

CARACTERÍSTICAS VISCO-PLÁSTICAS DE SOLOS ARGILOSOS SUJEITOS A PROCESSOS DE CONSOLIDAÇÃO**

Visco-plastic behaviour of clays during consolidation processes

por JOSÉ FOLQUE*

RESUMO – Analisa-se um modelo viscoplástico composto por elementos elásticos, um amortecedor e um elemento friccional e determina-se a velocidade de consolidação. Mostra-se que a resistência estrutural é um importante factor na determinação do comportamento do solo representado pelo modelo.

SYNOPSIS – The paper analyses a viscoplastic model composed by elastic springs, a dashpot and a frictional element, and presents the mathematical solution for the rate of compression. The structural strength is an important factor that determines the behaviour of the soil.

As teorias de consolidação de solos argilosos basearam-se, nas suas primitivas formulações, num modelo reológico muito simples, correspondente ao corpo de Kelvin. Estas formulações, se bem que muito frutuosas para uma compreensão, em primeira aproximação, dos processos físicos em causa foram sendo sucessivamente aperfeiçoadas, com recurso a modelos reológicos mais complexos que permitiram cingir mais de perto a descrição fenomenológica desses processos. Surgiram assim as formulações de Merchant (1939), Taylor (1940), Florin (1953), Denisov (1956), Tan-Tjong-Kie (1957), Gibson e Lo (1961), etc. Uma excelente revisão crítica destes problemas é apresentada por Šuklje (1969) que propõe soluções de grande generalidade.

Resultados de estudos teóricos e experimentais realizados no Laboratório Nacional de Engenharia Civil nos últimos anos levaram ao estabelecimento de equações constitutivas correspondentes a um comportamento reológico

* Engenheiro investigador, Chefe da Divisão de Fundações do Laboratório Nacional de Engenharia Civil

** Comunicação apresentada ao 4.º Congresso da Soc. Húngara de Mecânica dos Solos, Budapeste, 1971

complexo que tem permitido uma descrição quantitativa de boa adequação ao andamento dos fenómenos observados.

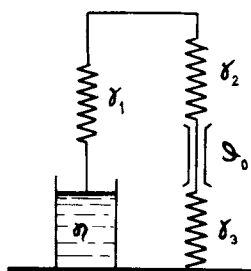


Fig. 1

Para facilitar a compreensão do esquema reológico aludido considere-se o modelo apresentado na Fig. 1. O modelo representa somente o “esqueleto” do solo argiloso. Quer dizer, a água livre de preenchimento dos poros não está representada, sendo bem assente que no caso de ela existir a sua drenagem condicionará a evolução no tempo do processo de consolidação com leis de fácil formulação. Foi este o domínio em que as teorias de consolidação clássica tiveram êxito indiscutível e não valerá a pena retomá-lo. O que pode actualmente apresentar interesse é a discussão da reologia do próprio “esqueleto”.

É óbvio, sobretudo para fenómenos de consolidação em que se dão acentuadas alterações estruturais, que o comportamento não pode ser descrito por equações lineares. As parcelas recuperáveis do módulo de deformabilidade do “esqueleto”, γ_1 , γ_2 e γ_3 , a viscosidade η da água adsorvida e a resistência plástica ν , que mede o grau de arranjo estrutural, são certamente funções das tensões e extensões.

A grandeza ν poderá em muitos casos coincidir com a tensão de pre-consolidação σ_c . É porém evidente que nas argilas que não estiveram sujeitas a pré-consolidação por solicitações exteriores o valor de ν não será nulo. Nas argilas com elevada pré-consolidação o valor de ν não coincide com o valor de σ_c , embora ambos os valores estejam inter-relacionados.

Considere-se em primeiro lugar o caso em que a tensão exterior é inferior a ν . A equação constitutiva do corpo representado pelo modelo, para $\sigma = \text{const}$, é

$$\frac{d \varepsilon_v}{\sigma - \gamma_2 \varepsilon_v} = \frac{\gamma_1}{\eta (\gamma_1 + \gamma_2)} dt \quad (1)$$

Não figuram nas equações constitutivas as grandezas γ_3 e v pois, como é evidente, os correspondentes elementos estruturais só entram em jogo para tensões $\sigma \geq v$.

As extensões volumétricas, ε_v , tendem para um valor final de grandeza.

$$[\varepsilon_v]_{\infty} = \frac{\sigma}{\gamma_2} \quad (2)$$

Isto significa que a totalidade da tensão ficará suportada pelos elementos estruturais que no modelo são representados pelo hookeano γ_2 . Estes elementos terão equivalência física em ligações inter-partículas que se formaram no estabelecimento do actual arranjo estrutural do solo e por isso a sua reacção é facilmente mobilizada.

Considere-se agora o caso em que a tensão exterior aplicada à superior a v . A equação constitutiva, para $\sigma = \text{const}$, é

$$\eta \kappa_3 d \varepsilon_v = -(\kappa_1 \varepsilon_v + \kappa_2 - \sigma) dt \quad (3)$$

em que

$$\kappa_1 = \frac{\gamma_2 \gamma_3}{\gamma_1 + \gamma_3}$$

$$\kappa_2 = \frac{\gamma_2}{\gamma_2 + \gamma_3}$$

$$\kappa_3 = 1 - \frac{\kappa_1}{\gamma_1}$$

A extensão volumétrica tende para um valor final dado por

$$[\varepsilon_v]_{\infty} = \frac{\sigma}{\gamma_2} + \frac{\sigma - v}{\gamma_3} \quad (4)$$

Este facto significa que a totalidade da tensão é suportada pelos elementos estruturais que correspondem ao hookeano γ_2 . Os elementos correspondentes ao hookeano γ_3 suportam a tensão total subtraída da resistência plástica v .

Os elementos γ_3 , ligações inter-partículas que só são excitadas quando as tensões exteriores provocam a ultrapassagem de certas barreiras de energia, não são por isso mobilizados para tensões baixas. Por outro lado, para tensões aplicadas capazes de provocar a ultrapassagem das mencionadas barreiras de energia, memorizam o efeito dessas tensões, pois conservam, mesmo por anulação de σ , deformações ϵ_v que podem no máximo ser $\frac{v}{\gamma_3}$. É de ter em atenção que v não é constante. Depende de σ , contanto que σ seja superior à máxima tensão anteriormente aplicada ao corpo.

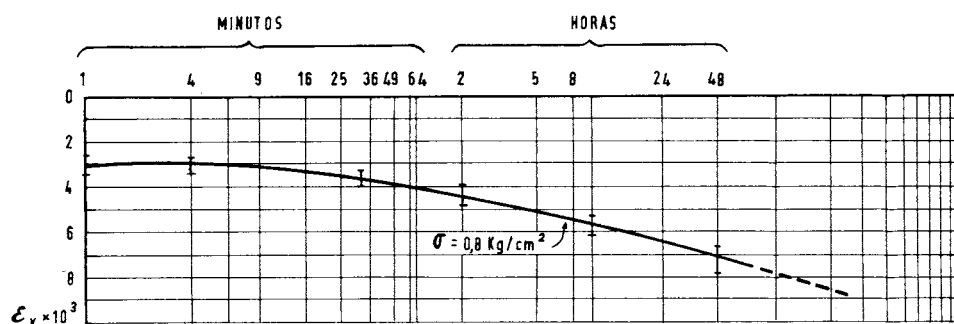


Fig. 2

A experiência tem mostrado que os parâmetros γ_1 e γ_2 podem ser tomados como constantes nos processos de deformação de argilas pré-consolidadas. Já a viscosidade varia muito acentuadamente com ϵ_v . É sabido que as forças inter-partículas variam exponencialmente com a distância média entre estas. A viscosidade deve ser proporcional às forças inter-particulares. E por outro lado a variação da distância média das partículas é medida pela variação da extensão volumétrica. Pode-se assim considerar que a viscosidade varia exponencialmente com a extensão volumétrica:

$$\eta = [\eta]_0 \cdot e^{\alpha \epsilon_v} \quad (5)$$

Substituindo em (1) virá

$$\frac{d\epsilon_v}{dt} = \frac{\sigma - \gamma_2 \epsilon_v}{e^{\alpha \epsilon_v}} \cdot \beta$$

em que

$$\beta = \frac{\gamma_1}{[\eta]_0 (\gamma_1 + \gamma_2)}$$

A título de exemplo mostra-se na Fig. 2 o conjunto de resultados experimentais obtido numa série de 12 ensaios realizados sobre amostras de argila preparadas em laboratório, com índice de vazios da ordem de 0,8 e grau de saturação de 95%. Trata-se de uma argila com limite de liquidez de 52% e limite de plasticidade 25%. As amostras tinham sido pré-consolidadas para uma tensão de 2 Kg/cm². Os ensaios cujos valores se resumem na Fig. 2 correspondem à aplicação de um acréscimo de tensão de 0,8 Kg/cm² sobre uma tensão prévia de 0,5 Kg/cm².

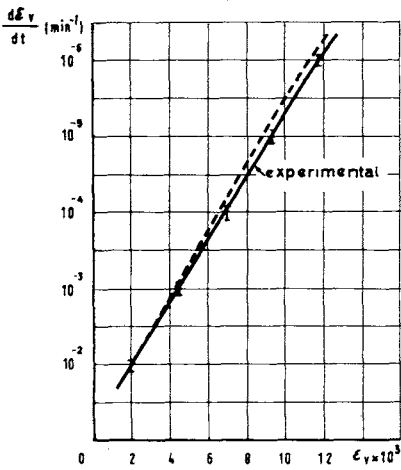


Fig. 3

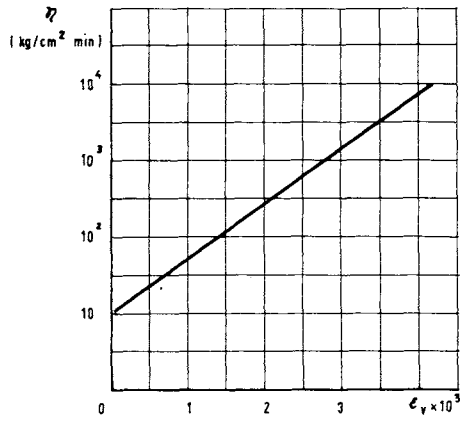


Fig. 4

Na Fig. 3 mostra-se a comparação em termos de $\frac{d \epsilon_v}{dt}$, dos resultados experimentais com os obtidos por aplicação da expressão (6). Para computar $\frac{d \epsilon_v}{dt}$ a partir desta expressão tomou-se $\gamma_1 = 20 \text{ Kg/cm}^2$, $\gamma_2 = 50 \text{ Kg/cm}^2$ e $[\eta]_0 = 10 \text{ Kg. min/cm}^2$. Como se vê a viscosidade inicial é muito baixa, mas cresce tão acentuadamente com ϵ_v que para haver ajuste nas curvas da Fig. 3 foi-se conduzido a um valor do coeficiente α da expressão (5) de 1500. Isto corresponde a uma variação da viscosidade com ϵ_v como na Fig. 4 se representa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- MERCHANT, W. – Some Theoretical Considerations on the one-dimensional consolidation of clay, M.I.T., 1939.
- TAYLOR, D. e W. MERCHANT – A theory of clay consolidation accounting for secondary compression, Journ. Math. and Physic. n.º 19, 1940.
- FLORIN, V. A. – Odnomernaia zadacha uplotnenia szimamoi poristoi polzuchei zemelianoj sredy – Izvestia AN-SSSR, 1953.
- DENISOV, N. IA – Stroitel'nie svoistva glinistikh porod, Gosenergoizdat 1956.
- TAN-TJONG-KIE – Secondary Time effects and consolidation of clays. Academia Sinica, 1957.
- GIBSON, R. E. e K. Y. LO – A theory of consolidation for soils exhibiting secondary compression, Norw. – Geoth. Inst. 1961.
- ŠUKLJE, L. – Rheological aspects of Soil Mechanics, Wiley – Interscience, 1969.