

## INTRODUÇÃO

As áreas litorâneas são aquelas que costumam apresentar uma ocupação urbana mais intensa. Em particular, na cidade do Rio de Janeiro esta ocupação tem se estendido principalmente para a Região Oeste da Cidade, onde os depósitos argilosos, muito moles a moles, de idade geológica recente, são muito superficiais, podendo chegar a grandes espessuras.

No território brasileiro os exemplos mais significativos destes solos são os existentes na Baixada Fluminense, na Baixada Santista, na Foz do Guáíba, nos Alagados de Recife e Salvador, na Baixada de São Luiz, no Maranhão, entre outros.

Na década de 70, foi realizado um amplo programa experimental para estudo do comportamento das argilas moles na Baixada Fluminense, no Rio de Janeiro. Dentro deste projeto foram executados dois aterros instrumentados, sendo que um deles foi levado à ruptura e o outro consistia em várias seções contendo alternativas de aceleração de recalque. Adicionalmente foi executada uma escavação também levada à ruptura.

Projetos executados sobre depósitos de argila mole resultam em recalques de magnitude elevada e, face ao baixo coeficiente de adensamento ( $c_v$ ) deste material, demandam muito tempo para que se atinja a estabilização das deformações. Além disso, tais depósitos estão sujeitos à compressão secundária, a qual gera deformações adicionais. Diante deste quadro, é fundamental conhecer as características de compressibilidade e adensamento para que se possa prever a evolução dos recalques ao longo do tempo.

O ensaio mais adotado para determinação dos parâmetros de compressibilidade e de adensamento de depósitos muito compressíveis é o ensaio de adensamento oedométrico convencional, também conhecido como ensaio de adensamento incremental (Standard Incremental Consolidation Test - SIC). Nos últimos anos, pesquisas têm sido desenvolvidas com o objetivo de difundir o uso do ensaio de adensamento com velocidade controlada (Constant Rate of Strain Test – CRS).

O ensaio de adensamento oedométrico convencional é executado em vários estágios de carga, cada qual com duração de vinte e quatro horas, especificada por norma, e razão unitária entre o incremento de tensão e a tensão anterior. Sendo executado em estágios, o ensaio requer um tempo superior a uma semana para realização das trajetórias de carregamento e descarregamento. Em algumas situações, é possível reduzir este tempo, determinando a interrupção do estágio no final do adensamento primário (EOP), já que este instante ocorre, na maioria dos casos, antes de 24hs.

O ensaio de adensamento com velocidade controlada é feito impondo-se um acréscimo contínuo de deformação no corpo de prova, permitindo a drenagem no topo e medindo-se o excesso de poropressão na base. Com essa técnica, a duração do ensaio é bastante reduzida (cerca de algumas horas) tornando seu uso bastante atraente. A grande dificuldade associada ao ensaio é estabelecer o valor da velocidade de deformação que garanta uma distribuição de poropressão, no interior do corpo de prova, parabólica. Diversos pesquisadores da área de Geotecnia têm concentrado esforços no estudo de desempenho do ensaio CRS, visando sua utilização mais ampla na prática da engenharia.

Para esta dissertação foram executados ensaios de adensamento oedométrico convencional (SIC) e com velocidade controlada (CRS), em amostras indeformadas extraídas de um depósito argiloso superficial muito mole, de uma obra situada na Av. Ayrton Senna, cujo aterro foi executado há mais de 15 anos.

## Objetivos

A presente dissertação objetiva a comparação do comportamento geotécnico de um depósito de argila muito mole antes e após a construção de um aterro.

A comparação será estabelecida visando confrontar os parâmetros de compressibilidade após o período de construção e equalização das poropressões geradas por ocasião do carregamento do aterro.

Uma vez que a dissipação das poropressões com o tempo resulta no aumento das tensões efetivas, os resultados encontrados são normalizados em

função da tensão efetiva de forma a compará-los com expressões conhecidas da literatura técnica.

Como objetivo secundário tem-se a comparação entre os resultados dos ensaios SIC e CRS numa série de amostras deste depósito, visando melhor avaliar a influência da velocidade de execução do ensaio CRS nos resultados encontrados.

O objetivo desta dissertação, como explicitado anteriormente, é a comparação dos resultados dos ensaios realizados antes da construção do aterro com os novos ensaios realizados no âmbito desta pesquisa, após quinze anos da construção, além da verificação dos resultados dos diferentes procedimentos adotados.

#### Descrição dos capítulos

Após esta introdução, apresenta-se no capítulo 1 a revisão bibliográfica. Neste capítulo serão abordados aspectos relativos à qualidade dos corpos de prova, à interpretação do ensaio de adensamento convencional, aos critérios usualmente empregados na seleção da velocidade de execução dos ensaios CRS, bem como resumidos os resultados mais relevantes das pesquisas desenvolvidas recentemente no tema.

O capítulo 2 contempla o histórico do local da obra, incluindo a caracterização do depósito e uma nova interpretação dos ensaios originais, realizados por ocasião do projeto, em 1997, ou seja, antes da atuação da sobrecarga do aterro. Naquela ocasião foram realizados ensaios de caracterização, adensamento convencional e triaxial UU, além de ensaio Vane de campo.

O capítulo 3 detalha o programa experimental elaborado neste trabalho, constando tanto das atividades de campo como da elaboração dos ensaios no Laboratório de Mecânica dos Solos da UERJ. Os resultados dos ensaios são também apresentados neste capítulo.

O capítulo 4 apresenta uma comparação entre os ensaios originais, no terreno virgem, com os ensaios realizados em 2013, cerca de 15 anos após a campanha inicial de projeto. Adicionalmente, é apresentada uma reavaliação do recalque, com base nos resultados originais interpretados nesta dissertação. O

recalque previsto é comparado ao valor correspondente à variação da espessura do depósito compressível após a permanência do aterro.

O capítulo 5 contém as principais conclusões e propostas para novos estudos e pesquisas neste assunto.

Após a apresentação dos capítulos principais seguem as Referências e os Apêndices.

## **1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **1.1 Origem e Formação de Solos Moles**

Depósitos moles resultam do acúmulo de minerais, de granulometria fina, em vários tipos de ambientes sedimentares, podendo apresentar certo teor de matéria orgânica proveniente da decomposição de restos de animais e vegetais. Quando o teor de matéria orgânica é predominante são denominados de solos orgânicos ou turfas.

Segundo Sandroni (1980), podem ser reconhecidos diversos ambientes que influenciam o tipo de depósito a ser formado, tais como os fluviais (leitos de rios abandonados), deltaicos-fluviais (rios ou lagos, local de águas calmas) e costeiros (influência da flutuação da maré). Os sedimentos que constituem estes depósitos moles são de origem geológica recente correspondente ao período holoceno.

Os grãos minerais que constituem de forma predominante estes depósitos estão relacionados à forma e ao meio de deposição. No Brasil o mineral argílico mais freqüente é a caulinita, sendo também possível a presença de ilita, haloisita, montmorilonita e clorita. A composição mineralógica define as características das partículas de argila, tais como dimensão, forma e superfície. A fração de argila influencia no comportamento do solo quanto à plasticidade, potencial de expansão e compressibilidade. As argilas moles brasileiras apresentam geralmente processos semelhantes de deposição em regiões costeiras, como os depósitos de Sarapuí na Baixada Fluminense, da Baixada Santista e de Pernambuco.

### **1.2 Histórias de Tensões**

Os solos muito compressíveis, em sua maioria de natureza argilosa, de origem sedimentar marinha, se formam nas bacias sedimentares, zonas de topografia baixa, comumente chamadas de baixadas. Assim sendo, se a superfície do terreno for horizontal e não houver variação horizontal na natureza do subsolo, os estados de tensões são simples e recebem o nome de tensões geostáticas. Nestes casos, devido à simetria em relação à vertical, não há deformações horizontais

durante o processo de sedimentação e a compressão imposta ao maciço por seu peso próprio é unidimensional (vertical). Nos estados geostáticos os planos horizontais e verticais são planos principais.

Nos maciços sob tensões geostáticas e deformações horizontais nulas, é possível estimar o valor das tensões efetivas horizontais ( $\sigma'_h$ ), a partir do coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ) e da tensão efetiva vertical ( $\sigma'_v$ ), já que:

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (1)$$

O comportamento de um solo está ligado diretamente à sua história de tensões. Isto significa que um solo é capaz de armazenar, na “memória”, as tensões efetivas às quais tenha sido submetido anteriormente. Diz-se que um solo está normalmente adensado se a tensão vertical efetiva nele atuante for a maior tensão vertical efetiva que o solo já foi submetido durante toda a sua história. Caso, no passado, o solo já tenha sido submetido a uma tensão efetiva vertical superior ao valor atual, diz-se que o solo está sobreadensado ou pré-adensado. Isto posto, define-se por razão de sobreadensamento (ou pré-adensamento) de um solo, e denota-se por OCR (do inglês overconsolidation ratio) a relação:

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_v} \quad (2)$$

Sendo:  $\sigma'_{vm}$  = maior tensão vertical efetiva a que o solo foi submetido em toda a sua história, chamada de tensão de sobreadensamento ou pré-adensamento e  $\sigma'_v$  = tensão vertical efetiva atuante no presente.

Ladd (1973) ressalta que o sobreadensamento pode ser provocado por diversas razões tais como: remoção de sobrecarga, demolição de estruturas antigas e glaciação, variação da poropressão causada por variação na cota do nível d'água, bombeamento profundo, ressecamento por evaporação ou devido à vegetação. Há também um efeito de sobreadensamento, em que amostras de solo apresentam-se como sobreadensadas sem terem sido submetidas a tensões verticais efetivas maiores que a atual. Isto ocorre, por exemplo, em razão de adensamento

secundário. Nestes casos  $\sigma'_{vm}$ , é dita tensão de quasi-sobreadensamento, conforme Leonards e Altschaeffl (1964), citado por Martins (2011).

### 1.3 Sensitividade de depósitos argilosos moles

A resistência das argilas depende, entre outros fatores, do arranjo dos grãos e do índice de vazios. Quando certas argilas são submetidas a alguma perturbação, a resistência diminui, ainda que o índice de vazios seja mantido constante (Rutledge, 1944).

A relação entre a resistência no estado natural ou indeformado ( $S_u$ ) e a resistência no estado amolgado ( $S_{ur}$ ) foi definida por Skempton (1953) como sensitividade da argila ( $S_t$ ):

$$S_t = \frac{S_u}{S_{ur}} \quad (3)$$

A Tabela 1 apresenta a classificação das argilas de acordo com os valores de sensitividade.

Tabela 1- Classificação das argilas quanto à sensitividade, apud Skempton e Northey (1952).

| Sensitividade | Classificação |
|---------------|---------------|
| 2 a 4         | Baixa         |
| 4 a 8         | Média         |
| 8 a 16        | Alta          |
| > 16          | Muito Alta    |

A sensitividade pode ser atribuída ao arranjo estrutural das partículas, estabelecido durante o processo de sedimentação. Este arranjo pode evoluir ao longo do tempo pela inter-relação química das partículas ou pela remoção de sais existentes na água dos poros por lixiviação (percolação de água com diferente composição química).

Segundo Terzaghi (1943), a camada de água adsorvida possui alta viscosidade próximo à superfície das partículas e é responsável pela forte coesão nos pontos de contato entre os grãos minerais. Se a argila sofre alguma

perturbação, há o rompimento desses contatos e, com isso, a água preenche esses espaços ocasionando queda de resistência.

A sensibilidade é uma característica de grande importância, pois indica se a argila pode sofrer uma redução considerável de resistência com a evolução do cisalhamento. Os solos argilosos moles das baixadas litorâneas brasileiras possuem usualmente  $S_t = 3$  a 6 como mostra a Tabela 2, apresentada por Ortigão (1993), podendo, na maioria dos casos, ser classificada como medianamente sensível. Esses solos apresentam resistência tão baixa que só podem suportar aterros com altura máxima de cerca de 1,5 m.

Algumas argilas moles da Escandinávia e do Canadá apresentam sensibilidade extremamente elevada, superior a 20. Estes materiais perdem totalmente a resistência quando amolgados, passando a ter comportamento de líquidos viscosos.

Tabela 2- Sensibilidade de alguns depósitos de argila mole do litoral brasileiro (Ortigão, 1993).

| Local                           | Faixa de Variação | Valor Médio |
|---------------------------------|-------------------|-------------|
| Santa Cruz, RJ (zona litorânea) | –                 | 3,4         |
| Santa Cruz, RJ (off-shore)      | 1 – 5             | 3,0         |
| Rio de Janeiro, RJ              | 2 – 8             | 4,4         |
| Sepetiba, RJ                    | –                 | 4,0         |
| Cubatão, SP                     | 4 – 8             | 6,0         |
| Florianópolis, SC               | 1 – 7             | 3,0         |
| Aracaju, SE                     | 2 – 8             | 5,0         |

A dificuldade de realização de estudos experimentais em argilas sensíveis está relacionada aos efeitos de amolgamento ocasionados pela amostragem. Quanto mais sensível for a amostra, mais acentuados são esses efeitos. Em argilas muito sensíveis, o amolgamento provocado pelas operações de retirada das amostras indeformadas pode causar danos importantes à estrutura.

A sensibilidade pode ser determinada através de ensaios de compressão simples ou ensaios não drenados, realizados no laboratório (triaxial UU) em amostras indeformadas e amolgadas ou no campo, através de ensaios de palheta. No caso de solos extremamente sensíveis, onde o material remoldado torna-se

fluido, impossibilitando a moldagem dos corpos de prova, recomenda-se que a sensibilidade seja determinada através de ensaios de palheta.

#### 1.4 Recalques em solos

Na prática os deslocamentos verticais também chamados de recalques ( $\rho$ ) observados no campo podem ser subdivididos em três parcelas: inicial, primário e secundário, conforme mostrado na Figura 1.

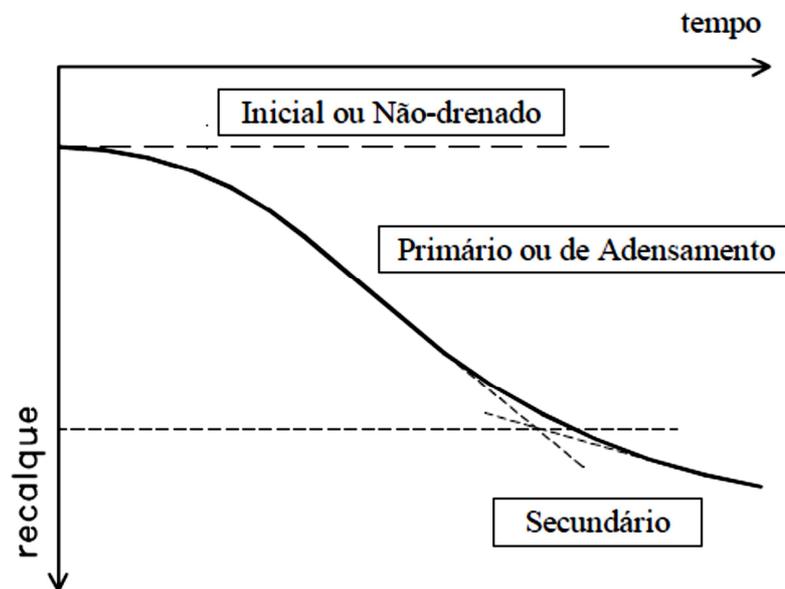


Figura 1 – Evolução dos recalques com tempo.

Os recalques iniciais ocorrem imediatamente após a aplicação da carga e são denominados não-drenados pelo fato das deformações ocorrerem sem a expulsão de água; isto é, sem variação de volume.

O recalque primário ou recalque de adensamento ocorre durante o processo de transferência de tensões entre a água e o arcabouço sólido, associado ao desenvolvimento de fluxo transiente. Nesta fase, as variações de tensão total devidas ao carregamento oedométrico e hidrostático, são instantaneamente absorvidas pela água e, com o tempo, vão sendo transmitidas para o arcabouço sólido, causando uma variação no valor das tensões efetivas.

As parcelas de recalque inicial e de adensamento são bem compreendidas quando se observa o modelo hidro-mecânico, mostrado na Figura 2. O recalque inicial se dá pela possibilidade de haver deformação horizontal e o de adensamento só ocorre quando a água é expulsa do modelo.

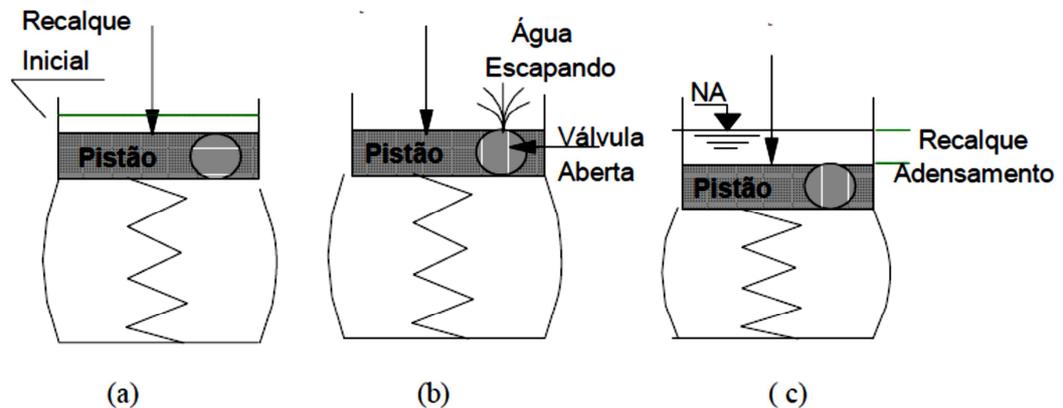


Figura 2- Analogia hidromecânica para condição de deformação lateral (a) Recalque Imediato ou não drenado; (b) Início do Recalque de Adensamento; (c) Após Dissipação dos Excessos de Poro pressão.

Em solo saturado, quando a largura do carregamento é muito grande, se comparada à espessura da camada (carregamentos infinitos), o recalque inicial pode ser desprezado já que a deformação horizontal é nula sob a área carregada.

Em geral, as parcelas de recalque inicial e de adensamento ocorrem simultaneamente, preponderando em determinadas condições uma ou outra. É interessante ressaltar que em ambos os casos os recalques estão associados a variações nas tensões efetivas, fisicamente observada pela deformação da mola (Figura 2). No primeiro caso, a tensão efetiva varia em função da existência de deformações laterais; já no segundo caso, os excessos de poropressão são transferidos para tensão efetiva durante o processo de escape de água.

O recalque secundário ou adensamento secundário, também chamado de fluência ('creep') está associado a deformações observadas após o final do processo de adensamento primário, quando as tensões efetivas verticais já se estabilizaram. Isto é, ao contrário das parcelas de recalque imediato e de adensamento, a consolidação secundária ocorre para tensões efetivas verticais constantes.

A compressão secundária acontece simultaneamente com a compressão primária (Taylor, 1942; Leroueil, 1994; Martins et al, 1997). Várias teorias foram publicadas acoplando as compressões primária e secundária, destacando-se a de Taylor e Merchant (1940). Quando a compressão primária ocorre rapidamente (por exemplo: casos com drenos verticais aceleradores), a compressão secundária se desenvolve, em grande parte, após o fim da primária. Caso contrário, como em camadas espessas e sem drenos, ambas ocorrem em paralelo e, segundo Taylor (1942), a curva recalque tempo segue a teoria de Terzaghi, porém com coeficiente de adensamento menor ( $c_v^*$ ), dado por  $r.c_v$ , sendo  $r$  a relação entre o recalque secundário final e o recalque total (primário + secundário), (Sandroni, 2006a).

#### 1.4.1 Recalque inicial ou imediato

Os recalques imediatos ou não drenados podem ser calculados pelo somatório das deformações verticais causadas pelas variações de tensão  $\{\Delta\sigma\}$  geradas pelo carregamento. No caso de um corpo elástico, com um carregamento aplicado na superfície, o recalque pode ser calculado pela integração direta das deformações verticais; isto é:

$$\rho = \int_0^Z \varepsilon_v dz \quad (4)$$

#### 1.4.2 Recalque primário

O cálculo de recalques gerados pelo adensamento primário pode ser definido em função do índice de vazios, através da seguinte expressão:

$$\rho = \frac{H_0}{(1 + e_0)} \Delta e \quad (5)$$

Na expressão anterior  $\Delta e$  é a variação do índice de vazios, sendo  $e_0$  e  $H_0$  o índice de vazios e espessura inicial da camada. A parcela  $H_0/(1 + e_0)$  corresponde à altura de sólidos ( $H_s$ ).

O cálculo dos recalques depende da faixa de tensões efetivas associadas ao projeto, ou melhor, da história de tensões do depósito ou razão de pré-adensamento, como mostra a Figura 3 para um solo normalmente adensado.

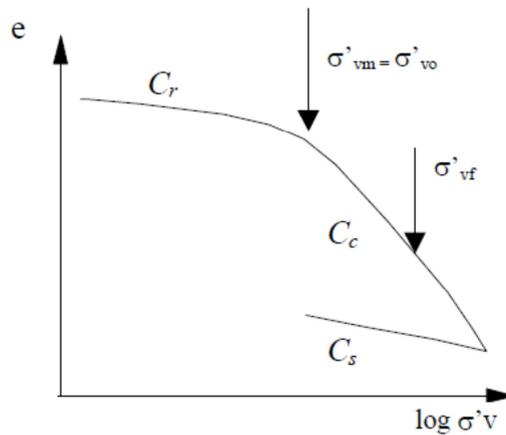


Figura 3 – Gráfico  $e$  x  $\log \sigma'_v$  de um solo normalmente adensado.

A teoria de adensamento unidimensional se aplica para situações em que as deformações horizontais são nulas e, conseqüentemente, a geração de poropressão inicial é constante ao longo da profundidade e igual à tensão vertical aplicada; isto é  $\Delta u_0 = \Delta \sigma_z$ . Na prática, deformações horizontais nulas ocorrem em situações em que a espessura da camada é muito pequena ou em situações em que a relação entre a espessura da camada e a largura do carregamento é muito pequena.

#### 1.4.2.1 Efeito da submersão de aterros sobre solos compressíveis

Martins e Abreu (2002) apresentam uma solução aproximada para o adensamento unidimensional com grandes deformações e submersão de aterros. Os autores ressaltam que quando ocorrem grandes deformações, a distância de drenagem diminui consideravelmente com o tempo, fazendo com que o adensamento ocorra mais rapidamente do que o previsto pela teoria clássica. Na mesma publicação os autores destacam também a influência da submersão.

Em relação à submersão, situação em que o erro é maior, destaca-se que, na maioria dos casos da prática, a camada de solo compressível encontra-se saturada. Assim sendo, quando a magnitude dos recalques é elevada, a região da base do aterro vai se tornando saturada e, com isso, as tensões transmitidas pelo aterro vão se atenuando devido ao empuxo da água. A experiência tem mostrado a importância de se computar a redução do valor do carregamento a fim de se melhorar a previsão de recalques.

Nesta abordagem, o acréscimo de tensão a tempo infinito é expresso por:

$$\Delta\sigma = (h_{at} - \rho)\gamma + \gamma_{sub} \rho \quad (6)$$

onde:  $\Delta\sigma$  = acréscimo de tensão;  $h_{at}$  = altura do aterro;  $\rho$  = recalque a tempo infinito;  $\gamma$  = peso específico úmido e  $\gamma_{sub}$  = peso específico submerso do solo do aterro.

Como não se sabe, a priori, a espessura do aterro que ficará abaixo do NA, o cálculo é feito de forma iterativa; isto é: i) calcula-se o recalque sem considerar a imersão do aterro; ii) a partir do valor calculado, recalcula-se o novo acréscimo de tensão afetado pela existência de um trecho submerso e, posteriormente, o novo recalque. Os cálculos devem ser refeitos até a convergência, ou seja, até que o recalque da iteração atual coincida com o recalque da iteração anterior. Segundo Almeida & Marques (2010), a diferença entre recalques com e sem submersão aumenta com a espessura da camada de argila adensada.

Uma vez determinada a magnitude do recalque por adensamento com consideração de submersão, deve-se prever como este se dará com o tempo. Martins e Abreu (2002) destacam que para o tempo inicial, a curva de adensamento tende a coincidir com a curva sem consideração de submersão, como mostra a Figura 4. Com o tempo, a evolução do recalque tende à curva com consideração de submersão. Assim sendo, uma boa estimativa do adensamento, com consideração da submersão, ao longo do tempo, pode ser obtida traçando-se curva intermediária interpolada.

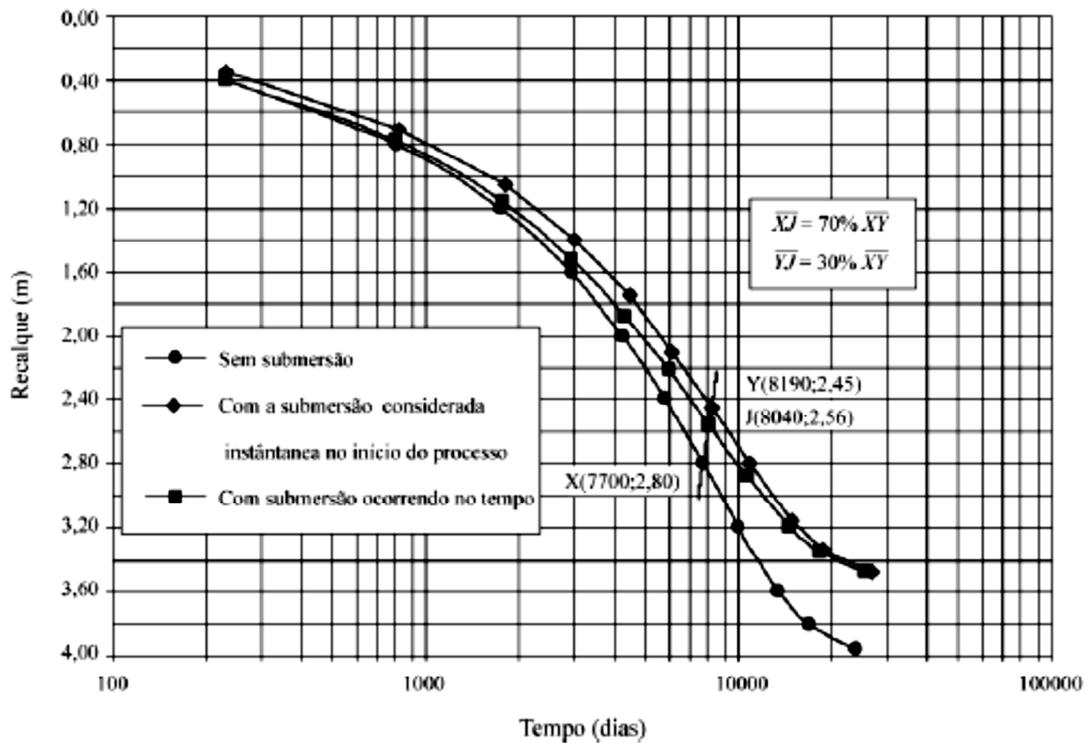


Figura 4- Evolução dos recalques com o tempo com consideração de submersão e grandes deformações, Martins e Abreu (2002).

O afastamento da curva interpolada em relação à curva sem consideração de submersão é diretamente proporcional ao percentual de adensamento ocorrido até aquele instante. Por exemplo, para um percentual de adensamento de 70%, a curva interpolada distará 70% da distância entre a curva sem submersão e com submersão da curva sem submersão.

Martins e Abreu (2002) propuseram uma solução aproximada para o cálculo do recalque considerando grandes deformações. Os autores expressam o recalque decorrente de um carregamento  $\Delta\sigma$ , em termos de porcentagem da espessura inicial  $H_0$  da camada mole (Figura 5), como:

$$\rho = \varepsilon_v \cdot H_0 \quad (7)$$

onde:  $\varepsilon_v$  é a deformação específica vertical associada a um carregamento  $\Delta\sigma$ , a tempo infinito.

Ressalta-se que o valor do recalque  $\rho$  é determinado pela curva experimental  $\varepsilon_v$  vs  $\sigma'_v$  de laboratório.

Pela teoria clássica de adensamento de Terzaghi, a previsão do recalque para um dado tempo  $t$  é feita a partir do fator tempo  $T$ , definido por:

$$T = \frac{c_v t}{H_d^2} \quad (8)$$

Na expressão acima  $c_v$  é o coeficiente de adensamento vertical e  $H_d$  é a altura de drenagem.

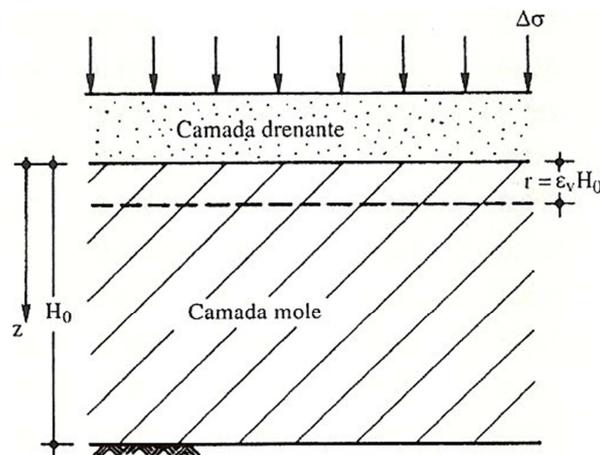


Figura 5 - Adensamento unidimensional de uma camada de solo mole sob o incremento de tensão vertical total  $\Delta\sigma$ .

A partir do fator tempo  $T$  determina-se a porcentagem de adensamento associada  $\bar{U}$  que permite a obtenção do recalque em um tempo  $t$ , ou seja, um ponto da curva recalque vs tempo.

Levando-se em consideração que, para um determinado valor de  $\bar{U}$ , o tempo de adensamento é diretamente proporcional ao quadrado da distância de drenagem, Martins e Abreu (2002) ressaltam que é de se esperar que com a ocorrência de grandes deformações, os tempos de adensamento sejam inferiores aos previstos pela teoria clássica, mantendo-se o valor de  $c_v$  constante. Na teoria clássica não se considera a diminuição da distância de drenagem que ocorre com a evolução do adensamento. Assim, espera-se que os erros cometidos na previsão dos recalques

com o tempo pelo uso da teoria clássica sejam tão maiores quanto maiores forem as deformações (Martins e Abreu, 2002).

Em vista disso, Martins e Abreu (2002) propõem uma abordagem baseada na suposição de que o recalque a tempo infinito seja expresso por  $\varepsilon_v \cdot H_0$ . Por exemplo, a distância média corrigida de drenagem correspondente à ocorrência de 5% de adensamento pode ser estimada pela expressão:

$$H_{d5} = H_{od} - \frac{0,05}{2} \cdot \varepsilon_v \cdot H_{od} \quad (9)$$

Onde:  $H_{od}$  = espessura de drenagem inicial da camada (supondo 2 faces drenantes).

Assim, o tempo necessário para a ocorrência de 5% de adensamento pode ser calculado por:

$$t_5 = \frac{T_5 \cdot (H_{od} - 0,025 \cdot \varepsilon_v \cdot H_{od})^2}{c_v} \quad (10)$$

Sendo:  $t_5$  o tempo aproximado para a ocorrência de 5% de adensamento e  $T_5$  o fator tempo da teoria clássica associado a  $\bar{U} = 5\%$ .

Os autores propõem um fator tempo modificado  $T_5^*$ , tal que:

$$T_5^* = \frac{c_v \cdot t_5}{H_{od}^2} = T_5 \cdot (1 - 0,025 \cdot \varepsilon_v)^2 \quad (11)$$

A partir desta abordagem, os autores construíram uma tabela com valores de fator tempo modificados  $T^*$ , Tabela 3, a partir de um processo incremental que leva em consideração o efeito da diminuição da distância de drenagem.

Tabela 3 - Valores de T\*

| $\bar{U}\%$ | T     | T*<br>( $\epsilon_v = 10\%$ ) | T*<br>( $\epsilon_v = 20\%$ ) | T*<br>( $\epsilon_v = 30\%$ ) | T*<br>( $\epsilon_v = 40\%$ ) | T*<br>( $\epsilon_v = 50\%$ ) | T*<br>( $\epsilon_v = 60\%$ ) | T*<br>( $\epsilon_v = 70\%$ ) | T*<br>( $\epsilon_v = 80\%$ ) |
|-------------|-------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| 5           | 0,002 | 0,002                         | 0,002                         | 0,002                         | 0,002                         | 0,002                         | 0,002                         | 0,002                         | 0,002                         |
| 10          | 0,008 | 0,008                         | 0,008                         | 0,008                         | 0,008                         | 0,008                         | 0,007                         | 0,007                         | 0,007                         |
| 15          | 0,017 | 0,017                         | 0,016                         | 0,016                         | 0,016                         | 0,015                         | 0,015                         | 0,015                         | 0,015                         |
| 20          | 0,031 | 0,030                         | 0,029                         | 0,029                         | 0,028                         | 0,027                         | 0,026                         | 0,026                         | 0,025                         |
| 25          | 0,049 | 0,047                         | 0,046                         | 0,044                         | 0,043                         | 0,041                         | 0,040                         | 0,038                         | 0,037                         |
| 30          | 0,071 | 0,068                         | 0,065                         | 0,063                         | 0,060                         | 0,058                         | 0,055                         | 0,053                         | 0,050                         |
| 35          | 0,096 | 0,092                         | 0,087                         | 0,083                         | 0,079                         | 0,075                         | 0,071                         | 0,068                         | 0,064                         |
| 40          | 0,126 | 0,119                         | 0,113                         | 0,107                         | 0,101                         | 0,095                         | 0,089                         | 0,084                         | 0,079                         |
| 45          | 0,159 | 0,150                         | 0,141                         | 0,132                         | 0,123                         | 0,115                         | 0,108                         | 0,100                         | 0,093                         |
| 50          | 0,196 | 0,183                         | 0,171                         | 0,159                         | 0,148                         | 0,137                         | 0,127                         | 0,117                         | 0,107                         |
| 55          | 0,238 | 0,221                         | 0,205                         | 0,189                         | 0,174                         | 0,160                         | 0,146                         | 0,134                         | 0,121                         |
| 60          | 0,286 | 0,264                         | 0,242                         | 0,223                         | 0,202                         | 0,184                         | 0,167                         | 0,151                         | 0,135                         |
| 65          | 0,340 | 0,311                         | 0,283                         | 0,259                         | 0,233                         | 0,210                         | 0,188                         | 0,168                         | 0,149                         |
| 70          | 0,403 | 0,366                         | 0,331                         | 0,299                         | 0,266                         | 0,237                         | 0,210                         | 0,185                         | 0,162                         |
| 75          | 0,477 | 0,429                         | 0,385                         | 0,344                         | 0,304                         | 0,267                         | 0,234                         | 0,203                         | 0,175                         |
| 80          | 0,567 | 0,506                         | 0,449                         | 0,397                         | 0,347                         | 0,301                         | 0,260                         | 0,222                         | 0,188                         |
| 85          | 0,684 | 0,605                         | 0,531                         | 0,463                         | 0,399                         | 0,342                         | 0,290                         | 0,243                         | 0,202                         |
| 90          | 0,848 | 0,741                         | 0,642                         | 0,552                         | 0,468                         | 0,393                         | 0,327                         | 0,268                         | 0,217                         |
| 95          | 1,129 | 0,973                         | 0,829                         | 0,699                         | 0,580                         | 0,475                         | 0,382                         | 0,302                         | 0,236                         |
| 99          | 1,781 | 1,504                         | 1,251                         | 1,026                         | 0,823                         | 0,646                         | 0,496                         | 0,370                         | 0,268                         |

### 1.4.3 Recalque Secundário

Segundo Buisman (1936), o recalque secundário independe da variação de tensões efetivas, sendo função exclusiva do intervalo de tempo. A expressão para cálculo da parcela do recalque secundário é:

$$\rho_s = \frac{H_0}{(1 + e_0)} C_\alpha \log \frac{t_f}{t_p} \quad (12)$$

onde  $e_0$  e  $H_0$  são, respectivamente, o índice de vazios e espessura da camada iniciais,  $C_\alpha$  o coeficiente de compressão secundária,  $t_f$  o tempo final e  $t_p$  o tempo correspondente ao final do adensamento primário. Em geral  $t_f$  corresponde ao tempo associado à vida útil da obra.

Em alguns tipos de solos, a compressão secundária tem menor importância porque a sua magnitude é inferior a das demais parcelas de recalque, sendo por

esta razão desconsiderada na maioria das análises. Em argilas muito plásticas e solos orgânicos o recalque secundário é significativo e deve ser incorporado no projeto.

Martins (2005) observou que os ensaios de adensamento convencionais não se prestam para estimativas confiáveis de recalques por compressão secundária e, por esse motivo, recomenda a expressão abaixo, para carregamentos que ultrapassem a tensão de pré-adensamento.

$$\varepsilon_{\alpha f} = \left[ \frac{C_c}{(1 + e)} \right] \cdot [1 - N] \cdot \log OCR_f \quad (13)$$

onde,  $\varepsilon_{\alpha f}$  = deformação específica secundária final,  $N = C_r/C_c$  (para fins práticos, pode ser considerado igual a 1/8) e  $OCR_f = 1,5$  (sugerido por Martins, 2005).

Adicionalmente, Sandroni (2006) recomenda para a faixa de valores típicos de compressibilidade virgem dos solos muito moles da Baixada Fluminense o uso da relação abaixo. Com isso, a compressão secundária final corresponde a cerca de 5% a 8,5% da espessura da camada.

$$C_c/(1+e) = 0,35 \text{ a } 0,56 \quad (14)$$

Já Lacerda e Martins (1985) propuseram uma teoria na qual na compressão secundária a tensão efetiva vertical permanece constante, mas a tensão efetiva horizontal varia, tendendo a se igualar com a vertical; isto é, fazendo com que  $K_0$  tenda a 1. A partir desta premissa, os efeitos da compressão secundária teriam uma duração limitada, a qual estaria associada a uma trajetória iniciada na curva de adensamento primário e finalizada na curva paralela à linha de compressão virgem, como mostra a Figura 6. Segundo os autores, dependendo do estado de tensões, a compressão secundária pode gerar redução ou aumento de volume. No caso dos pontos A e B (Figura 6), localizados à direita do ponto de interseção entre curvas (ponto C), haveria compressão secundária, enquanto que no trecho dos pontos D e E, associados a argilas muito pré-adensadas ( $K_0 > 1$ ), haveria expansão secundária e, conseqüentemente, uma redução da tensão efetiva horizontal, ao invés de aumento. O ponto C, por estar na curva de  $K_0$  igual a 1, não comprimiria nem expandiria, e o solo se comportaria como fluido viscoso.

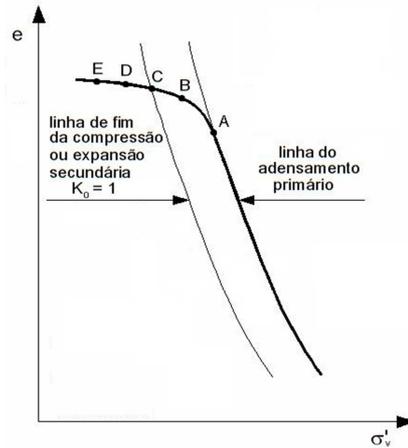


Figura 6- Relações  $e$  x  $\sigma'_v$  considerando compressão e expansão secundárias.

Carneiro et al (2012) resumiram o cálculo do recalque secundário, proposto por Lacerda e Martins (1985). Inicialmente, Lacerda e Martins (1985) definiram o termo  $OCR_{sec}$  (Figura 7), como a razão de pré-adensamento para fins de cálculo do adensamento secundário em relação à linha do adensamento primário Equação (15).

$$OCR_{sec} = \frac{\sigma'_{vs}}{\sigma'_{vf}} \quad (15)$$

A variação do índice de vazios correspondente ao recalque secundário (Figura 7) é calculada subtraindo as variações nos trechos CE e ED ( $\Delta e_{CE} - \Delta e_{ED}$ ). Com isso, tem-se:

$$\rho_s = \frac{H_0}{1 + e_0} (C_c - C_r) \log \left( \frac{OCR_{sec}}{OCR_f} \right) \quad (16)$$

onde  $OCR_f$  é a razão de adensamento final, dada por

$$OCR_f = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vf}} \quad (17)$$

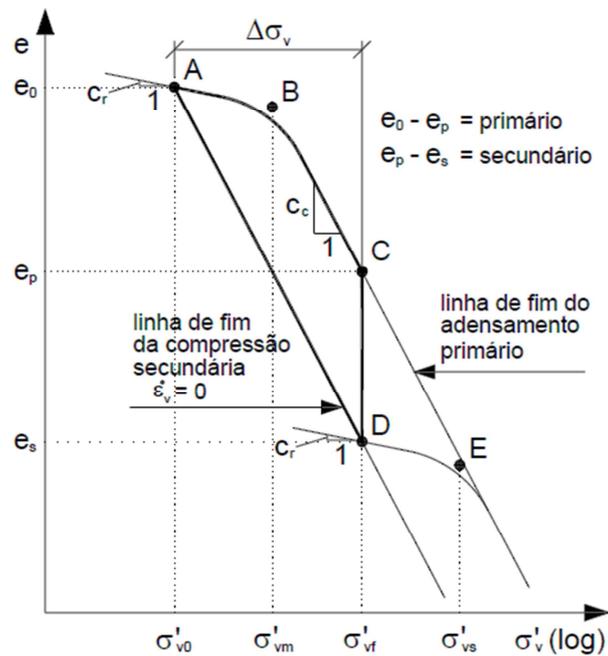


Figura 7-. Modelo para estimativa do recalque total

Caso a tensão final se encontre na curva de compressão virgem,  $OCR_f$  é igual a 1 e a Equação (16) passa a ser:

$$\rho_s = \frac{H_0}{1 + e_0} (C_c - C_r) \log(OCR_{sec}) \quad (18)$$

A porcentagem de adensamento ( $U$ ) proposta na teoria do adensamento de Terzaghi e Fröhlich permite estimar a curva carga x recalque, considerando-se exclusivamente a magnitude do recalque primário. Para o recalque secundário, este é considerado como iniciando-se ao final do primário e sua evolução no tempo é estimada assumindo-se uma relação constante entre a variação do índice de vazios e do logaritmo do tempo (Figura 8). No entanto, é razoável supor que, na prática, ao contrário da teoria de Terzaghi, o recalque secundário ocorre simultaneamente ao adensamento primário.

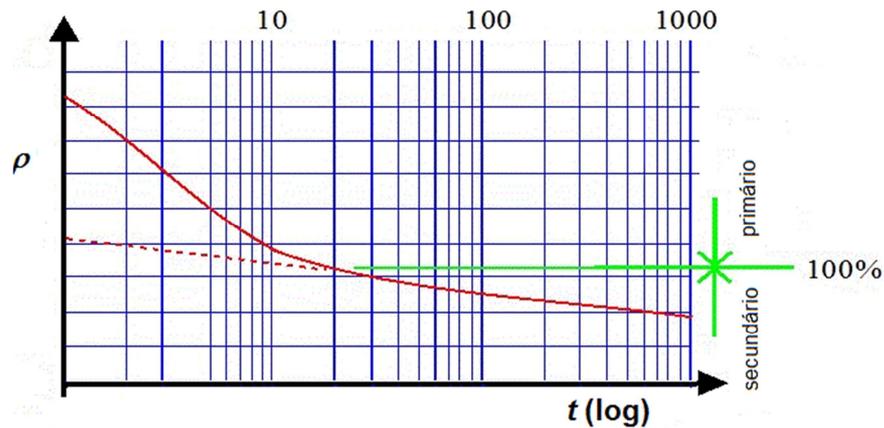


Figura 8- Gráfico recalque vs tempo.

Por outro lado, a teoria de Taylor e Merchant (1940) é capaz de descrever a evolução dos recalques, já considerando o recalque secundário ocorrendo simultaneamente com o primário. A teoria gera uma equação diferencial mais complexa que a de Terzaghi. Maiores detalhes podem ser encontrados em Carneiro et al (2012).

### 1.5 Coleta e qualidade das amostras

De um modo geral as amostras classificam-se em não representativas, representativas e indeformadas. As amostras não representativas ocorrem quando, devido ao processo de extração, removem-se alguns constituintes do solo. Quando o arranjo dos grãos é perturbada pelo processo de extração, porém são conservados os constituintes minerais do solo “in situ”, a massa específica aparente, e se possível, a umidade natural, as amostras são chamadas representativas, deformadas ou amolgadas. Nesta categoria estão as colhidas à trado e as amostras do barrilete das sondagens à percussão. As amostras indeformadas são aquelas que conservam o arranjo dos grãos, além das características de massa específica aparente e umidade natural do solo “in situ”.

As coletas indeformadas são fundamentais para determinação das propriedades geotécnicas dos solos e, portanto, merecem cuidados especiais como: manipulação cuidadosa evitando-se impactos e vibrações; lacragem da

amostra com filme de PVC, papel laminado e pano impermeabilizado com parafina, evitando exposição ao sol; conservação em câmara úmida e armazenamento por período curto.

Os processos para extração de amostras indeformadas dependem da profundidade em que se encontra o solo a investigar. Quando próximas à superfície utilizam-se amostradores em que o processo de avanço é por aparamento ou escavações. Para se atingir as profundidades desejadas, os métodos de perfuração são os mesmos das sondagens de reconhecimento. A diferença essencial está no tipo de amostrador utilizado.

O amostrador de parede fina mais utilizado, o tipo Shelby, é composto por um tubo de latão ou de aço inoxidável de espessura reduzida, ligado a um cabeçote com válvula de esfera que permite escapamento de ar e água à medida que há penetração da amostra. O amostrador é introduzido por pressão estática e constante no solo. Outro amostrador de parede fina, particularmente indicado para argilas orgânicas moles, siltes argilosos e areias, é o denominado Osterberg. Este amostrador é composto por um tubo externo e outro interno. O tubo interno, de parede fina, é cravado no solo sob pressão hidráulica.

Dependendo da profundidade de amostragem, pode-se realizar avanço do furo, com todos os cuidados necessários para evitar a perturbação do solo a ser amostrado. O uso de revestimento pode ser dispensado quando houver a estabilização do furo com uso de água ou lama tixotrópica (NBR 9820/1997).

Antes da operação de amostragem, o furo deve ser cuidadosamente limpo, removendo-se todos os detritos da perfuração, solos amolgados e partículas graúdas de solo. A limpeza de perfuração pode ser feita por circulação de água, lama ou processos mecânicos, através de bomba-balde ou limpadeiras. Após a cravação, o amostrador deve ser mantido em posição, por no mínimo 10 minutos, durante os quais o peso da composição não deve atuar sobre o amostrador, com o tubo interno completamente preenchido pela amostra.

A amostra deve ser lacrada imediatamente após a retirada do amostrador do furo, e as operações seguintes realizadas em local abrigado da ação direta dos raios solares, mantendo-se sempre o tubo na posição vertical. O material utilizado

no lacre deve ser parafina ou mistura de parafina e cera microcristalina. Após o endurecimento da parafina colocada na extremidade em bisel do tubo, este é invertido para as operações de lacre da outra extremidade (NBR 9820/1997). Logo após lacrada, a amostra deve ser perfeitamente identificada e acondicionada em caixa de dimensão para no máximo quatro amostras, com a extremidade biselada voltada para baixo e com a base preenchida com serragem úmida, aparas de madeira, esponjas, espuma de borracha ou flocos de isopor, para o transporte até o laboratório. O armazenamento deve ser feito em compartimento onde a umidade e a temperatura sejam mantidas constantes e não ultrapasse a 30°C, com o tubo mantido sempre na vertical e com bico voltado para baixo.

Os procedimentos adotados na extração das amostras para moldagem dos corpos de prova podem causar um severo amolgamento devido à interação desenvolvida entre a amostra e a parede do tubo amostrador. Ladd e DeGroot (2003) fizeram uma série de recomendações para se proceder tal extração no laboratório. Estes procedimentos com algumas adaptações feitas por Teixeira, Sayão, & Sandroni (2012) podem ser descritos nas seguintes etapas:

- 1) Com o tubo apoiado em um suporte horizontal, cortar a parede do mesmo com o auxílio de uma serra fina. No que se refere à facilidade de corte, qualidade que se traduz no menor risco de amolgamento dos solos, os amostradores de latão são preferidos aos de aço.
- 2) Deixar um pequeno segmento da parede até que, com o auxílio de uma corda de violão, a amostra de solo seja cortada.
- 3) Depois de cortar o restante do tubo, levar a seção cilíndrica contendo parte da amostra a ser ensaiada (sub-amostra) para uma mesa, onde, com o auxílio de uma corda de violão, se realiza a separação entre tubo e amostra. Diversos giros devem ser dados com a corda de violão ao longo da interface entre o solo e a parede interna do tubo amostrador, em torno de 06 revoluções completas.
- 4) Extrair a amostra do tubo amostrador utilizando um suporte de diâmetro pouco inferior ao do tubo, cravando o anel antes de extrudar a amostra para evitar desconfinamento.

A altura da sub-amostra deve ser determinada pela soma da altura do corpo de prova a ser moldado e de duas sobras, que são deixadas nas partes inferior e superior do mesmo. Ressalta-se que as alturas das sobras devem ser tanto maiores quanto maiores forem as incertezas com relação ao tipo de solo, decorrentes da variabilidade do depósito, ou da presença de intrusões, tais como: conchas, veios de areia ou raízes, (Teixeira, Sayão, & Sandroni, 2012).

### 1.5.1 Qualidade dos corpos de prova

A confiabilidade na determinação dos parâmetros geotécnicos depende diretamente da qualidade dos corpos de prova. Antes da execução do ensaio, a amostra é extraída, levada para o laboratório e o corpo de prova é preparado para o ensaio. Estas operações geram variações no estado de tensões efetivas no processo de amostragem, conforme visto na

Figura 9 que mostra o efeito da amostragem.

No campo o solo encontra-se sob tensão geostática. Com a extração da amostra, há um descarregamento e as tensões normais aplicadas na amostra são nulas. Como a drenagem é impedida, ocorre uma redução da poropressão que passa a ser negativa. A

Figura 9 procura identificar as variações nas tensões no solo decorrente do processo de amostragem (Ladd & Lambe, 1963).

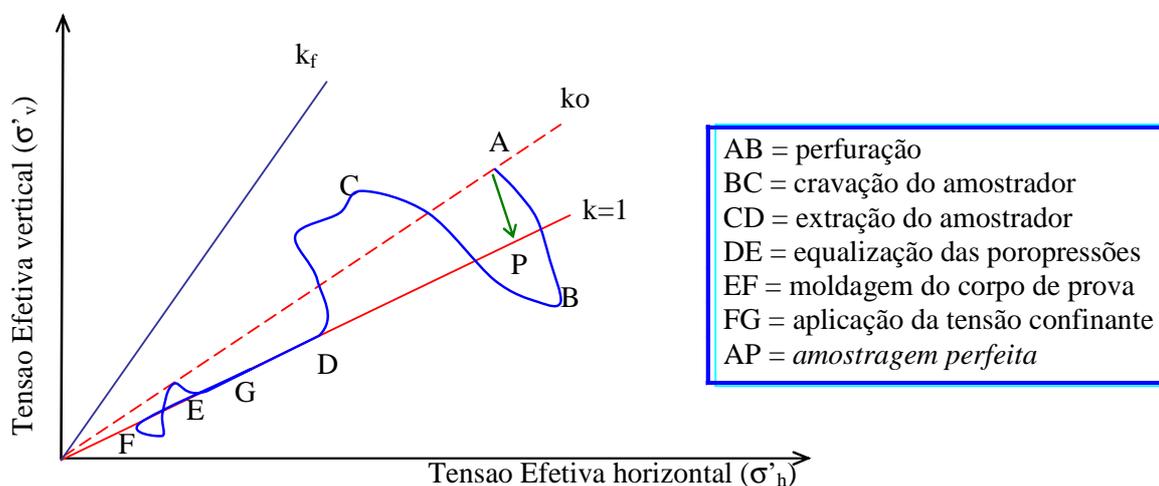


Figura 9- Efeito da amostragem adaptado de Ladd e Lambe (1963).

Caso o processo de amostragem não causasse nenhuma perturbação na amostra, seria possível estimar o valor da tensão efetiva correspondente à condição de amostragem perfeita. Antes da extração da amostra a tensão efetiva média é:

$$\sigma'_{mo} = \frac{\sigma'_v + 2\sigma'_h}{3} = \frac{\sigma'_v(1 + 2k_o)}{3} \quad (19)$$

Com a amostragem, há alívio de tensões e o estado de tensões totais cai para zero. Com isso:

$$\Delta\sigma_1 = \sigma_{vf} - \sigma_{vo} = -\sigma_{vo} = -(\sigma'_{vo} + u_o) \quad (20)$$

e

$$\Delta\sigma_3 = \sigma_{hf} - \sigma_{ho} = -\sigma_{ho} = -(\sigma'_{ho} + u_o) \quad (21)$$

Estimando a variação da poropressão segundo a equação de Skempton e considerando  $B=1$  para solo saturado, chega-se a:

$$\Delta u = -\{(\sigma'_{ho} + u_o) + A[(\sigma'_{vo} + u_o) - (\sigma'_{ho} + u_o)]\} = -\{(\sigma'_{ho} + u_o) + A[\sigma'_{vo} - \sigma'_{ho}]\} \quad (22)$$

e

$$u_{am} = \Delta u + u_o = -\{\sigma'_{ho} + A[\sigma'_{vo} - \sigma'_{ho}]\} \quad (23)$$

Com isso, a tensão efetiva para amostragem perfeita seria isotrópica e igual a

$$\sigma'_{am} = \{\sigma'_{ho} + A[\sigma'_{vo} - \sigma'_{ho}]\} \quad (24)$$

ou

$$\sigma'_{am} = \{k_o + A[1 - k_o]\}\sigma'_{vo} \dots\dots \text{para } k_o < 1 \quad (25)$$

$$\sigma'_{am} = \{k_o - A[k_o - 1]\}\sigma'_{vo} \dots\dots \text{para } k_o > 1 \quad (26)$$

Entretanto, observa-se experimentalmente que a tensão efetiva após a amostragem não apresenta os valores teoricamente esperados.

Com base em resultados de ensaios de adensamento em corpos de prova de boa e má qualidade (Figura 10), Coutinho et al. (1998) ressaltaram que as principais diferenças podem ser identificadas a partir dos seguintes aspectos:

- Diminuição do índice de vazios (ou aumento da deformação) para um valor de tensão de adensamento;
- Dificuldade na definição do ponto de menor curvatura para a determinação da tensão vertical de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ );
- Redução do valor de  $\sigma'_{vm}$  pelo método de Casagrande;
- Aumento da compressibilidade na região de recompressão e redução na região de compressão virgem.
- Retificação do trecho de compressão virgem, que, em corpos de prova de boa qualidade apresentam forma curvilínea.

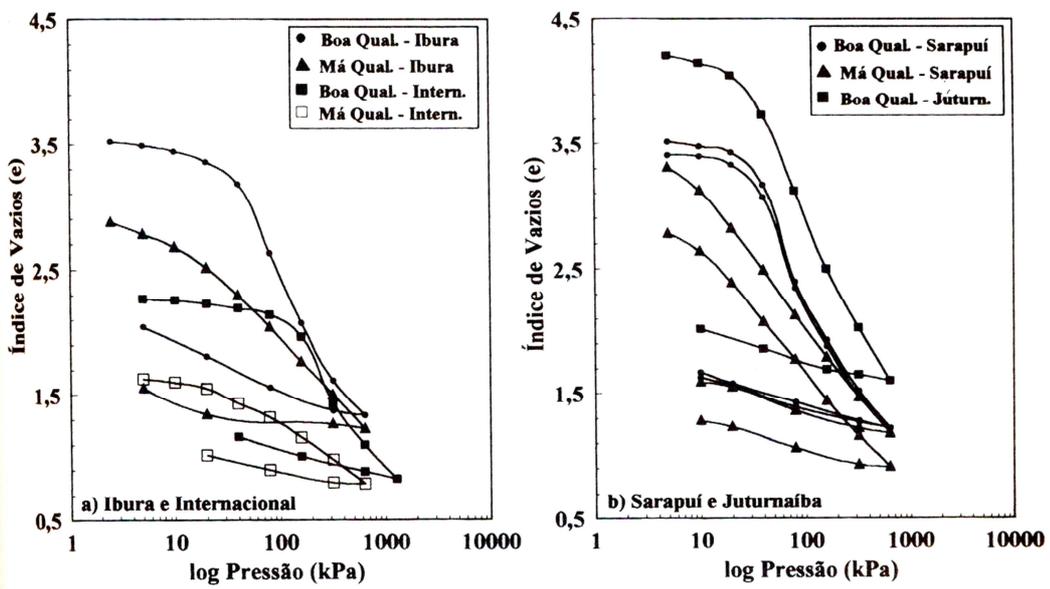


Figura 10 – Curvas  $e$  x  $\log \sigma'$  para corpos de prova de Boa e Má Qualidade (Coutinho *et al.*, 1998).

Os efeitos da amostragem são particularmente importantes em argilas moles, pois corpos de prova de má qualidade podem resultar em superestimativas de recalques estimados. Sandroni (2006b) exemplificou esta questão comparando previsões de recalque em corpos de prova de solo muito orgânico (umidade por volta de 250%) da Barra da Tijuca, considerando corpo de provas de boa e má qualidade, cujas curvas de compressibilidade estão mostradas na Figura 11. Os recalques estimados resultaram em diferenças significativas. Supondo a camada de solo muito mole, uniforme e com 8 m de espessura, Sandroni (2006a) calculou os recalques para aterros com 0,8 m, 2,5 m e 5,0 m de espessura, e observou

diferenças elevadas como mostra a Tabela 4. Em seu trabalho, o autor ressalta a influência de uma corpo de prova de má qualidade nos custos associados à execução de aterros em que a cota final a ser atingida é pré-estabelecida.

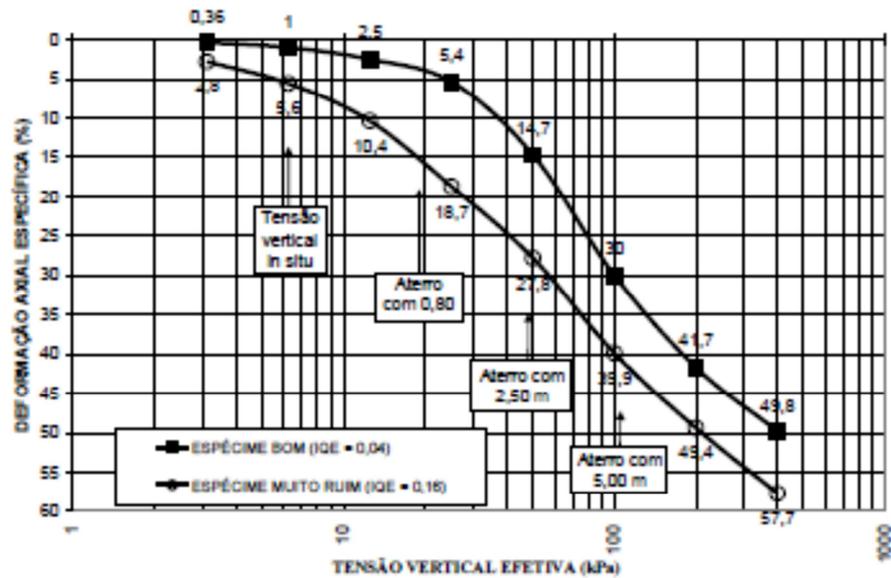


Figura 11 – Curvas tensão vertical versus deformação axial, Sandroni (2006a)

Tabela 4 – Influência da qualidade do corpo de prova na previsão de recalques (Sandroni (2006)).

| ESPESSURA DO ATERRO (m) | RECALQUE ESTIMADO COM ENSAIO DE MÁ QUALIDADE (m) | RECALQUE ESTIMADO COM ENSAIO DE BOA QUALIDADE (m) |
|-------------------------|--|---|
| 0,80                    | 0,75   | 0,25  |
| 2,50                    | 1,75   | 1,10  |
| 5,00                    | 2,75   | 2,35  |

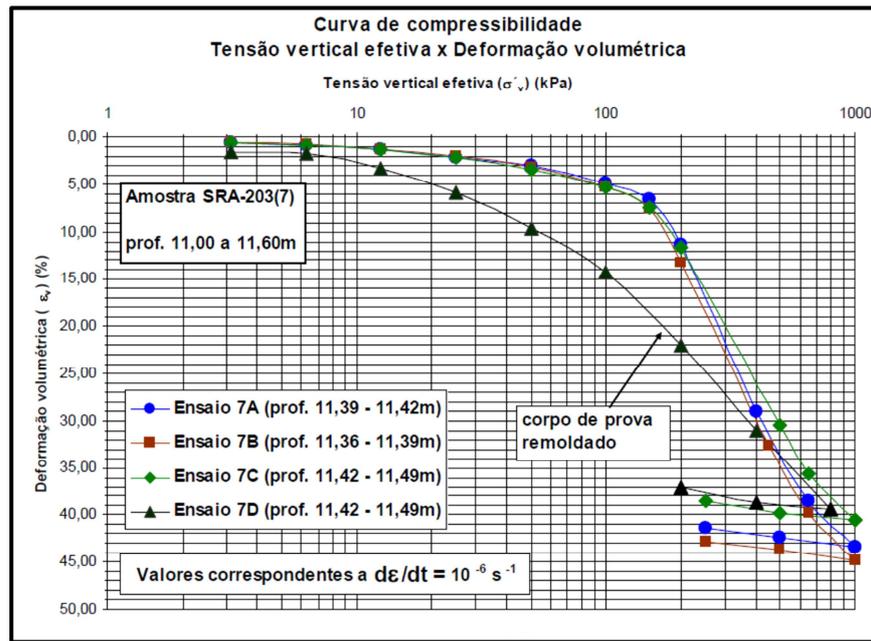


Figura 12 - Curvas de compressão  $\varepsilon_v$  x  $\sigma'_v$ , Andrade (2009).

Ensaio realizado por Andrade (2009) confirmaram as observações de Coutinho et al. (1998). Adicionalmente o autor verificou (Figura 13) o efeito típico do amolgamento sobre a relação coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ) x tensão vertical efetiva (escala log).

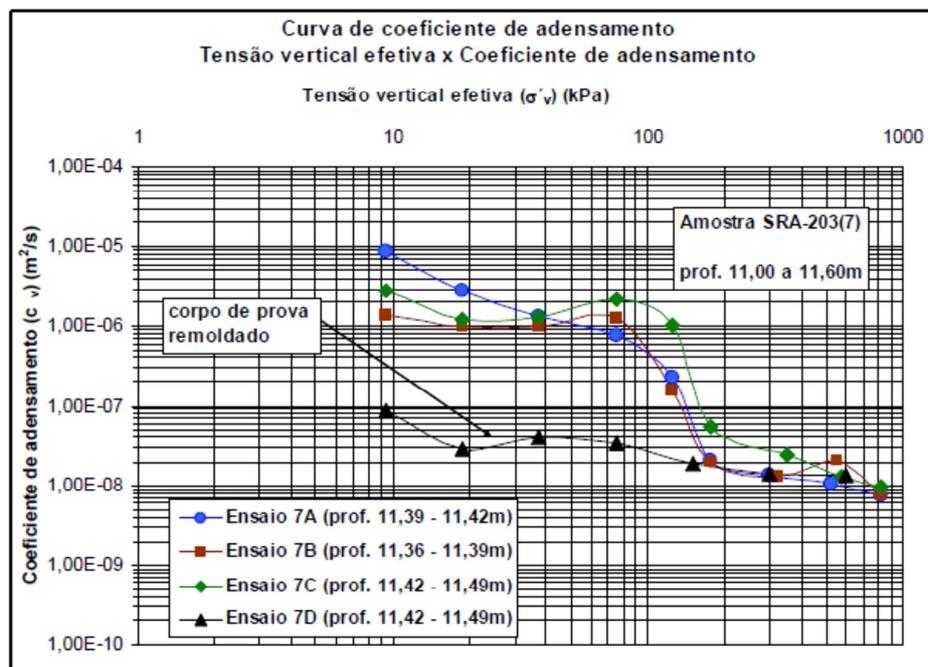


Figura 13 - Curvas  $c_v$  x  $\sigma'_v$ , Andrade (2009).

O amolgamento torna horizontal o gráfico da referida relação. Além disso, para uma mesma tensão efetiva o coeficiente de adensamento da amostra amolgada é sempre menor do que o valor obtido para um corpo de prova indeformado, como já comentado anteriormente. Observou ainda, a partir das Figura 13 e 10 que, à medida que a tensão vertical efetiva vai aumentando, as curvas de compressão e de coeficiente de adensamento vertical x tensão vertical efetiva (log) do corpo de prova amolgado se aproximam das curvas do corpo de prova indeformado. Isso se deve ao fato de que, à medida que a tensão vertical efetiva aumenta, a estrutura da amostra indeformada vai sendo destruída, aproximando-se da amostra amolgada.

Baseados nas informações obtidas em diversos corpos de prova, Lunne et al. (1997) propuseram um critério de avaliação do grau de amolgamento, com base na diferença entre o índice de vazios inicial do corpo de prova e o índice de vazios correspondente ao nível de tensão efetiva vertical de campo. Os autores classificam a corpo de prova como: excelente a muito boa; boa a aceitável; ruim; e muito ruim (ver Tabela 5).

Considerando a proposta de Lunne et al. (1997) muito rigorosa para as argilas plásticas brasileiras, Coutinho (1998, 2007), Oliveira (2002), Sandroni (2006b) e Andrade (2009) sugeriram modificações nos valores limites das faixas de variação de qualidade das amostras. Tais modificações estão também apresentadas na Tabela 5.

Tabela 5 – Critérios de qualidade para avaliação dos corpos de prova

| Razão de pré-adensamento (OCR) | $\Delta e/e_0$ Lunne et al. (1997).              |                 |                 |                |                   |            |
|--------------------------------|--|-----------------|-----------------|----------------|-------------------|------------|
|                                | Excelente a Muito Boa                            |                 | Boa a Aceitável |                | Ruim              | Muito Ruim |
| 1 – 2                          | <0,04  |                 | 0,04 - 0,07     |                | 0,07 - 0,14       | >0,14      |
| 2 – 4                          | <0,03  |                 | 0,03 - 0,05     |                | 0,05 - 0,10       | >0,10      |
| Razão de pré-adensamento (OCR) | $\Delta e/e_0$ Coutinho et al (1998).            |                 |                 |                |                   |            |
|                                | Excelente a Muito Boa                            | Boa             | Regular         | Regular/Ruim   | Ruim              | Muito Ruim |
| 1 – 2                          | <0,04  | 0,04 - 0,055    | 0,055 - 0,07    | 0,07-0,10      | 0,10-0,14         | >0,14      |
| Razão de pré-adensamento (OCR) | $\Delta e/e_0$ Oliveira (2002), Coutinho (2007). |                 |                 |                |                   |            |
|                                | Muito Boa a Regular                              |                 | Boa a Regular   |                | Ruim              | Muito Ruim |
| 1 – 2                          | <0,05  |                 | 0,05 - 0,08     |                | 0,08 - 0,14       | >0,14      |
| Razão de pré-adensamento (OCR) | $\Delta e/e_0$ Sandroni (2006b).                 |                 |                 |                |                   |            |
|                                | Excelente a Muito Boa                            |                 | Boa a Aceitável |                | Ruim              | Muito Ruim |
| < 2                            | <0,03  |                 | 0,03 - 0,05     |                | 0,05 - 0,10       | >0,10      |
| Razão de pré-adensamento (OCR) | $\Delta e/e_0$ Andrade (2009).                   |                 |                 |                |                   |            |
|                                | Excelente a Muito Boa                            | Muito Boa a Boa | Boa a Regular   | Regular a Ruim | Ruim a Muito Ruim | Muito Ruim |
| 1 – 2,5                        | <0,05  | 0,05 - 0,065    | 0,065 - 0,08    | 0,08-0,11      | 0,11-0,14         | >0,14      |

## 1.6 Ensaios de adensamento em laboratório

A primeira etapa do projeto de uma obra geotécnica inicia-se com o reconhecimento inicial do depósito por meio de mapas geológicos e pedológicos, fotografias aéreas e levantamento das investigações realizadas em áreas vizinhas. Em seguida passa-se à realização de investigações de campo, que visam a determinação da estratigrafia da área em estudo e a coleta de amostras deformadas para caracterização dos solos. Nesta fase, normalmente são realizadas sondagens à percussão e, dependendo do caso, algumas investigações complementares são executadas (ensaios de piezocone, por exemplo). Posteriormente, são definidos os locais adequados para retirada de amostras para realização de ensaios de laboratório e/ou execução de outros ensaios de campo (ensaio de palheta, por exemplo).

Os ensaios de adensamento têm por objetivo determinar as características de compressibilidade e adensamento dos solos. A diferenciação entre os principais tipos de ensaios de adensamento baseia-se na forma com que o carregamento é aplicado: incremental (Taylor, 1942) ou contínuo (Hamilton e Crawford, 1959).

A evolução dos diferentes ensaios de adensamento foi apresentada por Carvalho et al.(1993) que, de forma bastante didática, mostram a evolução dos diferentes tipos de ensaio. De fato, os autores citam que apesar do ensaio de adensamento convencional ser uma ferramenta valiosa na determinação dos parâmetros de compressibilidade e adensamento, o tempo necessário para sua execução sempre foi considerada uma grande limitação. Tal fato motivou o desenvolvimento de novas modalidades de ensaio que reunissem características de rapidez e confiabilidade, incorporando técnicas modernas de aquisição e processamento de dados.

Wissa et al. (1971), buscando a necessidade de superação das limitações do ensaio convencional e de incorporação de um melhor controle das variáveis nos ensaios, através de instrumentação eletrônica, desenvolveram um equipamento para ensaio com velocidade de deformação constante ou velocidade de carregamento constante, que está no escopo deste trabalho.

### **1.6.1 Ensaio de adensamento oedométrico (SIC)**

O ensaio de adensamento com carregamento incremental, conhecido por SIC (“Standard Incremental Consolidation”), foi proposto por Terzaghi na década de 20, nos primórdios da Mecânica dos Solos. Este ensaio, também denominado convencional (ou “standard”), foi padronizado por Taylor (1942) e consiste na aplicação instantânea de incrementos de carga axial sobre um corpo de prova cilíndrico, confinado lateralmente por um anel metálico rígido, e na medida da evolução das deformações verticais ao longo do tempo.

Este ensaio reproduz em laboratório a condição de fluxo e deformação unidimensional, já que o corpo de prova é impedido de se deformar horizontalmente e a drenagem é permitida no topo e base.

O ensaio é preparado cravando-se lentamente o anel confinante em uma amostra indeformada. A parte interna do anel é lubrificada para minimizar o atrito solo-anel. Nas extremidades superior e inferior pedras porosas são posicionadas, servindo como elementos de drenagem. No contato entre a pedra porosa eo corpo de prova é colocado papel filtro, para evitar o carreamento de grãos durante a drenagem. O corpo de prova é mantido submerso no interior da célula de adensamento. As cargas são aplicadas estaticamente no topo do corpo de prova e as tensões são transmitidas ao solo através de uma peça metálica (“top cap” + bilha).

As deformações resultantes são medidas durante o ensaio através dos registros no extensômetro. É possível acoplar instrumentos eletrônicos ao sistema, como, por exemplo, medidores de deslocamento LVDT, para tornar a leitura automatizada.

O ensaio é realizado em estágios de carregamentos e/ou descarregamento, dobrando-se o valor da carga a cada estágio; os valores de tensão comumente usados são: 3,13; 6,25; 12,5; 25; 50; 100; 200, 400; 800 kPa. Após a aplicação de cada estágio, são registrados os deslocamentos verticais da amostra. A norma recomenda o uso de estágios de carga de 24 h.

O ensaio fornece os seguintes parâmetros: tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ), coeficientes de compressibilidade ( $a_v$ ,  $m_v$ ,  $C_c$ ,  $C_r$ ,  $C_s$ ), coeficiente de compressão secundária ( $C_\alpha$ ), o coeficiente de adensamento ( $c_v$ ) e o coeficiente de permeabilidade ( $k$ ).

### **1.6.2 Ensaio de adensamento com velocidade de deformação constante (CRS)**

O ensaio CRS (“Constant Rate of StrainTest”) consiste em aplicar ao corpo de prova um carregamento vertical com velocidade constante de deformação. Este ensaio foi desenvolvido para contornar duas limitações básicas do ensaio convencional:

i) ampliar o número de pontos que definem a curva e  $x \log \sigma'_v$  e, desta forma, melhorar a definição da tensão de pré-adensamento  $\sigma'_{vm}$ .

ii) reduzir o tempo necessário para realização de ensaios em solos de baixa permeabilidade.

O ensaio é realizado em uma prensa para aplicação de carregamento uniaxial, sob velocidade controlada. Os corpos de prova são moldados de forma análoga ao do ensaio de adensamento convencional, por cravação do anel metálico no próprio amostrador. A drenagem é permitida em apenas uma das faces do corpo de prova, em geral no topo. A outra face deve ser mantida sob condições não drenadas, de forma a possibilitar a medição das poropressões geradas pelo carregamento, como mostrado esquematicamente na Figura 14. A montagem do ensaio requer cuidados especiais para garantir a saturação completa do sistema de medição de poropressão. A aquisição de dados pode ser feita com instrumentos eletrônicos acoplados ao sistema do ensaio: célula da carga (força vertical) e transdutor de pressão (poropressão na base), devidamente calibrados previamente.

A interpretação do ensaio baseia-se nas hipóteses básicas: solo é saturado, as partículas sólidas e o fluido são incompressíveis, as deformações são infinitesimais, as deformações e o fluxo se dão em uma única direção e  $c_v$  não varia com o tempo. Admite-se também a existência de uma distribuição parabólica de poropressões, ao longo da altura do corpo de prova, a qual pode ser descrita pela Equação (27):

$$u(z) = \frac{r\gamma_a H}{k} \left[ z - \frac{z^2}{2H} \right] \quad (27)$$

onde  $r$  é a taxa de deformação específica relacionada ao tempo.

Com isso, estabelece-se a tensão efetiva média em qualquer instante do ensaio, definida como:

$$u_m = \frac{2u_b}{3} \quad \sigma'_v = \sigma_v - \frac{2u_b}{3} \quad (28)$$

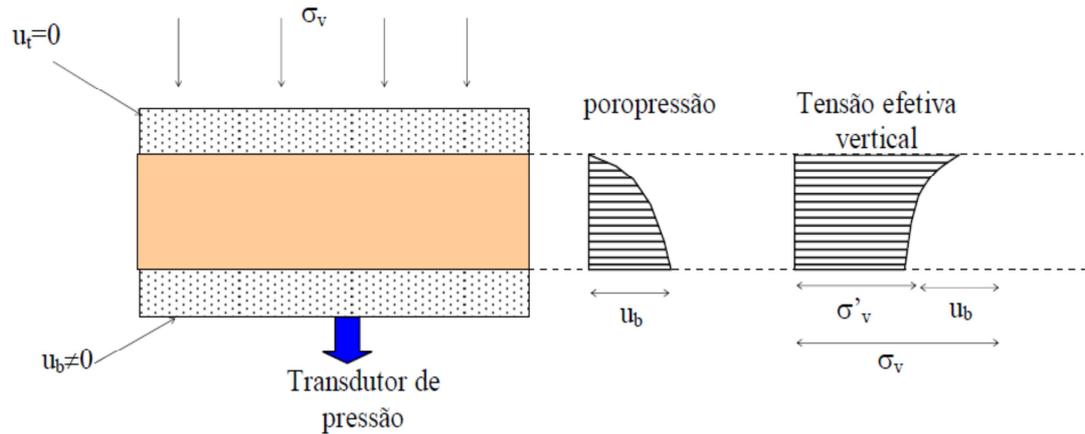


Figura 14 – Esquema de distribuição de poropressão no ensaio CRS.

A principal dificuldade do emprego de ensaios CRS está na definição da velocidade adequada de deformação. Esta velocidade deve ser tal que se garanta a forma hiperbólica de distribuição da poropressão no interior do corpo de prova.

Baseados na teoria de adensamento de Terzaghi e Fröhlich (1936) e no artigo de Wissa et al.(1971), Carvalho, Almeida & Martins (1993) fixaram o valor da razão  $u_b/\sigma_v$  a ser atingida no ensaio CRS. As expressões que regem a distribuição de poropressão são indicadas abaixo, respectivamente para o ensaio convencional a Equação (29) e para o CRS, a Equação (30):

$$u(z, t) = \sum_{n=0}^{\infty} \left( \frac{4u_0}{(2n+1)\pi} \sin(2n+1) \frac{\pi z}{2H} e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 T_v}{4}} \right) \quad (29)$$

$$u(z) = \frac{r\gamma_a H}{k} \left[ z - \frac{z^2}{2H} \right] \quad (30)$$

Cabe observar que a distribuição da poropressão é função de duas variáveis, no ensaio convencional, variando apenas com a posição, no ensaio CRS.

A adoção de um mesmo valor de velocidade no topo do corpo de prova de ambos os ensaios resulta em mesmos gradientes hidráulicos no topo, uma vez que  $v = rH = ki$ . Assim, aplicando a condição de  $\partial u / \partial z$ , para  $z=0$ , nas duas equações anteriores e igualando-as chega-se a:

$$\frac{2u_0}{H} \sum_{n=0}^{\infty} \left( e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 T_v}{4}} \right) = \frac{r\gamma_a H}{k} = \frac{2 \cdot u_b}{H} \quad (31)$$

A partir da expressão acima, determina-se o valor da velocidade do ensaio,  $rH$ , Equação (32), compatível com a do ensaio convencional.

$$rH = \frac{2ku_0}{\gamma_a H} \sum_{n=0}^{\infty} \left( e^{\frac{-(2n+1)^2 \pi^2 T_v}{4}} \right) \quad (32)$$

Com base na Equação (30) e na expressão acima o valor da poropressão na base,  $u_b$ , segue:

$$u_b = \frac{r\gamma_a H^2}{2k} = u_0 \sum_{n=0}^{\infty} \left( e^{\frac{-(2n+1)^2 \pi^2 T_v}{4}} \right) \quad (33)$$

Nos casos em que os corpos de prova dos ensaios CRS e convencional não têm a mesma altura, a expressão a ser utilizada para elevados valores de  $T_v$ , situação em que a série pode ser substituída por seu primeiro termo, é a seguinte:

$$u_b = \frac{r\gamma_a H_{cr}^2}{2k} = u_0 \frac{H_{cr}}{H_{co}} e^{\frac{-T_v \pi^2}{4}} \quad (34)$$

onde  $H_{cr}$  e  $H_{co}$  são, respectivamente, as alturas dos corpos de prova dos ensaios CRS e convencional.

Wissa et al. (1971) apresentam duas formulações para a obtenção do  $c_v$ , para ensaios de adensamento com carregamento contínuo (CRS), em função do tipo de comportamento do solo (linear ou não linear). As Equações (35) e (36) a seguir, são as propostas apresentadas para o cálculo de  $c_v$ .

Comportamento Linear:

$$c_v = \frac{(H^2 (\Delta\sigma_v / \Delta t))}{2 u_b} \quad (35)$$

Comportamento Não-Linear:

$$c_v = \frac{H^2 \log(\sigma_{v2} / \sigma_{v1})}{2 \Delta t \log(1 - u_b / \sigma_{v1})} \quad (36)$$

onde:  $H$  = altura do corpo de prova;  $u_b$  = poro-pressão na base,  $\Delta\sigma_v$  = variação de tensão total;  $\Delta t$  = intervalo de tempo;  $\sigma_{v1}$  = tensão total no início do intervalo  $\Delta t$ ;  $\sigma_{v2}$  = tensão total no tempo no final do intervalo  $\Delta t$ .

Vários pesquisadores como Spannenberg (2003) e Vitor (2012) utilizaram as duas expressões em ensaios realizados em diferentes tipos de solo, não tendo observado diferença para o comportamento linear e não linear.

### 1.6.2.1 Definição da velocidade de ensaio

Hamilton e Crawford (1959), com objetivo de determinar o valor de  $\sigma_{vm}'$  com mais rapidez e precisão, realizaram ensaios com velocidades de deformação de 0,3%/h a 9%/h e observaram que altas velocidades de deformação geram altos valores de poropressão e, conseqüentemente, gradientes hidráulicos muito superiores aos observados no campo.

Posteriormente, Crawford (1964) observou que esta influência é muito pequena desde que a poropressão na base seja da ordem de  $u_b \approx 5\%$  a  $8\% \Delta\sigma_v$ . Wissa et al. (1971) realizaram ensaios em amostras reconstituídas da argila de Boston, limitados a velocidades da ordem de 0,6%/h a 2,9%/h e obtiveram curvas e  $x \log \sigma_v'$  semelhantes às dos ensaios convencionais. Os autores sugeriram o uso de  $u_b / \sigma_v = 2$  a  $5\%$ , de forma a garantir que os baixos gradientes mantenham a validade da hipótese de coeficiente de variação volumétrica ( $m_v$ ) constante.

Carvalho et al. (1993) sugerem que a indicação da velocidade do ensaio CRS, tomando por base o máximo valor esperado para a razão  $u_b / \sigma_v$ , seja feita substituindo-se  $u_0$ , na Equação (34) pelo incremento de tensão total ( $u_0 = \sigma_v - \sigma_0$ ) aplicado ao estágio de referência do ensaio convencional. Com isso,  $u_b / \sigma_v$  pode situar-se entre 10 e 40%.

A norma ASTM (1982), que fixa procedimentos para ensaios CRS, indica valores de velocidade do ensaio em função do limite de liquidez do solo, como mostra a Tabela 6. Esta norma determina que o valor da razão de poropressão ( $u_b / \sigma_v$ ) deve estar entre 3% e 20%.

Tabela 6 - Velocidade para CRS em função do limite de liquidez (ASTM, 1982).

| Limite de Liquidez (%) | Velocidade ( $\epsilon_v$ ) ( $s^{-1}$ ) | Velocidade ( $\epsilon_v$ ) (%/h) |
|------------------------|--|-----------------------------------|
| < 40                   | $6,67 \times 10^{-6}$                    | 2,400                             |
| 40 – 60                | $1,67 \times 10^{-6}$                    | 0,600                             |
| 60 – 80                | $6,67 \times 10^{-7}$                    | 0,240                             |
| 80 – 100               | $1,67 \times 10^{-7}$                    | 0,060                             |
| 100 – 120              | $6,67 \times 10^{-8}$                    | 0,024                             |
| 120 – 140              | $1,67 \times 10^{-8}$                    | 0,006                             |

Carvalho et al. (1993) sugeriram um procedimento para a seleção da velocidade do ensaio CRS, explicitado abaixo:

- ✓ Para um valor pré-determinado de  $T_v$ , define-se o valor de  $u_b$  que satisfaça à Equação (34). Em seguida, calcula-se a porcentagem média de adensamento  $e$ , partindo da curva leitura do extensômetro x tempo, do ensaio convencional, determina-se a velocidade correspondente a esta porcentagem média de adensamento. Esse procedimento pode ser aplicado aos vários estágios de carregamento em um ensaio SIC e, com isso, chega-se a um valor médio de velocidade a ser adotado no ensaio CRS.

Os autores citados acima ilustram, ainda, o método de cálculo do valor de  $u_0$  a ser utilizado na Equação (34), reproduzido na Figura 15.

- i) Definir a curva de compressibilidade considerando os índices de vazios do fim do primário ( $e_{100}$ ). Na prática, a curva de compressibilidade considera os índices de vazios do final de cada estágio (24 horas). A Figura 15 mostra um exemplo em que os pontos 1 a 9 correspondem ao fim do primário e os pontos 1' a 9' correspondem a 24 horas.
- ii) Definir o valor de  $e_{100}$  pelo método de Taylor, de forma a reduzir a influência da compressão secundária na determinação do fim do primário.
- iii) Os autores recomendam que para se proceder ao cálculo do  $u_0$  em qualquer incremento de carga, o índice de vazios final e a tensão efetiva do incremento anterior devem ser identificados. Se este ponto

estiver sobre a curva  $e_{100} \times \log \sigma'_v$ , então  $u_0$  é considerado igual ao próximo incremento de tensão total. Se este ponto estiver à esquerda da curva  $e_{100} \times \log \sigma'_v$  - ou seja, a compressão secundária ocorreu no incremento anterior - então  $u_0$  é tomado igual à parcela do próximo incremento de tensão vertical total que está à direita da curva  $e_{100} \times \log \sigma'_v$ .

Este procedimento é ilustrado nos estágios 4-5 (50 a 100 kPa), cujo valor correto para  $u_0$  é de 40 kPa, intervalo 4"-5, de 60 a 100 kPa. No intervalo 5-6 a Figura 15 indica que esta correção não é necessária.

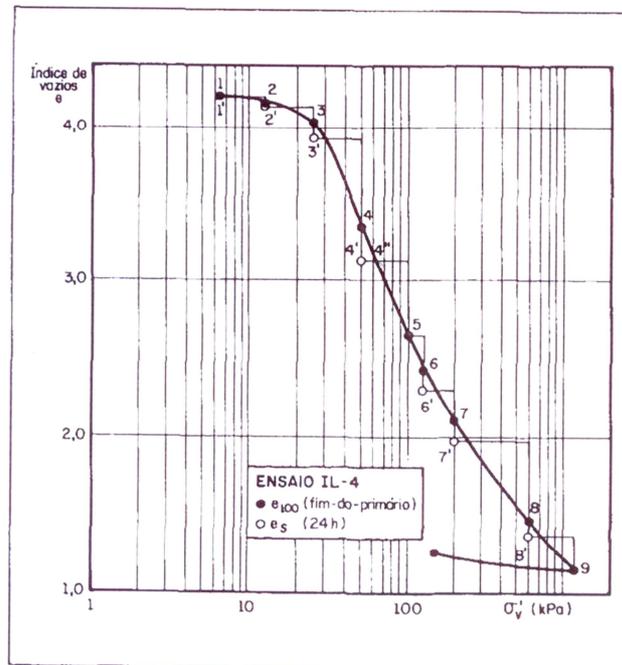


Figura 15 - Determinação de  $u_0$  segundo Carvalho (1989), Carvalho et al. (1993).

## 1.7 Casos históricos de aterros no Rio de Janeiro

### 1.7.1 Baixada de Jacarepaguá

Bedeschi (2004) estudou uma das regiões do aterro que abrangia uma área de aproximadamente 30.200 m<sup>2</sup>, construído às margens da Lagoa de Jacarepaguá para implantação de empreendimento imobiliário, como mostra a Figura 16.

A camada de argila mole muito compressível tem espessura da ordem de 7m. O teor de umidade natural é de 350% na camada superior turfosa e da ordem 100 a 150 % na camada inferior de argila. O Limite de Liquidez (LL) apresenta valores, em média, pouco inferiores aos valores de umidade natural. O índice de plasticidade (IP) é da ordem de 150 % para as camadas superiores e de 100 % para as camadas inferiores.

Ensaio de adensamento em amostras retiradas de 2 locais apresentaram valores de coeficiente de adensamento ( $c_v$ ) entre  $9 \times 10^{-6}$  cm<sup>2</sup>/s e  $4 \times 10^{-3}$  cm<sup>2</sup>/s. A razão de compressão virgem ( $CR = C_c/(1+e_0)$ ) foi da ordem de 0,42 para toda a camada argilosa. Os 3,0 m superiores de argila apresentaram OCR igual a 6,6 e as demais camadas apresentaram OCR de 3,3.

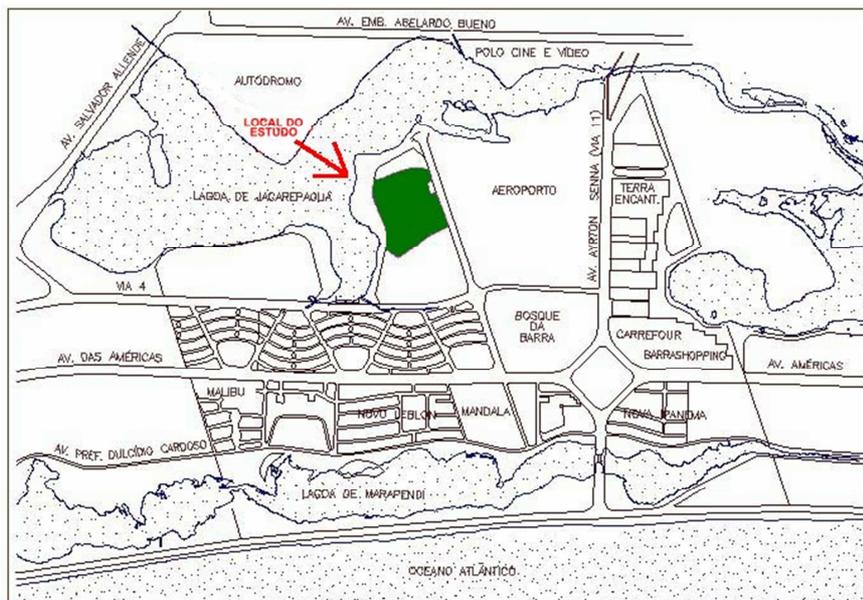


Figura 16 - Planta de localização do aterro às margens da Lagoa de Jacarepaguá (Lima, 2007).

Spotti (2000 e 2006) estudou alternativas para implantação do aterro do SESC/SENAC, abrangendo aproximadamente 86.000 m<sup>2</sup> de área, Figura 17. Foram construídos um aterro convencional, com drenos de areia, e um aterro estaqueado reforçado em uma área de aproximadamente 12.000 m<sup>2</sup>. O perfil era composto de 1 m a 2 m iniciais de turfa e uma camada de argila mole com espessuras variáveis entre 3 e 11 m.

Ensaio de caracterização das amostras, retiradas de 4 diferentes locais, apresentaram valores de umidade entre 180 a 500 %, nos 3 m iniciais, 200 %, até 5 m de profundidade, e uma faixa de valores entre 10 a 190 % até 12 m. Os valores de LP se apresentaram em sua maioria próximos a 100 %. O LL apresentou valores entre 100 e 400%, com valores de IP na faixa de 100 a 250%. O peso específico total médio calculado foi de  $\gamma=12,5 \text{ kN/m}^3$ .

Ensaio de adensamento forneceram valores de OCR médios linearmente decrescentes até 4 m de profundidade, com valor máximo de 3,2. Para profundidades superiores, observaram-se valores médios de 1,5. O valor médio da razão de compressão (CR) foi de 0,52, com uma relação de  $C_s/C_c = 0,1$ . Os valores dos coeficientes de adensamento vertical e horizontal ( $c_v$  e  $c_h$ ) situaram-se entre  $5 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$  e  $6 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ , e  $8 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$  e  $13,7 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ , respectivamente.



Figura 17 – Localização do aterro estaqueado reforçado do SESC/SENAC (adaptado de Spotti, 2006).

Sandroni (2012), em análise feita sobre compressão secundária unidimensional de solo mole, relata o ocorrido na execução do aterro no estacionamento da Terra Encantada, localizado na Barra da Tijuca, no Rio de Janeiro, conforme localização na Figura 18.

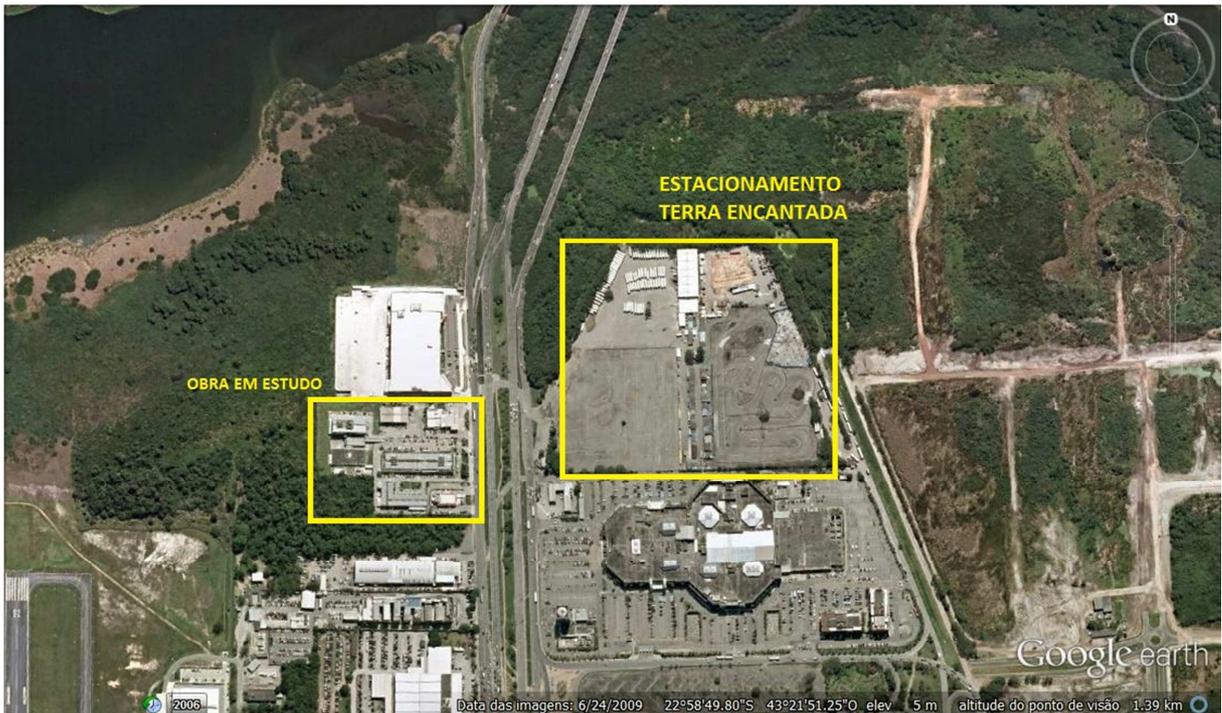


Figura 18 – Local do estacionamento da Terra Encantada.

A espessura da argila mole extremamente compressível é de 4,50 m. A partir de dados de monitoramento do comportamento do aterro de 2,30 m, o autor estimou o coeficiente de adensamento vertical igual a  $c_v = 4,4 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ .

Resultados de ensaios geotécnicos apresentaram valores de 650% para o teor de umidade, 0,5 para  $C_c/(1+e_0)$  e peso específico saturado de  $10,6 \text{ kN/m}^3$ .

### 1.7.2 Baixada Fluminense

A Baixada Fluminense engloba os municípios de Mangaratiba, Itaguaí, Seropédica, Paracambi, Queimados, Japeri, Nova Iguaçu, Mesquita, Nilópolis, São João de Meriti, Belford Roxo, Duque de Caxias, Magé e Guapimirim. Serão descritos a seguir alguns dados sobre as características geotécnicas da camada de argila mole, obtidos nas regiões de Belford Roxo e Duque de Caxias, com mostra a Figura 19.



Figura 19 – Baixada Fluminense e localização dos aterros (modificada de Spannerberg, 2003).

Na década de 70, o DNER/IPR, em conjunto com instituições de pesquisa, realizou vários experimentos em Belford Roxo, nas proximidades do Rio Sarapuí, visando a compreensão do comportamento geotécnico de depósitos de argila mole. Foram construídos 2 aterros, sendo o primeiro levado à ruptura e o segundo subdividido em 7 seções, com diferentes tipos de drenos verticais.

O perfil geotécnico da região apresenta uma camada de argila mole, com SPT nulo até cerca de 11 m de profundidade, seguida por uma camada de areia fina argilosa, com 2 m de espessura, sobrejacente a uma camada de areia fina a grossa (com 1 m de espessura). Antes do impenetrável existe, ainda, uma camada de areia fina argilosa.

Sayão (1980) determinou em laboratório, parâmetros que representam as características geotécnicas do material argiloso mole da escavação experimental da argila mole da Baixada Fluminense, no campo experimental próximo ao rio Sarapuí. Foram realizados ensaios de caracterização englobando limite de liquidez, limite de plasticidade, massa específica real dos grãos, granulometria por sedimentação e

perda por aquecimento. Os valores médios obtidos foram respectivamente: LL = 98%, LP = 49%, G = 26,4, %<2 $\mu$  = 85% e P.P.A. = 11,8%. Durante a realização dos ensaios triaxiais e oedométricos foi determinada a umidade natural; tendo sido encontrado um valor médio de  $w_{nat} = 140,5\%$ , bem superior ao limite de liquidez. Foi realizada uma série de 11 ensaios de compressão confinada na argila mole da escavação experimental, em amostras extraídas na faixa entre 2,4 m e 4,2 m de profundidade. O índice de compressão ( $C_c$ ) variou na faixa de 1,41 a 2,56 e pode ser representado matematicamente, em função da profundidade ( $z$ , em metros) pela expressão:  $C_c = 0,357z + 0,508$ . Os demais índices, de expansão ( $C_s$ ) e recompressão ( $C_r$ ), indicaram uma leve tendência de redução com a profundidade, situando-se na faixa de 0,2 a 0,5. A tensão de pré-adensamento indicou um material levemente pré-adensado, com OCR inferior a 1,4. O coeficiente de adensamento ( $c_v$ ) foi calculado através dos ensaios de adensamento, segundo os métodos de Taylor e de Casagrande. Constatou-se que o valor de  $c_v$  referente à compressão virgem é cerca de 5 a 6 vezes menor que os valores obtidos nas fases de recompressão e expansão, Spannenberg (2003).

Já na região de Duque de Caxias foi realizada campanha experimental envolvendo ensaios de campo e laboratório: caracterização, permeabilidade, triaxiais (CIU e UU), adensamento convencional e de velocidade constante, além de análises químicas (Formigheri, 2003, e Spannenberg, 2003). O teor de umidade médio foi da ordem de 106,7% e o limite de liquidez igual a 113,7%. O peso específico natural ( $\gamma_{nat}$ ) variou na faixa entre 12,3 e 13,1 kN/m<sup>3</sup>, tendo apresentado uma média de 12,85 kN/m. O índice de vazios apresentou uma ligeira tendência de redução com a profundidade. Na média, o índice de vazios foi da ordem de 4,67, com o desvio padrão de 0,74 (Lima, 2007). Os resultados típicos dos índices de compressibilidade obtidos para os ensaios CRS foram  $C_c = 1,51$ ,  $C_r = 0,28$  e OCR = 1,47.

Spannenberg (2003) também comparou resultados de ensaios de adensamento convencionais (SIC) com os de deformação controlada (CRS), para diferentes velocidades de ensaio. Na Figura 20 estão apresentadas as curvas da razão de poropressão em função da tensão efetiva ( $u_b / \sigma_v$ ) e, como já esperado, os ensaios mais lentos geraram menores excessos de poropressão, garantindo maior uniformidade no interior do corpo de prova.

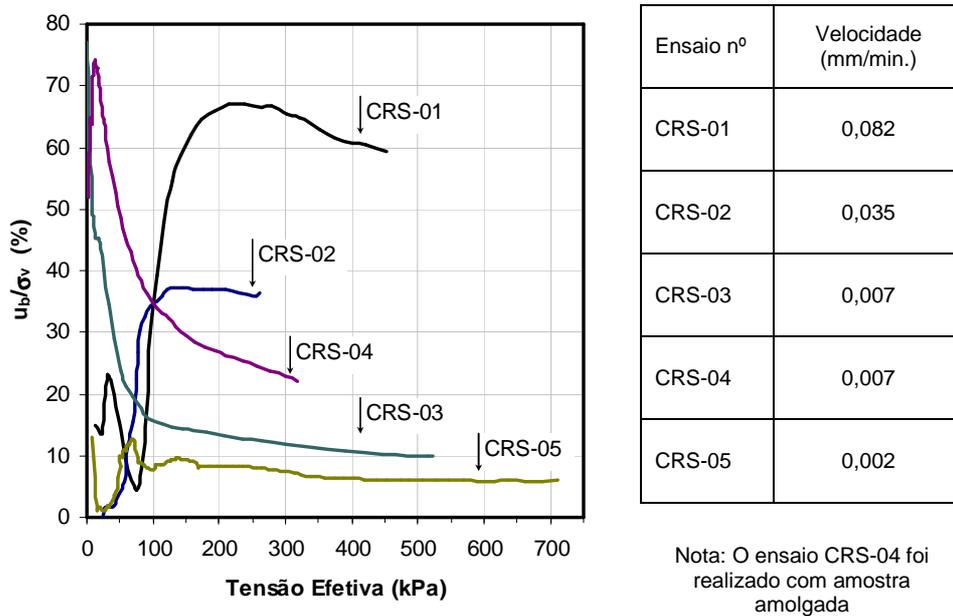


Figura 20 - Valores da razão  $u_b/\sigma_v$  nos ensaios CRS, Spannberg (2003).

Na Figura 21, estão apresentadas as curvas de compressibilidade. Os resultados mostram inclinações próximas nos trechos de recompressão e compressão virgem, independentemente da velocidade de deformação, a menos do solo amolgado (CRS-04).

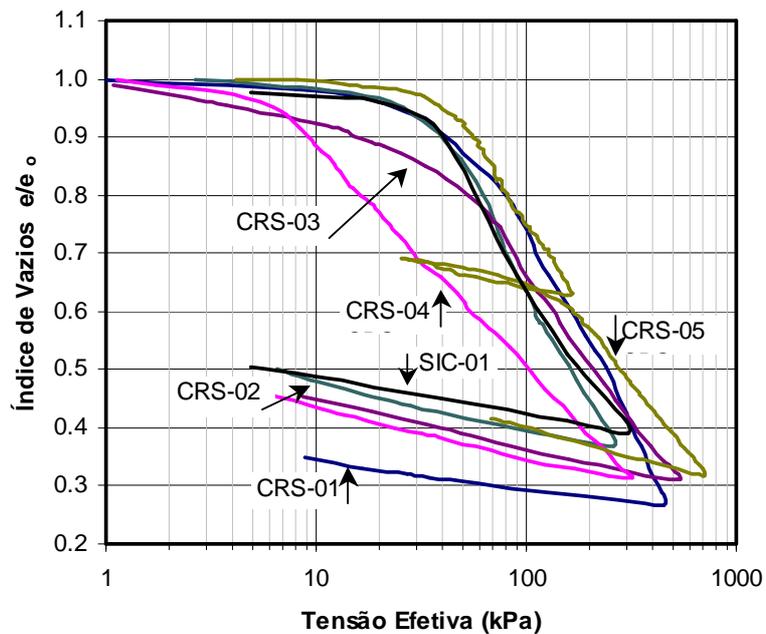


Figura 21 - Efeito da variação da velocidade de deformação no ensaio CRS, Spannberg (2003)