finies. Des développements sont en cours pour transposer le modèle de couplage hydromécanique dans un code de calcul bidimensionnel. Une confrontation avec des mesures in-situ serait également intéressante dans le cas du déblai. Néanmoins, un cas de remblai a déjà été traité de manière concluante (Boutonnier, 2007).



comportement du fluide interstitiel :

- rayon bulles d'air occlus : $r_{bm} = 1 \times 10^{-6}$ m

- relation $S_r(u_w)$: $S_{re} = 0.96$ $dS_r/ds = 5.10^{-5}$

- pas de dissolution de l'air dans l'eau : $h = 0$

- relation perméabilité indice des vides :

$e = 4.4 + 0.16 \ln(k_v)$ pour $u_w < 0$

$e = 4.27 + 0.16 \ln(k_v)$ pour $u_w > 0$

comportement du squelette :

- paramètres modèle Cam-Clay modifié :

$\lambda = 0.081$ $\kappa = 0.021$ $\nu' = 0.20$

$\phi'_{cs} = 20.9^\circ$

Figure 5 : Calcul du gonflement instantané et différé dans une couche de 4 m sous l'arase d'un déblai. Le modèle de calcul permet d'évaluer la part instantanée et différée du gonflement au niveau de l'arase.

REFERENCES

- AFNOR (2005). XP CEN ISO/TS 17892-5, août 2005, indice de classement P 94-512-5. Reconnaissances et essais géotechniques, Essais de sol en laboratoire, Partie 5 : Essai à l'oedomètre sur sol saturé. Publié par AFNOR, Paris.
- Black, D. K., Lee, K. L. (1973). Saturating laboratory samples by back pressure. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 99, n°1, p. 75-93.
- Boutonnier, L. (2007). Comportement hydromécanique des sols fins proches de la saturation. Cas des ouvrages en terre : coefficient B, déformations instantanées et différées, retrait / gonflement. Thèse INPG Grenoble soutenue le 23 octobre 2007. <http://geotec-luc.blogspot.com/>
- Boutonnier, L., Guerpillon, Y. (2005). Reconnaissances géotechniques et critères en déformation dans la conception des ouvrages en terre des lignes ferroviaires à grande vitesse. Géoline 2005, Lyon, 23-25 mai 2005. M. Arnould et P. Ledru (éditeurs), Orléans, BRGM, 1 volume, 298 pages.
- Robinson, R.G. (1999). Consolidation analysis with pore water pressure measurements. Géotechnique, vol. 49, n°1, p. 127-132.
- Tavenas F., Leroueil S. (1980). The behaviour of embankments on clay foundations. Canadian Geotechnical Journal, vol. 17 (2), pp. 236-260.
- Taylor, D.W. (1948). Fundamentals of soil mechanics, pp. 238-242. New York: Wiley.
- Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. New York, Wiley, 510p.