

COMPRESSIBILIDADE DE AREIAS DETERMINADA POR ENSAIOS DE PENETRAÇÃO

Compressibility of sands determined by means of penetration tests

por
JOSÉ FOLQUE*

RESUMO – Passa-se em revista as correlações que têm sido propostas para determinar a compressibilidade de areias a partir de ensaios de penetração. Discute-se o problema da “profundidade crítica”, a partir da qual não há crescimento de resistência de ponta, e propõe-se uma via para calcular a compressibilidade para profundidades maiores do que a crítica.

SYNOPSIS – The experimental studies carried out in order to determine the compressibility of sands from penetration tests results are reviewed. In deepsounding tests, below a “critical depth”, the point resistance remains constant. A method is proposed that enables the determination of the compressibility below the critical depth.

1 – A utilização dos dados de ensaios de penetração para estimar a compressibilidade de areias é clássica em Mecânica dos Solos. Sobretudo após a publicação do tratado de Terzaghi e Peck “Soil Mechanics in Engineering Practice” (1948) generalizou-se o uso das correlações aí propostas para fixar a tensão admissível em sapatas superficiais repousando em areias. Essas correlações foram estabelecidas de molde a fornecer, em função da largura da sapata e do número de golpes no ensaio SPT, a tensão que provoca um assentamento da sapata de cerca de 1 polegada. Pressupõe-se, como é óbvio, uma razoável homogeneidade da areia que constitui o terreno de fundação. Também se aceitou que o assentamento de 1 polegada seria admissível do ponto de vista das reper-

* Chefe da Divisão de Fundações, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

cussões estruturais, questão evidentemente discutível mas que sai do âmbito deste trabalho. O que interessa sublinhar é que no mencionado tratado foram propostas relações que contêm implícitas a determinação da compressibilidade por intermédio do ensaio SPT. Será porém importante sublinhar que não propõem os autores relação explícita SPT-compressibilidade; e ainda que as correlações propostas são apresentadas como expediente para efectuar uma estima grosseira, pois que as tensões admissíveis são recomendadas como sendo aquelas que, para uma certa largura da sapata e um certo valor do SPT, “conduzirão a assentamentos que não excedem 1 polegada”. Acerca desta problemática será de muito interesse consultar o “state-of-art” de Victor de Mello elaborado para o IV Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos (1971).

Uma proposta de correlação mais precisa entre compressibilidade e resultados de ensaios de penetração foi apresentada por Buisman em 1940. Preconizou a relação:

$$C = \frac{2}{3} R_p / \sigma_o \quad [1]$$

em que

R_p – resistência de ponta em penetrómetro estático (também designado por penetrómetro holandês)

C – coeficiente de compressibilidade, definido como

$$\Delta h/h = \frac{1}{C} \cdot \log \frac{\sigma_o + \Delta \sigma}{\sigma_o}$$

σ_o – Tensão vertical devida a peso de terras no ponto em que se efectua a determinação.

Buisman propôs também

$$E = \frac{2}{3} R_p \quad [2]$$

em que E é um módulo de deformabilidade (módulo de Young).

As relações de Buisman têm sido largamente utilizadas e é frequente encontrar na literatura da especialidade referências a casos concretos em que a sua adequação à previsão de assentamentos, sobretudo de fundações pouco profundas, foi razoável. A tolerância no julgamento dessa adequação é, como habitualmente, bastante larga. Por isso não é de admirar que, posteriormente, o problema da correlação entre compressibilidade e resultados de ensaios de penetração tenha sido retomado com uma certa insistência.

Schultze e Meltzer (1965), a partir de ensaios de laboratório conduzidos em amostras de grandes dimensões, concluem que não é possível relacionar

directamente um módulo do tipo de Young, E , com R_p , pois esta grandeza varia independentemente com E e com a tensão σ_0 . Apresentam curvas de correlação $E(R_p, \sigma_0)$ em que, para $R_p = C^{te}$, o E decresce quando σ_0 aumenta. Deve notar-se que, como aponta Thomas (1968), nos ensaios de Schultze e Meltzer a tensão aplicada era uma tensão hidrostática. Os ensaios de penetração assim realizados reproduzem mal as condições reais, pois haverá nos ensaios “in situ” redistribuições de tensões à frente da ponteira que a aplicação de tensões hidrostáticas não deixará processar. Por outras palavras, à frente da ponteira tenderá a criar-se, tanto mais acentuadamente quanto maior for a profundidade do ensaio, um estado de tensão que tende a tornar-se independente do peso de terras acima da cota a que a ponteira se encontra (é assunto que adiante se discutirá com mais pormenor). Ora a condução de ensaios de penetração em amostras sujeitas a compressão hidrostática levará a minimizar esse efeito.

Os ensaios conduzidos por Thomas (1968), embora também realizados em laboratório, procuraram imitar mais fielmente as condições reais. Thomas concluiu que existe uma correlação entre E e R_p que é independente de σ_0 . Propõe Thomas

$$3 R_p < E < 12 R_p \quad [3]$$

correspondendo os extremos aos mais baixos e mais altos níveis de valores de R_p . Quer dizer que os valores proporcionalmente mais baixos de E corresponderão ao caso de valores muito elevados de R_p , caso em que ocorrem substanciais esmagamentos de grãos de areia.

Schmertmann (1970) realizou estudos de laboratório e intensivas campanhas de comparação com ensaios “in situ” e concluiu pela proposta de relação.

$$E = 2 R_p \quad [4]$$

A relação [4] não pretende mais do que ser de 1.^a aproximação, como é evidente, correspondendo às necessidades práticas na lidação com um meio que, nos casos reais, terá sempre propriedades erráticas. O que interessará mais salientar é que, tal como Buisman e depois Thomas, também Schmertmann preconiza uma relação em que a dependência ER_p se estabelece sem ser em função de σ_0 .

2 - É bem sabido que, para uma dada areia, a compressibilidade decresce com o estado de tensão em consequência do aumento de compacidade que ocorre quando a tensão média cresce. Virá daqui que, na medida em que R_p for um indicador directo da compressibilidade, terá de crescer em profundidade. Esse crescimento será proporcional ao crescimento de E , se se admitir uma correlação como a de Schmertmann ou de Buisman, e desviar-se-á da proporcionalidade crescendo mais acentuadamente do que E , se se admitir correlações do tipo das preconizadas por Schultze e Meltzer.

O que atrás fica dito tem tido confirmação em ensaios de penetração relativamente pouco profundos, que de resto são os que interessam para estudos de fundações superficiais. Mas quando os ensaios de penetração são levados a profundidades relativamente elevadas é sabido que, se a formação for relativamente homogênea, a partir de uma certa "profundidade crítica" o R_p deixa de crescer. Berezantzev (1961), comentando este facto, aponta a impossibilidade de medir E a partir de R_p , para além da "profundidade crítica". Esta parece ser uma opinião largamente partilhada, como se deduz da recensão sobre o assunto apresentada pelo BCP Committee (Japanese Soc. Soil Mech., 1971).

Haverá interesse em recapitular os resultados dos ensaios de penetração conduzidos em condições muito bem controladas por Kérisel (1962) no poço experimental da estação de S. Remy-des-Chevreuse, para tentar determinar as razões da estacionaridade de R_p para além da "profundidade crítica". Na Fig. 1 reproduzem-se os resultados resumos dos ensaios realizados por Kérisel, que traduzem a curva de crescimento de R_p com a profundidade para diversos diâmetros de penetrómetros, numa areia compacta. Como da Fig. 1 se depreende a partir de uma certa profundidade, cuja grandeza depende do diâmetro do penetrómetro, a resistência de ponta é praticamente constante. As explicações apresentadas por diversos autores para este facto bem averiguado (Berezantzev, Kerisel) não são pormenorizadas o que mostra bem a larga margem de conjecturas que o assunto comporta. Porém não podem restar dúvidas de que na zona imediatamente à frente do penetrómetro o estado de tensão deixa de traduzir (para além da profundidade crítica) o efeito do peso das terras suprajacentes (overburden). Pode-se explicar essa alteração do estado de tensão, evidentemente localizada, admitindo que se desenvolvem "efeitos abóbada", na vertical, tomando as "abóbadas" apoio, superiormente na inclusão rígida constituída pela haste do penetrómetro, e inferiormente nas massas terrosas que se dispõem lateralmente à ponteira, mas a uma razoável distância

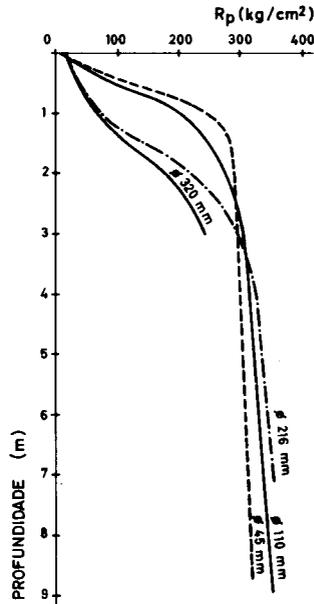


FIG. 1

desta. Por outras palavras, desenvolvem-se apreciáveis tensões tangenciais no contacto haste-terreno, e conseqüentemente as tensões principais na vizinhança do penetrómetro desviam da verticalidade; uma parte substancial do peso próprio dos solos adjacentes é desviada para fora da zona de influência da ponteira.

Torna-se assim evidente que de facto R_p não pode medir directamente a deformabilidade a partir da profundidade crítica pois que R_p deixa de traduzir a tensão pré-existente no maciço no ponto em ensaio.

3 – Num maciço homogéneo, em que as únicas grandezas que variam em profundidade são o estado da tensão e as outras grandezas correlatas (resistência, deformabilidade) poder-se-á pôr a questão de o R_p medido após a estacionaridade observada na ultrapassagem da “profundidade crítica” poder fornecer indicação que, com boa precisão, informe acerca das características existentes antes da perturbação causada pela cravação do penetrómetro. A validade duma averiguação deste tipo depende de se possuir informações correcta sobre a correlação (R_p , E) até à profundidade crítica; o valor de R_p após ultrapassagem da profundidade

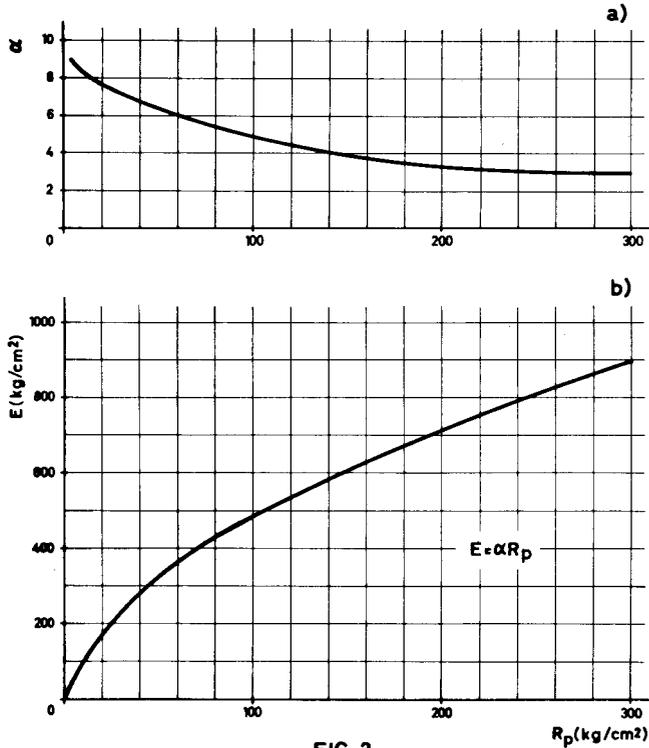


FIG. 2

crítica informará, de acordo com a sua eventual estacionaridade, acerca da homogeneidade da formação; a evolução de E com a profundidade para além da profundidade crítica terá então de ser extrapolada, de acordo com uma equação constitutiva adequada.

Hon-Yi-Ko e Scott (1967) estudaram recentemente, com montagens experimentais de grande sensibilidade e precisão, a variação do módulo de elasticidade volumétrico com a tensão hidrostática. É um tipo de solicitação que não reproduz exactamente o que se passará num meio solicitado pela cravação de um penetrómetro mas que se aproxima bastante da “resposta” que é de esperar no bolbo

tensionado à frente da ponteira. De acordo com as experiências de Ko e Scott o módulo de elasticidade volumétrico evolui proporcionalmente a $\sigma^{1/3}$:

$$\chi = K_1 \sigma^{1/3} \quad [5]$$

Aceitando um coeficiente de Poisson constante, outra infracção a uma estrita reprodução do real, mas que se poderá aceitar não ser muito grave, virá que o módulo de Young será também proporcional a $\sigma^{1/3}$:

$$E = \chi (1-2\mu) = K_2 \sigma^{1/3} \quad [6]$$

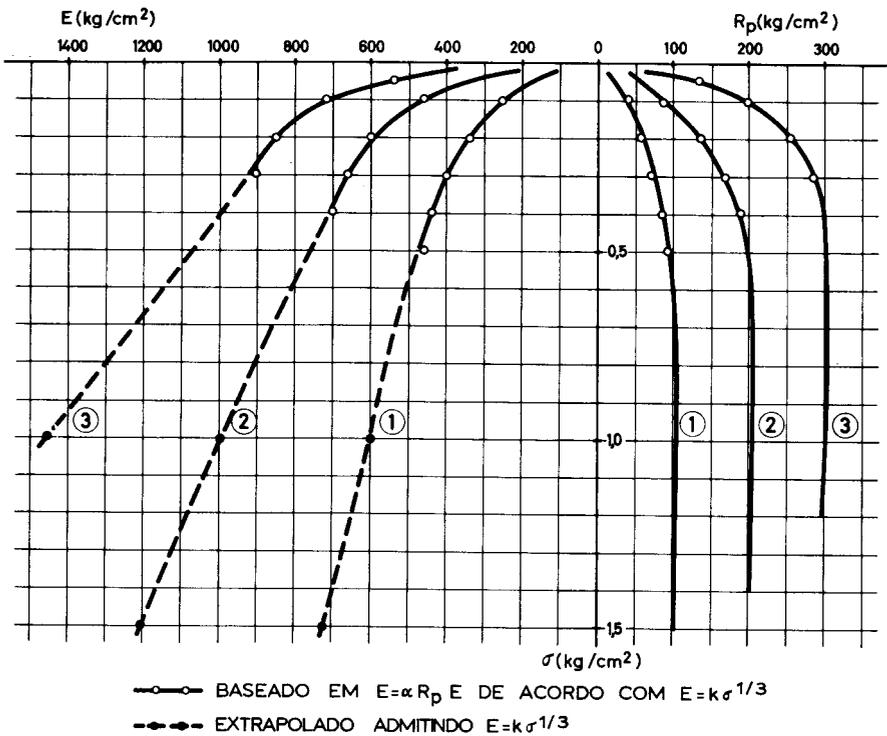


FIG. 3

A aceitação de uma correlação do tipo da expressa por [6] permitirá então extrapolar a evolução de E para além da profundidade crítica.

Admitindo as relações propostas por Thomas, com um factor α evoluindo com R_p como na Fig. 2-a) se representa, ter-se-á a correlação $R_p - E$ da Fig. 2-b). Reproduzem-se na Fig. 3 as curvas de evolução de R_p com a profundidade obtidas nos estudos experimentais de Kérisel (1962) para uma areia em três situações: compactidade baixa, média e elevada. Utilizando a correlação da Fig. 2-b) pode-se, a partir dessas curvas, antes de elas atingirem a profundidade crítica, deduzir as curvas de evolução de E com a profundidade (em termos de tensão de "overburden") que também na Fig. 3 se reproduzem (troços OA', OA'', OA'''). Tomando esses troços de curva e passando-os para um diagrama em coordenadas $E, \sigma^{1/3}$ vê-se na Fig. 4 que eles podem sem grande desvio ser aproximados por segmentos de recta; quer dizer, a grandeza E evolui com boa aproximação de acordo com equações constitutivas do tipo das estabelecidas por

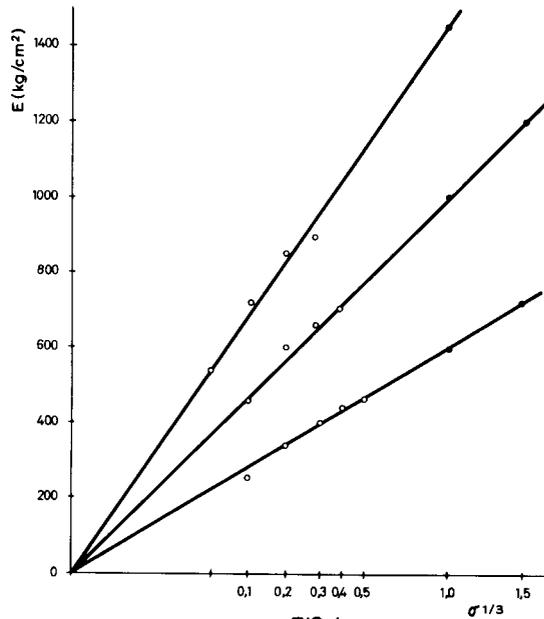


FIG. 4

Ko e Scott. Poder-se-á então, como na Fig. 4 se mostra, extrapolar E para valores de σ superiores àqueles que existem até à profundidade crítica. Voltando à Fig. 3 poder-se-á agora representar esses valores de E de forma a continuar as curvas que traduzem a correlação de Thomas. Esses troços de curva, para além de A' , A'' , e A''' , traduzirão o crescimento de E com a profundidade para as zonas em que R_p é aproximadamente constante por se ter ultrapassado a profundidade crítica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BCP Committee (Japanese Soc. Soil Mech.), Soils and Foundations, n.º 2, 1971.
- BEREZANTZEV. Load bearing capacity and deformation of piled foundations 5th ICSMFE, 1961. Paris.
- MELLO, Victor de. The standard penetration test (state of art) – IV Panamerican Conference on Soil Mechanics, Porto Rico, 1971.
- KO, Hon-Y. e R. SCOTT. Deformation of a sand in hydrostatic compression ASCME, SM3, Maio 1967.
- SCHMERTMANN. Static cone to compute static settlement over sands, ASCE SM3, Maio 1970.
- SCHULTZE and MELTZER. The determination of the density and the modulus of compressibility of non-cohesive soils by soundings, 6th ICSMEF Montreal, 1965.
- TERZAGHI e PECK. Soil Mechanics in Engineering Practice (1.^a ed. 1948).
- THOMAS. Deepsounding test results and the settlement of spread footings on normally consolidated sands, Geotechnique, Dez. 1968.