

2

Revisão Bibliográfica

2.1

Aspectos Gerais sobre Solos Moles

Solos moles são materiais de granulometria variada, que apresentam teores de umidade elevados, por vezes ultrapassando 1000% (Sandroni, 2006). Apresentam coloração variando entre tons de marrom, preto e cinza, contendo, muitas vezes, elevado teor de matéria orgânica.

Bjerrum (1973) cita que a identificação e a classificação destes materiais deve se basear na história geológica do depósito, teores de umidade e limites de consistência, além de resultados de adensamento e ensaios de palheta em diversas profundidades.

A presença de matéria orgânica (restos de galhos, folhas e conchas) é frequente, uma vez que estes materiais são formados pela deposição de sedimentos fluviomarinhos, advindos de ciclos de transgressão e regressão do mar, ao longo de milhares de anos (Almeida e Marques, 2010).

São materiais altamente compressíveis e, devido ao caráter sedimentar da formação dos depósitos, encontram-se, em geral, normalmente adensados ou levemente sobreadensados.

Bjerrum (1972) salienta que, em projetos de aterros sobre solos moles, três aspectos principais devem ser considerados:

- a) A estabilidade do aterro quanto a rupturas por cisalhamento do solo;
- b) A magnitude dos recalques do depósito, provocados pelas cargas impostas;
- c) A necessidade de se adotar soluções para acelerar os recalques e/ou reforçar o solo (aumentar a resistência).

Para se avaliar corretamente estes aspectos, ensaios de laboratório em amostras de boa qualidade são determinantes na escolha dos parâmetros de projeto, e

ensaios de campo permitem aumentar o número e a confiança das informações disponíveis e fazer comparações e correlações com os resultados de laboratório. Também de grande importância, o acompanhamento da obra, por meio de instrumentação geotécnica de campo (medidores de nível d'água, piezômetros, medidores de deslocamentos verticais e horizontais, etc), permite a verificação das premissas de projeto, bem como a adoção, caso necessário, de planos alternativos, visando corrigir algum comportamento não esperado.

2.2

Ensaio de Laboratório

Em laboratório, são comumente realizados os ensaios de caracterização, adensamento, e triaxial. Outros ensaios, para determinação de propriedades químicas e mineralógicas, também são recorrentes. Serão abordados brevemente alguns aspectos dos ensaios de caracterização e adensamento, somente, por não terem sido executados outros ensaios, além destes.

Jamolkowski *et al.* (1985) citam como principais vantagens dos ensaios de laboratório: a definição das condições de contorno, o controle das condições de drenagem, o conhecimento das trajetórias de tensões e das características físicas do solo. Entre as desvantagens, citam o amolgamento inevitável das amostras, a não representatividade de campo devido ao tamanho dos corpos de prova ensaiados, a descontinuidade de informações e, por último, o custo elevado e o maior tempo necessário, quando comparados aos ensaios de campo.

2.2.1

Caracterização

A determinação do teor de umidade natural (ω), dos limites de consistência (LL e LP), do peso específico real dos grãos (G_s), do teor de matéria orgânica (TMO) e a análise granulométrica dos solos são essenciais à avaliação adequada do comportamento destes materiais. Nestes ensaios, podem ser utilizadas amostras deformadas, obtidas usualmente nas sondagens de simples reconhecimento.

Bjerrum (1973) e Ladd e DeGroot (2003) recomendam que os ensaios de determinação dos limites de consistência sejam realizados a partir do teor de umidade natural da amostra, ou seja, sem que se proceda à secagem prévia usualmente

recomendada nas normas. Segundo estes autores, diferenças significativas entre valores de limites de consistência podem ser encontradas.

O teor de matéria orgânica é determinado, da maneira mais simples, pela correlação com a perda por ignição do material (PPI), quando aquecido a temperaturas elevadas. Considera-se que $TMO = PPI (\%)$ (apesar de que uma parcela da água adsorvida e dos minerais presentes podem ser queimados neste processo, acarretando um valor de TMO maior que o real, ou seja, $PPI > TMO$). Os teores de matéria orgânica mais comuns em solos moles do estado do Rio de Janeiro, segundo Massad (2009) encontram-se em torno de 3 a 33 %. O mesmo autor cita que estes teores oscilam 3 a 10% na região de Recife (PE) e de 5 a 8% em Vitória (ES).

2.2.2 Adensamento

Os ensaios de adensamento, ou ensaios oedométricos, consistem na aplicação de uma carga vertical a um corpo-de-prova cilíndrico, de aproximadamente 2 cm de altura, confinado lateralmente, em um equipamento denominado prensa de adensamento. Registram-se os deslocamentos verticais do corpo-de-prova, para diferentes etapas de carregamento e, por meio de gráficos que relacionam índice de vazios (ou deformações verticais), tensão vertical efetiva e tempo, determinam-se parâmetros, como os índices de compressão virgem (C_c), de descompressão (C_s) e de recompressão (C_r), mostrados na Figura 2.1, e a tensão de sobreadensamento (σ'_p), abordada em maiores detalhes adiante. Estes parâmetros permitem determinar a magnitude do recalque primário esperado para o solo:

Existem diversos tipos de ensaios. O mais comum deles é o ensaio de carga incremental (*step loading test*), cujo carregamento é geralmente executado de forma incremental, em estágios de 24 horas. Outros tipos de ensaio são também realizados, como o CRS (do inglês, *constant rate of strain*) e o EOP (do inglês *end of primary*, ensaios cujos incrementos de carga são aplicados logo após a dissipação dos excessos de poropressão do estágio anterior).

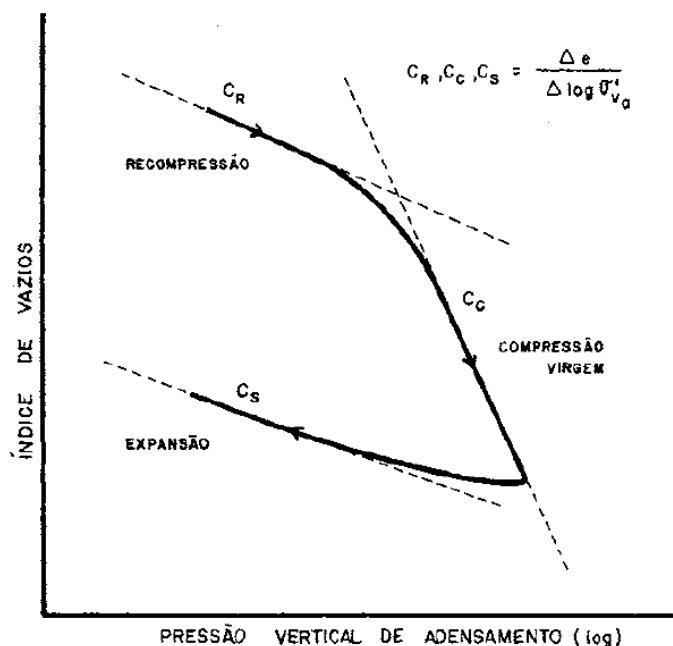


Figura 2.1 – Índices de compressibilidade do solo (Sayão, 1980)

- **Determinação da tensão de sobreadensamento**

O conhecimento da tensão de sobreadensamento (σ'_p) de um solo constitui-se em uma das mais importantes informações de um depósito.

Ladd (1991) menciona que esta tensão, definida como a máxima tensão a que o solo já esteve submetido, deve ser vista e entendida como a tensão limite que separa o comportamento elástico do solo (pequenas deformações) do comportamento plástico (grandes e irrecuperáveis deformações). Este autor afirma, também, que uma argila considerada rija pode se comportar como uma argila mole, para uma carga que ultrapasse sua tensão de sobreadensamento, uma vez que há uma grande variação no índice de vazios, a partir de tal tensão.

Diz-se que um solo está sobreadensado quando σ'_p for maior que a tensão vertical efetiva (σ'_{vo}) atuante. Se estes valores coincidirem, o solo é denominado normalmente adensado. À razão entre σ'_p e σ'_{vo} , dá-se o nome de razão de sobreadensamento (ou OCR, em inglês, *overconsolidation ratio*).

Existem diversos métodos para determinar a tensão de sobreadensamento de um solo.

O primeiro deles é o método de Casagrande (1936) (Figura 2.2). Apesar da grande aceitação do método, Pinto (1992) constatou que este pode apresentar diferentes tensões de sobreadensamento, caso a escala do eixo vertical seja modifica-

da. Este autor cita, também, que a escolha do ponto de maior curvatura é muito subjetiva.

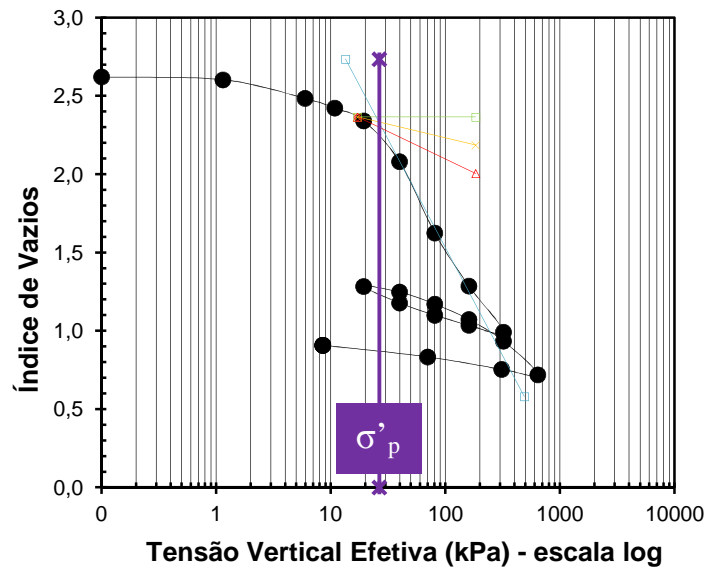


Figura 2.2 – Determinação de σ'_p pelo Método de Casagrande (1936)

Outro método comumente utilizado foi proposto por Pacheco Silva (1970), Figura 2.3, cuja determinação de σ'_p parece não ser tão subjetiva quanto no método de Casagrande, e cujos valores obtidos não dependem da escala adotada.

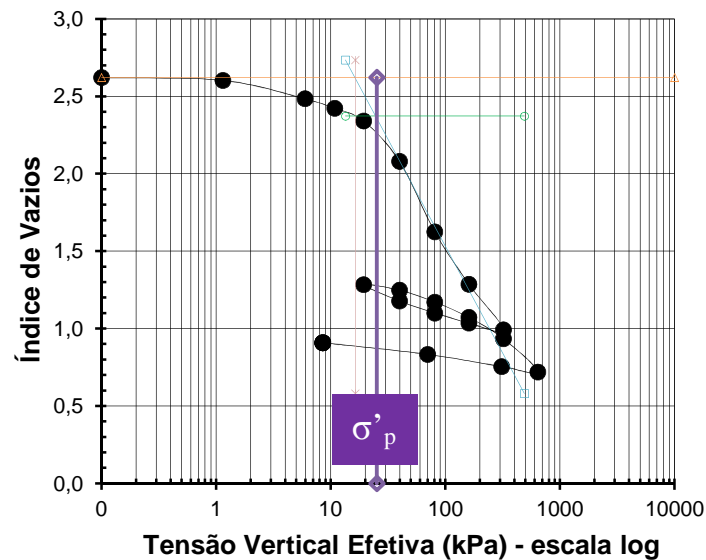


Figura 2.3 – Determinação de σ'_p pelo Método de Pacheco Silva (1970)

O terceiro e último método aqui apresentado foi proposto por Sridharan *et al.* (1991), cuja determinação de σ'_p é, aparentemente, a mais simples e menos subjetiva (Figura 2.4).

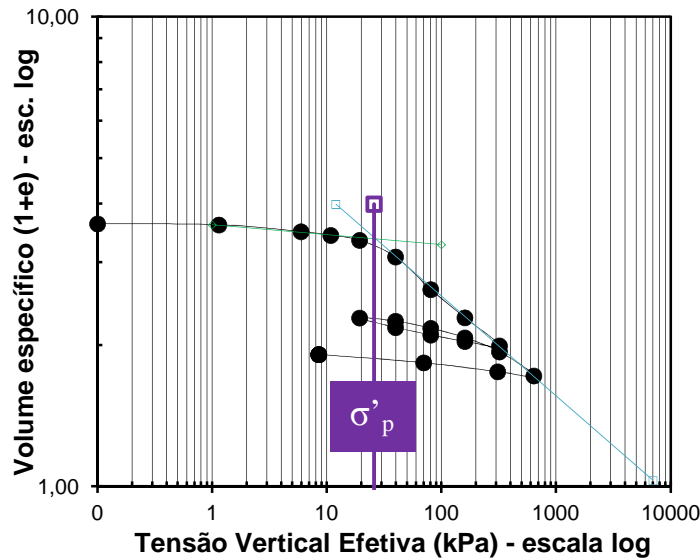


Figura 2.4 – Determinação de σ'_p pelo Método de Sridharan *et al.* (1991)

- **Determinação do coeficiente de adensamento**

O desenvolvimento da equação diferencial da teoria do adensamento de Terzaghi e Frölich (1936), com base nas hipóteses do item 2.1, resulta em:

$$\frac{k}{\gamma_w m_v} \cdot \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = \frac{\partial u_e}{\partial t} \quad (2.1)$$

Onde:

- k : coeficiente de permeabilidade do solo;
- γ_w : peso específico da água;
- m_v : coeficiente de variação volumétrica;
- u_e : excesso de poropressão;
- z : distância vertical a partir do topo da camada.

A razão que relaciona a permeabilidade do solo com o seu coeficiente de variação volumétrica e com o peso específico da água é chamada de coeficiente de adensamento vertical (c_v): este termo está associado com a velocidade do processo de adensamento. Ou seja:

$$c_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} \quad (2.2)$$

Os métodos empregados para a obtenção de c_v em ensaios de adensamento foram propostos por Casagrande (logaritmo do tempo) e Taylor (raiz do tempo). Os métodos determinam os valores de c_{v50} (50% de adensamento primário concluído) e c_{v90} (90% de adensamento primário concluído), respectivamente.

As Figuras 2.5 e 2.6 mostram a aplicação dos dois métodos, detalhados em Lambe e Whitman (1969).

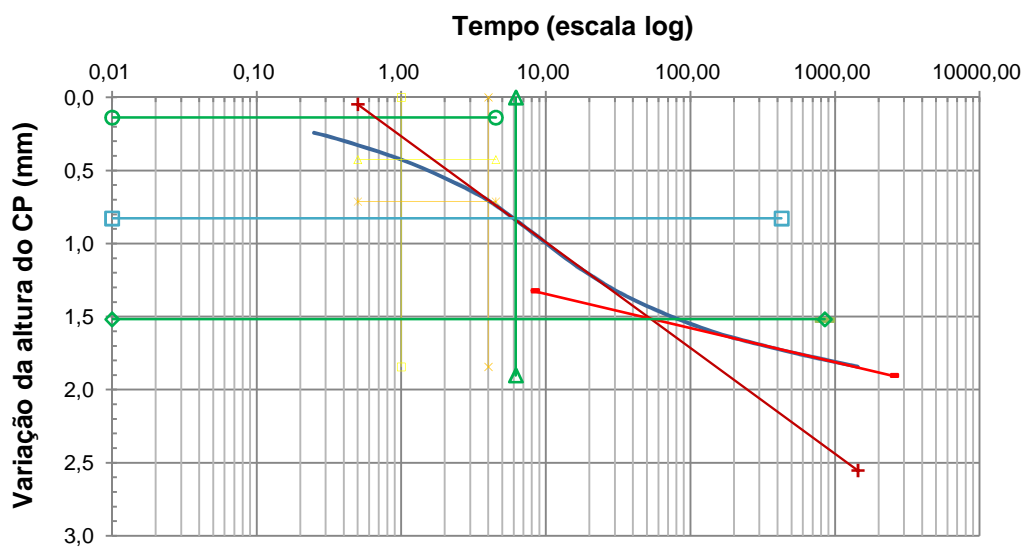


Figura 2.5 – Método de Casagrande para determinação de c_v

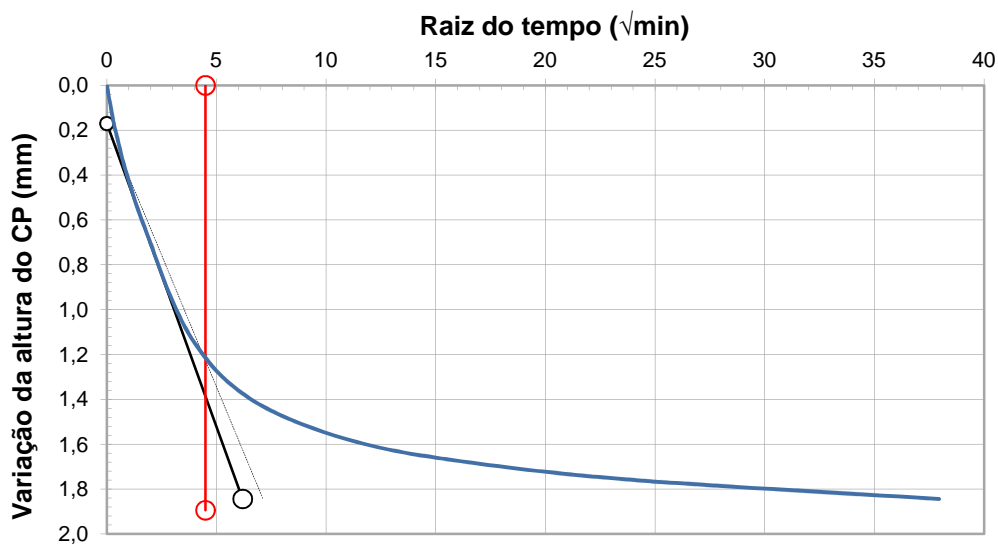


Figura 2.6 – Método de Taylor para determinação de c_v

- **Qualidade das amostras**

Nos ensaios de adensamento, a qualidade das amostras indeformadas é fundamental na obtenção de parâmetros de compressibilidade representativos do depósito estudado. As atividades relacionadas à extração das amostras, desde a escolha dos equipamentos de perfuração e dos tubos amostradores utilizados, até o adequado acondicionamento, transporte e armazenamento, influenciam a qualidade das amostras e, por isso, devem ser realizados de forma cautelosa.

O processo de amostragem envolve as seguintes etapas no campo: perfuração, retirada da amostra no campo, transporte até o laboratório, armazenamento em câmara úmida, extração do solo contido no tubo, moldagem do corpo-de-prova e, por fim, o condicionamento deste no equipamento de ensaio (Sayão, 1980). Em todas elas, cuidados especiais devem ser tomados para assegurar a qualidade do material amostrado.

No processo de amostragem, o tubo (rígido) desloca o solo, empurrando seus grãos contra os grãos adjacentes e contra as paredes internas do tubo. As amostras são submetidas a deformações cisalhantes que causam distorções na estrutura do solo, variações no teor de umidade, além do alívio de tensões (Sayão, 1980). O deslocamento dos grãos é tão maior quanto maior a espessura das paredes do tubo. A esta região amolgada dá-se o nome de “anel amolgado”, de espessura semelhante à espessura da parede do tubo (Sandroni, 1977a).

Em geral, os tubos amostradores são fabricados em ferro ou aço inoxidável, de paredes finas, e são comumente denominados tubos *Shelby*. A escolha do tubo amostrador deve ser feita de forma que este cause o mínimo de perturbações ao solo.

Para tanto, diversas geometrias já foram utilizadas, com ou sem folga interna. A folga interna é uma pequena redução no diâmetro da ponta de cravação do tubo e serviria, segundo Hvorslev (1948), para evitar o atrito do solo com a parte interna do tubo, quando cravado no solo. Foram propostos dois coeficientes por aquele autor, denominados “razão de área” (C_a) e “folga interna” (C_i), onde:

$$C_a(\%) = \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_i^2} \times 100 \quad (2.3)$$

$$C_i(\%) = \frac{D_a - D_i}{D_i} \times 100 \quad (2.4)$$

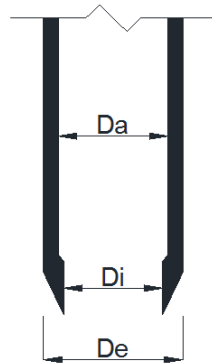


Figura 2.7 – Dimensões dos tubos amostradores

Onde (Figura 2.7):

- D_e : diâmetro externo do tubo;
- D_i : diâmetro interno da ponta do tubo;
- D_a : diâmetro interno do corpo do tubo.

Hvorslev (1948) sugere que os valores de C_a sejam menores que 10% e de C_i estejam entre 0,5% e 3%. Sandroni (1977a) resume as características desejáveis de tubos amostradores para se obter amostras de boa qualidade:

- L : entre 80 e 120 cm;
- D_e : entre 5 a 15 cm;
- C_a : menor que 10%;
- C_i : entre 0,5% e 3%, mais próximo de 1%.

Sandroni (1977a) alega que tubos menores que 80 cm terão material suficiente para a realização de poucos ensaios, enquanto tubos maiores que 120 cm podem causar inaceitáveis níveis de atrito entre a parede interna do amostrador e o solo.

A qualidade das amostras obtidas pode ser avaliada, em laboratório, aplicando-se o critério de Lunne *et al.* (1997), a ensaios de adensamento. O critério consiste, basicamente, em determinar a razão $\Delta e/e_o$, onde:

- $\Delta e = e_o - e_{\sigma'_{v0}}$
- e_o : índice de vazios correspondente à condição da amostra no início do ensaio de adensamento;

- $e_{\sigma'_v}$: índice de vazios correspondente à tensão vertical efetiva de campo, obtido na curva de compressibilidade.

Lunne *et al.* (1997) propuseram, com base em resultados de diversos ensaios, os valores da Tabela 2.1, para a determinação da qualidade das amostras.

Tabela 2.1 – Classificação da qualidade de amostras indeformadas (Lunne *et al.*, 1997)

OCR	$\Delta e/e_o$			
	Excelente a muito boa	Boa a regular	Ruim	Muito ruim
1 a 2	< 0,04	0,04 a 0,07	0,07 a 0,14	> 0,14
2 a 4	< 0,03	0,03 a 0,05	0,05 a 0,10	> 0,10

Coutinho *et al.* (2002) propuseram uma adaptação deste critério para atender a realidade dos solos brasileiros (Tabela 2.2).

Tabela 2.2 – Classificação da qualidade de amostras indeformadas brasileiras (Coutinho *et al.*, 2002)

OCR	$\Delta e/e_o$					
	Excelente a muito boa	Boa	Regular	Regular a pobre	Pobre	Muito pobre
1 a 2	< 0,04	0,04 a 0,055	0,055 a 0,07	0,07 a 0,105	0,105 a 0,14	> 0,14
2 a 4	< 0,03	0,03 a 0,04	0,04 a 0,05	0,05 a 0,075	0,075 a 0,10	> 0,10

Martins e Lacerda (1994) concluíram que os efeitos de amolgamento que mais chamam a atenção nas amostras são:

- O índice de vazios (e) é menor nas amostras amolgadas, para qualquer tensão vertical efetiva;
- O trecho de maior curvatura do gráfico $e \times \log \sigma'_v$ torna-se menos acentuado e dificulta a determinação da tensão de sobreadensamento (σ'_p);
- A redução dos valores de σ'_p (por vezes resultando em $OCR < 1$);
- O aumento da compressibilidade na região de recompressão;
- O decréscimo da compressibilidade no trecho de compressão virgem;
- A mudança da forma do trecho virgem, retificando o gráfico “ $e \times \log \sigma'_v$ ”.

2.3 Ensaio de Campo

Os ensaios de campo mais comuns, na prática geotécnica brasileira, são os ensaios de SPT (*Standard Penetration Test*, em inglês), de palheta (*Vane Test*) e de piezocone (ou CPTu, do inglês *Cone Penetration Test*, com monitoramento dos excessos de poropressão (u) gerados durante o ensaio).

2.3.1 SPT (*Standard Penetration Test*)

A utilização de ensaios SPT para a descrição de um depósito de solos moles deve ser feita com cautela. Schnaid e Odebrecht (2012) citam que, na faixa de N_{SPT} característica dos solos moles (0 a 5), o ensaio não é representativo. Estes autores não recomendam que o ensaio SPT seja utilizado, uma vez que esta previsão depende fortemente da tensão de sobreadensamento do material, a qual não é determinada, de forma confiável, por este método.

2.3.2 Piezocone (CPTu)

O ensaio de piezocone é especialmente recomendado para solos compressíveis e de baixa resistência, identificando, inclusive, camadas arenosas pouco espessas. Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), o ensaio tem como principais vantagens o registro contínuo da resistência à penetração, o qual fornece a estratigrafia do perfil ensaiado, e a eliminação da influência do operador nas medidas fornecidas pelo ensaio (resistência de ponta, q_c , atrito lateral, f_s , excessos de poropressão, u). Entretanto, os autores citam como principal desvantagem a impossibilidade de se coletarem amostras para análises posteriores.

Robertson (1990) propõe a classificação dos solos por tipo de comportamento, com base em correlações empíricas entre três parâmetros (Figura 2.8): parâmetro de poropressão (B_q), resistência de ponta normalizada (Q_t) e atrito lateral normalizado (F_r). A classificação dos solos é feita de acordo com a Tabela 2.3.

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma_{vo} - u_o} \quad (2.5)$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_o}{q_t - \sigma_{vo}} \quad (2.6)$$

$$F_r(\%) = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} \quad (2.7)$$

Onde:

- q_t : resistência de ponta corrigida;
- σ_{vo} : tensão vertical total inicial;
- u_o : poropressão na condição hidrostática;
- u_2 : poropressão medida na base do cone;
- f_s : atrito lateral.

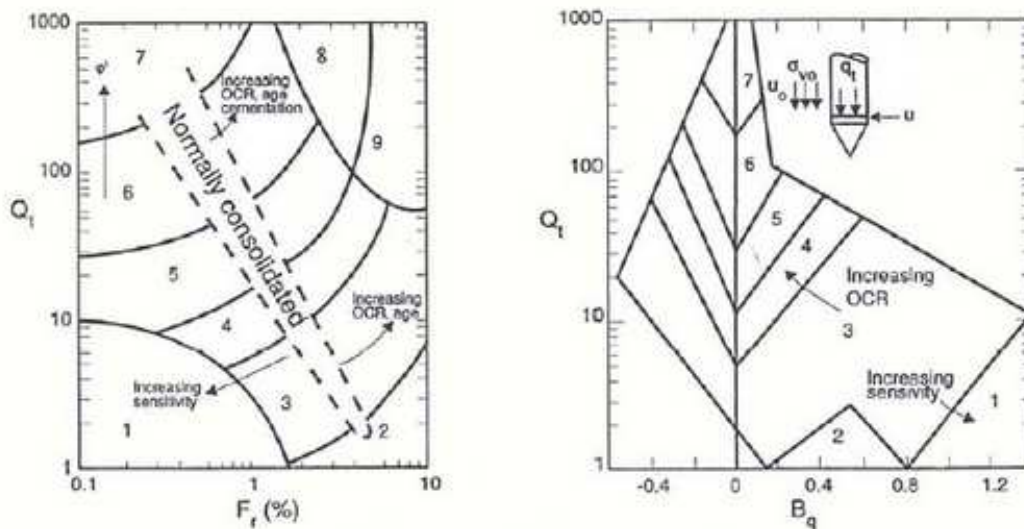


Figura 2.8 – Gráficos $F_r \times Q_t$ e $B_q \times Q_t$ (Robertson, 1990)

Tabela 2.3 – Classificação de solos por tipo de comportamento

Zona	Tipo de solo
1	solo fino sensível
2	solo orgânico e turfas
3	argilas – argilas siltosas
4	argila siltosa – silte argiloso
5	siltos arenosos – areias siltosas
6	areais limpas – areias siltosas
7	areias com pedregulhos – areias
8	areias – areias limpas
9	areias finas rígidas

Correlações para a estimativa da razão de sobreadensamento (OCR) de solos utilizam os fatores empíricos K_1 e K_2 :

$$OCR = K_1 \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{\sigma'_{vo}} \quad (2.8)$$

$$OCR = K_2 \frac{(q_t - u_2)}{\sigma'_{vo}} \quad (2.9)$$

Onde:

- K_1 e K_2 : coeficientes de correlação empíricos;
- q_t : resistência de ponta corrigida;
- σ_{vo} e σ'_{vo} : tensão vertical total inicial e efetiva inicial, respectivamente;
- u_2 : poropressão medida na base do cone.

• Determinação do coeficiente de adensamento

O coeficiente de adensamento vertical do solo (c_v) pode ser determinado por meio do ensaio de dissipação de poropressões em piezocone.

Houlsby e Teh (1988) definiram um fator tempo modificado (T^*):

$$T^* = \frac{c_h \cdot t}{R^2 \sqrt{I_R}} \quad (2.10)$$

Onde:

- c_h : coeficiente de adensamento horizontal;
- R : raio do piezocone;
- I_R : índice de rigidez do solo ($I_R = G/s_u$, sendo G o módulo cisalhante do solo).

Estes autores apresentaram, também, valores de T^* para diferentes porcentagens de dissipação, medindo poropressões na base do piezocone (u_2), conforme mostrado na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Fator tempo modificado (T^*) (Houlsby e Teh, 1988)

U (%)	T^* (base – u_2)
20	0,038
30	0,078
40	0,142
50	0,245
60	0,439
70	0,804
80	1,600

Deve-se corrigir o valor de c_h encontrado, utilizando-se a relação entre a razão de recompressão do solo (RR), e a razão de compressão virgem (CR), uma vez que o solo comporta-se como se estivesse em recompressão, durante a penetração do cone:

$$c_h(NA) = \frac{RR}{CR} \cdot c_h(PA) \quad (2.11)$$

Valores da relação RR/CR situam-se entre 0,10 e 0,15 (Jamiolkowski *et al.*, 1985; Lacerda e Almeida, 1995).

O coeficiente de adensamento vertical pode ser obtido pela expressão:

$$c_v(NA) = \frac{k_v}{k_h} \cdot c_h(PA) \quad (2.12)$$

Onde:

- k_v, k_h : coeficientes de permeabilidade vertical e horizontal, respectivamente.

Jamiolkowski *et al.* (1985) indicam valores entre 1,0 a 1,5 para a relação entre as permeabilidades horizontal e vertical de solos argilosos sem macroestrutura definida.

2.3.3

Palheta (*Vane Test*)

O ensaio de palheta determina, basicamente, a resistência ao cisalhamento não drenada do solo (s_u), por meio da rotação de um elemento metálico de seção

cruciforme (palheta). Depois de inserida no solo na profundidade desejada, a palheta é rotacionada a uma velocidade angular constante, de 6°/minuto.

Bjerrum (1973) propôs a correção do valor de s_u obtido no ensaio ($s_{u \text{ palheta}}$), após analisar inúmeros casos de rupturas ocorridas. O s_u de campo ($s_{u \text{ campo}}$), corrigido, deve ser obtido pela multiplicação:

$$s_{u \text{ campo}} = \mu s_{u \text{ palheta}} \quad (2.13)$$

Onde:

- μ : fator de correção de Bjerrum (Figura 2.9).

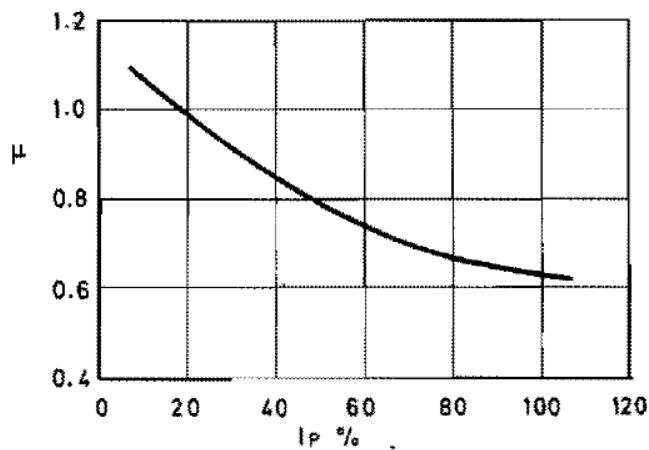


Figura 2.9 – Correção de s_u de palheta (Bjerrum, 1973)

Assim como no ensaio de piezocone, existem correlações que permitem estimar valores de OCR com base nos resultados de ensaios de palheta. Uma destas correlações empíricas foi proposta por Ladd e Foott (1974) para a estimativa da resistência ao cisalhamento não drenada (s_u), com base em ensaios de laboratório e análises de ruptura:

$$\frac{s_u}{\sigma'_{vo}} = S(OCR)^m \quad (2.14)$$

Onde:

- σ'_{vo} : tensão vertical efetiva;
- OCR: razão de sobreadensamento;
- S e m: parâmetros empíricos.

Mayne e Mitchell (1988) propuseram uma correlação para a estimativa de OCR com base no índice de plasticidade (IP) do solo:

$$OCR = \alpha \left(\frac{s_u}{\sigma'_{vo}} \right) \quad (2.15)$$

Sendo:

$$\alpha = 22(IP)^{-0,48} \quad (2.16)$$

Onde:

- α : parâmetro empírico;
- IP: índice de plasticidade.

2.4

Medição de Recalques em Aterros

Dados sobre o acompanhamento da evolução dos recalques em aterros, após o término das obras, são escassos na literatura geotécnica mundial. Conforme discutido por Olson (1998), a maior parte das observações de campo termina quando a estrutura (pavimentos, pontes, tanques, etc.) é construída, seja porque a instrumentação instalada é destruída, o cliente não está interessado em pagar pela continuação do monitoramento, e o engenheiro não quer correr o risco de ser processado por eventuais movimentos documentados.

Citam-se casos como os apresentados por Van der Burght (1936), Bjerrum (1967), Crawford e Bozozuk (1990), Aboshi (1995) e Larsson e Mattsson (2003), onde os recalques foram monitorados por períodos que variaram entre 23 e 92 anos, com aterros de 1,4 a 11 m, construídos sobre camadas de solos moles de espessuras variando entre 6 e 30 m (Tassi, 2015).

Crawford e Sutherland (1971) relatam, também, a observação de recalques diferenciais em um hotel construído no início do século XX, em Victoria, Canadá. O hotel foi construído sobre uma camada de 15 m de solo argiloso, e teve monitoramento de recalques durante pouco mais de 65 anos (entre os anos de 1912 e 1968), registrando um recalque primário de 122 cm em 10 anos, e de 15 cm nos 55 anos seguintes.

2.5

Aspectos da Compressão Secundária de Solos

A compressão unidimensional de um solo argiloso saturado, submetido a um incremento de tensão vertical total, pode ser dividida em duas parcelas principais. A primeira é denominada compressão primária, na qual ocorre o ganho de tensão vertical efetiva pela dissipação dos excessos de poropressão. A segunda é denominada compressão secundária e pode ser entendida, simplificada, como a continuação da variação do índice de vazios do solo, sob tensão vertical efetiva constante, que não é devida aos pequenos excessos de poropressão remanescentes da compressão primária.

A teoria do adensamento primário de Terzaghi e Frölich (1936) considera a compressão de solos idealizados, baseando-se em hipóteses simplificadoras (Terzaghi e Peck, 1943):

- a) A camada em adensamento é horizontal, homogênea, de espessura constante e lateralmente confinada;
- b) O solo está completamente saturado (vazios preenchidos por água);
- c) Água e partículas sólidas são incompressíveis;
- d) É válida a Lei de Darcy para fluxo de água através do solo;
- e) O coeficiente de permeabilidade (k) do solo é constante para todos os incrementos de pressões/tensões aplicadas;
- f) A tensão aplicada é uniforme ao longo de um plano horizontal;
- g) Fluxo de água somente na direção vertical (processo unidimensional);
- h) Mudanças na tensão efetiva do solo causam mudanças correspondentes no índice de vazios e esta relação é linear e independente do tempo durante qualquer incremento de tensão;
- i) O excesso de poropressão inicial devido ao carregamento é uniforme ao longo da profundidade da camada de argila;
- j) O longo tempo de adensamento é inteiramente devido à baixa permeabilidade do solo;
- k) Uma ou ambas as camadas adjacentes à camada de argila são perfeitamente drenantes, em comparação com a camada de argila;
- l) O peso do solo é desprezível.

Entre os aspectos não abordados por esta teoria, talvez o mais importante seja relativo à compressão secundária (Martins e Lacerda, 1985). A hipótese “h” assume que a relação entre índice de vazios e tensão vertical efetiva é independente do tempo. Entretanto, verifica-se na prática que existe uma parcela de deformações (não relacionada à dissipação dos excessos de poropressão) que contraria esta hipótese.

Para exemplificar esta condição, apresenta-se a Figura 2.10: a curva formada pelos pontos ABCF representa os recalques previstos para a teoria clássica de Terzaghi, que não prevê recalques secundários, e a curva formada pelos pontos ABCDE representa os recalques observados em campo e laboratório. O ponto C deste gráfico é o ponto onde se considera, na prática, o início da compressão secundária.

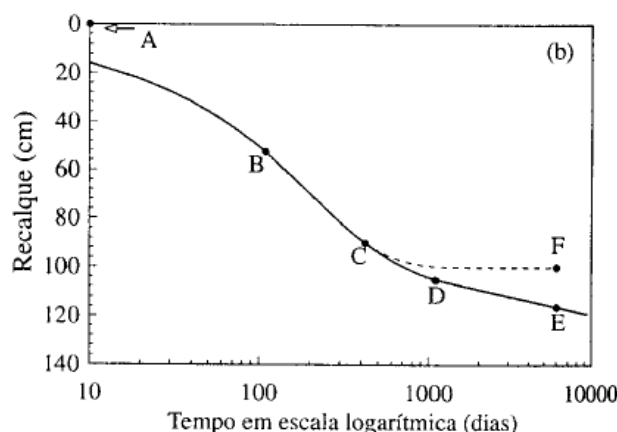


Figura 2.10 – Curva recalque x log tempo (Pinto, 2001)

Um dos primeiros autores a constatar o fenômeno da compressão secundária foi Buisman (1936), que verificou a continuação das deformações no solo, mesmo após as dissipações dos excessos de poropressão, concluindo que existia uma proporcionalidade (α_s) entre os recalques e o logaritmo do tempo. Este autor sugeriu ainda que, em estudos posteriores, deveria ser verificado se esta proporcionalidade tenderia a permanecer constante ao longo do tempo.

Entre as várias incertezas acerca da compressão de solos, uma é a dificuldade em se prever o início e o término dos recalques secundários. Mesri (2001) aponta que, em qualquer instante durante este processo, a resposta do solo para a compressão devida à variação da tensão vertical efetiva e para a compressão que

se processa sob tensão vertical efetiva constante, é caracterizada pelos parâmetros de compressibilidade $(\delta e / \delta \sigma'_v)_t$ e $(\delta e / \delta t)_{\sigma'_v}$, respectivamente. Este autor acredita que, logo que o adensamento primário tem início, ambos os parâmetros $(\delta e / \delta \sigma'_v)_t$ e $(\delta e / \delta t)_{\sigma'_v}$ contribuem no processo de compressão do solo, ou seja, adensamento primário e compressão secundária iniciam simultaneamente.

Segundo Kavanzajian e Mitchell (1984), haverá deformações no solo enquanto houver tensões de cisalhamento nos contatos entre partículas. Supondo-se que a tensão vertical efetiva permaneça constante após o término do adensamento primário, a única forma de não haver tensões cisalhantes é que a tensão horizontal efetiva aumente. Quando o coeficiente de empuxo no repouso ($k_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$) for igual a 1, as tensões cisalhantes se tornam nulas e, com isso, cessam-se as deformações (Martins e Lacerda, 1985).

Na tentativa de descrever a evolução da compressão secundária com o tempo, Mesri e Godlewski (1977) propuseram a utilização do índice de compressão secundária (C_α), comumente denominado coeficiente de adensamento secundário. Estes autores citam que, para qualquer solo, existe uma relação única entre $C_\alpha = \partial e / \partial \log t$ e $C_c = \partial e / \partial \sigma'_v$.

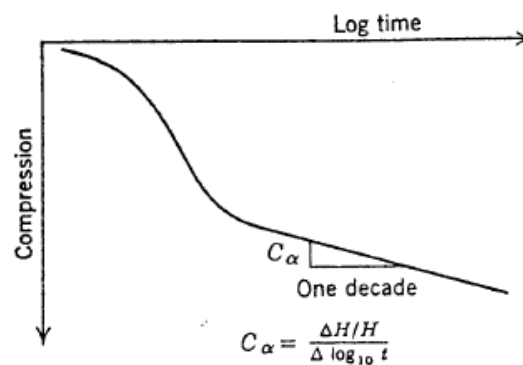


Figura 2.11 – Definição de C_α (Lambe e Whitman, 1969)

Mesri e Castro (1987) afirmam que a razão C_α / C_c e a curva de fim do adensamento primário (EOP, do inglês *end of primary*) definem completamente o comportamento de um solo, na fase de compressão secundária. Entretanto, Martins e Lacerda (1989) contestam esta relação, uma vez que, se o mesmo for constante, o índice de vazios do solo se tornará negativo após certo período de tempo, o que é fisicamente impossível de ocorrer.

Terzaghi e Peck (1943) mencionam que, provavelmente, o efeito secundário no adensamento de solos é consequência de um lento deslocamento relativo entre os grãos, devido à elevada viscosidade da água adsorvida nos grãos.

2.6

O Método de Asaoka (1978)

Diversos autores propuseram métodos empíricos e teorias para a previsão do término dos recalques que incluam a compressão secundária. Asaoka (1978) apresentou um método empírico de complexo desenvolvimento matemático, para a previsão da evolução e da magnitude dos recalques, por meio de medições de recalque em campo. O método consiste em traçar uma reta de ajuste aos pontos do gráfico “recalque no tempo ‘t’ x recalque no tempo ‘t+Δt’” (ρ_t x $\rho_{t+\Delta t}$). A intersecção desta reta com a reta de inclinação igual a 45° (ou seja, quando $\rho_t = \rho_{t+\Delta t}$) determina o recalque final. De acordo com o método, os recalques devem ser medidos em intervalos de tempo iguais.

A Figura 2.12 apresenta um exemplo de aplicação do método (na figura, $\rho_t = \rho_{k-1}$ e $\rho_{t+\Delta t} = \rho_k$). Não fica claro, entretanto, se este método pode ser utilizado para a previsão de recalques secundários. Pinto (2001) afirma que o método é somente aplicado para prever o término do recalque primário, mas que pode apresentar valores de c_v e ρ_{pf} distintos, dependendo do período de observação dos recalques. A justificativa seria o fato de que se aplica uma equação exponencial a um conjunto de dados (recalques primários) que não se desenvolvem segundo uma equação deste tipo. Este autor afirma ainda que o fato do método apresentar recalques que poderiam incorporar os efeitos secundários (que se comportam exponencialmente) não deve ser visto como uma qualidade, e que os recalques secundários de campo serão sempre maiores que os estimados pelo método.

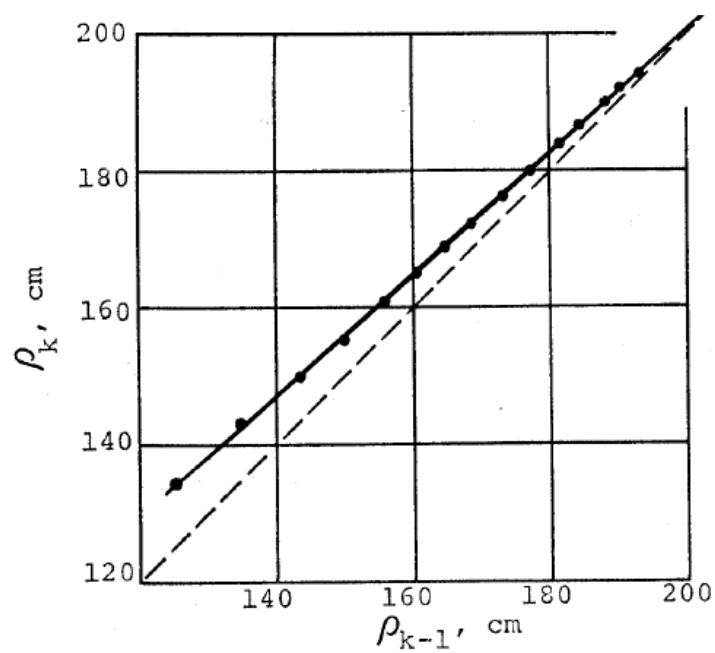


Figura 2.12 – Recalque nos tempos "k" e "k-1" (Asaoka, 1978)