

ACERCA DO COEFICIENTE DE IMPULSO EM REPOUSO*

Some considerations on the coefficient of earth pressure at rest

por

H. NOVAIS FERREIRA**

RESUMO — É indicado o interesse do conhecimento de K_0 e dada a sua definição. Referem-se os parâmetros de que depende, e são apresentadas as fórmulas empíricas que permitem considerar esses parâmetros, bem como valores usuais de K_0 . A sua avaliação pode realizar-se com ensaios de laboratório (para solos susceptíveis de amostragem não remexida) os quais no entanto não conduzem a resultados precisos, como se refere. Os ensaios *in situ*, que permitem melhor aproximação, são apresentados e discutidas as causas de erro.

SYNOPSIS — The meaning and interest of K_0 is discussed. It is indicated the parameters it depends on and it is shown both the empirical formula to get them and the usual values for K_0 . The laboratory and "in situ" tests which grant an evaluation are also referred.

1 — UTILIDADE DO CONHECIMENTO DO COEFICIENTE DE IMPULSO EM REPOUSO

Um coeficiente de impulso é um quociente entre tensões efectivas (usualmente horizontal, σ'_h , e vertical, σ'_v , ou mínima, σ'_3 , e máxima σ'_1) conforme se verificam num maciço de solo. No caso de as tensões consideradas corresponderem a um estado inicial, sem deformação, esse coeficiente toma a designação de coeficiente de impulso em repouso (K_0). A importância do conhecimento do seu valor reside na necessidade da sua utilização directa em alguns problemas de mecânica dos solos. Constitui ainda um processo indirecto de

* Trabalho recebido em Janeiro de 1982. A discussão do trabalho está aberta por um período de três meses.

** Investigador do LNEC.

avaliação de σ'_h no pressuposto do conhecimento de σ'_v . A tensão efectiva vertical (σ'_v) depende dos valores de σ (tensão total) e da tensão neutra (u) as quais não são conhecidas sem erro apreciável em muitos casos. Em regra admite-se que:

- a) a tensão vertical é uma tensão principal;
- b) o seu valor pode obter-se do peso das camadas sobrejacentes;
- c) a tensão neutra é conhecida;
- d) a tensão horizontal é simétrica relativamente a um eixo vertical.

Ao pretender-se estudar o comportamento dos solos, sob a acção de tensões, o ponto inicial será sempre o das tensões de campo. A determinação do impulso em repouso liga-se ao problema geral da determinação das características iniciais de tensões e deformações do solo, cujo regime tem uma influência muito importante no seu comportamento.

Os três problemas encontrados na medição das tensões "in situ" são (Tavenas, 1975 II: 263):

- a) avaliação do coeficiente de impulso em repouso (K_0);
- b) avaliação da tensão horizontal inicial "in situ" de um maciço;
- c) observação da variação das tensões horizontais resultantes de escavações ou construções;

O conhecimento de K_0 é necessário, por exemplo, por constituir um parâmetro de entrada no método dos elementos finitos. É usualmente considerado constante num maciço de solo relativamente homogêneo, sendo essa constância uma boa razão do seu emprego.

O conhecimento da tensão horizontal (total e efectiva) é necessário quer em laboratório quer em obra, por exemplo, no caso de argilas, para:

- i) realização de ensaios triaxiais ou de deformação plana iniciados a partir de uma prévia reconsolidação dos provetes nas condições de campo;
- ii) utilização do método das trajectórias das tensões impostas na determinação dos parâmetros de cálculo dos solos a partir de ensaios de laboratório;
- iii) cálculo de impulsos em estruturas de suporte de terras;
- iv) cálculo da resistência ao atrito lateral de estacas (Burland, 1973).

A observação da variação das tensões horizontais resultante de obras de terra permite, por exemplo, a recolha de elementos para estudo da estabilidade dessas obras e do cálculo de impulsos em estruturas de suporte de solos compactados.

2 — DEFINIÇÃO E ASPECTOS GERAIS

2.1. — Considere-se um maciço semi-indefinido, de superfície livre horizontal, constituído por um solo homogéneo e isótropo. À profundidade z , num ponto M , o estado de tensões correspondente inclui, como tensões principais efectivas:

$$\begin{aligned} \text{tensão vertical } \sigma'_z &= \gamma z \\ \text{tensões horizontais } \sigma'_x &= \sigma'_y \end{aligned}$$

A variação de tensões num plano horizontal ($\partial\sigma'_x/\partial x$) ou ($\partial\sigma'_y/\partial y$) é nula, pelo que qualquer ponto à cota z é representativo do estado de tensões a essa cota.

Define-se coeficiente de impulso, K , nas condições indicadas, a relação:

$$K = \frac{\partial\sigma'_x}{\partial\sigma'_z} = \frac{\partial\sigma'_y}{\partial\sigma'_z}$$

Integrando

$$\sigma'_x = \sigma'_y = K \sigma'_z + D$$

A constante de integração D tem o valor de σ'_x e σ'_y para $z = 0$. Esse valor será geralmente nulo se não houver sobrecarga nem tiver havido preconsolidação do solo.

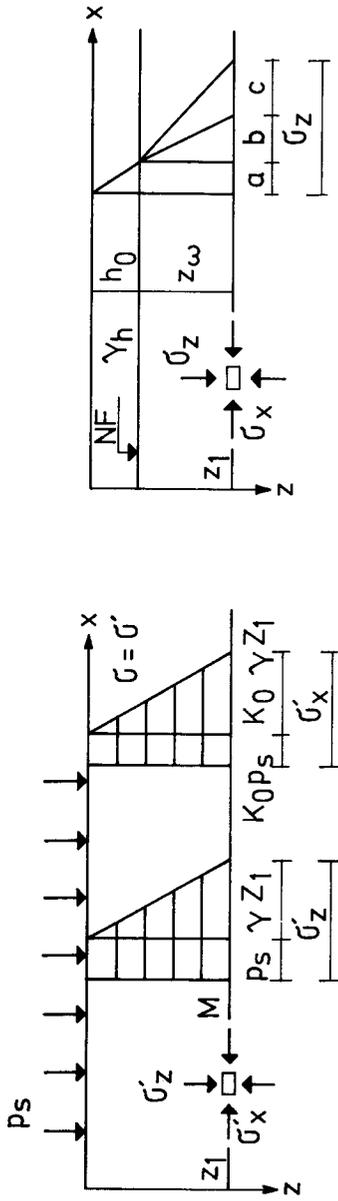
Havendo sobrecarga (p_s) uniformemente distribuída — fig. 2.1a:

$$\sigma'_z = \gamma z + p_s$$

$$\sigma'_x = \sigma'_y = K (\gamma z + p_s)$$

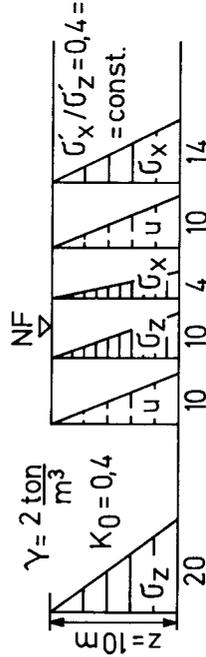
Um solo sujeito a um preadensamento ou com uma história de tensões mais ou menos complexa, apresentará um valor de $\sigma'_x = \sigma'_y$ maior do que o solo normalmente consolidado, podendo admitir-se que a história das tensões corresponde, para os efeitos de σ'_x e σ'_y , a uma tensão equivalente p_c . Assim:

$$\sigma'_x = \sigma'_y = K (\gamma z + p_s) + k p_c$$

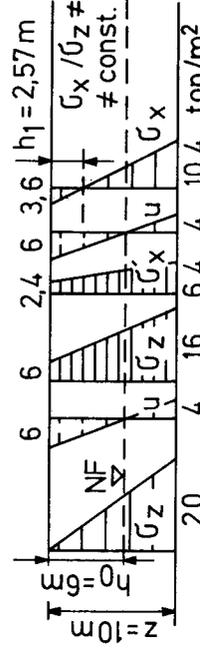


a) Nível freático abaixo da profundidade Z , s/ considerar as tensões neutras negativas

b) Nível freático à profundidade h_0 s/ considerar tensões neutras negativas, nem fendas de tração



c) Nível freático à superfície



d) Nível freático à profundidade h_0 considerando tensões neutras negativas

Fig. 2.1 — Diagramas de tensões verticais e horizontais num espaço semi-indefinido de superfície livre horizontal (solo normal, consolidado).

Dado que as tensões γz e p_s são bem conhecidas, é usual estabelecer:

$$\sigma'_x = \sigma'_y = K (\gamma z + p_s) + D$$

$$D = K \cdot p_c$$

Podem ainda considerar-se alturas equivalentes z_s e z_c tais que:

$$\sigma'_x = \sigma'_y = K \gamma (z + z_s + z_c) = K z_t$$

$$p_s = \gamma z_s$$

$$p_c = \gamma z_c$$

$$z_t = z + z_s + z_c$$

Mostra a experiência que a relação $K = \partial \sigma'_x / \partial z = \partial \sigma'_y / \partial z$ é praticamente constante com a profundidade, z , no caso de solos relativamente homogêneos*, dependendo o seu valor de vários factores, sendo os principais (a) o tipo de solo, (b) as condições de consolidação e (c) a deformação radial consentida (δ_x e δ_y).

Para $\delta_x = \delta_y = 0$ a relação $K = \sigma'_x / \sigma'_z$ é notada K_0 e é designada *coeficiente de impulso em repouso*.

A variação das tensões com a profundidade é dada por:

$$\frac{\partial \sigma'_x}{\partial z} = \frac{\partial \sigma'_y}{\partial z} = K_0 \gamma$$

$$\frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} = \gamma$$

* Adiante se referirá a variação de K com z , suas causas e consequências.

É uma variação uniforme, admitindo que $K_o = \text{const.}$
No caso de $p_s = p_c = 0$

$$\sigma'_z = \gamma \cdot z$$

$$\sigma'_x = \sigma'_y = K_o \cdot \gamma \cdot z$$

A distribuição de tensões em profundidade será triangular, analogamente à distribuição das pressões hidrostáticas. Caso $p_s \neq p_c \neq 0$, pode igualmente observar-se uma distribuição triangular para a profundidade equivalente $z_t = (z + z_s + z_c)$ como atrás se referiu, ou trapezoidal se se considerar somente a profundidade real z (fig.2.1a).

2.2. — Se a aplicação da pressão vertical efectiva ($\sigma'_z = \gamma \cdot z$) se realizar em regime elástico, e sendo $\delta x = \delta y = 0$ (caso particular de deformação plana e condição de impulso em repouso), obtêm-se da teoria da elasticidade:

$$\sigma'_x = \sigma'_y = \frac{\mu}{1 - \mu} \sigma'_z$$

μ — coeficiente de Poisson

pelo que

$$K_o = \frac{\mu}{1 - \mu}$$

No quadro I estão indicados os valores de K_o para vários valores de coeficientes de Poisson. Ao valor usual de $\mu = 0,3$ corresponde $K_o = 0,4286$. Os solos fortemente sobreconsolidados, com $K_o > 1,0$, apresenta, valores calculados de $\mu > 0,5$ e são dilatantes. Embora K_o diga respeito a um regime elástico, a utilização da expressão anterior é ilógica para solos fortemente sobreconsolidados, ou seja, com $K_o > 1,0$.

QUADRO 1 — VALORES DO COEFICIENTE DE IMPULSO EM REPOUSO (K_o) EM FUNÇÃO DO COEFICIENTE DE POISSON (μ)

$K_o = \mu / (1 - \mu)$	
0,20	— 0,2500
0,25	— 0,3333
0,30	— 0,4286
0,35	— 0,5385
0,40	— 0,6667
0,45	— 0,8182
0,50	— 1,000

2.3 — No caso de um maciço semi-indefinido de superfície livre horizontal com nível freático à profundidade h_o , as tensões à profundidade $h_o + z_w$ são (fig. 2.1b):

$$\sigma_z = \gamma_h h_o + \gamma_b z_w + \gamma_w z_w \text{ (tensão total)}$$

$$\sigma'_z = \gamma_h h_o + \gamma_b z_w \text{ (tensão efectiva)}$$

$$u = \gamma_w z_w \text{ (tensão neutra)}$$

$$\sigma_x = K_o \sigma'_z + u = K_o (\gamma_h h_o + \gamma_b z_w) + u$$

$$\sigma'_x = K_o \sigma'_z = K_o (\gamma_h h_o + \gamma_b z_w)$$

A relação entre tensões principais será:

$$\frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{u + K_o \sigma'_z}{u + \sigma'_z} = \frac{\gamma_w z_w + K_o [\gamma_h h_o + \gamma_b z_w]}{\gamma_w z_w + [\gamma_h h_o + \gamma_b z_w]} = K_{ot}$$

As expressões anteriores correspondem a tensões em pontos situadas abaixo do nível freático. No caso de pontos acima do nível freático, aquelas expressões são válidas considerando z_w negativo variando desde $z_w = 0$ para os pontos no nível freático ($z = z_0$) até $z_w = -z_0$ para pontos na superfície livre do solo ($z = 0$), e admitindo ainda que $\gamma_b = \gamma_h - \gamma_w$ e que não existem fendas de tracção no terreno.

Pode também escrever-se

$$\sigma_x = u + K_o \sigma'_z = (1 - K_o) u + K_o \sigma_z$$

pelo que

$$K_{ot} = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = (1 - K_o) \frac{u}{\sigma_z} + K_o$$

Esta relação não é constante com a profundidade sempre que $(u/\sigma_z) = f(z)$.

A tensão neutra é uma tensão hidrostática, pelo que $u_z = u_x$ donde $u_z/u_x = 1$.

A relação entre tensões principais efectivas mantém-se igual à que foi indicada para os solos acima do nível freático ($K_o = \text{const.}$). A relação K_o é uma relação entre tensões efectivas.

Nas figs. 2.1c e d apresentam-se a distribuição de tensões no caso de nível freático ao nível da superfície livre do solo e à profundidade z . Pode ver-se que embora a distribuição de σ_x seja linear, no caso de nível freático abaixo da superfície do terreno, o valor de $K_{ot} = \sigma_x/\sigma_z$ não é constante.

2.4. — Considerem-se as tensões efectivas σ'_x , σ'_y e σ'_z

Fazendo $\Theta' = \sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z$

$$p_e = \sigma'_z \text{ (pressão edométrica)}$$

sendo

$$\sigma'_x = \sigma'_y = K_o \sigma'_z = K_o p_e$$

vem

$$\Theta' = (1 + 2 K_o) p_e$$

$$p_e = \frac{\Theta'}{1 + 2 K_o}$$

Uma vez que

$$a_v \text{ (coeficiente de compressibilidade)} = \frac{\Delta e}{\Delta p}$$

e sendo

$$\Delta p = p_e$$

$$e_o - e = a_v \Delta p = a_v \frac{\Theta'}{1 + 2 K_o}$$

$$\text{ou seja } e_o = \text{const.} = e + a_v \frac{\Theta'}{1 + 2 K_o}$$

Esta expressão corresponde ao “princípio de hidrocapacidade” do solo de Gersevanov (Tsytoich, 1976, pg. 42) o qual afirma que índice de vazios do solo varia unicamente com a soma das tensões principais efectivas.

Uma aplicação deste princípio é a determinação da pressão capilar equivalente de solos consolidados normalmente sob a acção da água.

O solo quando sujeito a tensões capilares sofre a acção de uma pressão hidrostática p_c tal que $3 p_c = \Theta' = \sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3$, sendo $p_c = \gamma_w h_c$ (h_c altura de ascensão capilar).

No caso de solos sujeitos a pressão edométrica viu-se que

$$p_e (1 + 2 K_o) = \Theta'$$

Igualando as duas expressões

$$p_c = \frac{1 + 2 K_o}{3} p_e$$

Assim, para solos sujeitos a consolidação normal sem formação de ligações rígidas, existe equivalência de efeitos, em termos de diminuição de índice de vazios, entre a pressão de consolidação p_e e a pressão capilar p_c , expressa pela equação acima apresentada.

2.5. — Anteriormente obteve-se

$$\sigma'_x = K \sigma'_z + D$$

Usualmente considera-se $D = 0$, o que corresponde à definição corrente de K_0 . Contudo D pode ser diferente de zero. Ensaios de alguns autores (Tsytovich, 1976, pg. 43) mostraram que a relação $\sigma'_x = f(\sigma'_z)$ é linear (fig. 2.2) mas os valores de D são por vezes diferentes de zero. Assim:

Areias completamente fofas	$D = 0$
Areias compactadas	$D > 1$
Solos argilosos	$D < 1$

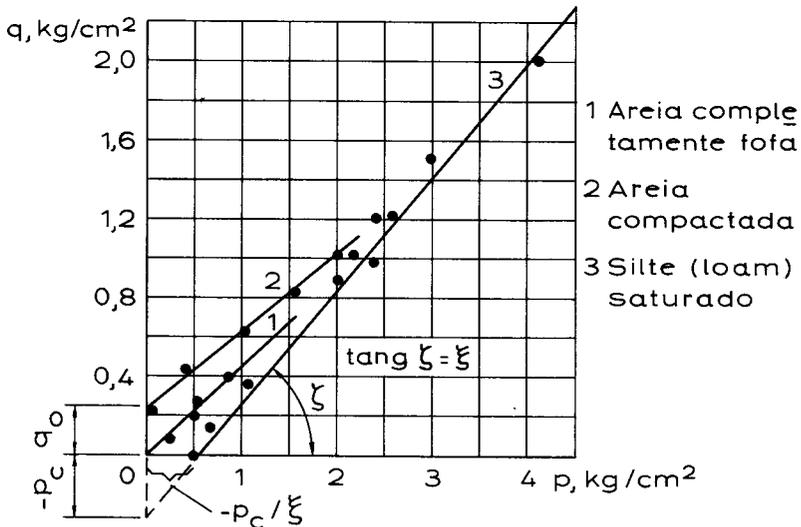


Fig. 2.2 — Determinação do coeficiente de impulso em repouso. (Tsytovich, 1973: 44).

Para solos arenosos, a compactação introduz tensões horizontais, as quais vão permanecer parcialmente, originando $D > 1$.

Para solos argilosos, o valor de σ'_x para $\sigma'_z = 0$ (valor de D) corresponderá (Gersevanov, citado por Tsytoich, 1976, pg. 44) à pressão capilar^e equivalente p_c :

$$\sigma'_h = K \sigma'_v - p_c$$

2.6. — A expressão $K_o = K_o(\mu)$ tem reduzido interesse prático pois que a sua aplicação exige: (a) hipótese da validade da teoria elástica; (b) avaliação de μ .

A avaliação de μ exige a mesma hipótese elástica. O valor de μ depende de: (i) tipo de solo; (ii) grau de deformação considerado; carácter mais ou menos dilatante do solo; (iii) história das tensões. A incerteza de μ e a necessidade de conhecimento prévio das tensões e deformações correspondentes, as quais permitem obter directamente K_o , tem obstado a que se avalie K_o através de μ .

Para o conhecimento de K_o podem seguir-se três vias;

- a) fórmulas empíricas;
- b) ensaios de laboratório;
- c) ensaios "in situ".

As fórmulas empíricas resultaram necessariamente de ensaios.

3 — FÓRMULAS EMPÍRICAS E VALORES USUAIS DE K_o

3.1. — O valor de K_o é dado por expressões empíricas para o caso de solos normalmente consolidados.

Jaky (1944) apresentou para areias adensadas sob a pressão geostática que suportam, a expressão (citado por Wroth, 1975, e Jaky, 1948):

$$K_o = \left(1 + \frac{2}{3} \text{sen } \phi\right) \left(\frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi}\right)$$

Esta expressão é geralmente substituída pela forma simplificada;

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi$$

Bishop (1958; pg. 2) mostrou experimentalmente que esta última expressão pode ser também usada para os solos argilosos normalmente consolidados. Igual afirmação foi fornecida por Simons (1965) e Wroth (1972). Contudo Hendron, Brooker e Ireland (Brooker e Ireland — 1965) consideram que para argilas normalmente consolidadas o valor de K_o deverá ser:

$$K_o = 0,95 - \text{sen } \phi$$

O coeficiente K_o para solos argilosos é também função do índice de plasticidade e da razão de sobreconsolidação.

Hendron (1963, citado por Lambe e Whitman, 1969, pg. 127) estudando conjuntos de esferas elásticas, obteve:

$$K_o = \frac{1}{2} \frac{1 + \frac{\sqrt{6}}{8} - 3 \frac{\sqrt{6}}{8} \text{sen } \phi}{1 + \frac{\sqrt{6}}{8} + 3 \frac{\sqrt{6}}{8} \text{sen } \phi}$$

Esta expressão ajusta bem a areias limpas e de granulometria pouco extensa (fig. 3.1).

Para os restante solos é preferível a expressão de Jaky. Wierzbicki (citado por Rymcza, 1979) apresentou a expressão:

$$K_o = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{3} \right)$$

As expressões de Jaky, Hendron e Wierzbicki são todas baseadas no ângulo de atrito interno ϕ . Embora a de Jaky seja aplicável a todos os solos, o valor de K_o obtido diz respeito a solos carregados pela primeira vez (solos normalmente consolidados).

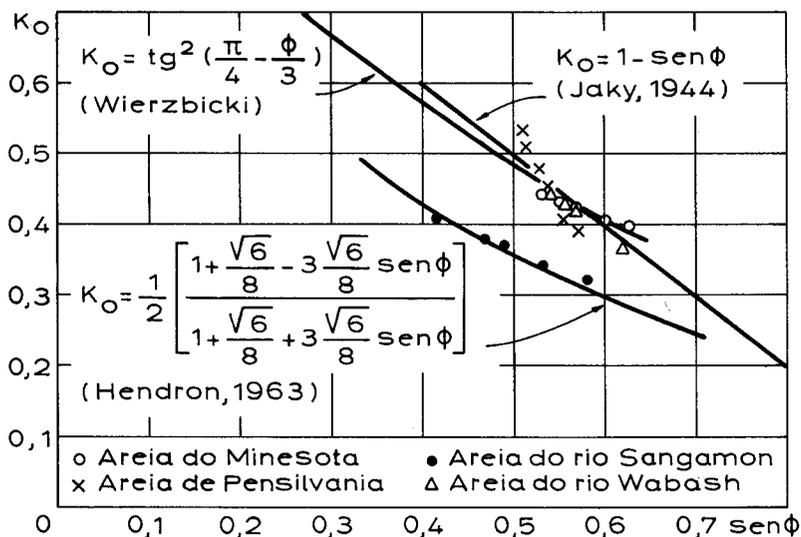


Fig. 3.1 — Comparação entre as expressões de Jaky, Hendron e Wierzbicki.

3.2. — De acordo com Fedorov — Malyshev (citado por Rymka, 1979) o valor de K_0 é função do índice de vazios:

$$K_0 = 0,19 + 0,11 e$$

Esta equação conduz a valores muito baixos de K_0 .

Os valores apresentados por Kędzi (1975) para areias secas ($e = 0,80$; $K_0 = 0,64$) e ($e = 0,60$; $K_0 = 0,49$) conduzem a

$$K_0 = 0,04 + 0,75 e$$

Estas equações dão uma correlação positiva entre K_0 e o índice de vazios. Aplicadas a um mesmo solo com diferentes estados de consolidação ou compactação, levam a concluir que o maior adensamento fará diminuir K_0 .

Esta conclusão condiz com a equação de Jaky. De facto é de esperar que, se $e_1 > e_2$, então $\phi_1 < \phi_2$ e, por esta equação, será $K_1 > K_2$.

3.3. — Para solos argilosos alguns autores preferem correlacionar o valor de K_o com propriedades características desse tipo de solos.

Alpan, I. (1967) apresenta, para argilas normalmente consolidadas, uma correlação semilogaritmica entre o coeficiente de impulso em repouso e o índice de plasticidade:

$$K_o = 0,19 + 0,233 \log I_p$$

Massarsch, K.R. (1979) apresenta uma correlação linear entre as mesmas grandezas:

$$K_o = 0,44 + 0,42 \frac{I_p}{100}$$

Flavigny (1979) indica (ensaios em laboratório sobre amostras remexidas de solos não-sensíveis):

$$K_o \text{ (NC)*} = 0,42 + 0,004 I_p \text{ (\%)}$$

O valor de K_o parece aumentar com C_c (índice de compressibilidade) de acordo com a correlação entre C_c e I_p (figs. 3.2. e 3.3.).

Estas correlações referem-se a solos normalmente consolidados e tal como muitas outras correlações empíricas, apresentam grande dispersão.

3.4. — Para solos sobreconsolidados ou fortemente compactados, o valor de K_o pode ser superior à unidade. Um diagrama de tensões geostáticas em função da profundidade em maciço semi-indefinido de superfície livre horizontal, a gama de valores de K_o corresponderá a valores variando desde cerca de 0,4 (solos normalmente consolidados) a cerca de 3 (solos argilosos fortemente sobreconsolidados) — fig. 3.4.

Brooker e Ireland (1965) estudaram a influência do índice de plasticidade e da razão de sobreconsolidação no coeficiente K_o (fig. 3.5.).

A influência do índice de plasticidade depende da razão de sobreconsolidação. Para solos com índice de plasticidade entre 10 e 20, o valor de K_o pode atingir quase 3 se a razão de sobreconsolidação for de 32.

* K_o (NC) ou K_o^{nc} , conforme os autores, refere-se ao coeficiente de impulso em repouso de solos normalmente consolidados.

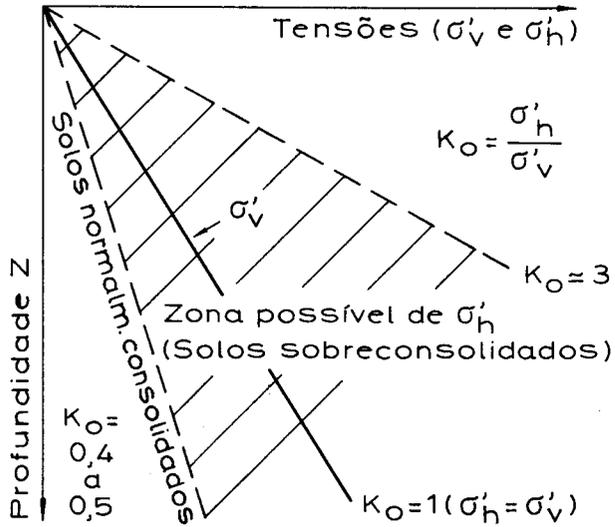


Fig. 3.4 — Tensões geostáticas (maciço semi-indefinido de superfície livre horizontal).

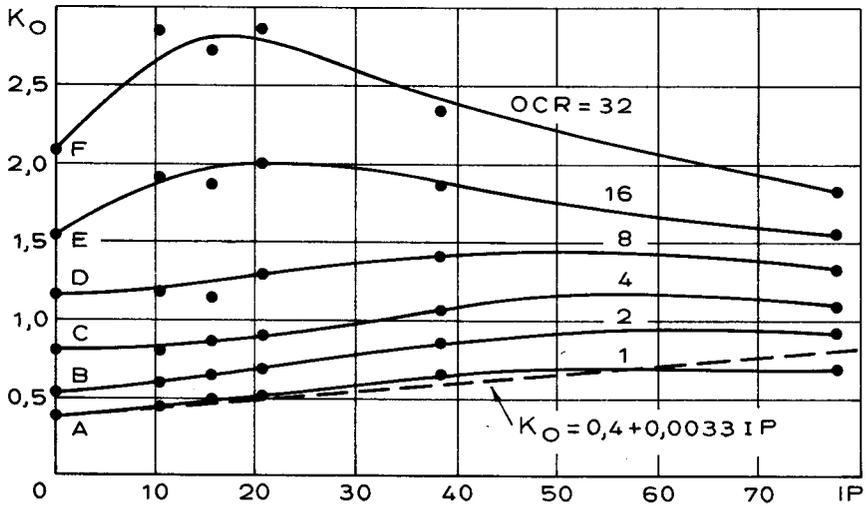


Fig. 3.5 — K_0 função de OCR e IP (in Lambe e Whitman 1969: 300 — Resultados de Hendron e de Brooker e Ireland 1965).

Para solos normalmente consolidados ($OCR = 1$) o diagrama de Brooker e Ireland conduz a $K_o \simeq 0,4 + 0,333 \frac{I_p}{100}$. Para $OCR = 16$ o diagrama

ma $K_o = f(I_p)$ apresenta um máximo para I_p entre 10 e 20.

Schmidt (1969), citado por Flavigny, (1979) apresenta para solos sobreconsolidados a lei de variação:

$$K_o (RB) = K_o (NC) \times (OCR)^h$$

$$h = 1 - K_o (NC)$$

$$K_o = (RB) - \text{valor de } K_o \text{ na descarga}$$

No entanto os valores de h apresentam grande dispersão (fig. 3.6. variando entre cerca de 0,3 e 0,6 com tendência para decrescer entre 0,5 e 0,4, quando $K_o (NC)$ cresce. Segundo Massarsch, K.R. (1979), no caso dos solos sobreconsolidados, há experiência laboratorial (mas pouca de obra) de que:

$$K_o (OC) = K_o (NC) \cdot (OCR)^m$$

$K_o (OC)$ valor de K_o para argila sobreconsolidada com razão de sobreconsolidação igual a OCR

$K_o (NC)$ valor de K_o para mesma argila normalmente consolidada

m — constante, em regra entre 0,4 e 0,5

Contudo Wroth (1975) refere que o valor K_o depende também da história geológica do solo. O valor de K_o avaliado por meio da expressão empírica apresentada só fará sentido para a primeira descarga do solo, pois $K_o = f(OCR)$ apresenta histeresis, sendo K_o na descarga maior que K_o na segunda carga (Jamiołkowski et alli, 1979 General Report) — fig. 3.7.

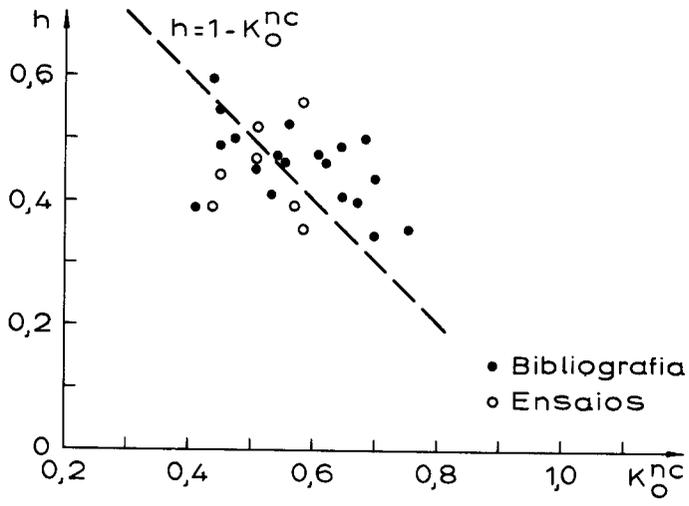


Fig. 3.6 — h função de K_o (Flavigny, 1979. IV: 24).

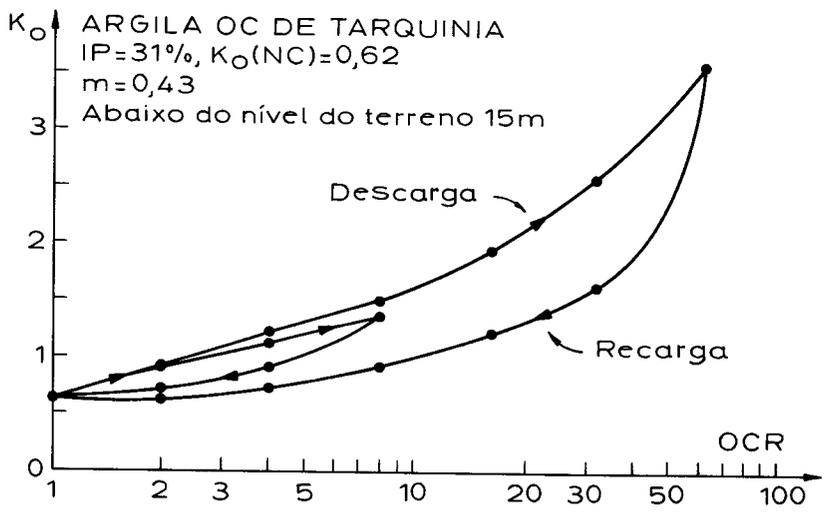


Fig. 3.7 — K_o vs história das tensões (Jamiolkowski et al, 1979, gen. rep.).

Winter e Rodriguez (1975) e Meyerhof (ver Tavenas, 1975 pg. 264) sugerem:

$$K_o (OC) = K_o (NC) \cdot (OCR)^{1/2}$$

enquanto J.H. Schmertmann (1975, pg. 84) apresentou para areias:

$$K_o (OC) = K_o (NC) \cdot (OCR)^{0,42}$$

Dado que $K_o (NC) = (1 - \text{sen } \phi)$: $K_o (OC) = (1 - \text{sen } \phi) (OCR)^m$

sendo em regra $m = 0,4$ ou $0,5$ conforme os autores (ver quadro II).

QUADRO II — VALORES DE m

$K_o (OCR) = K_o (NC) (OCR)^m$			
AUTORES	ANO	m	SOLOS
Ladd, Germaine, Baligh, Lacasse*	1979?	0,41	Argilosos
Schmidt	1967	0,41	”
Schmidt (Flavigny, 1979)	1969	0,3 a 0,6	Função de $K_o (NC)$
Schmertmann	1975	0,42	Areias
Winter e Rodriguez	1975	0,5	
Meyerhof	1976	0,5	
Massarsch	1979	0,4 a 0,5	

Ladd et alli (1977) referem que:

$$K_o (NC) = (1 + \text{sen } \phi') \pm 0,05$$

$$K_o (OC) = K_o (NC) OCR^m$$

m — função decrescente de I_p . (Esrig e Kirby, 1979: 44) variando entre cerca de 0,3 ($I_p = 100$) e cerca de 0,55 ($I_p = 0$)

* Jamiolkowski et alli, 1981, vol. 5:27-57

No quadro III apresentam-se valores K_o calculados para $m = 0,4$ e $0,5$

QUADRO IIIa — VALORES DE K_o PARA SOLOS SOBRECONSOLIDADOS

VALORES CALCULADOS COM BASE NA EXPRESSÃO:

$$K_o(\text{OCR}) = K_o(\text{NC}) [\text{OCR}]^m$$

$$m = 0.4$$

OCR											
	0	5	10	15	20	25	28	30	32	35	40
1	1,000	0,913	0,826	0,741	0,658	0,577	0,531	0,500	0,470	0,426	0,357
2	1,320	1,205	1,090	0,978	0,868	0,762	0,700	0,660	0,620	0,563	0,471
3	1,552	1,417	1,282	1,150	1,021	0,896	0,823	0,776	0,729	0,662	0,554
5	1,904	1,738	1,573	1,411	1,253	1,099	1,010	0,952	0,895	0,812	0,680
7	2,178	1,988	1,800	1,614	1,433	1,257	1,155	1,089	1,024	0,929	0,778
10	2,512	2,293	2,076	1,862	1,653	1,450	1,333	1,256	1,181	1,071	0,897
15	2,954	2,697	2,441	2,190	1,944	1,706	1,567	1,477	1,389	1,260	1,055
20	3,314	3,026	2,739	2,457	2,181	1,914	1,758	1,657	1,558	1,413	1,184
25	3,624	3,308	2,995	2,686	2,384	2,092	1,923	1,812	1,704	1,545	1,295
30	3,898	3,558	3,221	2,889	2,565	2,251	2,068	1,949	1,832	1,662	1,392

QUADRO IIIb — VALORES DE K_0 PARA SOLOS SOBRECONSOLIDADOS

VALORES CALCULADOS COM BASE NA EXPRESSÃO:

$$K_0(\text{OCR}) = K_0(\text{NC}) [\text{OCR}]^m$$

$$m = 0,5$$

OCR											
	0	5	10	15	20	25	28	30	32	35	40
1	1,000	0,913	0,826	0,741	0,658	0,577	0,531	0,500	0,470	0,426	0,357
2	1,414	1,291	1,169	1,048	0,931	0,817	0,750	0,707	0,665	0,603	0,505
3	1,732	1,581	1,431	1,284	1,140	1,000	0,919	0,866	0,814	0,739	0,619
5	2,236	2,041	1,848	1,657	1,471	1,291	1,186	0,118	1,051	0,954	0,799
7	2,646	2,415	2,186	1,961	1,741	1,528	1,404	1,323	1,244	1,128	0,945
10	3,162	2,887	2,613	2,344	2,081	1,826	1,678	1,581	1,487	1,348	1,130
15	3,873	3,535	3,200	2,871	2,548	2,236	2,055	1,936	1,821	1,652	1,383
20	4,472	4,082	3,696	3,315	2,943	2,582	2,373	2,236	2,102	1,907	1,598
25	5,000	4,564	4,132	3,706	3,290	2,887	2,653	2,500	2,350	1,132	1,786
30	5,477	5,000	4,526	4,060	3,604	3,162	2,906	2,739	2,575	2,336	1,957

3.5. — A distribuição dos impulsos com a profundidade poderá não ser linear (ver. 4.3.). Terzaghi (1934) assinalou a curvatura da distribuição e explicou-a pelo efeito de arco do solo mobilizando o ângulo de atrito solo-muro.

Uma tentativa de explicação a partir da equação de Federov-Malyshv (K_0 função de e) e de Jaky (K_0 função de ϕ) não é aceitável. De facto, com a profundidade, o índice de vazios decresce e ϕ cresce o que justificaria variação de K_0 . Contudo, tanto uma equação como a outra, se referem a solos normalmente consolidados (ver 3.2.).

Uma explicação aceitável é a que segue. Um solo sobreconsolidado apresenta uma resistência à rotura definida por:

$$t_f = (\sigma' + b) \operatorname{tg} \phi$$

$$b = c' \operatorname{cotg} \phi'$$

Para estes solos, considere-se o valor da relação K'_o entre tensões principais fictícias previstas no teorema dos estados correspondentes de Caquot:

$$K'_o = \frac{\sigma'_{30} + b}{\sigma'_{10} + b}$$

σ'_{30} — tensão principal mínima

σ'_{10} — tensão principal máxima

Esta relação permanece teoricamente independente das variações das tensões principais σ'_{30} e σ'_{10} durante um ensaio de consolidação sem deformação lateral (Janbu, 1975). Esta conclusão foi confirmada em ensaios edotriaxiais com argilas sobreconsolidadas.

O valor de b para sedimentos arenosos sobreconsolidados parece ser proporcional ao excesso de tensão de sobreconsolidação (Δp_c , Dahlberg, 1974). Janbu (1975) obteve $b \approx \Delta p'_c / 3$ excepto para pontos muito próximos da superfície.

Ora sendo, para um terreno de superfície horizontal:

$$\sigma'_{30} = \sigma'_h = K'_o (p' + b)$$

$$\sigma'_{10} = \sigma'_v = \gamma z - u = p'$$

obtem-se:

$$K_o = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} K'_o \left(1 + \frac{b}{p'} \right)$$

Uma vez que para depósitos de areia e silte o valor de b parece crescer desde zero à superfície até um máximo entre 0,5 a 1,5 m e depois se mantem ou decresce levemente (Janbu e Senneset, 1974), é de esperar que K_o sofra variação semelhante com a profundidade, variação aliás apontada por Wroth (1975).

O coeficiente de impulso em repouso K_o não será constante com a profundidade, em solos sobreconsolidados, aliás como tem sido observado experimentalmente.

Rymysza (1979) verificou, em ensaio em modelo com areia seca, a dependência de K_o com a densidade relativa I_D . Quando a distribuição das tensões com a profundidade era curvilínea, este autor obteve:

$$K_o = \frac{E_o}{0,5 \gamma H^2}$$

E_o — coeficiente de deformação vertical sem deformação lateral

γ — peso volúmico aparente

H — altura do muro

Os valores de K_o crescem com I_D .

Determinados e (índice de vazios) e ϕ (ângulo de atrito interno) em função de I_D , e usados nas expressões de K_o de Jaky e Federov-Malyshev, obteve correlações $K_o = K_o(I_D)$ que são contrárias às obtidas experimentalmente (fig. 3.8.). Esta contradição era de esperar em face do campo de aplicabilidade das duas equações antes referido.

O ponto de aplicação do impulso, localizado a uma altura da base $H_o = \eta_o \cdot H$, depende de I_D , crescendo η_o desde 1/3 até valores levemente superiores a 0,4 (fig. 3.8.). O ponto de aplicação situa-se acima daquele que é usualmente considerado na distribuição linear ($\eta_o = 1/3$).

Pequenas deformações do muro durante o processo de enchimento do aterro têm pequena influência no impulso final, como já referira Casagrande (1973).

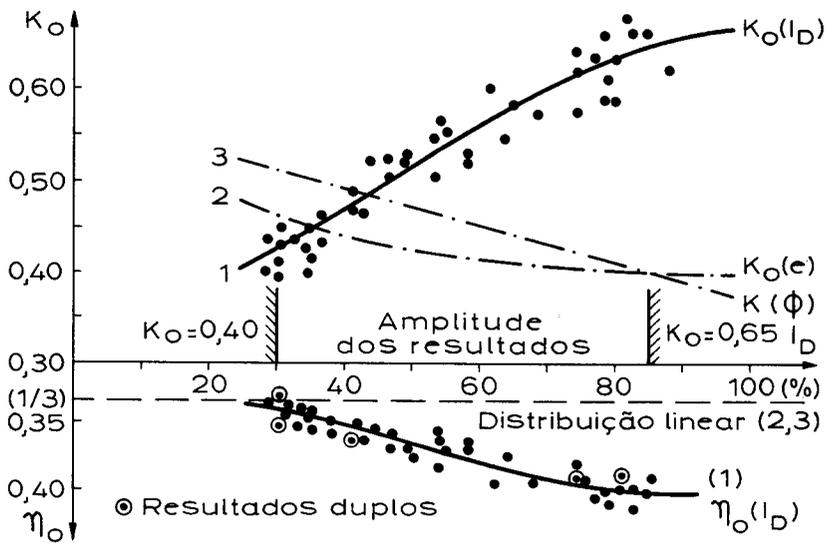


Fig. 3.8 — K_o função de compactação em aterro de areia média, seca (Rymsza, 1979).

3.6. — Rymsza (1979), colocando-se numa posição pragmática, apreciou as discrepâncias entre os valores propostos ou apresentados por alguns autores para K_o , manifestando a opinião de ser necessário definir melhor o que se entende por coeficiente de impulso em repouso. Para tal, propõe que se considerem dois tipos de estruturas:

- 1) estruturas de suporte rígidas, executadas no seio do solo, natural ou previamente compactado — K_{on} e η_{on} ; nestes casos, parte do solo é removido para executar a estrutura;
- 2) estruturas de suporte rígidas, executadas antes do aterro — K_{ob} e η_{ob} .

No primeiro caso há tendência a uma certa descompressão, no segundo caso há tendência para um efeito de sobreconsolidação por acção da compactação ulterior do aterro.

3.7. — No quadro IV estão indicados os valores de K_o fornecidos por Bernatzik (1974), Bishop (1957, 1958) e Simons (1958), e recolhidos por A. Kédzi

QUADRO IV — Coeficientes de impulso em repouso
(Kédzi, 1975)*

Solo		W_L	I_p	K_o	
Areia	saturada	fofa	—	—	0,46
		densa	—	—	0,36
	seca	fofa $e = 0,80$	—	—	0,64
		$e = 0,60$	—	—	0,49
Argila siltosa orgânica não remexida		74	45	0,57	
Argila residual compactada		—	9	0,42	
		—	31	0,66	
Argila marítima não remexida (Oslo)		37	16	0,48	
Argila instável (quick clay)		34	10	0,52	
Caulino, não remexido		61	23	0,63-0,70	

(1975, pg. 199). Estes valores correspondem a solos normalmente consolidados ou muito levemente sobreconsolidados, pelo que os valores de K_o são todos inferiores a 1.

No quadro V estão indicados os valores aconselhados por T.H. Wu (1975, pg. 409) para solos normalmente consolidados, adensados e sobreconsolidados. A compactação dos solos conduz a valores de $K_o > 1$ e que, para argilas, podem atingir 6, enquanto a sobreconsolidação natural aparece com valores de K_o de 1 a 4.

Um método de avaliar o impulso resultante da compactação foi desenvolvido por Ingold (1980) e é apresentado em 6.

* Valores de Bernatzik (1947), Bishop (1957, 1958) e Simons (1958)

QUADRO V — Coeficiente de impulso em repouso. valores aconselhados
(de T.H. Wu, 1975, pg. 405)

Solo		K_0
Todos os tipos, normalmente consolidados		$1 - \text{sen } \phi^{**}$
Areias	Depositadas fofas	0,5
	Compactadas	1,0 a 1,5
Argilas	Apiloadas manualmente	1,0 a 2,0
	Adensadas mecanicamente em todo o aterro de montante (na cunha de escorregamento)	2,0 a 6,0
	Sobreconsolidadas	1,0 a 4,0

O valor de K_0 é pois dependente de vários parâmetros:

- a) tipo de solo (propriedades plásticas);
- b) ângulo de atrito interno do solo;
- c) índice de vazios ou baridade relativa;
- d) razão de sobreconsolidação;
- e) história das tensões;
- f) estrutura contra a qual o impulso se exerce.

Em obra haverá que considerar os processos construtivos; em laboratório ou em ensaio "in situ" é de atender aos processos de medição das tensões.

Compreende-se portanto a discrepância de resultados apresentados pelos diversos autores e que tais resultados e fórmulas empíricas não possam ser mais que orientações gerais para avaliação de K_0 . Para obras de terra de relativamente grande importância será aconselhável determinar o valor de K_0 ou, pelo menos, uma pequena gama na qual se situe o valor a utilizar no cálculo de estabilidade da obra.

* Jaky (1944), para areias normalmente consolidadas; Bishop (1958), Simons (1958), para argilas normalmente consolidadas.

4 — DETERMINAÇÃO DE K_0 EM LABORATÓRIO

4.1. — A determinação do impulso em repouso pode fazer-se em laboratório ou “in situ” de acordo com vários métodos, sendo os principais os seguintes:

- a) laboratório
 - triaxial
 - modelo de estrutura de suporte

- b) “in situ”
 - rotura hidráulica ($K_0 < 1$)
 - célula de pressão total
 - pressiómetro
 - pressiómetro autopercussor
 - métodos de aplicação empírica — espátula dilatométrica
 - observação de obras

A avaliação de K_0 a partir de ensaios de laboratório assentará nas hipóteses seguintes:

- i) existe “in situ” um campo de tensões axissimétrico em que a tensão vertical é uma tensão principal igual à tensão geostática;
- ii) a tensão neutra, durante o processo de amostragem, pode ser avaliada com ensaios de laboratório apropriados;
- iii) a tensão efectiva isotrópica pode ser medida, após amostragem;
- iv) o solo pode conservar as sucções capilares necessárias para manter a tensão referida em iii);
- v) a amostragem e o ensaio podem ser realizados sem alteração do teor em água e sem perturbação.

Estas hipóteses são por vezes grosseiras. Veja-se por exemplo as hipóteses iii) e iv). Se se verificassem, o caminho de tensões no diagrama (p' ; q) seria uma vertical $\overline{JK_1}$ (fig. 4.1.) sendo J o ponto correspondente ao estado de tensão “in situ” e K_1 o ponto correspondente à amostra após extracção. No entanto Kirkpatrick e Rennie (1975)* efectuaram medições de tensões de cauli-

* Wroth, (1975).

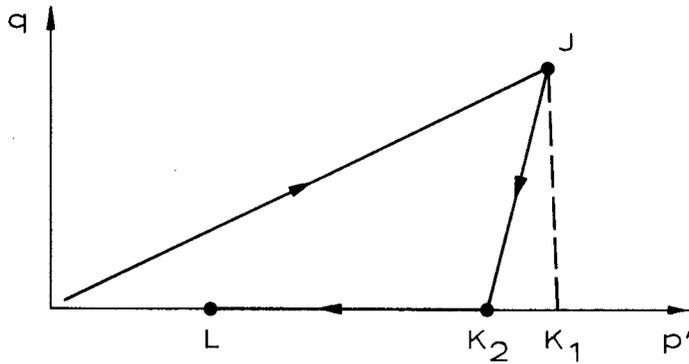


Fig. 4.1 — Trajectory of stresses followed in the specimen during sampling and storage (Wroth, 1975, II: 181).

no remoldado e consolidado em laboratório, do qual colheram amostras. Os ensaios mostraram que: 1) a amostragem faz perder parte da tensão efectiva ($\overline{K_1 K_2}$) originando um caminho $\overline{JK_2}$ não vertical; 2) o armazenamento faz igualmente perder parte das sucções capilares — variação de K_2 a L — tanto que ao fim de 50 dias, e para este material, só 20% da sucção se mantem, com a correspondente perda de tensão isostática, o que nega as hipóteses iii) e iv).

A hipótese v) tem sido também grandemente discutida e questionada, como é geralmente sabido.

Com estas e outras restrições, o ensaio triaxial pode ser usado para avaliar K_o segundo alguns métodos diferentes.

4.2. — Skempton (1961) com base em ensaios triaxiais procura conhecer K_o a partir do raciocínio que segue. No maciço, o solo está sujeito às tensões:

$$\sigma_{vm} = \gamma z$$

$$\sigma_{hm} = \sigma'_{vm} K_o + u_o = p K_o + u_o$$

$$u_o = \sigma'_{hm} - p K_o$$

Extraído o provete, este fica sujeito às tensões:

$$\sigma_{vp} = 0$$

$$\sigma_{hp} = 0$$

$$p_k = \sigma'_{vp} = \sigma'_{hp} = -u$$

A pressão p_k é a pressão capilar a que o solo fica submetido e que é necessário conhecer.

Pela equação da tensão neutra:

$$\Delta u = B \left[\Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \right]$$

Sendo, no provete:

$$\Delta \sigma_1 = -\sigma_{vm}$$

$$\Delta \sigma_3 = -\sigma_{hm}$$

$$B = 1 \text{ (proвете saturado)}$$

vem

$$\Delta u = -\sigma_h + A (\sigma_{hm} - \sigma_{vm})$$

mas

$$\sigma_h - \sigma_v = \sigma'_{hm} - \sigma'_{vm}$$

Então:

$$u = u_o + \Delta u = -p [K_o - A (K_o - 1)]$$

Dado que: $p_k = -u$

obtem-se finalmente:

$$p_k = p [K_o - A (K_o - 1)].$$

Conhecidos p_k e A é possível obter o valor de K_o .

Este método apoia-se totalmente na hipótese iv) de 4.1.

4.3. — O ensaio de consolidação unidimensional foi utilizado por Bishop (1958) e Brooker e Ireland (1965) para reproduzir em laboratório a história de tensões de um solo não cimentado, depositado e consolidado em condições de deformação lateral nula, Wroth (1975) descreve esse tipo de ensaios em trabalho que se segue nesta parte da exposição.

Considere-se um ensaio de consolidação unidimensional em que se medem também as tensões horizontais. Os resultados podem apresentar-se em quatro diagramas tipo $(\sigma'_h; \sigma'_v)$, $(p'; q)$, $(\log p'; \eta)$, $(e; p')$ — fig. 4.2. sendo $\eta = q/p'$. A apreciação pode ser feita tendo em atenção quatro situações: solo normalmente consolidado; solo levemente sobreconsolidado; solo fortemente sobreconsolidado; estados reconsolidados.

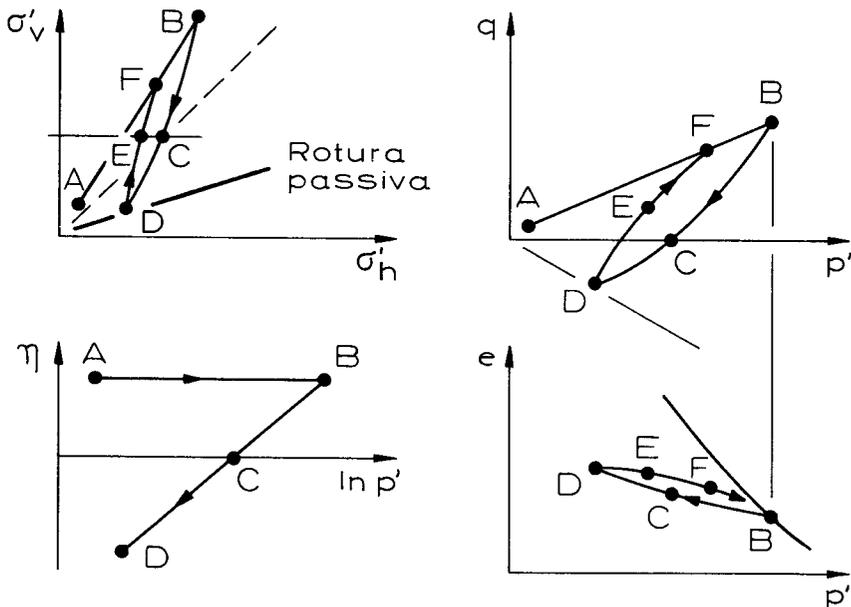


Fig. 4.2 — Trajectória de tensões típica para solo consolidado unidimensionalmente (Wroth, 1975, II: 184).

O solo normalmente consolidado apresentará um valor $K_0 \cong \text{const.}$ e os diagramas corresponderão ao ramo AB. Dada a dificuldade de escolha apropriada de ϕ' , é aproximação suficiente a equação de Jaky.

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi'$$

Os solos levemente sobreconsolidados situar-se-ão no ramo BC. O ponto C corresponde a um solo preconsolidado na situação B e ulteriormente descarregado de modo a atingir-se $K_0 = 1$. O ponto C corresponde a OCR de cerca de 4 a 5 Ladd, (1965).

No ramo BC é admitida a hipótese de linearidade de relação tensões- -extensões ou seja são admitidas as relações da elasticidade. Assim, para

$$p' = \frac{1}{3} (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) \quad \text{e} \quad q = (\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$\Delta\sigma'_3 = \frac{\mu'}{1 - \mu'} \Delta\sigma'_1$$

$$\Delta q = \frac{3(1 - 2\mu')}{1 + \mu'} \Delta p'$$

donde, para qualquer ponto entre B e C:

$$\sigma'_v = (\sigma'_v)_B + \Delta\sigma'_v = \frac{(\sigma'_v)^B}{\text{OCR}}$$

$$\sigma'_h = (\sigma'_h)_B + \Delta\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$$

$$\Delta\sigma'_h = \frac{\mu'}{1 - \mu'} \Delta\sigma'_v$$

$$K_0 = \text{OCR } K_{nc} - \frac{\mu'}{1 - \mu'} (\text{OCR} - 1) \quad (4.2.)$$

sendo K_{nc} o coeficiente de impulso em repouso para o ramo AB (solo normalmente consolidado).

A aplicação da equação 4.2. a resultados de ensaios de 2 areias e 6 argilas mostrou uma boa correlação crescente de μ' com I_p (fig. 4.3.). O conhecimento de índice de plasticidade, do coeficiente de impulso em repouso para o ramo AB (solo normalmente consolidado) e da razão de sobreconsolidação, permite conhecer K_o (equação 4.2.) no caso de solos levemente sobreconsolidados ou seja para $K_o \leq 1$ (a que corresponde aproximadamente $OCR < 5$).

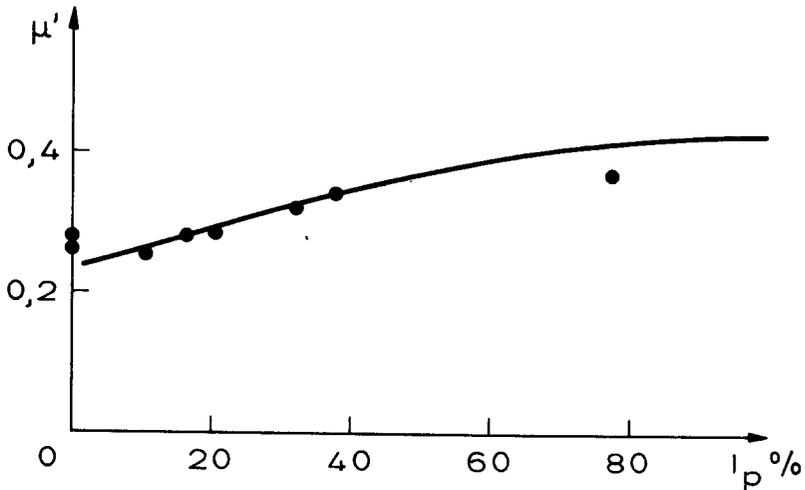


Fig. 4.3 — Valores do coeficiente de Poisson para solos levemente sobreconsolidados (Wroth, 1975, II: 187).

Sendo o solo fortemente consolidado o ramo BCD pode ser linearizado em diagrama $[\log (p'/p'_B); \eta = q/p']$ ou, o que é o mesmo $(\ln p'; \eta)$ — Wroth (1972) — figs. 4.2. e 4.4.

Obtem-se a equação:

$$m (\eta - \eta_B) = \ln (p'/p'_B)$$

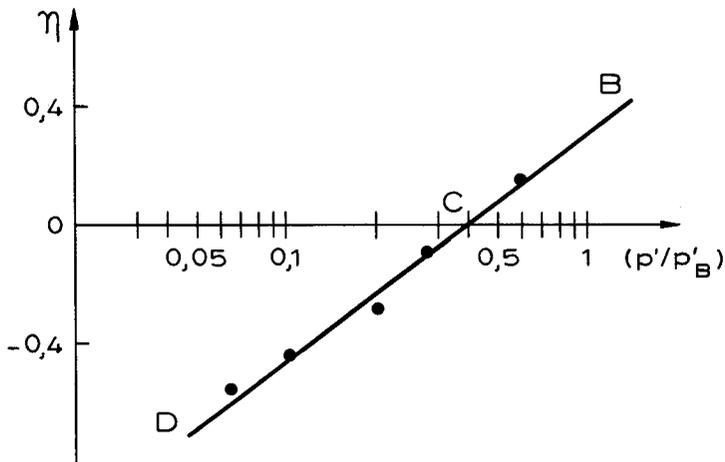


Fig. 4.4 — Descarga unidimensional de xisto de Bearpaw. (Wroth, 1975, II: 189).

O coeficiente angular m está relacionado linearmente com o índice de plasticidade (fig. 4.5.) podendo escrever-se:

$$m \left[\frac{3(1 - K_{nc})}{1 + 2K_{nc}} - \frac{3(1 - K_o)}{1 + 2K_o} \right] =$$

$$= \ln \left[\frac{OCR(1 + 2K_{nc})}{1 + K_o} \right] \quad (4.3.)$$

Deste modo, conhecidos o índice de plasticidade (I_p) o ângulo de atrito interno (ϕ') e a pressão de preconsolidação (p_B) conhece-se o valor de m , o

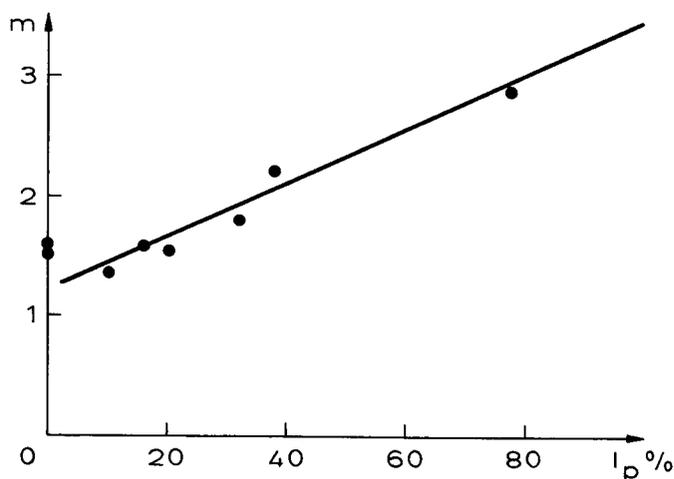


Fig. 4.5 — Variação do gradiente de recarga com o índice de plasticidade (Wroth, 1975, II: 189).

ramo A B (K_{nc}), as coordenadas do ponto B, o valor de OCR e consequentemente K_o para a pressão actual.

Tem-se assim uma correlação entre K_o e OCR para cada solo. Esta correlação parece ser linear em escalas logarítmicas (Schmidt, 1967).

No caso dos *solos reconsolidados* uma primeira vez, o valor de σ'_v cresce com muito pequena variação de σ'_h (ramo DEF, fig. 4.2.). É possível que a relação $K_o = f(\text{OCR}, K_{nc})$ se mantenha linear.

Os perfis verosímeis de K_o , "in situ" para *solos sobreconsolidados* (figs. 4.6.) não apresentarão um valor constante. Admita-se que o solo se encontra no ramo BC (fig. 4.2.) por ter sido erodida uma camada de espessura z_o (fig. 4.6a). Ter-se-á:

$$\text{OCR} = (\gamma z + \gamma z_o) / \gamma z = 1 + (z_o/z)$$

Pela expressão 4.2.

$$K_o = \left(1 + \frac{z_o}{z}\right) K_{nc} - \left(\frac{\mu'}{1 - \mu'}\right) \frac{z_o}{z} \quad (4.4.)$$

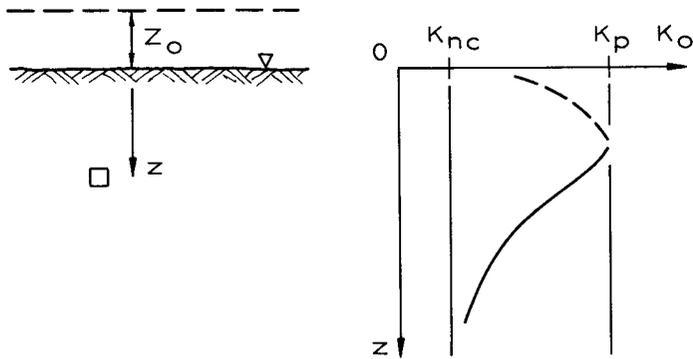


Fig. 4.6a — Perfil vertical típico de K_0 para depósito sobreconsolidado (Wroth, 1975, II: 192).

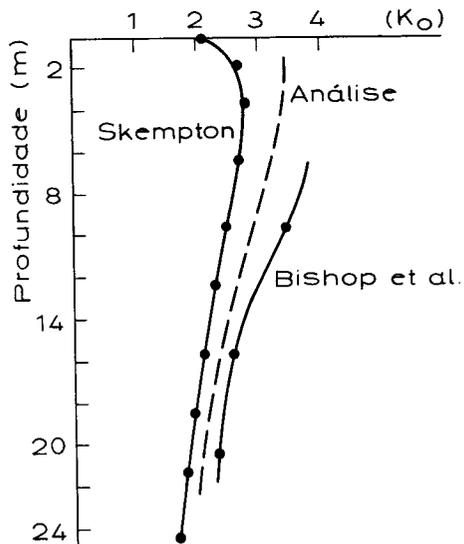


Fig. 4.6b — Perfil de K_0 (Burland, 1973: 38).

O valor de K_0 é decrescente, sendo de admitir que, junto à superfície, até uma profundidade z_c desconhecida, o valor de K_0 seja influenciado por vegetação, pressões capilares e pela limitação $K_0 \leq K_p$, sendo K_p o coeficiente de impulso passivo.

A consolidação secundária tem igualmente uma acção sobre K_0 (Bjerrum, 1967). Concluída a consolidação primária o solo atinge um ponto G (fig. 4.7.). A consolidação secundária faz variar o valor do índice de vazios e , mantendo-se σ'_v e σ'_h constantes (ponto H). Se o solo for carregado a tensão superior, a evolução de e dar-se-á como se houvesse uma recarga até I, funcionando I como o ponto correspondente a uma preconsolidação, que aparecerá embora a sobreconsolidação seja ligeira.

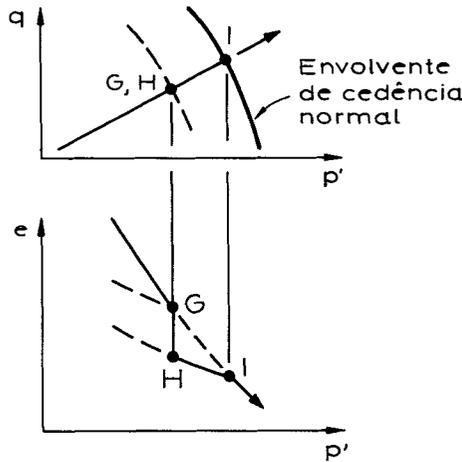


Fig. 4.7 — *Varição de estado causada por consolidação retardada (Wroth, 1975, II: 193).*

Esta apreciação qualitativa pode permitir uma quantificação caso a caso, desde que se disponha de amostra inalterada com a qual se realize ensaio de consolidação unidimensional apropriado que reproduza a evolução das tensões “in situ”. Como dificuldade surge o desconhecimento eventual da história das tensões, o que acontece sempre que o solo foi sujeito a ciclos de carga e descarga por acções geológicas diversas. É também uma dificuldade a reprodução

da evolução das cargas reais em todas as suas facetas. Note-se que a secagem e humedecimento, e a descida de nível freático (Parry, 1971) provocam variações de σ'_v , o que vai influir nos valores de K_0 .

Em face da análise realizada, existe justificação para a gama de valores obtidos para K_0 pelos diversos autores nas circunstâncias de ensaio, embora possa ser difícil reproduzir as condições de campo.

4.4. — Poulos e Davis (1972) sugerem um método de avaliação de K_0 por meio de um ensaio de consolidação a $\sigma'_v = \text{const.}$ Sabe-se que, se um solo foi consolidado de acordo com uma dada história de tensões, existe uma linha de cedência $f(\sigma'_v; \sigma'_h) = 0$ tal que para valores de σ'_v e σ'_h fora do campo limitado pela linha de cedência, as deformações — ou $\Delta e = f(\sigma')$ — são superiores às que se verificam no interior do campo para iguais variações das tensões. Conhecendo-se o valor de σ'_v “in situ” para o solo a estudar é possível avaliar o valor de σ'_h sobre a linha de cedência, (fig. 4.8.).

No caso dos solos de facto normalmente consolidados — sem sobreconsolidação mesmo ligeira e sem consolidação retardada — o valor de σ'_v é fácil de obter pelo conhecimento da tensão geostática. Consolidada a amostra com a tensão σ'_v geostática e $\sigma'_h \simeq 0,35$ a $0,40\sigma'_v$, atinge-se um estado de tensão que não conduz a rotura mas em que, σ'_v é a tensão de preconsolidação. Mantendo a tensão vertical constante e aumentando σ'_h por pequenos incrementos é possível traçar um diagrama ($e; \sigma'_h$). Esse diagrama sofre pequenos incrementos do índice de vazios para os aumentos de tensão horizontal enquanto se não atinge a linha de cedência. Logo que esta é atingida, os incrementos do índice de vazios tornam-se maiores. O diagrama ($e; \sigma'_h$) acusaria portanto a linha de cedência (σ'_h horizontal na preconsolidação, para σ'_v de campo) tal como a conhecida curva de compressibilidade acusa a tensão vertical de preconsolidação (fig. 4.8.). Porém o diagrama ($e; \sigma'_h$) só acusaria a tensão σ'_h de campo se a consolidação se tiver verificado a σ'_v também igual à tensão de campo. E este valor só é conhecido correctamente se:

- a) o solo for normalmente consolidado;
- b) não tiver havido qualquer efeito de sobreconsolidação por acções outras que não a aplicação de forças;
- c) se não houver uma consolidação retardada.

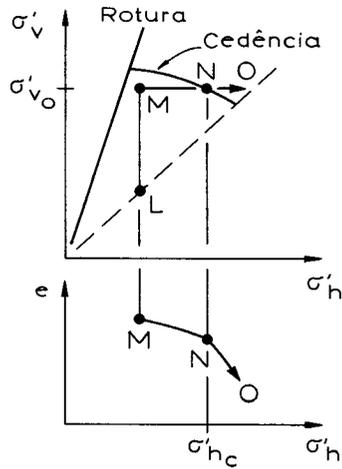


Fig. 4.8 — Método de laboratório para determinação de K_0 para solos NC (Wroth, 1975, II: 196).

A curva de compressibilidade ($\log \sigma'_v$; e) permite conhecer, pela construção de Casagrande, o valor da tensão de preconsolidação, pelo que, em princípio, para os solos sobreconsolidados, a sugestão de Poulos e Davis também teria significado. Contudo a tensão de preconsolidação determinada não corresponderá sempre a uma tensão real aplicada anteriormente, mas poderá ser uma tensão equivalente resultante de toda a história geral do solo (tensiométrica e resultante doutras causas). Assim, para solos que exibam uma sobreconsolidação (real ou aparente) o valor que se obteria para σ'_h de acordo com o esquema de Poulos e Davis seria de confiança desconhecida e em muitos casos erróneo (fig. 4.9.).

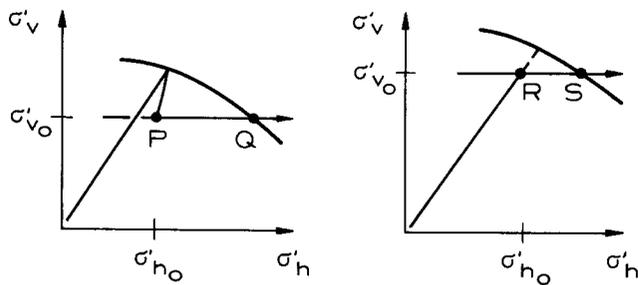


Fig. 4.9 — Interpretação da pressão de pré-consolidação horizontal (Wroth, 1975, II: 196).

4.5. — Diversos autores, entre eles Terzaghi, mediram as tensões exercidas sobre estruturas de suporte executadas à escala. Nesses modelos, os solos são remexidos e compactados posteriormente; e a estrutura não reproduz as obras reais. Este tipo de ensaios deu indicações relativamente ao comportamento de solos actuando em estruturas de suporte e foi muito útil para uma visão dos problemas de impulsos.

A informação quantitativa necessária para conhecimento das tensões actuais numa dada camada para efeitos de projecto não pode porém ser dada por este tipo de ensaios. O seu interesse resulta das possibilidades de informar sobre a acção nos impulsos de parâmetros como grau de deformação da estrutura, tipo de deslocamento desta, grau de adensamento do solo e outros similares. Algumas fórmulas empíricas resultaram de ensaios deste tipo.

5 — DETERMINAÇÃO DE K_0 NO CAMPO

5.1. — A medição da tensão horizontal “in situ” envolve problemas de perturbação:

- a) em estratos naturais — devida à introdução de célula de medida;
- b) em aterros — devida à acção da própria célula que introduz um factor de descontinuidade no maciço de solo.

A apreciação destes aspectos foi feita na 5th ICSMFE, 1972, Madrid, e no Symposium de Londres sobre aparelhagem de campo, 1973.

Admitindo que as perturbações são aceitáveis sem afectar o rigor dos resultados a ponto de os tornar inúteis, pode sistematizar-se a medição “in situ” separando dois grandes grupos de solos a) argilas moles ($K_0 < 1$) e b) argilas rijas ($K_0 > 1$), areias e rochas brandas.

Desde que $K_0 < 1$ podem utilizar-se basicamente três métodos em camadas naturais:

- 1) fractura hidráulica*;
- 2) células de pressão;
- 3) pressiómetro.

* O ensaio é de permeabilidade com fractura hidráulica ou, simplesmente, ensaio de fracturação hidráulica.

As células de pressão podem ser introduzidos por penetração com o consequente aumento de tensões originais na camada, ou por colocação em furo, com a consequente diminuição dessas tensões. Após instalação das células haverá assim modificação do estado de tensões, sendo de esperar que com o tempo os incrementos das tensões neutras se dissipem e que um processo natural de relaxação ou fluência conduza a uma aproximação às tensões originais, mas estas não serão certamente atingidas no estado de equilíbrio a longo prazo. A descrição da célula de Glotzl (ou suas modificações) e sua utilização é dada por Tavenas et al. (1975) e por Massarsch et al. (1975). Esta célula é tida como uma das mais apropriadas para a medição das tensões totais.

Para solos argilosos rijos ($K_o > 1$) e para areias, o método disponível é o do pressiómetro, de preferência autopercutor. Para rochas brandas é ainda possível usar o método da fractura hidráulica.

5.2. — O método da fractura hidráulica baseia-se no facto de que, se numa rocha ou solo coesivo, se injectar água sob uma pressão p , verificar-se-á uma taxa de variação regular num diagrama do caudal, q , em função da pressão, p , (fig. 5.1.) enquanto $p < \sigma'_3$ (tensão efectiva mínima).

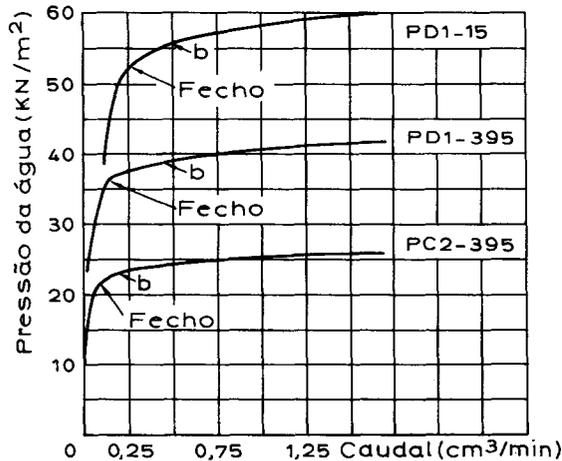


Fig. 5.1 — Resultados típicos de ensaios de rotura hidráulica. Curvas de pressão vs caudal (Tavenas et al. 1975, I: 458).

Logo que $p \geq \sigma'_3$, a curva $q = q(p)$ apresentará uma taxa de variação mais rápida, acusando o ponto $p = \sigma'_3$ onde se inicia o segundo ramo da curva. Esse fenómeno deve-se à abertura de fissuras no solo, normais à tensão principal mínima (ou alargamento das juntas na rocha). Quando se vai reduzindo p , as fendas, juntas ou fissuras tendem a fechar e, quando $p = \sigma'_3$, reaparece o primeiro ramo do diagrama $q = q(p)$. O ensaio de permeabilidade “in situ” por injeção de água permite assim conhecer σ'_h desde que $\sigma'_h = \sigma'_3 < \sigma'_v$ ou seja $K_0 < 1$.

Este método, originário da mecânica das rochas (Kehle, 1964; Fairhurst, 1964), foi aplicado aos solos em 1972 por Bjerrum e Anderson.

A avaliação da tensão horizontal pelo método da fractura hidráulica (Massarsch et al., 1975; Tavenas et al., 1975) apresenta simplificações grosseiras (Tavenas, 1975, pg. 264, vol.II):

- a) desconhecimento da forma e direcção da fractura;
- b) forte perturbação do solo resultante da introdução do piezómetro;
- c) alterações de tensões provocadas durante a primeira fase do ensaio, idênticas às do pressiómetro;
- d) forma cilíndrica do piezómetro, o que facilita o efeito de arco durante a reconsolidação do solo remexido.

Bjerrum e Anderson (1972) concluem de ensaios em laboratório que, em vez da pressão de abertura de fendas — ensaio a p crescente — será preferível considerar a pressão de fecho — ensaio a p decrescente — e que esta última pressão corresponde à tensão principal mínima. No entanto Penman (1972, 1975 — citado por Wroth, 1975: 201), comparando os resultados, em duas barragens de terra, de medições de ensaios de fracturação e com células de pressão, mostrou que os primeiros conduziam a valores mais elevados. Em 1975 mostrou que a pressão crítica no material do núcleo era próxima de $1/2$ de $(\sigma'_1 + \sigma'_3)$ enquanto as pressões neutras devidas à construção se não tinham dissipado, e abaixo de $1/2$ de $(\sigma'_1 + \sigma'_3)$ após ter-se atingido equilíbrio mas sempre acima de σ'_3 . A razão apontada destes factos é uma possível orientação preferencial horizontal para a fractura hidráulica consequência do processo de colocação e compactação dos solos.

Além dos erros possíveis devido à orientação preferencial, há ainda fenómenos de perturbação devidos à colocação do piezómetro e injector de água. Uma das perturbações reside no excesso de pressão neutra provocado pela colocação do equipamento, convindo aguardar cerca de duas semanas até que

esse excesso evanesça. Mas existem ainda deformações radiais resultantes da cravação do piezómetro-injector.

Os diagramas usados são (fig. 5.1., 5.2. e 5.3.):

- a) caudal versus pressão da água (Bjerrum e Anderson, 1972); estes diagramas apresentam por vezes, mas nem sempre, um ponto anguloso que define a pressão de fecho;
- b) pressão versus tempo, quando se usa dispositivo de registo de variação de pressões;
- c) logaritmo da pressão versus tempo.

A diferença fundamental reside no critério de determinação, do valor da pressão de fecho das fissuras (pressão da fractura hidráulica).

No caso a), critério de Bjerrum e Anderson, a definição de fractura corresponde à pressão para a qual há variação de ramo do diagrama $q = f(p)$. Nos casos b) e c), critérios de Bozozuk (1974) e Tavenas et alli (1975), a definição de fractura corresponde ao ponto de intersecção do prolongamento dos dois ramos lineares, ou como tal considerados, dos diagramas $t = f(p)$ e $t = f(\log p)$ respectivamente.

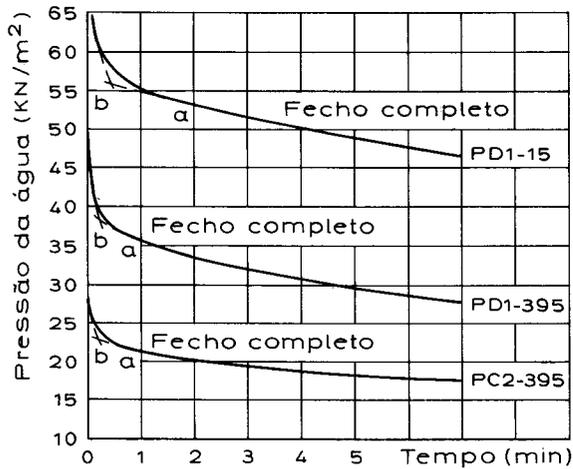


Fig. 5.2 — Resultados típicos de ensaios de rotura hidráulica. Curvas de pressão vs tempo (Tavenas et al, 1975, I: 459).

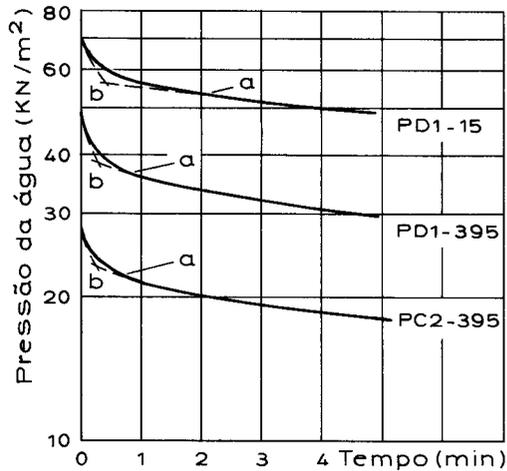


Fig. 5.3 — Resultados típicos de ensaio de rotura hidráulica — Curvas de logaritmo de pressão vs tempo (Tavenas et al, 1975, I: 459).

O critério a) conduz a menores pressões de fractura que os critérios b) e c) — diferenças da ordem de 0,02 a 0,05 kg/cm² (\approx 2 a 5 kN/m²).

O tempo de repouso do sistema antes da execução do ensaio tem notável importância, tanto que p (tensão efectiva medida) decresce com o tempo de repouso, podendo só se obter valores de $p_0 = \text{const.}$ para tempos de repouso superiores a 100 dias (Tavenas et alli, 1975).

Uma outra questão é o “efeito de pressiómetro”. Verifica-se que os diagramas $t = f(p)$ nos últimos estágios do ensaio não estão de acordo com a teoria da permeabilidade. Ora ensaios de permeabilidade de nível piezométrico variável realizados “in situ” conduziram a diagramas $\log p = f(t)$ perfeitamente lineares, de acordo com a teoria da permeabilidade, enquanto nos ensaios de fracturação hidráulica existe uma leve concavidade nos diagramas. Esta anomalia é atribuída a uma ampliação da cavidade do solo que contem o piezómetro, provocada pela pressão da água, antes da fractura, seguindo-se a eliminação dessa água em excesso com redução da cavidade após a fractura; essa água em excesso não é considerada nos diagramas, mas existe para efeitos de permeabilidade.

Os resultados apresentados por Tavenas et alli (1975) mostraram a influência não só do critério de definição de fractura hidráulica, e do efeito de

pressiómetro, mas ainda a influência pessoal do operador e da definição da profundidade, z , a que a fractura se deve considerar, uma vez que o piezómetro tem 28 cm de altura. A determinação da tensão horizontal não parece apresentar uma gama de dispersão muito grande. Porém a avaliação de K_0 pode apresentar grandes flutuações. Tavenas et alli (1975), para um mesmo solo, nas mesmas condições, fazendo porém variar os factores que influem na avaliação de σ'_h , apresentam valores de K_0 entre 0,65 e 1,07. Este último valor (> 1) é manifestamente incorrecto.

5.3. — A medição de pressão total horizontal pode ser realizada com células que devem obedecer às características seguintes:

- a) espessura o menor possível para reduzir a perturbação devida à instalação da célula;
- b) grande relação largura-espessura para evitar o efeito de concentração de tensões devida à rigidez da célula;
- c) suficiente rigidez da célula e do varão de cravação para garantir posição de colocação correcta em verticalidade, direcção e profundidade;
- d) elemento sensível de medição, colocado a meio da célula por forma a evitar o efeito de ponta, não devendo ocupar mais de 1/2 da área total;
- e) pequeno deslocamento da membrana necessário para medição.

Tavenas et alli (1975) utilizando células que satisfaziam a este critério obtiveram para um mesmo solo valores de tensão total horizontal (σ_h) com gama de dispersão da ordem de ± 1 KN/m² (0,01 kgf/cm²). O rigor da medição é consequentemente bom. Contudo o valor de K_0 obtido a partir de σ_h deu valores entre 1.36 e 2.13, com a média de 1.82. A dispersão de K_0 é pois grande.

Segundo Tavenas (1975, pg. 266 vol. II) as células desenvolvidas pelo Laboratoire Centrale des Ponts e Chaussées (LCPC), uma modificação das quais o autor utilizou, e as células Glötzl e Terratec satisfazem aos requisitos indicados.

5.4. — Kenney (1967, citado por Massarsch et alli, 1975: 267) utilizou uma estaca de grande diâmetro com células de pressão total no fuste.

Os resultados não foram considerados satisfatórios dado que a perturba-

ção à volta da estaca conduz a deformações radiais o que viola as condições de definição de K_0 .

O pressiómetro e aparelhagem deste tipo apresenta deficiências semelhantes.

5.5. — O ensaio pressiométrico clássico inclui prévia abertura de um furo de diâmetro D_1 e a colocação em posição do pressiómetro de diâmetro D_2 . A aplicação de pressões sucessivamente crescentes conduz a aumentos de volume crescentes, podendo traçar-se a curva $V = f(p)$ — fig. 5.4. ou $\Delta V/V_0 = f(p)$. No caso de $D_2 < D_1$ a curva é típica — curva (a) fig. 5.4. — com um primeiro ramo de coeficiente angular apreciável, correspondente ao ajustamento de pressiómetro às paredes do furo; um segundo ramo de variação de volume a pressão p_0 quase constante; um terceiro ramo de deformação elástica com pequeno coeficiente angular, até uma pressão de cedência p_f ; um quarto ramo de deformação plástica até um valor assintótico p_1 .

No caso de $D_2 = D_1$ — curva (b) fig. 5.4. — o segundo ramo não aparece embora ainda seja possível determinar p_0 pela transição entre os primeiros e terceiros ramos.

No caso de $D_2 > D_1$ — curva (c) — fig. 5.4. — Só existem os terceiros e quarto ramos, não sendo possível a determinação de p_0 .

A pressão p_0 é suposta corresponder à tensão horizontal do solo ($p_0 =$

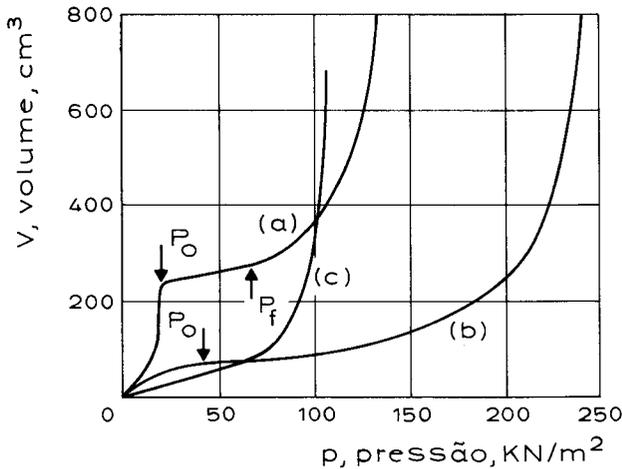


Fig. 5.4 — Curva típica de ensaio pressiométrico. (Tavenas et al, 1975, I: 468).

σ'_h) nas condições de campo. A avaliação desta pressão apresenta contudo uma gama de variação superior à que se obtém com células de pressão e mesmo com fractura hidráulica (Tavenas et alli, 1975).

Os valores de K_o apresentam, como é de esperar uma elevada dispersão.

O rigor da medição dependerá da validade da hipótese $p_o = \sigma'_h$ e da perturbação maior ou menor provocada pela abertura do furo e pelo ajustamento do pressiómetro. Para minimizar a perturbação têm sido desenvolvidos pressiómetros auto-perfurantes.

Em regra procura-se, no pressiómetro convencional, que $D_2 = D_1$, pelo que o diagrama típico é o da fig. 5.5. No entanto, a observação da fig. 5.4. mostra que os valores de p_o , p_f e p_1 dependem grandemente da aparelhagem e sistema de colocação, e podem conduzir a valores muito díspares.

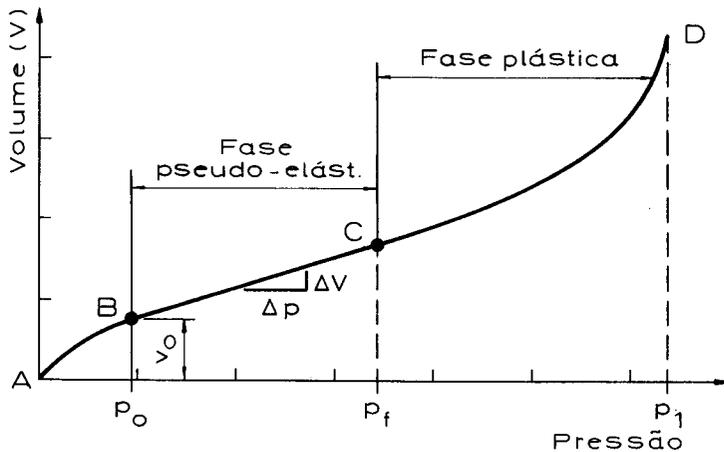


Fig. 5.5 — Forma típica da curva volume vs pressão de um ensaio pressiométrico em argila mole.

Além disso Tavenas et alli (1975) mostraram que o ensaio do pressiómetro convencional provoca perturbação muito severa remexendo o solo, pelo que a avaliação de σ'_h não é aceitável.

Wissa et al. (1975) desenvolveram um piezómetro extremamente sensível com o qual podem pelo menos qualitativamente indicar o tipo de solo a ser ensaiado, baseado no nível de pressões neutras atingido, positivas e negativas e na velocidade de dissipação.

5.6. — Os pressiômetros autoperfurantes foram desenvolvidos por Baguelin et Jézéquel (1972) — pressiômetre autofourer-e Wroth e Hughes (1973) “Camko-meter”. Essencialmente o aparelho cilíndrico consta de uma zona inferior (cabeça de perfuração) e de uma zona superior (célula pressiométrica), fig. 5.6.).

A cabeça de perfuração tem lâminas de corte e injeção de água para extração do material cortado, no interior da fina parede cilíndrica que limita a cabeça. A célula pressiométrica tem superfícies deformáveis capazes de medir as pressões laterais.

Em laboratório, Hughes (1973, citado por Wroth e Hughes, 1973: 203) verificou que, sob condições favoráveis, a introdução do cilindro provoca deslocamentos radiais inferiores a 0,5% do diâmetro do cilindro. O atrito lateral da parede do cilindro introduz tensões de corte que provocam excesso de tensões neutras que é necessário deixar dissipar. Contudo esse excesso de tensões neutras são inferiores aos provocados pelo avanço de um piezômetro.

Na conferência sobre “In situ measurement of soil properties”, Raleigh, 1975 (ASCE) foi discutido o pressiômetro auto-perfurante e posta em causa a sua capacidade e sensibilidade. Baguelin e Jézéquel (1975, Vol. II, pg. 231) sintetizam as críticas formuladas, as quais, no que se refere à tensão horizontal e K_0 , são as seguintes:

- a) dificuldade de penetrar solos rígidos tais como areias e materiais residuais;
- b) precisão discutível para medir a tensão horizontal e de um modo geral os parâmetros de tensão e deformação;

Baguelin e Jézéquel (1975, pg. 241) defendem contudo o pressiômetro auto-perfurante e afirmam:

- a) o método tem um largo campo de aplicação quer no que se refere ao tipo de solo quer a tipos de ensaio;
- b) a qualidade de colocação pode ser verificada;
- c) o método é realístico e as medições de tensão horizontal podem ser decisivas em problemas tais como estabilidade de taludes, comportamento de fundações, impulso sobre muros de suporte, atrito negativo; foram obtidas correlações excelentes entre os ensaios mecânicos e o comportamento de estacas sob cargas laterais e verticais.

IN SITU MEASUREMENT

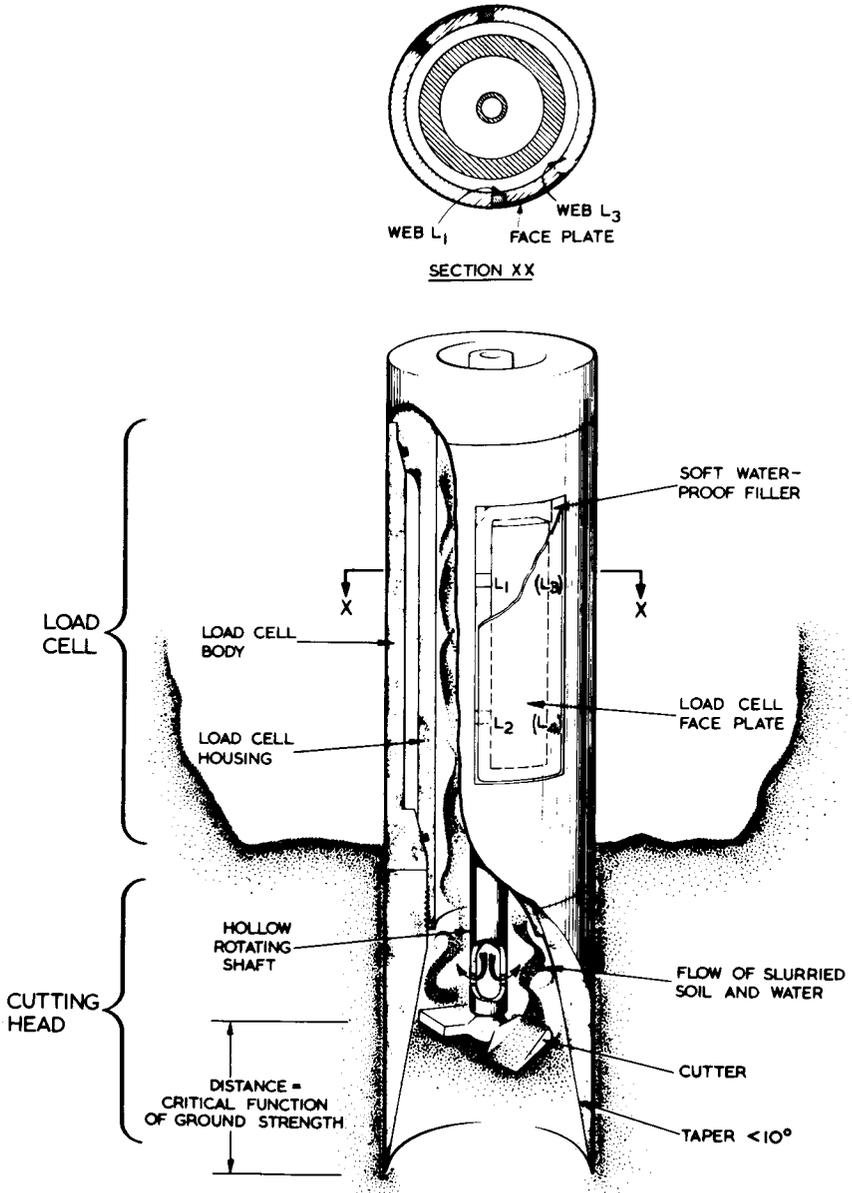


Fig. 5.6 — Camkometer — um pressiómetro autopercorante (Worth, 1975, II: 202).

A diferença de comportamento do solo nos casos de uso do pressiómetro normal e do pressiómetro auto-perfurante foi sintetizado por V.P. Drnevich (1975). O que se segue é muito próximo da sua exposição.

Considerem-se os dois diagramas (a) da trajectória de tensões e (b) da curva tensão-extensão correspondente de um ensaio pressiométrico normal (fig. 5.7.). Tratando-se de um sistema axisimétrico (estado de deformação plana) é preferível usar coordenadas polares, fazendo:

$$p = \frac{1}{2} (\sigma_r + \sigma_\theta)$$

$$q = \frac{1}{2} (\sigma_r - \sigma_\theta)$$

Na situação inicial, $\sigma_r = \sigma_\theta$, ou seja, o ponto A encontra-se no eixo dos pp.

A abertura do furo corresponde a um ramo AB em que σ_r decresce e σ_θ cresce, sendo $\Delta\sigma_r = -\Delta\sigma_\theta$ (Timoshenko et Godier, 1951). Atingida a linha K_f , a trajectória de tensões seguirá essa linha desde B a C, com diminuição simultânea de σ_r e σ_θ (a linha K_f é definida por $q = b + p \operatorname{tg} \alpha$, sendo $b = c - \cos \phi$ e $\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{sen} \phi$). Em todo o processo de abertura do furo há uma situação de corte puro.

No diagrama tensão de corte — deformação de corte (fig. 5.7c) a curva apresenta uma zona AB em que as tensões e deformações são negativas; crescendo em valor absoluto, e uma zona BC em que as deformações continuam a crescer mas as tensões decrescem (em valor absoluto).

A introdução do pressiómetro e o início do ensaio de expansão no furo, corresponde, no diagrama (p;q), a um ramo CDE em que os incrementos σ_r são positivos, iguais e de sinal contrário aos que resultam para σ_θ ($\Delta\sigma_r = -\Delta\sigma_\theta$). No ponto D atingiu-se $q = 0$ mas para valor $\sigma_r = \sigma_\theta$ menor do que em A. Atingida a linha K_f a trajectória de tensões segue essa linha — situação de rotura.

No diagrama tensões-extensões obtém-se a linha CDEF.

O ensaio conduzirá a uma trajectória de tensões e a um diagrama tensões — extensões que será similar a CDEF para pontos afastados do furo, mas a origem desse trajectória ou diagrama será num ponto de AC que se desconhece.

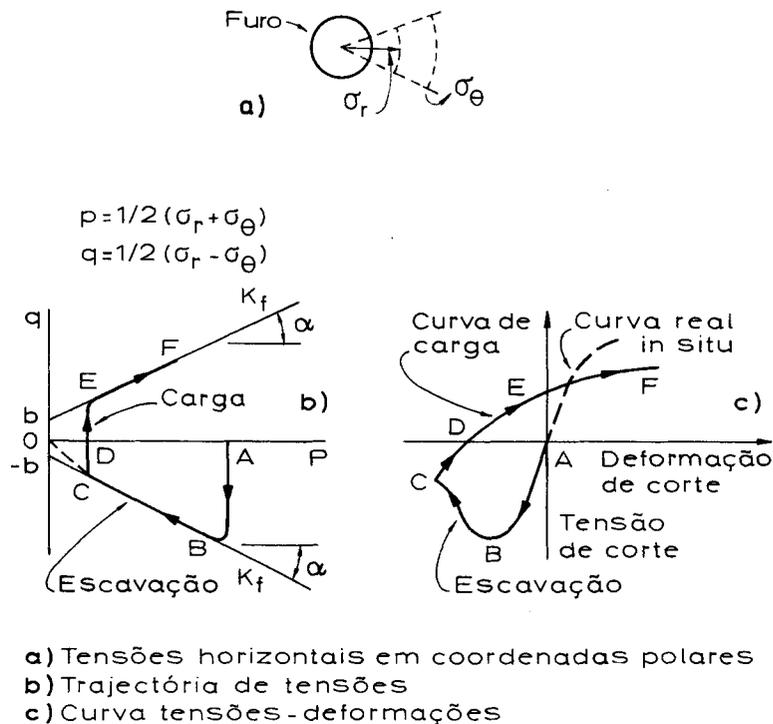


Fig. 5.7 — Interpretação da evolução das tensões e deformações em ensaio pressiométrico (Drnevich, 1975, II: 245).

O pressiómetro mede portanto uma situação de comportamento médio indeterminado.

Em condições perfeitamente não-drenadas, $\alpha = \phi = 0$, a linha K_f é horizontal com ordenada igual à resistência não-drenada. Essa trajectória de tensões existe e mostra-se que a zona AB cresce com a profundidade abaixo do nível freático.

No caso do pressiómetro auto-perfurante a acção de furação e introdução do aparelho promove valores de $\Delta V/V$ somente de 0,5% (Wroth, 1975), ou seja, deformações de corte de cerca de 1% na face do furo. A trajectória de tensões não apresenta a zona BC sobre K_f (fig. 5.8.).

Ensaio de corte por torsão estática extremamente precisos (Hardin, 1971, citado por Drnevich, 1975, II, pag. 246) em espécimens cilíndricos ocos, mostraram que deformações de corte de 1% provocam módulos secantes de

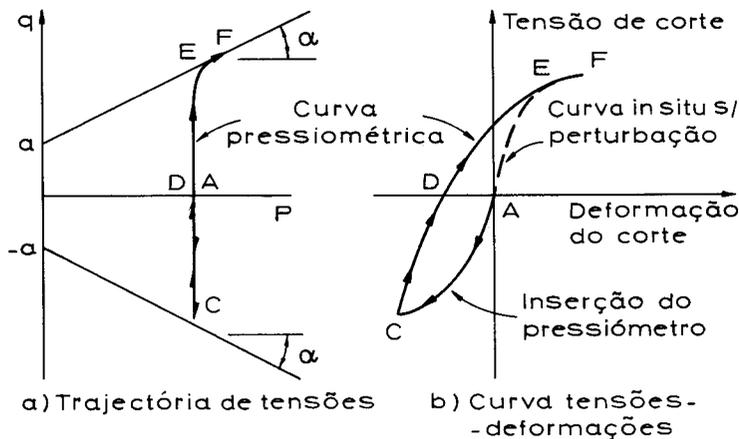


Fig. 5.8 — Curvas de pressiómetro autopercussor (Drnevich, 1975, II: 247).

corte reduzidos a cerca de 2% do módulo tangente inicial. O solo adjacente ao pressiómetro está numa situação de rotura incipiente. Se a rotura não ocorre (ponto C não está em K_f) então a tensão de confinamento média no solo não mudou e a curva de tensões-extensões imposta pelo pressiómetro (CDEF) apresenta um módulo tangente inicial similar ao do solo não-perturbado. Os módulos tangentes iniciais na carga e descarga, são semelhantes (Hardin, 1971).

A resistência ao corte de solos insensíveis pode ser assim avaliada. Os solos com sensibilidade terão a sua resistência ao corte alterada pela introdução do pressiómetro.

O pressiómetro autopercussor apresenta pois melhores possibilidades de medir as tensões horizontais totais de solos insensíveis com razoável rigor. Não deve esquecer-se que a trajectória de tensões, para condições de subrotura, é de corte puro, medindo-se tensões no plano vertical.

Tavenas (1975, II pag. 265) refere relativamente aos pressiómetros autopercussores (ao francês e ao camcometer) que estes aparelhos reduzem consideravelmente a perturbação do solo, o que se confirma com o diagrama de relaxação das tensões induzidas, representado pela relação entre a tensão no instante t e a tensão final estável versus o tempo após penetração do pressió-

metro, (fig. 5.9.). A relação entre tensões é, por ordem crescente: pressiómetro auto-perfurante francês, camkometer, célula de pressão total, fractura hidráulica. A mesma ordem aparece relativamente ao tempo de relaxação. No entanto o que interessa é a medição em repouso e desde que haja deslocamento, pequeno que seja, a medição não corresponde exactamente à grandeza que se pretende. Neste sentido o pressiómetro auto-perfurante e o camkometer aproxima-se muito na direcção certa mas não são a resposta final. E dados os refinamentos técnicos que já têm, é muito pouco provável que se consiga alguma vez medir a tensão horizontal em repouso.

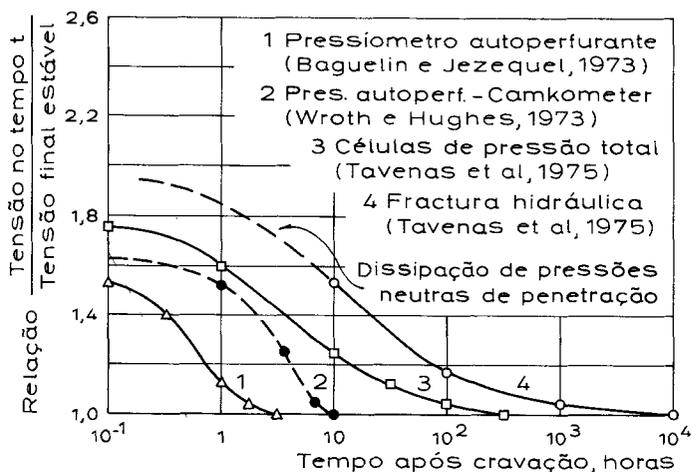


Fig. 5.9 — Relaxação de tensões observada com várias técnicas de medição de tensões horizontais in situ (Tavenas, 1975 b, II: 266).

5.7. — Espátula dilatométrica (flat dilatometer)

A espátula dilatométrica de Marchetti (1975, 1979) é um aparelho, de aplicação empírica, do tipo da célula de pressão total, que é introduzida por penetração estática. Consiste numa placa de aço inoxidável, de secção rectangular com 2×8 cm, tendo de ambos os lados uma membrana circular de aço muito fina com um diâmetro de 6 cm. O varão de penetração é rígido e oco permitindo exercer uma pressão (p) por meio de ar comprimido no lado interior das membranas, (fig. 5.10.).

O ensaio consiste em determinar a pressão p_0 que corresponde ao início da deformação do solo e a pressão p_1 que corresponde ao deslocamento de 1 mm do centro de cada membrana.

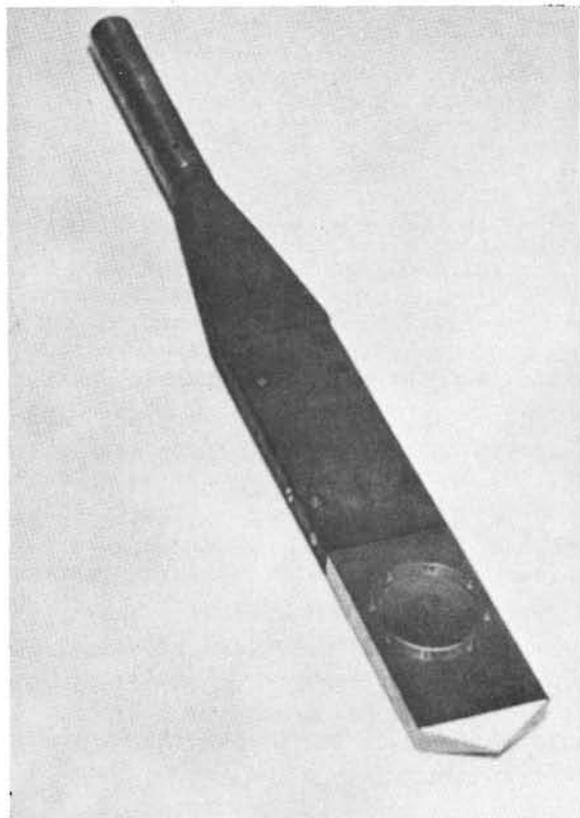


Fig. 5.10 — Espátula dilatométrica (Marchetti, 1975, II: 256).

São aplicadas duas correcções: perda de pressão ao longo dos tubos; pressão necessária para deformar as membranas 1 mm fora do solo. Esta última correcção é muito pequena. As determinações são realizadas de 20 em 20 cm obtendo-se um perfil tal como os obtidos com o SPT ou o CPT (fig. 5.11.).

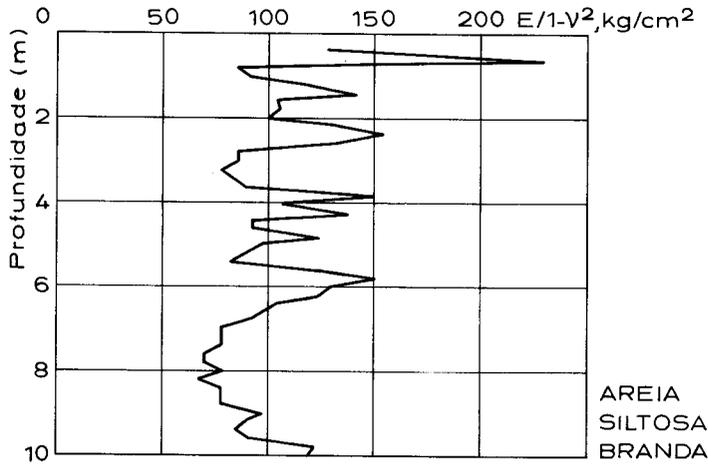


Fig. 5.11 — Exemplo de perfil obtido com espátula dilatométrica (Marchetti, 1975, II: 258).

A solução elástica para obtenção de módulo de deformação é estabelecida nas hipóteses de que (a) a superfície do semi-espaço em contacto com a membrana não pode normalmente deslocar-se; (b) não há redistribuição de tensões em consequência da deformação da membrana-solo uniformemente carregado. Assim:

$$\rho = \Delta p \cdot D \cdot \frac{1 - \mu^2}{E} \frac{2}{\pi}$$

$$\Delta p = p_1 - p_0$$

Para $\rho = 1 \text{ mm}$ e $D = 6 \text{ cm}$

$$\frac{E}{1 - \mu^2} = 38.2 \Delta p$$

Observe-se que 1 mm corresponde a cerca de 1,5% de 6 cm, ou seja, a máxima deformação do solo é de cerca de 1,5% junto à membrana.

O tratamento actual do ensaio é porém de natureza empírica.
O autor define:

$$I_D \text{ (índice do material)} = (p_1 - p_0) / (p_0 - u_0)$$

$$K_D \text{ (índice de tensão horizontal)} = (p_0 - u_0) / \sigma'_v$$

$$E_D \text{ (módulo edométrico)} = E (1 - \mu^2) = 38,2 (p_1 - p_0)$$

sendo:

σ'_v — tensão geostática

u_0 — pressão neutra inicial

Para os solos ensaiados, Marchetti (1979) apresenta uma correlação entre K_0 e K_D , e a equação:

$$\text{OCR} = (0,5 K_D)^{1,56} \quad (5.1.)$$

para solos normais. Alguns solos apresentam OCR geológico menor que o dado pela equação. A esses solos considera-os subnormais (abnormals).

As principais razões dessa anormalidade são:

- a) actividade tectónica;
- b) ciclos de carga e descarga;
- c) condições não unidimensionais;
- d) atracção entre partículas de vários tipos incluindo cimentação.

A partir do valor de K_D e da equação (5.1) o autor alarga o conceito de razão de sobreconsolidação definindo $\text{EOCR} = (0,5 K_D)^{1,56}$. Esta extensão tem significado porquanto a resistência e deformabilidade dos solos está relacionada com K_D e conseqüentemente com EOCR , (razão de consolidação generalizada — extended).

Segundo o autor as vantagens do aparelho resultam ainda de:

- a) ser um ensaio rápido, económico, que dá um panorama da flutuação das características do solo em profundidade, podendo usar-se inclusive a partir de um barco em estudos de “offshore”;

b) os resultados serem independentes do operador e de grande reprodutibilidade.

5.8. — O valor do coeficiente de impulso em repouso é avaliado, nos ensaios “in situ”, através da expressão:

$$K_o = \frac{\sigma_h - u}{\sigma_v - u}$$

O erro relativo será:

$$\frac{\Delta K_o}{K_o} = \frac{\Delta \sigma_h}{\sigma_h - u} + \frac{\Delta \sigma_v}{\sigma_v - u} + \Delta \frac{|\sigma_h \sigma_v|}{(\sigma_h - u)(\sigma_v - u)}$$

Sendo $\sigma_v = \Sigma \gamma h$, vem:

$$\Delta \sigma_v = \Sigma h \cdot \Delta \gamma + \Sigma \gamma \Delta h$$

O valor de $\Delta \gamma$ pode atingir $\pm 0,4 \text{ kN/m}^3$ ($0,04 \text{ kgf/cm}^3$) e o de Δh pode atingir $\pm 0,1 \text{ m}$.

O valor de Δu pode atingir $\pm 1 \text{ kN/m}^2$ ($0,01 \text{ kgf/cm}^2$).

O valor de $\Delta \sigma_h$ pode atingir de ± 1 a $\pm 7 \text{ kN/m}^2$ ($0,01$ a $0,07 \text{ kgf/cm}^2$) conforme o método usado na sua determinação, ou mesmo chegar a $\pm 10 \text{ kN/m}^2$ ($0,01 \text{ kgf/cm}^2$).

Tavenas et alli (1975, I, pag. 473) apresentam um quadro com os valores de $\Delta K_o/K_o$ para certas condições indicadas no Quadro VI .

QUADRO VI — AVALIAÇÃO DO ERRO DE K_0

h metros	$\frac{\Delta \sigma_h}{\sigma_h - u}$		$\Delta \sigma_v$	$\Delta u \times (...)$	$\frac{\Delta K}{K_0}$	
	min. ¹	provável ²	$\sigma_v - u$		min. ¹	provável ²
2	11.1%	33.3%	20%	2.8%	33.9%	56.1%
4	5.6%	16.8%	13.3%	1.4%	20.3%	31.5%
6	3.7%	11.1%	11.1%	0.9%	15.7%	23.1%
8	2.8%	8.4%	10.0%	0.7%	13.5%	19.1%
10	2.2%	6.6%	9.3%	0.6%	12.1%	16.5%

1. ($\Delta \sigma_h = 1 \text{ kN/m}^2 \quad 0,01 \text{ kgf/cm}^2$)

2. ($\Delta \sigma_h = 3 \text{ kN/m}^2 \quad 0,03 \text{ kgf/cm}^2$)

Cálculo baseado nos seguintes valores:

$\gamma = 16 \text{ kN/m}^3 \quad 1,6 \text{ gf/cm}^3$

$K_0 = 0.75$

Nível freático coincidindo com a superfície do terreno

Massarsch et al. (1975, I, pag. 284) dão exemplo de avaliação dos erros de uma medição com célula de pressão Glötzl:

QUADRO VII — PRECISÃO DE AVALIAÇÕES COM CÉLULA GLOBAL

	Precisão média	Melhor precisão
$\sigma_v = 71,1 \text{ k Pa}$	$\Delta \sigma_v = \pm 4,0 \text{ k Pa}$	$\pm 2,0 \text{ k Pa}$
$\sigma_h = 61,0 \text{ k Pa}$	$\Delta \sigma_h = \pm 4,0 \text{ k Pa}$	$\pm 1,0 \text{ k Pa}$
$u_0 = 45,6 \text{ k Pa}$	$\Delta u_0 = \pm 1,5 \text{ k Pa}$	$\pm 1,0 \text{ k Pa}$
$K_0 = 0,60$	$\pm 0,038 \text{ ou } 6,3\%$	$\pm 0,024 \text{ ou } 4\%$

$1 \text{ k Pa} = 1 \text{ kN/m}^2 = 0,01 \text{ kgf/cm}^2 = 0,1 \text{ tf/m}^2$

As fontes de erro na avaliação de K_0 "in situ", são, segundo Massarsch, Holtz, Holm e Fredriksson (1975, I, pag. 282/283) as seguintes:

tensão vertical total (σ_{vo})

- erro na avaliação laboratorial de γ
- representatividade das amostras para definir o γ médio
- efeito da secagem superficial, fissuras, etc. no valor de γ
- irregularidade da superfície (inclinação, ondulação)
- erro de avaliação da profundidade

tensão neutra (u_0)

- erros de calibração do aparelho
- erros do zero
- erro de avaliação da profundidade de medição
- efeitos de temperatura
- flutuação da pressão atmosférica
- flutuação sazonal do nível freático
- excesso de tensão devido à instalação do aparelho de medida (que tende a esvanecer com o tempo).

tensão horizontal total (σ_h)

- deslocamento do solo por instalação do aparelho de medida
- instalação de excesso de tensão neutra
- perturbação (remeximento) do solo por instalação do aparelho de medida
- mudança da distribuição de tensões no maciço junto à célula de medida
- erro de avaliação da profundidade
- irregularidade da superfície (inclinação e ondulação)
- erros de leitura.

Além destes erros de carácter geral devem considerar-se os erros específicos dos métodos de avaliação da tensão horizontal (σ_h).

Podem considerar-se erros próprios da fracturação hidráulica (Massarsch et al., 1975, I, pg. 283):

- direção da fenda — teoricamente normal à direção principal mínima; irregularidade do maciço e heterogeneidades do solo podem conduzir a fendas com orientação diferente
- resistência à tração do solo — embora pequena, pode existir e não é considerada
- factores hidráulicos como ar e gelo na água.

Podem considerar-se erros próprios do método da célula de pressão total

- características da célula — variação volumétrica provocando alterações do estado de tensões; deformabilidade da célula; dimensões
- colocação da célula — verticalidade
- erros de calibração
- erros de leitura
- precisão de medida
- efeitos de tempo — as medições tendem para um valor assintótico ao longo do tempo
- efeitos da temperatura.

A análise do erro relativo de K_0 mostra que é em regra grande, diminuindo progressivamente com a profundidade.

Em laboratório diminuem substancialmente os erros dos parâmetros σ_v , σ_h e u , mas introduz-se o erro de amostragem, não quantificável, o que torna os resultados ainda mais discutíveis.

O problema prático da avaliação de K_0 é pois extremamente delicado logo que se pretende rigor compatível com as necessidades de projecto de obras.

5.9. — Massarsch et al. (1975, I: 284), comparando métodos de ensaio no seu trabalho sobre a medição da tensão horizontal “in situ”, apresentam conclusões que indicam esquematicamente:

- 1 — é muito fraco o ajustamento entre os métodos da fracturação hidráulica e da célula da tensão total;
- 2 — a reprodutibilidade de resultados é melhor no método da célula;
- 3 — quando se exprimem os resultados em termos de K_0 introduzem-se erros adicionais;
- 4 — é provável que K_0 sofra variações sazonais;

- 5 — o valor de K_o é grosseiramente constante com a profundidade; sofre próximo da superfície uma grande influência da secagem da crosta; abaixo de 5 m tende a decrescer por possível maior perturbação do solo na colocação do elemento de medida;
- 6 — medições efectuadas em cinco locais com solos em condições razoavelmente homogêneas apresentaram dispersão inaceitável para correlações de K_o com I_p , I_L e OCR, ao contrário do que é indicado para os ensaios laboratoriais com amostras remexidas, possivelmente em consequência da complexa história de tensões “in situ”.

Conscientes das incertezas das medições de tensões “in situ” e do efeito acumulado dos erros na avaliação de K_o , sugerem que:

- a) em vez de um valor único, será aplicável, a um maciço, uma gama de variação de valores K_o , devendo ponderar-se o seu efeito no cálculo das estruturas;
- b) para trabalhos de rotina a expressão empírica de Jaky será provavelmente aceitável;
- c) para obras de engenharia importantes será aconselhável medir directa e cuidadosamente os valores de σ_h “in situ”.

Qualquer que possa ser a experiência relativamente ao rigor das determinações de σ'_v , σ'_h , u e K_o , a uma estima arbitrada, é sempre preferível ter um valor resultante de observação “in situ” desde que seja baseado num número suficiente de resultados e sejam usados métodos estatísticos (Massarsch, et al. 1975: II, pag. 260).

Por outro lado é também de interesse, para conhecer o comportamento dos solos e as condições de segurança, acompanhar a evolução no tempo dos valores medidos antes, durante e após a construção. Esse tipo de medição pode ser realizado com equipamento deixado no terreno (Massarsch, 1975).

6 — CONCLUSÕES

O interesse do conhecimento do impulso em repouso reside no conhecimento do estado inicial do estado de tensões “in situ” para:

- a) realização de ensaios partindo desse estado inicial, seguindo trajectórias de tensões impostas para definição de parâmetros de cálculo do solo;
- b) conhecimento dos estados de tensão inicial “in situ” para avaliação da estabilidade de obras de terra ou suportes e estacas.

Em alguns casos é necessário o conhecimento directo de K_0 ; noutros, esse conhecimento é uma forma indirecta de avaliar as tensões horizontais no solo.

O coeficiente de impulso em repouso depende de diversos factores, tais como:

- a) tipo do solo (propriedades plásticas);
- b) ângulo de atrito interno;
- c) índice de vazios ou baridade relativa;
- d) razão de sobreconsolidação;
- e) história das tensões;
- f) estrutura contra a qual o impulso se exerce.

Existem expressões empíricas, resultantes de experiências de vários tipos, que permitem aproximar o valor de K_0 . Este valor não é constante com a profundidade nem único, parecendo corresponder antes a uma gama cuja amplitude depende não só da fidelidade de avaliação mas também de dispersão própria do solo.

A medição das tensões horizontais pode ser realizada por ensaios de laboratório e “in situ”. Actualmente os ensaios de laboratório estão postos em causa dada a perturbação da amostra durante a colheita e a modificação de tensões introduzida. Existem contudo métodos que poderão ser aplicados tendo em atenção os possíveis erros do ensaio e amostragem.

A medição “in situ” pode realizar-se pelos métodos seguintes, indicados pelo que se supõe ser a ordem crescente de precisão:

- fractura hidráulica;
- pressiómetro;
- células de pressão;
- pressiómetro autopercussor.

Em todos os casos existe alguma perturbação do estado de tensões do solo e o desenvolvimento de tensões neutras pela introdução do sistema de medida.

Existem ainda métodos de medida empíricos (espátula dilatométrica) cuja validade só a experiência futura poderá vir informar.

Estes métodos têm o seu campo de aplicação próprio tendo em consideração o tipo de solo e custo do ensaio.

Os valores obtidos por expressões empíricas têm interesse especialmente para projecto de obras de pequena importância.

A medição de K_0 é feita indirectamente a partir da medição das tensões no solo (totais e neutra). Essas medições são delicadas acarretando erros resultantes do próprio ensaio, e da perturbação do solo. Ao avaliar-se K_0 , os erros de medição das tensões adicionam-se, pelo que os erros de avaliação de K_0 são grandes, com valores dispersos, variando do simples ao dobro. Por essa razão pode ser necessária a realização de diversos ensaios, estatisticamente planeados para aumentar a confiança das médias obtidas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALPAN, I. (1967) — The empirical evaluation of the coefficients K_0 and K_{or} — Soil and Foundation, Jap. Soc. Soil Mech. Found. Eng., vol. VII, n.º 1, Jan. 31.
- BAGUELIN, F.; JEZÉQUEL, J. F. (1972) — Le pressiomètre autoforeur-Ann. ITBTP, supl. au n.º 307-308 et Bul. Liaison L.P.C., Paris, sup. au n.º 67, 1973: 9-30.
- BAGUELIN, F.; JEZÉQUEL, J. F. (1975) — Further insights on the self-boring technique developed in France — Proc. Conf. "In situ measurement of soil properties" — N. C. Univ., Raleigh, North Carolina, U.S.A.; ASCE, vol II: 231-243.
- BAGUELIN, F.; JEZEQUEL, J. F.; LE MÉE, H.; LE MÉHAUTÉ, A. (1972) — Expansion of cylindrical probes in cohesive soils — Jour. SMFD, ASCE, vol. 98 n.º SN 11, Proc. Paper 9377, Nov. 1129-1162.
- BISHOP (1958) — Test requirements for measuring the coefficient or earth pressure at rest. — Proc. Conf. Earth Pressure Problems, Brussels, 1: 2-14.
- BJERRUM, L. (1967) — Engineering geology of norwegian normally consolidated marine clays as related to settlement of buildings — Géotechnique, 17 81-118.
- BJERRUM, L.; ANDERSON, K. H. (1972) — In situ measurement of lateral pressures in clay. — Proc. 5th ECSMFE, Madrid, I:11-20.

- BOZOZUK, M. (1974) — Minor principal stress measurements in marine clay with hydraulic fracture tests. — Proc. ASCE Spec. Conf. on Subsurface exploration for underground excavation and heavy construction, Henniker: 333-349.
- BROOKER, E.W. IRELAND H.O. (1965) — Earth pressures at rest related to stress history — Canadian Geotechnical Jour, vol. II, n.º 1 Fev: 1-15.
- BROOMS, B.B. (1971) — Lateral earth pressures due to compaction of cohesionless soils, — Proc. 5th Budapest Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering: 374-384 — Akadémiai Kiadó, Budapest.
- BURLAND, J. (1973) — Shaft friction of piles in clay: A simple fundamental approach — Ground Engineering, vol. 6, n.º 3, May: 30-42.
- CASAGRANDE (1973) — Comments on conventional design of retaining structures. — Jour. SMFE, ASCE, NY (99) 2: 183-197.
- DAHLBERG, R. (1974) — Penetration, pressuremeter and screwplate test in a preloaded natural sand deposit. — Proc. ESOPT, Stockholm, vol. 2, 2: 69-91.
- DRNEVICH, V.P. (1975) — In situ measurement of initial stresses and deformation characteristics. — Proc. Conf. on "In situ measurement of soil properties", June 1-4, North Carolina State Univ., Raleigh, NC, USA, (ASCE). Vol. II: 244-252.
- ESRIG, M.I. e KIRBY, R.A. (1979) — Soil capacity for supporting deep foundation members in clay — in Behavior of deep foundations — R. Lundgren, editor, ASTM, STP 670: 27-63, Philadelphia, USA.
- FLAVIGNY, E. (1979) — Discussion of Design parameters for soft clay. — Proc. VII ECSMFE, Brighton, Vol. 4: 23-24.
- FAIRHURST, C. (1964) — Measurement of in situ rock stresses with particular reference to hydraulic fracturing. — Rock Mech. and Eng. Geology II. 129.
- GIBSON, R.E. e ANDERSON, W.F. (1961) — In situ measurement of soil properties with the pressuremeter. — Civil Eng. Pub. Works Rev., Vol. 56: 615-618.
- INGOLD, T.S. (1980) — Lateral earth pressures induced by compaction. — Int. Conf. on compaction: 145-150, Paris, Editions Anciens ENPC.
- JAKY (1948) — Pressure in soils. — Proc. 2nd. ICSMFE, Rotterdam: 103.
- JAMIOLKOWSKI et alli (1979) — General Report — Design parameters for soft clays — VII ECSMFE, Brighton — versão de 1981: 27-57.
- JANBU, N. (1973) — Shear strength and stability of soils — The NGF Lecture 1973, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo.
- JANBU, N. (1975) — In situ measurement of initial stress and deformation characteristics (discussão) — Proc. Conf. on In situ measurement of soil properties, North Carolina State Univ., Raleigh, NC, U.S.A. (ASCE). June 1-4: 253-254.
- JANBU, N. (1974) SENNESET, K. — Effective stress interpretation of in situ static penetration test. — Proc. ESOPT, Stockholm, Vol. 2: 2: 181-193.
- JONES, C.J.F.P. (1979) — Current practice in designing earth retaining structures — Ground Engineering, (12) n.º 6: 40-45.

- KÉDZI, A. (1975) — Lateral earth pressure in "Foundation Engineering Handbook", edited by H.F. Winterkorn e Hsai-Yang Fang; Van Nostrand Reinhold, Co., NY: 197-220.
- KEHLE, R.O. (1964) — Determination of tectonic stress through analysis of hydraulic well fracturing — Journ. Geophysical Research, 69:259.
- KENNEY, T.C. (1967) — Field measurements of in situ stresses in quick clays-Proc. of the Geotechnical Conference, Oslo, I: 49-55.
- LADD, C.C. (1965) — Stress-strain behavior of anisotropically consolidated clays during undrained shear — Proc. 6th ICSMFE, I, 282-286.
- LADD, C.C.; FOOT, R.; ISHIHARA, K. SCHLOSSER, F; POULOS, H.G., (1977) — 9th Int. CSMFE, Vol. 2; 421-494.
- LAMBE, T.W. (1964) — Methods of estimating settlement — Jour. SMFD, ASCE, Vol. 90, n.° SM5. Proc. Paper 4060, Sept.: 43-67.
- LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. (1969) — Soil Mechanics — John Wiley e Sons, NY.
- LAIER, G.E.; SCHMERTAMNN; SCHAUB, J.H. (1975) — Effect of finite pressuremeter length in dry sand. Proc. Conf. on in situ measurement of soil properties — North Carolina State Univ., Raleigh, N.C. U.S.A., ASCE: 241-259.
- MARCHETTI, S. (1975) — A new in situ test for the measurement of horizontal soil deformability — Proc. Conf. on in situ measurement of soil properties, June. 1-4. North Carolina State Univ., Raleigh, NC, U.S.A., ASCE, Vol. II: 255-259.
- MARCHETTI, S. (1979) — The in situ determination of an "extended" overconsolidation ratio — Proc. Conf. VII ECSMFE, Brighton, B. Geot. Soc., London, Vol II: 239-244.
- MASSARSCH, K.R. (1979) — Lateral earth pressure in normal consolidated clay — Design parameters in geotechnical engineering, VII ECSMFE, Brighton, Vol. 2: 245-249.
- MASSARSCH, K.R.; HOLTZ, R.D.; HOLM, B.G.; FREDRIKSON, A. (1975) — Measurement of horizontal in situ stress — Proc. Conf. on in situ measurement of soil properties — North Carolina State University Raleigh, NC, U.S.A., ASCE., Vol. 1: 266-286.
- MEYERHOF, G.G. (1976) — ASCE, Journ. Geotechnical Division, n.° GT3: 196-228.
- OBRIAN, W.M. (1969) — Determination of lateral pressures associated with consolidation of granular soils — H.R. Record, n.° 284. H.R. Board, U.S.A.: 13-12.
- PALMER, A.C. (1972) — Undrained plane-strain expansion of cylindrical cavity in clay: A simple interpretation of the pressuremeter test* — Geotechnique. Vol. 22, n.° 3, Sept.: 451-457.
- PARRY, R.H.G. (1971) — Stability analysis for low embankments on soft clays — Proc. Roscoe Memorial Symp., Foulis: 643-668.
- PENMAN, A.D.M. (1975) — Earth pressures measured with hydraulic piezometers — Building Research Establishment Current Paper.

- POULOS, H.G.; DAVIS, E.H. (1972) — Laboratory determination of in situ horizontal stress in soil masses — *Géotechnique*, 22, 177-182.
- ROWE, P.W. (1954) — A stress strain theory for cohesionless soil with application to earth pressure at rest and moving walls — *Géotechnique*, (4) n.º 2: 70-88.
- RYMSZA, B. (1979) — Earth pressure at rest in design of retaining structures — Proc. of Conf. on Design parameters in Geotechnical Engineering — Brit. Geot. Soc., London, Vol. I: 247-248.
- SCHMERTMANN, G.H. (1975) — Measurement of in situ shear strength — Proc. Conf. on in situ measurement of soil properties, North Carolina State Univ., Raleigh, NC, U.S.A. — ASCE — Vol. II.: 57-138.
- SIMONS, N.E. (1965) — Consolidation investigation on undisturbed Fornebu Clay — Norwegian Geotechnical Institute Pub n.º 62 — Oslo.
- SKEMPTON, A.M. (1961) — Horizontal stress in an overconsolidated eocene clay — Proc. 5th ICSMFE 1: 351-357.
- TAVENAS, F.A. (1975) — In situ measurement of initial stress and deformation characteristics — Proc. of Conf. on in situ measurement of soil properties, June 1-4, 1975, ASCE, U.S.A. — Vol II: 263-269.
- TAVENAS, F.A.; BLANCHETTE, G.; LEROUICIL, S.; ROY, M.; LA ROCHELLE, P. (1975) — Difficulties in the situ determination of K_0 in soft sensitive clays — Proc. Conf. In situ measurement of soil properties, Raleigh, NC, U.S.A., ASCE, I: 450-476.
- TERZAGHI, K. (1934) — Pressure of dry sand — Eng. News-Record, NY (112) 1: 136-140 (in Rymaska, 1979).
- TIMOSHENKO e GODIER (1951) — Theorie of elasticity — Mc Graw — Hill Book Comp. NY.
- TSYTOVICH, N. (1976) — Soil mechanics (tradução inglesa) Mir Publishers-Moscow.
- VEISIÉ, A.S. (1972) — Expansion of cavities in infinite soil mass—Jour. SMFD, ASCE, Vol. 98, n.º 98, n.º SM3, Paper 8780, Mar: 265-290.
- WINTER, E.; RODRIGUEZ, A. (1975) — Evaluation of preconsolidation and friction angle in granular soils using pressuremeter — Proc. Spec. Conf. on In situ measurement of soil properties — ASCE. North Carolina Univ., Raleigh. N.C. Vol. I 523-535.
- WISSA, A.E.Z.; TORRENCE, R.; MARTIN; GARLANGER, J.E. (1975) — The piezometer probe — Proc. Conf. on In situ measurement of soil properties, N.C. Univ. Raleigh, NC, U.S.A., ASCE, Vol. I: 536-545.
- WROTH, C.P. (1972) — General theories of earth pressures and theories of earth pressures and deformations — Proc. 5th European Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Madrid, 2: 35-52.
- WROTH, C.P. (1975) — In situ measurement of initial stress and deformation characteristics — Proc. Conf. on In situ measurement of soil properties, North Carolina State Univ., Raleigh, NC, U.S.A. — ASCE Vol. II: 181-230.

- WROTH, C.P.; HUGHES, J.M.O. (1973) — An instrument for in situ measurement of the properties of soft clays — Proc. 8th ICSMDE, Moscow, Vol. 1, part. 2: 487-494.
- WU, T.H. (1975) — Retaining walls in “Foundation Engineering Handbook” edited by H.F. Winterkorn e Hsai-Yang, Van Nostrand Reinhold Co., NY: 402-417.

GEOTECNIA N.º 35

ERRATA

pág	linha	onde se lê	deve ler-se
15	9	pode estudado	pode ser estudado
16	18	ZBYSEWSKI	ZBYSZEWSKI
77	28	verifcido	verificado
87	2	autofourer	autofourreur