

## 2.

### Revisão bibliográfica

#### 2.1

##### Considerações iniciais

Apresenta-se neste capítulo uma breve revisão de tópicos da bibliografia existente sobre teorias e métodos que serão empregados na análise dos resultados obtidos ao longo desta dissertação.

De início, é apresentada a teoria de adensamento usada e aspectos que interferem no valor da magnitude e do tempo para o desenvolvimento dos recalques. Em seguida, discorre-se sobre procedimentos de laboratório e campo usados para a obtenção de parâmetros e sobre algumas abordagens para a consideração dos efeitos secundários.

Por fim, são mostrados os poucos casos conhecidos nos quais foi feito acompanhamento de recalques por longo período, com o objetivo de compará-los com as observações conduzidas na presente pesquisa.

#### 2.2

##### Teoria do adensamento

Entende-se por adensamento a gradual redução de volume de um solo saturado de baixa permeabilidade devido à drenagem da água de seus poros, com o processo simultâneo de expulsão da água dos vazios e compressão do esqueleto sólido continuando até o que o excesso de poropressão gerado por um incremento de tensão total tenha sido completamente dissipado. Como resultado, ao final desse processo todo o carregamento imposto terá sido transferido da água para o esqueleto sólido.

Em alguns tipos de solo essa transferência se desenvolve de maneira lenta, acarretando um retardo de tempo (*time lag*) entre variações no estado de tensões do solo e as correspondentes variações no estado de deformações. Segundo Terzaghi (1943), essa é a principal causa tanto de recalques progressivos em

fundações sobre argila quanto de vários outros processos de grande importância na prática. As teorias que lidam com esse fenômeno são chamadas de Teorias do Adensamento.

### 2.2.1

#### **Teoria de adensamento de Terzaghi & Frölich (1936) – teoria clássica**

A teoria de adensamento proposta por esses pesquisadores estuda a variação do campo das poropressões com o tempo, sendo a deformação do esqueleto sólido determinada de forma independente com base na equivalência assumida entre a porcentagem média de dissipação dos excessos de poropressão ( $U_v$ ) e a porcentagem de recalque ( $\rho$ ) já ocorrida até o instante “t”. Embora bastante utilizada na prática da engenharia geotécnica, como todas as teorias em mecânica dos solos ou em engenharia estrutural, a presente teoria se baseia em hipóteses simplificadoras, a saber:

- (a) Solo homogêneo;
- (b) Solo saturado;
- (c) Compressibilidades dos grãos e da água desprezíveis em relação à compressibilidade do esqueleto sólido;
- (d) Não há diferença entre massas de solos de pequenas e grandes dimensões;
- (e) O Fluxo é regido pela Lei de Darcy;
- (f) Validade da relação idealizada entre índice de vazios e tensões verticais efetivas;
- (g) As deformações são infinitesimais;
- (h) O fluxo de água é unidirecional (vertical);
- (i) A compressão é unidimensional;
- (j) Constância de certos parâmetros físicos, que, em realidade, variam com o tempo.

As hipóteses mais restritivas da teoria são (f) e (j). Porém, as simplificações são tantas que Mesri e Rokhsar (1974) apontaram que “considerando que a teoria de Terzaghi & Frölich produz resultados aceitáveis em muitos casos de campo,

alguns engenheiros sentem que se todas as hipóteses realistas fossem consideradas simultaneamente, certos efeitos poderiam se cancelar mutuamente”.

Com base nessas dez hipóteses e em condições de contorno específicas, chega-se à equação diferencial do adensamento unidimensional proposta:

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

$k$  – coeficiente de permeabilidade;

$\gamma_w$  – peso específico da água;

$m_v$  – coeficiente de variação volumétrica;

$u_e$  – excesso de poropressão;

$z$  – distância vertical do ponto considerado ao topo da camada em adensamento;

$t$  – tempo.

Nas hipóteses simplificadoras foi admitido que os parâmetros  $e$ ,  $k$  e  $m_v$  são constantes, o que faz com que o termo envolvendo esses parâmetros seja, também, constante. Esse termo, batizado de coeficiente de adensamento ( $c_v$ ), rege a velocidade com que o processo de adensamento se desenvolverá. Logo, a equação anterior pode ser reescrita:

$$c_v \cdot \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = \frac{\partial u_e}{\partial t} \quad , \text{ onde} \quad c_v = \frac{k}{\gamma_w \cdot m_v} \quad (2.2)$$

A solução dessa equação diferencial exige a adoção de condições iniciais e condições de contorno. Para o caso de uma camada de solo com dupla drenagem, tem-se como condições:

- (i) condição inicial – para  $t = 0$ ,  $u_e = u_0$  para  $0 < z < H$  ;
- (ii) condições de contorno – para  $t > 0$  ,  $u_e = 0$  para  $z = 0$  e  $z = H$  ;

Estabelecidas as condições acima, a solução analítica da equação diferencial acima é dada pela série de Fourier (Taylor, 1948):

$$u_e = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2u_0}{M} \cdot \text{sen} \frac{MZ}{H} \cdot e^{-M^2 T_v} \quad (2.3)$$

$$M = \frac{\pi}{2}(2m + 1) \quad \text{e} \quad T_v = \frac{c_v \cdot t}{H_d^2}$$

$u_0$  – excesso de poropressão inicial ( $u_0 = \Delta\sigma$ );

$T_v$  – fator tempo;

$H_d$  – distância de drenagem.

Cumpra observar que a solução apresentada acima se aplica às condições iniciais e de contorno assumidas anteriormente. Para condições diferentes, Taylor (1948) apresenta soluções específicas.

A equação 2.3 fornece o valor do excesso de poropressão em determinada profundidade em um tempo específico. Porém, em termos de engenharia geotécnica, muitas vezes é mais conveniente conhecer, em determinado tempo, a porcentagem média de dissipação dos excessos de poropressão na camada como um todo, e não apenas em pontos isolados. Desenvolvendo a equação 2.3, é possível se obter a expressão a seguir, que fornece a informação desejada:

$$U_v = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v} \quad (2.4)$$

Terzaghi (1943) apresentou expressões simplificadas que reproduzem quase que exatamente os resultados fornecidos pela equação 2.4, quais sejam:

$$T_v = \frac{\pi}{4} \cdot U_v \quad \text{para } U_v \leq 52,6 \% \quad (2.5)$$

$$T_v = 1,781 - 0,933 \log(1 - U_v) \quad \text{para } U_v > 52,6 \% \quad (2.6)$$

Logo, de posse das expressões anteriores, dois tipos de problemas em camadas em adensamento podem ser resolvidos a partir da teoria de Terzaghi & Frölich:

- (i) Calcular o recalque  $\rho$  ocorrido no tempo  $t$ ;
- (ii) Calcular qual será o tempo  $t$  necessário para que ocorra o recalque  $\rho$ .

## 2.2.2

### Implicações das grandes deformações

Uma das premissas básicas para o cálculo do recalque pela teoria clássica do adensamento é que as deformações são infinitesimais, o que permite assumir que a espessura da camada é constante. Porém, quando se lida com aterros sobre solos altamente compressíveis, assumir essa hipótese acarreta erros significativos, sendo necessário considerar a espessura da camada como variável. Essa diminuição gradual da espessura – à medida que o adensamento se desenvolve – tem duas implicações na previsão da magnitude e do tempo para a ocorrência dos recalques, que são:

- (i) A submersão parcial do aterro (quando o nível d'água está próximo à superfície do terreno), fazendo com que haja um alívio da tensão induzida no solo à medida que o adensamento ocorre;
- (ii) A diminuição da distância de drenagem, fazendo com que o adensamento ocorra mais rapidamente do que previsto pela teoria.

Esses problemas foram abordados por Eisenstein & Sandroni (1979), Olson & Ladd (1979) e Martins & Abreu (2002), e a seguir algumas ideias lançadas por esses pesquisadores serão discutidas resumidamente.

#### 2.2.2.1

##### Submersão do aterro

Segundo Martins & Abreu (2002), o problema da submersão é oriundo do alívio ao longo do tempo da carga efetivamente aplicada no solo devido ao empuxo que passa a atuar na porção já submersa do aterro. Com isso, o incremento de carga ( $\Delta\sigma$ ) que no instante inicial é dado pelo peso específico do aterro multiplicado pela sua altura ( $\Delta\sigma = \gamma \cdot H_{at}$ ), ao final do processo (em  $t \rightarrow \infty$ ) valerá:

$$\Delta\sigma' = (H_{at} - \rho) \cdot \gamma + \gamma_{sub} \cdot \rho \quad (2.7)$$

Com isso, fica claro que a magnitude do recalque calculado com a equação 2.7 será menor do que a calculada desconsiderando a submersão. Martins & Abreu (2002) sugerem um procedimento iterativo para a resolução do problema, calculando como primeira iteração o recalque sem submersão. De posse desse valor, calcula-se o alívio de tensão oriundo da submersão dessa porção de aterro e recalcula-se o recalque. Como o processo é convergente, prossegue-se com as iterações até que a tolerância desejada seja alcançada.

### 2.2.2.2

#### Diminuição da distância de drenagem

Para que esse efeito fosse incluído nos resultados obtidos com a teoria de Terzaghi & Frölich, Olson & Ladd (1979) propuseram usar um valor médio constante para a distância de drenagem. Porém, Martins & Abreu (2002) apresentaram uma maneira alternativa mais acurada de se abordar o problema levando em conta apenas o efeito da diminuição da distância de drenagem com o tempo, como consequência das grandes deformações.

Em resumo, para o uso da solução de Martins & Abreu (2002) é necessário que se conheça o recalque total a ocorrer por adensamento, sendo que esse recalque pode ser expresso como uma porcentagem da espessura da camada mole da forma:

$$\rho = \varepsilon_v \cdot H_0 \quad (2.8)$$

$\rho$  – recalque total;

$\varepsilon_v$  – deformação específica vertical;

$H_0$  – espessura inicial da camada.

Desenvolvendo as equações do adensamento a partir do conceito acima e da definição de coeficiente de adensamento ( $c_v$ ), os autores determinam um fator tempo modificado ( $T^*$ ) e apresentam curvas de adensamento ( $U$  x  $T, T^*$ ) para diferentes deformações volumétricas ( $\varepsilon_v$ ). As curvas fornecidas são reproduzidas na figura 2.1.

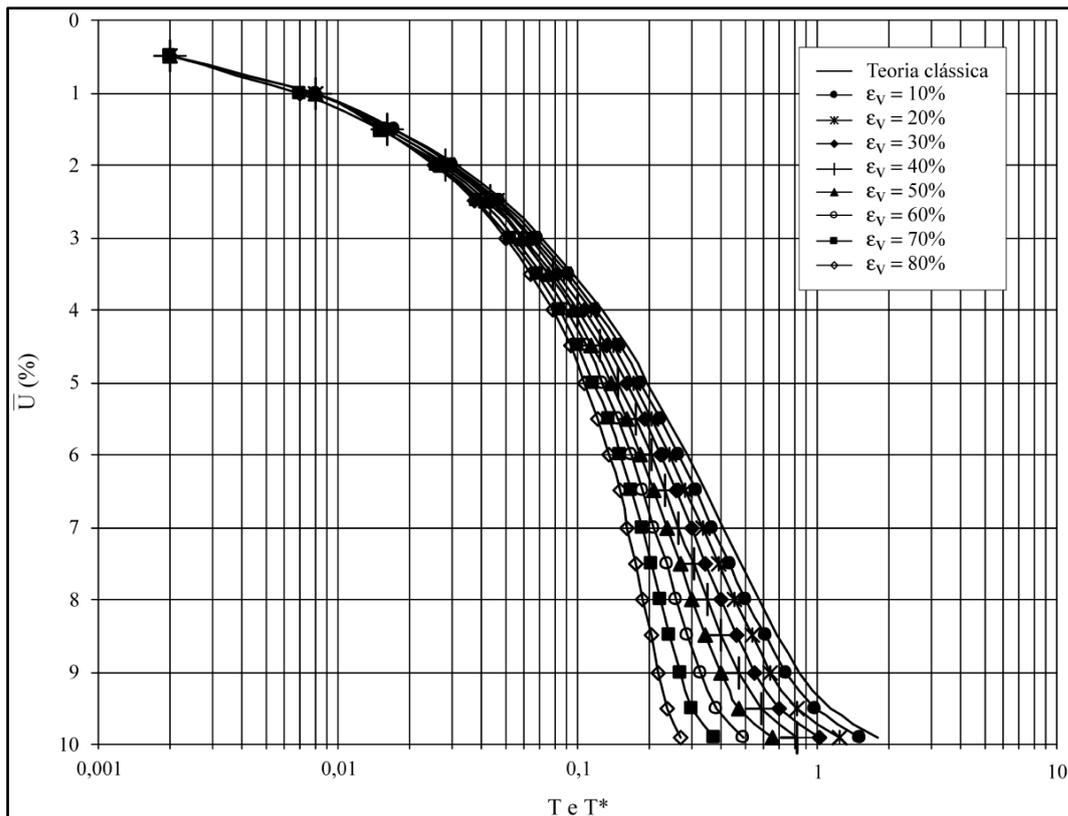


Figura 2.1 – Porcentagem média de adensamento vs. Fator tempo para grandes deformações (Martins & Abreu, 2002)

Pela figura, observa-se que, para um mesmo tempo considerado, a porcentagem de adensamento atingida é tão maior quanto maior forem as deformações volumétricas adotadas. Por raciocínio análogo, quanto maiores forem as deformações, menores serão os tempos necessários para que se atinja a mesma porcentagem de adensamento.

## 2.3

### Obtenção de parâmetros

A seguir são apresentados os métodos e correlações empregados para a obtenção de parâmetros a partir de ensaios de laboratório e a partir de ensaios de campo. Os parâmetros aqui descritos são: índice de compressão ( $C_c$ ), tensão de sobreadensamento ( $\sigma'_p$ ) e coeficiente de adensamento ( $c_v$ ).

### 2.3.1

#### A partir de ensaios de laboratório

Os principais parâmetros de interesse no presente trabalho podem ser todos obtidos a partir do ensaio de adensamento oedométrico. Os índices de recompressão ( $C_r$ ), compressão ( $C_c$ ) e expansão ( $C_s$ ) são meramente a inclinação da curva de compressão ( $\sigma'_v \times e$ ) em gráfico semi-logarítmico no trecho considerado, conforme ilustrado na figura 2.2b.

A tensão de sobreadensamento ( $\sigma'_p$  ou  $\sigma'_{vm}$ ) pode ser obtida por diversos métodos, sendo adotado no presente trabalho o método de Pacheco Silva (1970), mostrado na figura 2.2a.

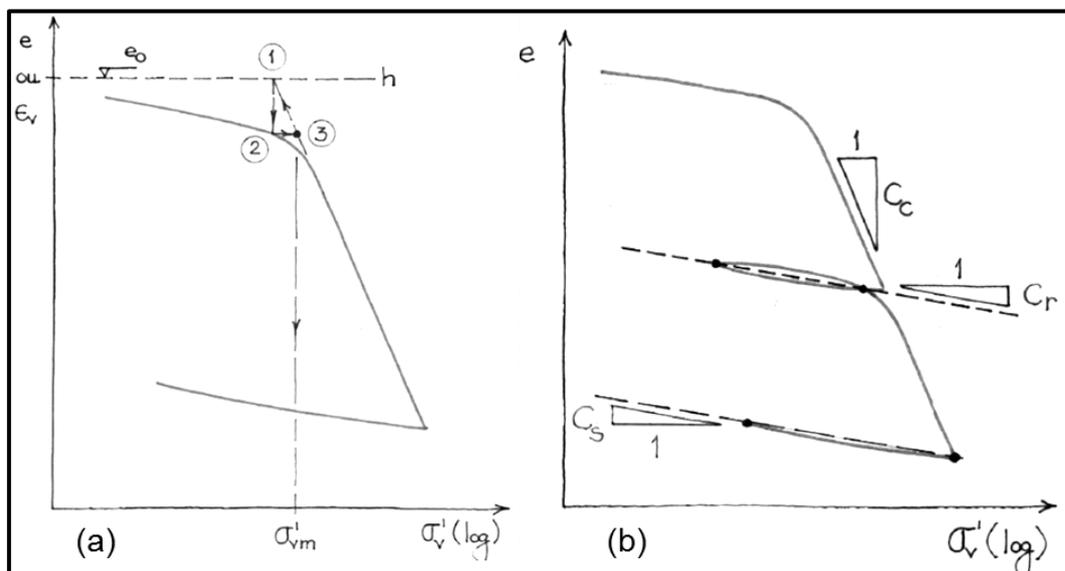


Figura 2.2 – Definição de parâmetros de compressibilidade e obtenção da tensão de sobreadensamento pelo método de Pacheco Silva.

O outro parâmetro importante é o coeficiente de adensamento ( $c_v$ ), que pode ser obtido pelo método de Casagrande (logaritmo do tempo) ou pelo método de Taylor (raiz do tempo), sendo esse último o usado para o cálculo de todos os coeficientes de adensamento apresentados no capítulo 5.

## 2.3.2

### A partir de ensaios de campo

#### 2.3.2.1

#### Índice de compressão virgem

Esse parâmetro pode ser estimado para fins de anteprojeto, através de correlações empíricas existentes na literatura, como por exemplo as propostas por Terzaghi e Peck (1948), Lambe e Whittman (1969), Almeida et al. (2008), Sandroni (2006) e Silva (2013).

A correlação proposta por Sandroni (2006) foi desenvolvida através de um banco de dados reunido ao longo de mais de 15 anos e incluindo ensaios de boa qualidade realizados para algumas dissertações e teses da PUC-Rio e da COPPE/UFRJ e, principalmente, para casos de obras geotécnicas. As correlações foram ajustadas à luz de comparações com obras de aterros nos quais os recalques foram medidos. As correlações são apresentadas a seguir:

$$CR = \frac{C_c}{1 + e_0} = 0,28 + \frac{\omega}{14,3} \quad , \text{ para } 100\% < \omega < 400\% \quad (2.9)$$

$$CR = \frac{C_c}{1 + e_0} = 0,56 \quad , \text{ para } \omega > 400\% \quad (2.10)$$

CR – razão de compressão do solo;

$C_c$  – índice de compressibilidade do solo;

$\omega$  – teor de umidade natural (em decimal).

A correlação proposta por Silva (2013) foi desenvolvida com base em ensaios de laboratório na costa brasileira cuja razão entre  $\Delta e/e_0$  – parâmetro que classifica a qualidade dos corpos de prova – é menor ou igual a 0,058, correspondendo a amostras de alta qualidade. A correlação é:

$$C_c = 0,0115.\omega + 0,800 \quad (2.11)$$

### 2.3.2.2

#### Tensão de sobreadensamento

##### A partir de ensaios de palheta

É sempre aconselhável que parâmetros tão importantes quanto esse sejam obtidos empregando mais de um procedimento. Quando se dispõe de ensaios de palheta, é possível lançar mão de métodos que permitam estimar a tensão de sobreadensamento (ou a razão de sobreadensamento, OCR) a partir de correlações empíricas.

Uma dessas correlações foi proposta por Mesri (1975), em discussão do artigo de Ladd e Foott (1974) apresentando o método SHANSEP, usado para obtenção de  $S_u$  de projeto a partir de ensaios de laboratório. A proposta de Mesri foi desenvolvida associando o fator de correção de Bjerrum ( $\mu$ ) com a relação entre  $S_{u \text{ palheta}}/\sigma'_p$  e IP, obtendo uma correlação que independe do índice de plasticidade:

$$S_{u \text{ palheta}} = \frac{0,22}{\mu} \cdot \sigma'_p \quad , \text{ onde} \quad (2.12)$$

$S_{u \text{ palheta}}$  – resistência não-drenada obtida no ensaio de palheta;

$\sigma'_p$  – tensão de sobreadensamento;

$\mu$  – fator de correção de Bjerrum;

Outra correlação, que permite a estimativa da razão de sobreadensamento (OCR), foi proposta por Mayne e Mitchell (1988):

$$OCR = \alpha \cdot \left( \frac{S_u}{\sigma'_{vo}} \right) \quad \text{e} \quad \alpha = 22 \cdot (IP)^{-0,48} \quad , \text{ onde} \quad (2.13)$$

$\alpha$  – parâmetro adimensional;

IP – índice de plasticidade do solo.

### A partir de ensaios de piezocone (CPTU)

A maneira de se estimar a tensão de sobreadensamento a partir de ensaios de piezocone é através dos parâmetros adimensionais  $K_1$  ou  $K_2$ , cujas correlações são:

$$\sigma'_p = K_1 \cdot (q_t - \sigma_{vo}) \quad (2.14)$$

$$\sigma'_p = K_2 \cdot (q_t - u_2) \quad , \text{ onde} \quad (2.15)$$

$\sigma'_p$  – tensão de sobreadensamento;

$\sigma_{vo}$  – tensão vertical total na camada;

$q_t$  – resistência de ponta corrigida;

$K_1$  ,  $K_2$  – parâmetros adimensionais.

Os valores de  $K_1$  e  $K_2$  devem ser calibrados regionalmente, sempre que possível. Próximo ao local em estudo, estão disponíveis ensaios de piezocone executados por Baroni (2010), que comparou esses ensaios com ensaios de adensamento oedométrico, procedendo a essa calibração. Os valores obtidos foram:

$$K_1 = 0,150 ; K_2 = 0,265$$

Esses valores são os mesmos obtidos por Januzzi (2009) para o depósito de argila mole do Sarapuí II, no Rio de Janeiro.

### 2.3.2.3

#### Coeficiente de adensamento

##### A partir de instrumentação de campo

Quando estão disponíveis leituras de recalque ( $\rho_t$ ) em campo em função do tempo ( $t$ ), fazendo uso da equação proposta por Terzaghi (1943) apresentada no subitem 2.2.1 (equação 2.5), é possível obter o coeficiente de adensamento de campo plotando os dados de recalque em função da raiz do tempo ( $\sqrt{t}$ ) e ajustando os pontos por uma reta. A equação de ajuste terá a forma:

$$\rho_t = m \cdot \sqrt{t} \quad (2.16)$$

onde  $m$  é o coeficiente angular da reta ajustada. Igualando os valores de  $\rho_t$  fornecidos pela equação 2.16 e pela equação 2.5 tem-se:

$$m \cdot \sqrt{t} = \sqrt{\frac{4 \cdot c_v \cdot t}{\pi \cdot H_d^2}} \cdot \rho_{pf} \quad (2.17)$$

Logo,

$$c_v = \frac{\pi}{4} \cdot \left( \frac{m \cdot H_d}{\rho_{pf}} \right)^2 \quad (2.18)$$

Para que o valor de  $c_v$  possa ser obtido pela equação acima são necessárias três informações:  $m$ , distância de drenagem ( $H_d$ ) e recalque primário final ( $\rho_{pf}$ ).

### A partir de ensaios de dissipação (CPTU)

Durante a cravação do piezocone podem ser programadas paradas da sonda dentro do solo de modo a se observar a dissipação da poropressão gerada no entorno do transdutor de pressão. Através de desenvolvimento matemático baseado na teoria de expansão da cavidade cilíndrica e calibrações em campo, é possível relacionar o tempo ( $t$ ) e a forma da curva de dissipação com o coeficiente de adensamento do solo. O método mais usado atualmente na prática de engenharia foi apresentado por Houlsby e Teh (1988), que definiram um fator tempo teórico modificado ( $T^*$ ) da seguinte maneira:

$$T^* = \frac{c_h \cdot t}{R^2 \sqrt{I_R}} \quad (2.19)$$

$c_h$  – coeficiente de adensamento horizontal;

$R$  – raio do piezocone;

$I_R$  – índice de rigidez do solo ( $I_R = G/S_u$ ).

Os valores de  $T^*$  foram apresentados por Houlsby e Teh (1988) de acordo com a porcentagem de dissipação ocorrida e conforme a posição do elemento poroso no cone. Para o elemento poroso localizado na face do cone (posição  $u_1$ ) ou na base do cone (posição  $u_2$ ), os valores propostos pelos pesquisadores são os da tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Valores do fator tempo modificado

U (%)	$T^*$ (pos $u_1$ )	$T^*$ (pos $u_2$ )
20	0,014	0,038
30	0,032	0,078
40	0,063	0,142
50	0,118	0,245
60	0,226	0,439
70	0,463	0,804
80	1,040	1,600

Porém, os valores de  $c_h$  obtidos dessa forma correspondem ao solo na faixa pré-adensada, pois durante a penetração do cone o material ao seu redor é submetido a elevados níveis de deformação e comporta-se como um solo em recompressão (Baligh e Levadoux, 1986). Para se obter o coeficiente de adensamento no domínio normalmente adensado,  $c_h$  (NA), esses pesquisadores sugeriram a seguinte regra:

$$c_h(NA) = \frac{RR}{CR} \cdot c_{h(piezo)} \quad , \text{ onde} \quad (2.20)$$

$c_h$  (NA) – coeficiente de adensamento horizontal para o solo no domínio normalmente adensado;

$c_{h \text{ piezo}}$  – coeficiente de adensamento horizontal calculado a partir do ensaio de dissipação;

RR – razão de recompressão do solo.

Valores típicos da relação RR/CR obtidos por Jamiolkowski *et al.* (1985) em 171 ensaios conduzidos em solos moles na Itália variam entre 0,125 e 0,154. Lacerda e Almeida (1995) apresentam o valor de 0,10 para a relação, em ensaios realizados na Barra da Tijuca.

Por fim, o coeficiente de adensamento para fluxo vertical no domínio normalmente adensado,  $c_v$  (NA), pode ser aproximado empregando-se a expressão:

$$c_v(NA) = \frac{k_v}{k_h} \cdot c_h(NA) \quad , \text{ onde} \quad (2.21)$$

$c_v$  (NA) – coeficiente de adensamento vertical para o solo no domínio normalmente adensado;

$k_v$  ,  $k_h$  – coeficientes de permeabilidade vertical e horizontal, respectivamente.

Para argilas homogêneas sem macroestrutura definida, Ladd (1977) e Jamiolkowski *et al.* (1985) sugerem que seja usada a relação  $k_h/k_v$  entre 1,0 e 1,5.

## 2.4

### Compressão secundária

#### 2.4.1

##### Aspectos gerais

A compressão secundária é interpretada por alguns autores como aquela que ocorre após o término do adensamento primário. Embora apresente vantagens para uso prático, esta definição é bastante simplificada, pois sugere que a compressão secundária só teria início quando todo (ou virtualmente todo) o excesso de poropressão gerado com o carregamento se dissipasse na camada de solo.

A questão que surge ao se considerar essa hipótese é: o que acontece com o solo próximo às fronteiras drenantes no intervalo de tempo entre o fim da dissipação dos excessos de poropressão no seu entorno e o fim da dissipação da porção central, evento que pode durar desde poucos meses até vários anos ? Estariam as partículas desse solo em uma situação de movimento relativo nulo entre si ? Qual seria o “gatilho” que desencadearia o reinício do movimento entre essas partículas ?

Apesar desses argumentos, uma das questões sobre as quais ainda não existe consenso na comunidade geotécnica diz respeito ao momento em que se inicia a compressão secundária em camadas de solo em adensamento, se no início do carregamento ou se ao final do adensamento primário. Jamiolkowski, Ladd, Germaine e Lancellotta (1985) separaram essas situações em Hipótese A (que assume que o secundário só ocorre após o fim do adensamento primário) e Hipótese B (que assume que algum tipo de viscosidade estrutural é responsável pelo secundário, motivo pelo qual o efeito ocorreria desde o início).

Foge ao escopo do presente trabalho discutir os mecanismos propostos para explicar o fenômeno do adensamento ou da compressão secundária.

#### 2.4.2

#### Magnitude da compressão secundária

Outra questão sobre a qual não existe consenso é se a compressão secundária é ou não finita. Muitos especialistas sustentam que a mesma tem fim, como Taylor (1942), Bjerrum (1972), Martins, Santa Maria e Lacerda (1997) e Sandroni (2012).

Todos os pesquisadores citados concordam com a existência de uma linha paralela à linha de fim de primário (EOP) que é correspondente ao fim da compressão secundária, conforme pode ser visto na figura 2.3, reproduzida de Bjerrum (1972).

Para a estimativa do recalque final por compressão secundária será usada a formulação apresentada por Bjerrum (1972) na figura 2.3, que divide a camada em adensamento em subcamadas e analisa a condição do carregamento no centro de cada uma delas.

$$\rho_s = \sum_0^z \frac{C_c}{1+e} \cdot \log\left(\frac{p_c}{p_0}\right) \cdot dz \quad , \text{ para } (p_0 + \Delta p > p_c) \quad (2.22)$$

$$\rho_s = \sum_0^z \frac{C_c}{1+e} \cdot \log\left(\frac{p_0 + \Delta p}{p_0}\right) \cdot dz \quad , \text{ para } (p_0 + \Delta p < p_c) \quad (2.23)$$

$\rho_s$  – recalque secundário na subcamada;

$CR = C_c / 1+e$  – razão de compressão;

$p_o$  – tensão vertical efetiva inicial no centro da subcamada;

$p_c$  – tensão de sobreadensamento no centro da subcamada (devido ao envelhecimento);

$\Delta p$  – incremento de tensão;

$z$  – quantidade de subcamadas;

$dz$  – espessura da subcamada considerada.

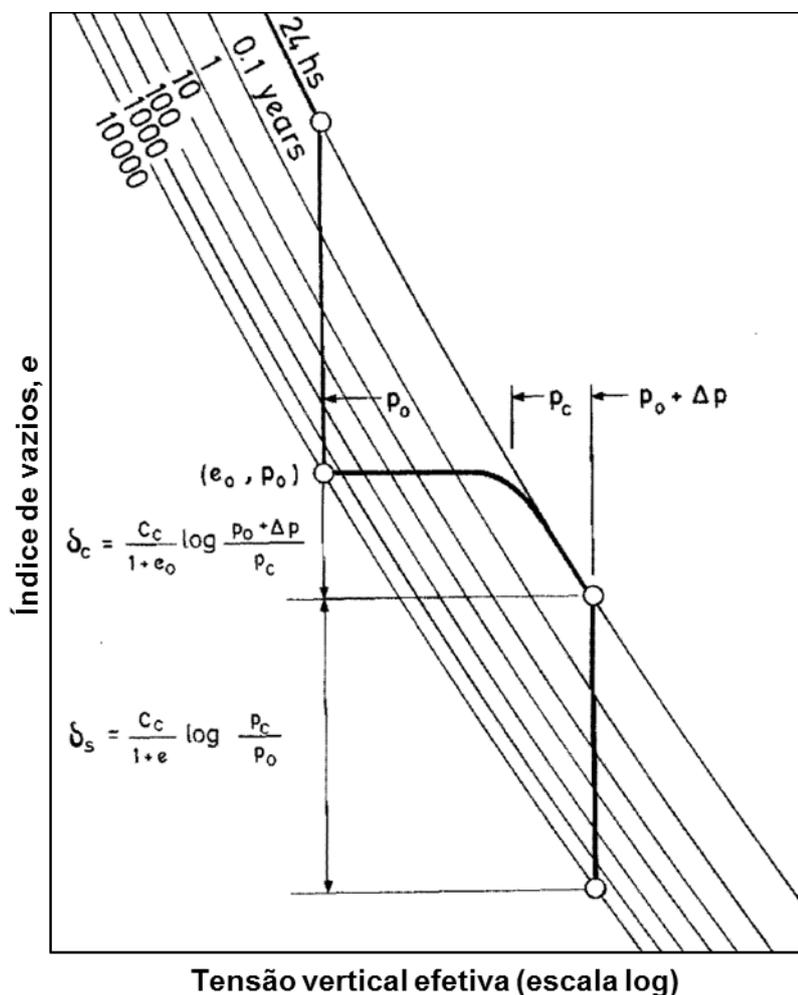


Figura 2.3 – Paralelismo entre as curvas de secundário e a linha de fim de primário (Bjerrum, 1972)

Assumindo que o carregamento leve toda a camada de solo à condição normalmente adensada, o problema pode ser resolvido com a primeira equação (Eq. 2.22). Nessa situação, torna-se determinante conhecer o valor da relação

$p_c/p_o$ . Admitindo que o depósito em estudo já tenha chegado ao final do processo de adensamento secundário, a relação anterior passa a ser a razão de sobreadensamento para o fim da compressão secundária, batizada por Martins et al. (1997) de OCR de fim de secundário (aqui chamada de  $OCR_{sf}$ ).

Conforme apontado por Bjerrum (1972), como a compressão secundária aumenta com a plasticidade do solo, o valor de  $OCR_{sf}$  (ou  $p_c/p_o$  como chamou Bjerrum) aumenta com o índice de plasticidade (IP), e a correlação proposta relacionando essas duas grandezas é apresentada na figura 2.4.

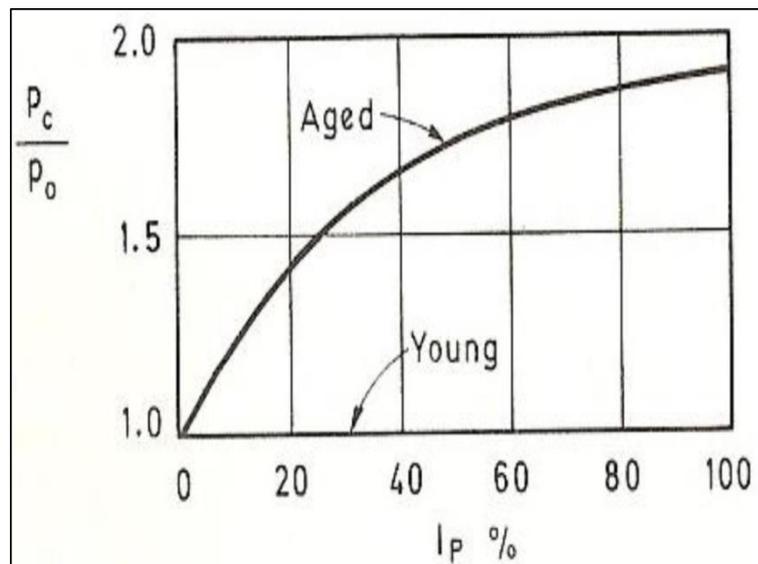


Figura 2.4 – Razão de sobreadensamento para argilas envelhecidas (Bjerrum, 1972)

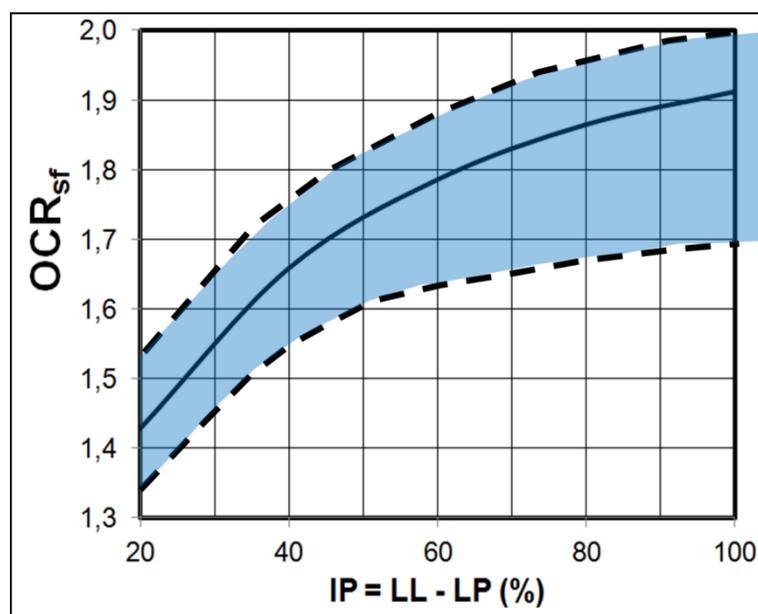


Figura 2.5 – Razão de sobreadensamento no fim do secundário (Sandroni, 2012)

Sandroni (2012) reuniu evidências apresentadas por outros pesquisadores acerca de valores observados de  $OCR_{sf}$ , como Powell et al. (1988), Martins et al. (2006) e Martins et al. (2009), e propôs uma faixa de valores em torno da curva fornecida por Bjerrum, apresentada na figura 2.5.

Feijó e Martins (1993) e Martins et al. (1997), inspirados pelo trabalho de Johnson (1970), apresentaram ensaios oedométricos de longa duração com descarregamento ao final do primário, gerando diferentes valores de OCR (figura 2.6). Notaram que, dependendo desse valor, após a expansão inicial do corpo de prova observava-se expansão ou compressão secundária. Logo, deveria haver um OCR de descarregamento tal que não se observaria nem compressão nem expansão secundárias, e que esse valor de OCR poderia ser associado ao OCR de fim de secundário ( $OCR_{sf}$ ). Os pesquisadores concluíram que, para a argila do Sarapuí (Rio de Janeiro), esse OCR seria da ordem de 2,0 em relação à linha EOP. Andrade (2009), seguindo o procedimento sugerido por Feijó & Martins (1993), encontrou o valor de  $OCR_{sf}$  de 2,1 em relação à linha de velocidade de deformação  $d\varepsilon/dt = 10^{-6} s^{-1}$ , em ensaios realizados na argila da Ilha Barnabé, em Santos (SP).

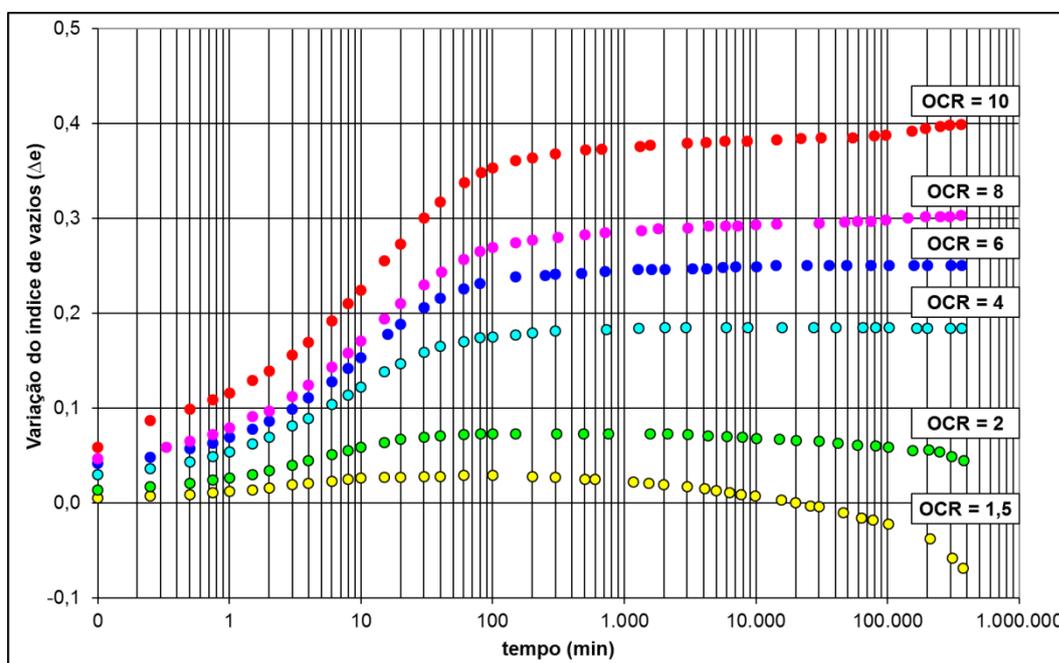


Figura 2.6 – Variação do índice de vazios em função do tempo após descarregamento (Feijó & Martins, 1993) – modificado pelo autor

Ainda com o objetivo de esclarecer a questão do valor do  $OCR_{sf}$ , Martins (2007) reuniu dados de pesos específicos e índices de vazios ao longo da

profundidade no depósito do Sarapuí. De posse desses dados, traçou a figura 2.7, que mostra os pares de valores ( $\sigma'_v$ , e) plotados em triângulos vermelhos. Passada a camada superficial, situada na crosta ressecada, os pares em maiores profundidades se encaixam perfeitamente no lugar geométrico dos pontos de OCR de descarregamento iguais a 2,0 em relação à linha EOP. Isso mostra que a tensão de sobreadensamento induzida pelo processo de *aging* pode ser obtida pelos ensaios de laboratório de descarregamento gerando diferentes valores de OCR.

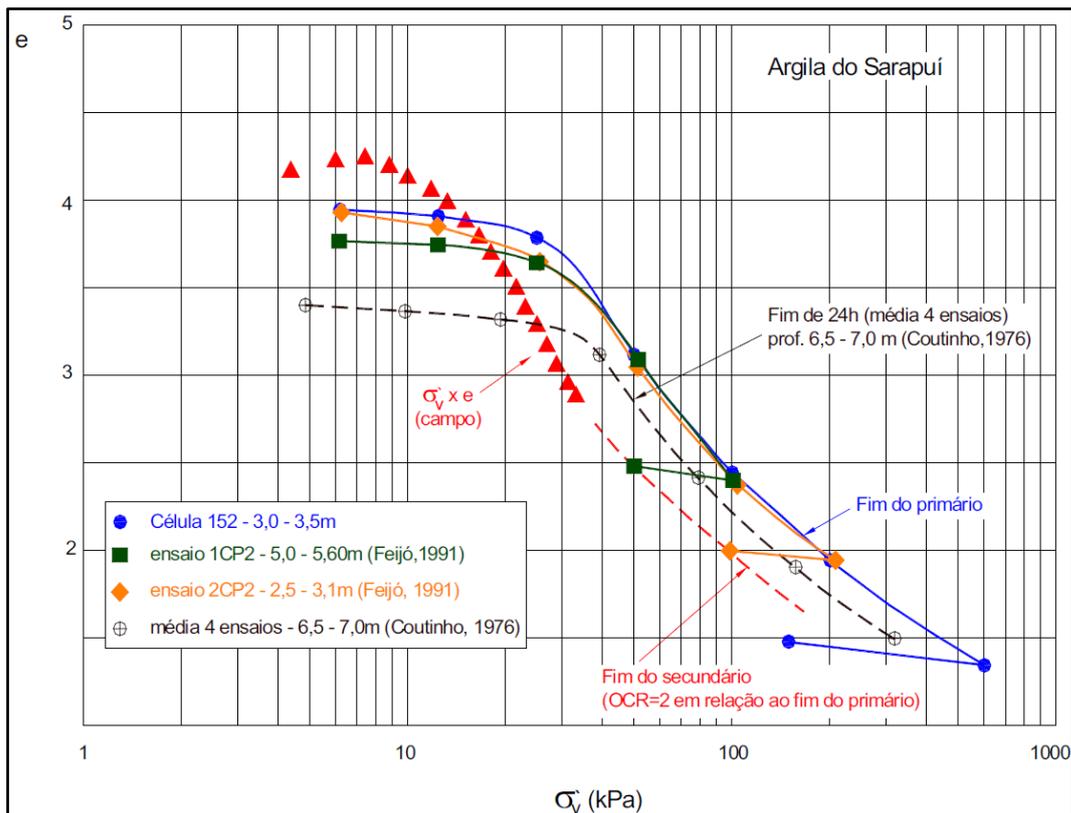


Figura 2.7 – Curvas de compressão de campo e laboratório para a Argila do Sarapuí (Martins, 2007)

## 2.5

### Método de Asaoka

Asaoka (1978) propôs um método para a estimativa do recalque final por adensamento primário e do coeficiente de adensamento do solo a partir de leituras obtidas de instrumentação de campo. Após sua divulgação no Brasil por Massad (1982), o método passou a ser usado com muita frequência. Entretanto, discrepâncias foram apontadas por Sandroni (2001), colocando o método “em

observação” já que foi testado em um aterro em construção na ocasião e os resultados fornecidos eram imprecisos e variavam bastante com o período de observação considerado. Sousa Pinto (2001) dedicou um artigo exclusivamente para analisar o método, concluindo que, sendo indiscutível a ocorrência de adensamento secundário, sua aplicação pode induzir a erros.

Outra conclusão de Sousa Pinto (2001) é que o método é absolutamente correto para fenômenos que possam ser expressos por meio de uma equação exponencial, como ocorre com os recalques previstos pela teoria de Terzaghi & Frölich, conforme a equação 2.6. A consequência disso, é que o método de Asaoka só poderia ser usado quando já tiverem sido dissipados 52,6 % dos excessos de poropressão.

Tendo em vista essa limitação do método, nesta pesquisa o método de Asaoka não será usado para a obtenção de coeficientes de adensamento nem tampouco para a estimativa de recalque final por adensamento primário. Por outro lado, valendo-se da conclusão de Sousa Pinto, o método pode ser aplicado quando as leituras de recalque puderem ser ajustadas por uma equação exponencial.

Para a aplicação do método os seguintes passos devem ser seguidos:

- 1) Plotar as medições de campo em um gráfico  $\rho \times t$  (figura 2.8);
- 2) Anotar os valores de recalque a iguais intervalos de tempo  $\Delta t$  (figura 2.8);
- 3) Tomar pares de valores  $(\rho_t, \rho_{t+\Delta t})$ ;
- 4) Plotar esses pares de valores em um gráfico com eixos  $\rho_t$  vs.  $\rho_{t+\Delta t}$  (figura 2.9);
- 5) Ajustar os pontos por uma reta (ajuste linear) (figura 2.9);

De posse dos coeficientes de ajuste do item 5, emprega-se a fórmula abaixo para que se possa obter o valor do recalque final.

$$\rho_{final} = \frac{b}{1-a}, \text{ onde} \quad (2.24)$$

a – coeficiente angular do ajuste;

b – coeficiente linear do ajuste;

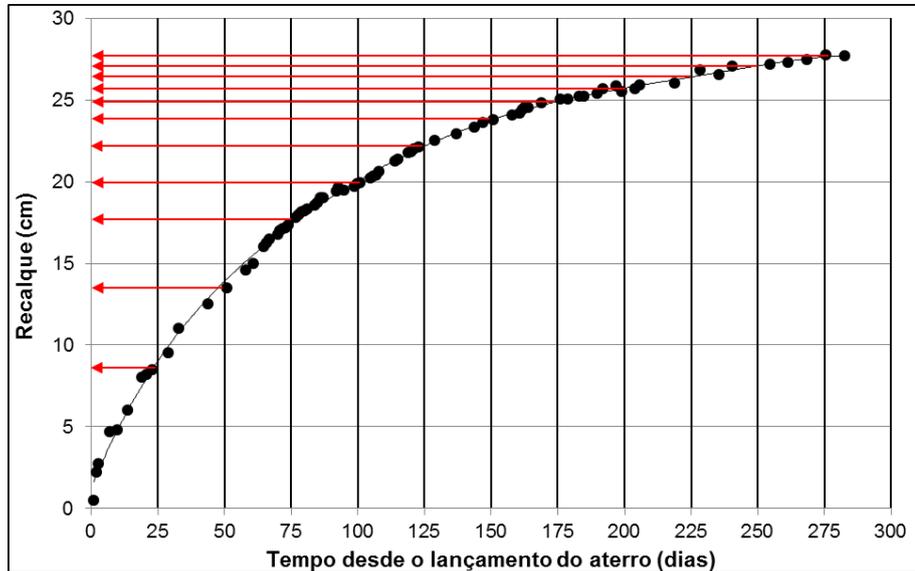


Figura 2.8 – Leituras de recalque em função do tempo e identificação de valores de recalque a iguais intervalos de tempo (25 dias, no caso) (fonte: o autor)

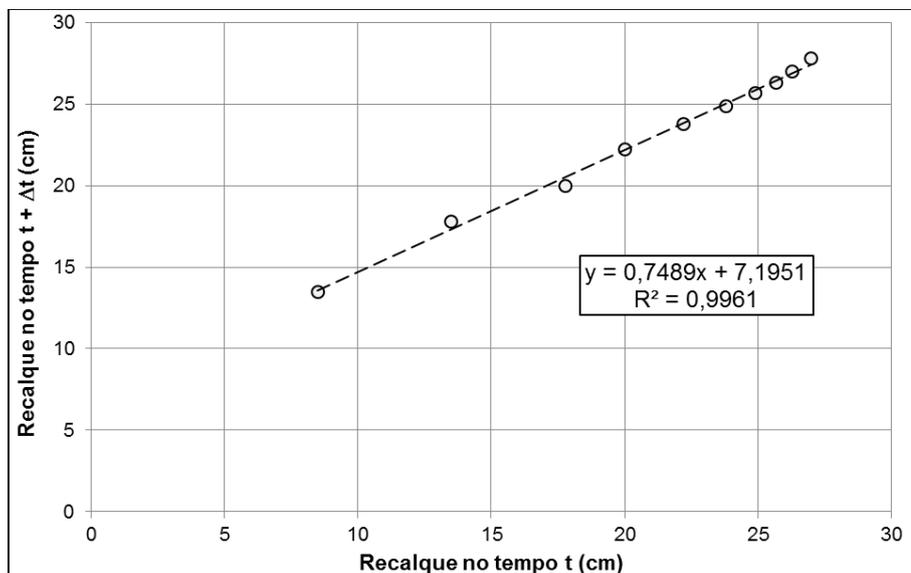


Figura 2.9 – Valores de recalque em  $t$  e  $(t+\Delta t)$  e ajuste linear (fonte: o autor)

Asaoka (1978) aponta que a exatidão do procedimento depende principalmente do intervalo de tempo ( $\Delta t$ ) adotado. Quanto maior for  $\Delta t$  maior será a exatidão dos parâmetros obtidos. Como referência, em um exemplo descrito no seu artigo, Asaoka adotou  $\Delta t$  de 90 dias, enquanto que Sousa Pinto (2001)

adotou  $\Delta t$  igual a 10% do período para o qual se dispõe de leituras, ou seja, se os recalques forem acompanhados por 1000 dias,  $\Delta t$  será adotado como 100 dias. Para isso, pode ser necessário rearranjar os recalques lidos de modo que os intervalos de tempo sejam rigorosamente iguais. Uma maneira de se conseguir isso é procedendo a um ajuste das leituras de recalque e retirando os valores diretamente da equação ajustada.

Por fim, reitera-se o fato de que, segundo Sousa Pinto (2001), o procedimento acima só teria validade quando aplicado a um conjunto de pontos que possa ser expresso por uma equação exponencial.

## 2.6

### Casos de observação de recalque por longo período

São escassos na literatura mundial casos com acompanhamento de recalque por longo período após a construção. Ainda mais escassos são os casos onde esse acompanhamento se deu em aterros com grandes dimensões lançados sobre camadas de solo mole com pouca variação de espessura, situação em que pode ser razoavelmente admitido que as condições de compressão eram unidimensionais. A seguir, são apresentados sucintamente alguns casos levantados com medições em locais com essas características.

Van der Burght (1936) descreve o caso da ilha de Marken, na Holanda, onde em 1840 uma camada de solo mole com cerca de 6 metros de espessura recebeu cerca de 2 metros de altura de um aterro com grande extensão. O pesquisador assume, com isso, que a compressão foi exclusivamente vertical. O aterro foi monitorado entre 1840 e 1932 (92 anos), e o resultado obtido é mostrado na figura 2.10.

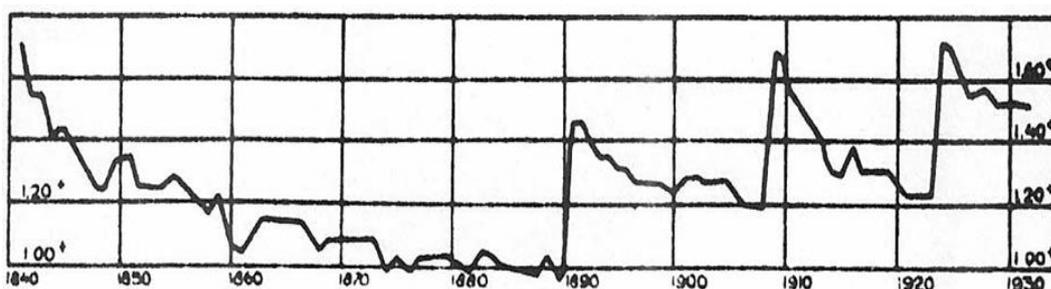


Figura 2.10 – Medição de recalques em Marken (Van der Burght, 1936)

Bjerrum (1967) em sua Rankine Lecture, apresenta os recalques medidos em seis edifícios na cidade de Drammen, na Noruega. As fundações foram em radier, sobre uma camada com cerca de 30 metros de espessura de solo argiloso. Os recalques medidos são mostrados na figura 2.11, onde chama-se a atenção para o caso da construção de Turnhallen, que experimentou os maiores recalques, registrados por um período de 32 anos.

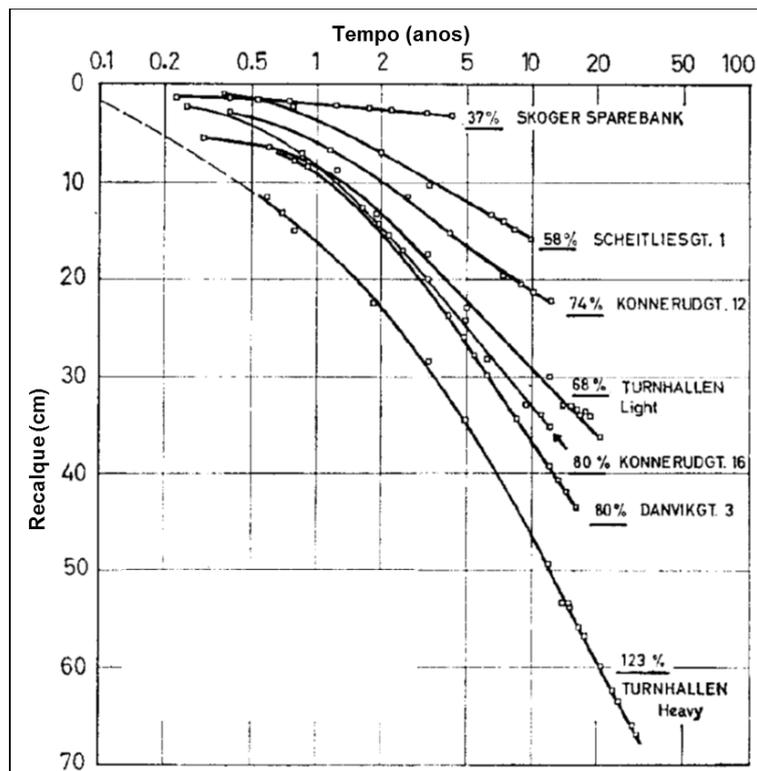


Figura 2.11 – Medição de recalques em Turnhallen (Bjerrum, 1967)

Crawford e Bozozuk (1990) descrevem o caso de um aterro de 1,4 metros lançado sobre 18 metros de solo mole, na cidade de Gloucester, Canadá. Em alguns pontos do aterro foram instaladas estruturas leves sobre radier, onde foi feito o acompanhamento de recalques, que se desenvolveu entre 1955 e 1988 (33 anos). A figura 2.12 mostra os recalques medidos em dois pontos.

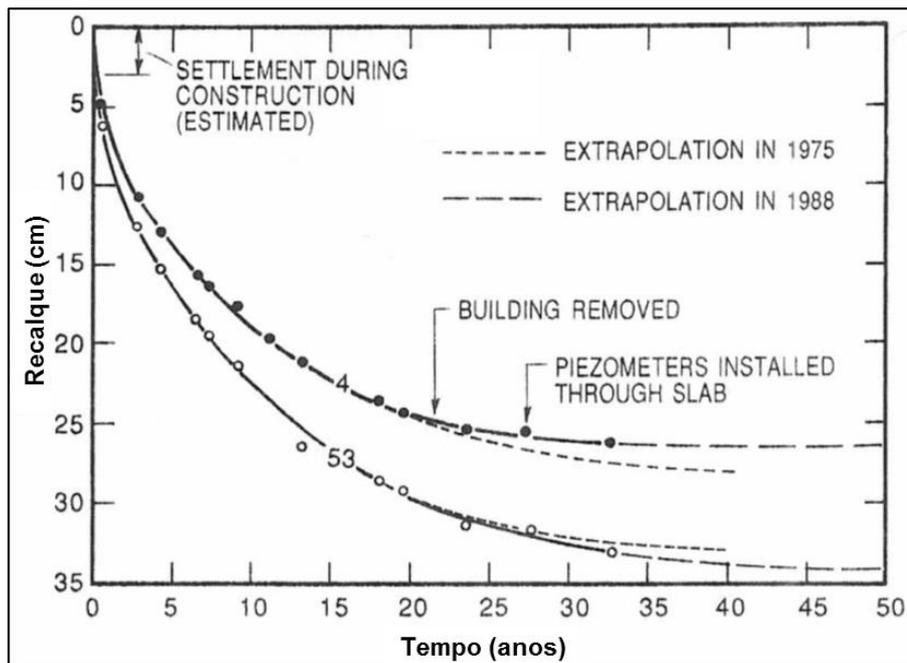


Figura 2.12 – Medição de recalques em Gloucester (Crawford & Bozozuk, 1990)

Aboshi (1995) descreve dois casos de aterros lançados no Japão, nas cidades de Ube e Hiroshima. Em Ube o aterro era de 7,5 metros de altura sobre uma camada de 15 metros de solo mole, e o acompanhamento se desenvolveu entre 1956 e 1993 (37 anos), conforme mostrado na figura 2.13. Pelas características do local o autor assume condições unidimensionais de adensamento.

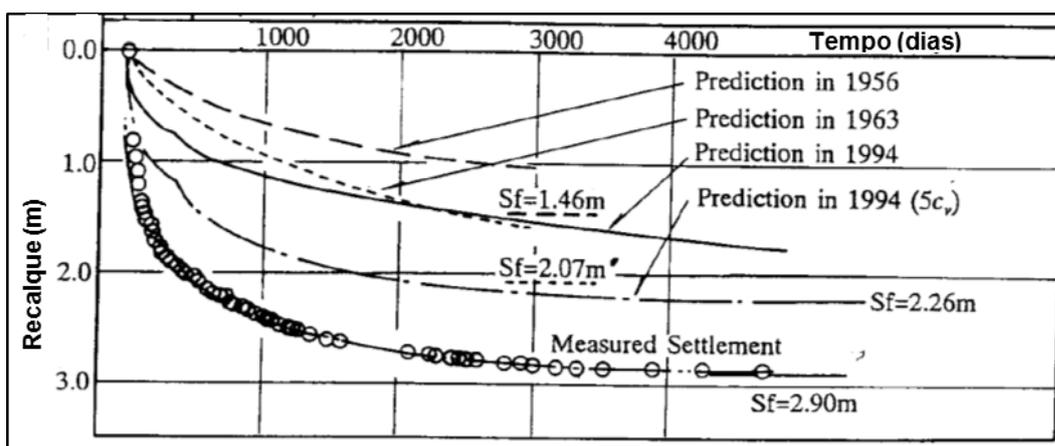


Figura 2.13 – Medição de recalques em Ube (Aboshi, 1995)

Já em Hiroshima foi lançado um aterro de 11 metros de altura sobre uma camada de argila mole com aproximadamente 25 metros de espessura, em zonas com e sem drenos. Conforme relatado pelo autor, na zona sem drenos a camada mole ainda se encontrava em adensamento primário cerca de 20 anos após a

conclusão do aterro. O acompanhamento se desenvolveu entre 1971 e 1994 (23 anos), conforme indicado na figura 2.14.

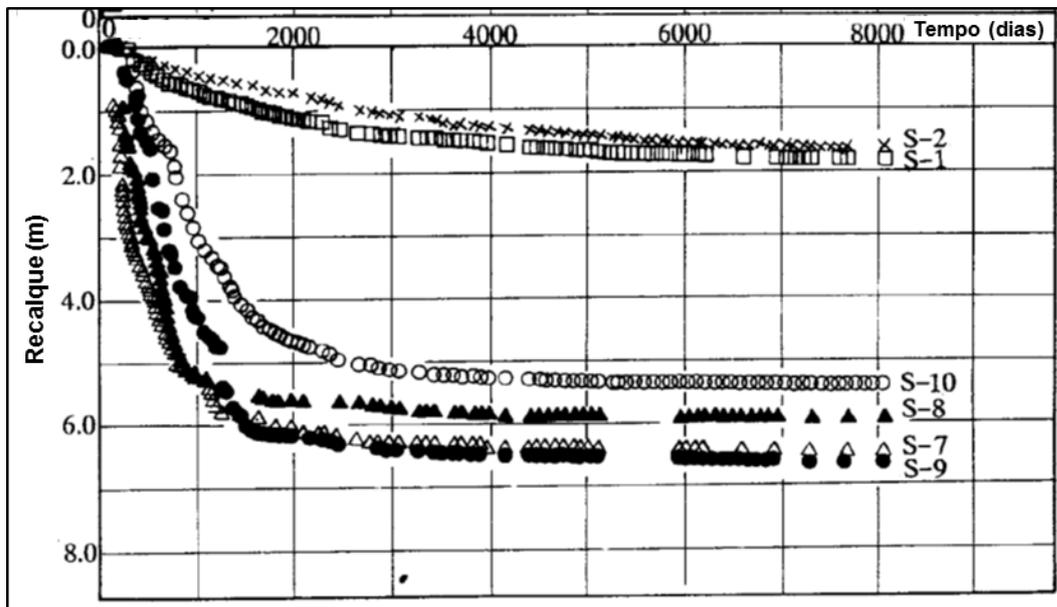


Figura 2.14 – Medição de recalques em Hiroshima (Aboshi, 1995)

Larsson e Mattsson (2003) descrevem dois aterros experimentais instrumentados construídos na Suécia, Lilla Melösa e Skå-Edeby. Em Lilla Melösa lançou-se um aterro quadrado com dimensões de 30 x 30 metros com 2,5 metros de altura, sendo o subsolo composto por uma camada de 13 metros de solo mole. O acompanhamento se desenvolveu entre 1945 e 2002 (57 anos), conforme mostrado na figura 2.15.

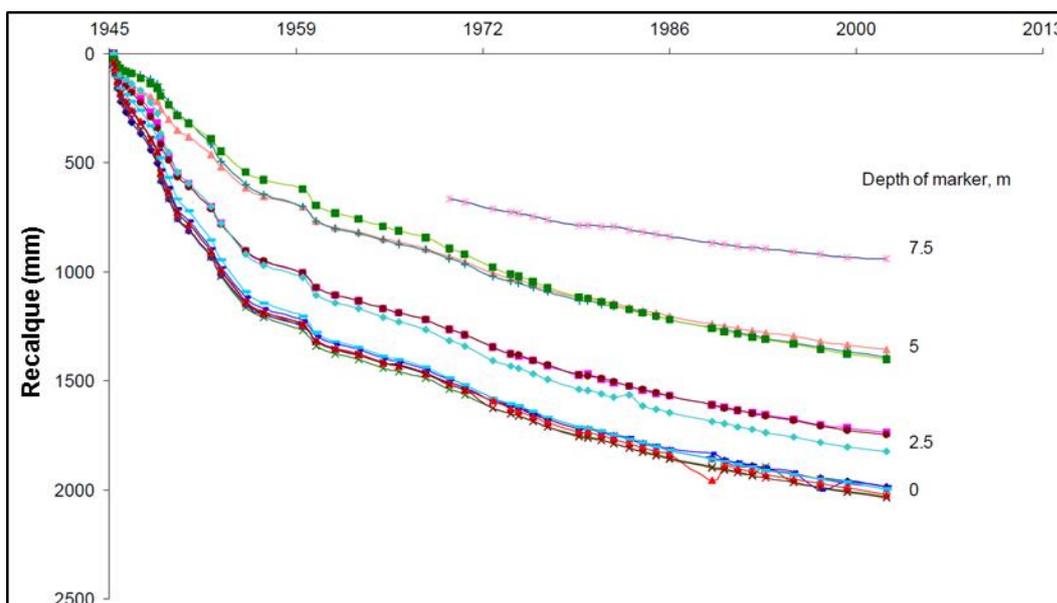


Figura 2.15 – Medição de recalques em Lilla Melösa (Larsson & Mattsson, 2003)

Já em Skå-Edeby construiu-se um aterro em formato circular, com diâmetro de 35 metros e 1,5 metros de altura, tendo a camada mole subjacente de 12 a 15 metros de espessura. O acompanhamento se desenvolveu entre 1957 e 2002 (45 anos), conforme mostrado na figura 2.16.

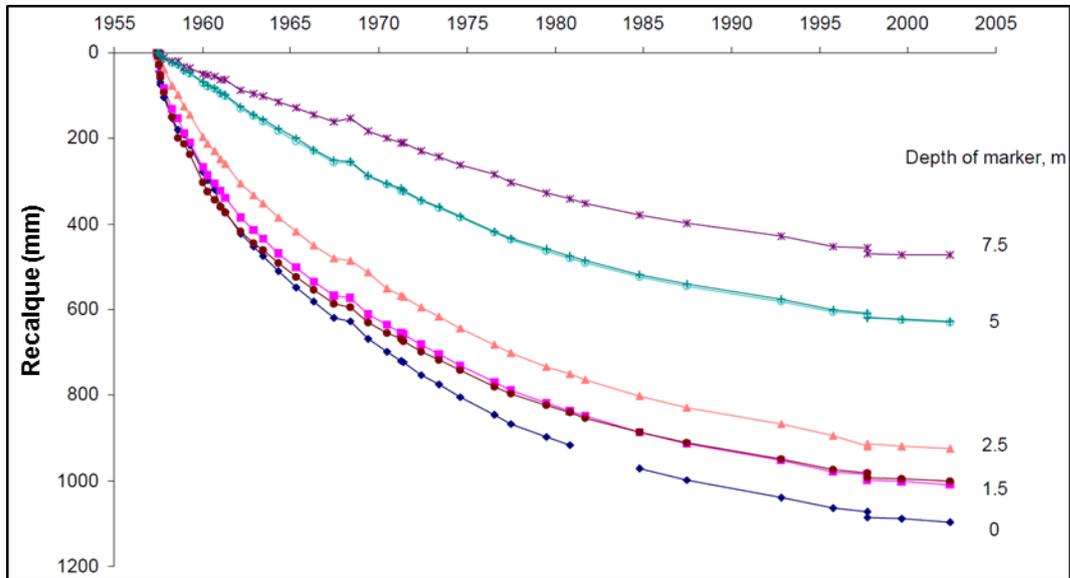


Figura 2.16 – Medição de recalques em Skå-Edeby (Larsson & Mattsson, 2003)