# Recalques em Solos Argilosos

## CONTEÚDO

**1 INTRODUÇÃO ..... 1**

**2 COMPRESSIBILIDADE DOS SOLOS ..... 10**

2.1 PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE ..... 12

2.2 FATORES QUE INFLUENCIAM A COMPRESSIBILIDADE DOS SOLOS ..... 14

2.2.1 TIPO DE SOLO ..... 14

2.2.2 ESTRUTURA DOS SOLOS ..... 15

2.2.3 NÍVEL DE TENSÕES ..... 17

2.2.4 GRAU DE SATURAÇÃO ..... 17

2.3 HISTÓRIA DE TENSÕES E TENSÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO ..... 18

2.3.1 SOLO NORMALMENTE ADENSADO ($\sigma'_{vM} = \sigma'_{vo}$) ..... 19

2.3.2 SOLO PRÉ-ADENSADO ($\sigma'_{vM} > \sigma'_{vo}$) ..... 19

2.3.3 CASOS ESPECIAIS ($\sigma'_{vM} < \sigma'_{vo}$) ..... 20

2.4 COMPRESSIBILIDADE DE SOLOS ARENOSOS ..... 20

**3 RECALQUES ..... 22**

3.1 ANALOGIA HIDROMECÂNICA ..... 22

3.2 CÁLCULO DE RECALQUES ..... 25

3.2.1 RECALQUE INICIAL - TEORIA DA ELASTICIDADE ..... 26

3.2.2 RECALQUE PRIMÁRIO OU DE ADENSAMENTO ..... 29

3.2.2.1 Definição do acréscimo de tensão efetiva ..... 32

3.2.2.1.1 Estimativa do parâmetro de compressibilidade $C_c$ ..... 33

3.2.2.2 Parâmetros variáveis com a profundidade ..... 38

3.2.3 RECALQUE SECUNDÁRIO ..... 41

3.2.3.1 Proposta de Lacerda e Martins (1985) ..... 43

Influência da taxa de carregamento ..... 44

Influência do tempo ..... 45

Estimativa do recalque secundário ..... 46

**4 ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL ..... 51**

4.1 CONCEITO DE ADENSAMENTO - ANALOGIA HIDROMECÂNICA ..... 51

4.1.1 TEMPO DE ADENSAMENTO ..... 52

4.1.2 TEORIA DE TERZAGHI E FRÖHLICH ..... 53

4.1.2.1 Solução da Equação de Adensamento ..... 55

4.1.2.2 Porcentagem de Adensamento ..... 58

4.1.2.2.1 Excesso Inicial de Poropressão Variável com a Profundidade ..... 64

4.1.2.3 Porcentagem Média de Adensamento ..... 68

4.1.3 TEORIA DE TAYLOR E MERCHANT - COMPRESSÃO SECUNDÁRIA OCORRENDO SIMULTANEAMENTE À COMPRESSÃO PRIMÁRIA ..... 75

4.1.3.1 Discussão dos termos da Equação de Taylor e Merchant ..... 77

4.1.3.2 Aplicação da Teoria de Taylor e Merchant ..... 80

**5 ENSAIO DE ADENSAMENTO INCREMENTAL (SIC) ..... 85**

5.1 INTRODUÇÃO ..... 85

5.2 PROCEDIMENTOS DO ENSAIO DE COMPRESSÃO OEDOMÉTRICA ..... 87

5.3 CÁLCULO DOS PARÂMETROS ..... 89

5.3.1 PARÂMETROS INICIAIS ..... 90

5.3.2 COEFICIENTES DE COMPRESSIBILIDADE DE ARGILAS ..... 91

5.3.3 TENSÃO EFETIVA DE PRÉ-ADENSAMENTO ($\sigma'_{vM}$) ..... 91

5.3.4 COEFICIENTE DE ADENSAMENTO ($c_v$) ..... 93

5.3.4.1 Método de Raiz do Tempo (Taylor) ..... 93

5.3.4.2 Método do Logaritmo do Tempo (Casagrande) ..... 95

5.3.4.3 Comentários sobre a determinação do $c_v$ ..... 96

5.3.5 COEFICIENTE DE COMPRESSÃO SECUNDÁRIA ($C_\alpha$) ..... 101

5.3.6 COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE (K) ..... 103

**6 ENSAIO DE ADENSAMENTO COM VELOCIDADE DE DEFORMAÇÃO CONSTANTE (CRS) ..... 104**

6.1.1 PROCEDIMENTO DE ENSAIO ..... 107

6.1.2 RESULTADOS EXPERIMENTAIS NA ARGILA MOLE DA BAIXADA FLUMINENSE ..... 108

**7 CASOS PARTICULARES ..... 112**

7.1 CARREGAMENTO NÃO INSTANTÂNEO ..... 112

7.2 INCORPORAÇÃO DE GRANDES DEFORMAÇÕES ..... 116

7.2.1 O EFEITO DA SUBMERSÃO DE ATERROS ..... 116

7.2.2 INFLUÊNCIA NA EVOLUÇÃO DO RECALQUE COM O TEMPO ..... 117

***8* CONDIÇÕES DE CAMPO QUE INFLUENCIAM A PREVISÃO DE RECALQUES ..... 120**

8.1 EXISTÊNCIA DE FLUXO LATERAL NO ADENSAMENTO ..... 120

8.2 INFLUÊNCIA DAS LENTES DE AREIA NO SUBSOLO ARGILOSO ..... 121

8.3 INFLUENCIA DA AMOSTRAGEM ..... 122

8.3.1 PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE ..... 126

8.3.2 COEFICIENTE DE ADENSAMENTO ..... 127

**9 TÉCNICAS CONSTRUTIVAS PARA MELHORIA DO COMPORTAMENTO DA CAMADA DE SOLO COMPRESSÌVEL ..... 129**

9.1 ACELERAÇÃO DE RECALQUES ..... 132

9.1.1 DRENOS VERTICAIS ..... 132

9.1.1.1 Drenos de areia ..... 134

9.1.1.2 Drenos fibroquímicos ..... 139

9.1.2 SOBRECARGA TEMPORÁRIA ..... 142

9.1.3 *ADENSAMENTO A VÁCUO* ..... 144

9.2 MELHORIA DAS PROPRIEDADES DA CAMADA ..... 145

9.2.1 INJEÇÃO DE CONSOLIDAÇÃO - CONSOLIDAÇÃO PROFUNDA RADIAL (CPR) ..... 145

9.3 REDUÇÃO DOS ESFORÇOS TRANSMITIDOS À FUNDAÇÃO ..... 147

9.3.1 ATERRO SOBRE ESTACAS ..... 147

9.3.2 ATERRO LEVE ..... 152

**10 MONITORAMENTO E INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA EM ATERROS SOBRE SOLOS MOLES 156**

10.1 INTERPRETAÇÃO DE MEDIDAS DE RECALQUE ..... 162

10.1.1 - MÉTODO DE ASAOKA, (1978) MODIFICADO POR MAGNAN E DEROY (1980) ..... 162

10.1.2 MÉTODO DE ORLEACH ..... 165

**11 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS ..... 168**

**ANEXOS ..... 172**

VARIAÇÃO DE POROPRESSÃO PARA A CONDIÇÃO DE FLUXO E DEFORMAÇÃO 1D ..... 172

# 1 INTRODUÇÃO

Um dos aspectos mais importantes em projetos e obras associados à Engenharia Geotécnica é a determinação das deformações (recalques) devidas a carregamentos verticais aplicados na superfície do terreno ou em camadas próximas à superfície.

No caso de projetos de edificações (Figura 1.1) com fundações superficiais (sapatas, radiers) ou de aterros construídos sobre os terrenos (barragens, aterros rodoviários, aterros de conquista), é importante o cálculo destas deformações sob ação das cargas aplicadas. A magnitude destas deformações deve ser avaliada e comparada com aquelas admissíveis para o bom funcionamento da construção projetada, ao longo da sua vida útil.

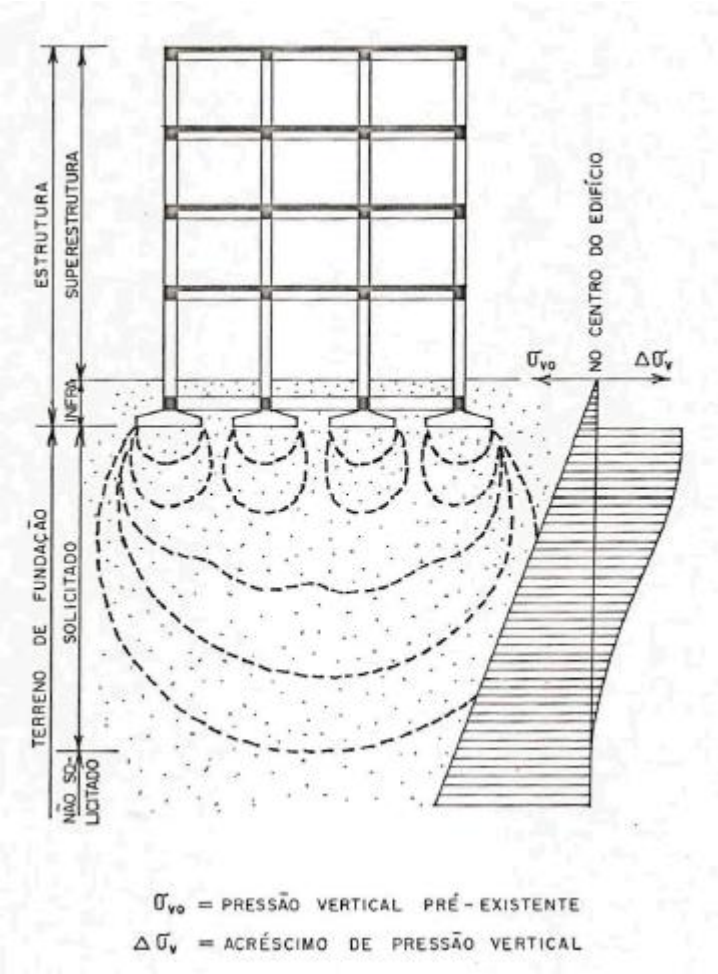



Figura 1.1. Área de influência do carregamento aplicado pelo elemento de fundação na camada de solo (Gusmão, 2006).

No caso dos solos, as deformações sob ação das cargas é muito mais complexo em comparação a outros materiais:

- Podem ser causadas por deformação ou deslocamento das partículas sólidas, ou ainda, por expulsão de ar ou água dos vazios;
- São comparativamente maiores que as dos materiais de construção (cerca de 0,005% a 2,5% nos solos);
- Podem ser imediatas ou ocorrerem durante um período de tempo elevado após a aplicação do carregamento (em linhas gerais: deformações em solos arenosos ou argilosos não saturados são rápidas; nos solos argilosos saturados os recalques são lentos e estão associados à saída de água dos vazios do solo);
- Podem não ser uniformes – o que pode acarretar em danos (trincas, rachaduras, etc.) as estruturas assentes sobre o solo de fundação (deformações ou recalques diferenciais) e inviabilizar à sua utilização.

Alguns dos exemplos da Engenharia Geotécnica, em que foram observados recalques de fundação de grandes magnitudes são apresentados a seguir:

*i. Torre de Pisa (1173)*

A construção ocorreu em três fases. Quatro andares foram construídos de 1173 a 1178. Depois de uma interrupção de 100 anos mais três andares foram construídos entre 1272 e 1278. Mais 80 anos de intervalo e entre 1360 e 1370 a torre foi completada (Figura 1.3). A torre tem cerca de 60m de altura 20 metros de diâmetro e seu peso é de cerca de 145 MN.

. Apesar do trabalho de engenheiros e arquitetos, com o objetivo de estacionar ou pelo menos reduzir o problema, a inclinação prosseguiu com uma média de 1,2 milímetros por ano. A situação ficou mais delicada em meados do século XIX, quando foram feitas escavações ao redor da torre em busca da base da coluna. Em poucos dias o ângulo aumentou quase um grau. No início dos anos 30, o ditador fascista Benito Mussolini prometeu que a torre voltaria a ser reta, fazendo de sua recuperação um de seus trunfos nacionalistas. Foram injetadas quase cem toneladas de argamassa no solo e o que se viu foi uma inclinação ainda maior. Em 1989 foi

feito um estudo e verificado que em aproximadamente 20 anos a torre tombaria, com isso o governo italiano contratou uma equipe internacional de especialistas e decidiu, em caráter de emergência, interditar a torre e instalar contrapesos de concreto amarrados a cabos de aço na face norte uma vez que ela pendia para o sudoeste.

Em 1990 os especialistas descobriram que poderiam corrigir o problema escavando a terra das fundações instáveis e colocando pesos (peças de chumbo) na face oposta da torre para evitar desabamentos. Depois veio a fase de extração de solo: 41 brocas perfuraram o chão e retiraram 60 toneladas de terra. A remoção de terra criou um espaço vazio no solo, no lado oposto ao inclinado. Com isso, o próprio peso da torre fez com que ela se reacomodasse no buraco e retornasse em meio grau. Antes do trabalho de restauração, realizado entre 1990 e 2001 a torre estava inclinada com um ângulo de 5,5 graus, estando agora a torre inclinada em cerca de 3,99 graus. Isto significa que o topo da torre está a uma distância de 3,9 m de onde ele estaria se a torre estivesse perfeitamente na vertical.

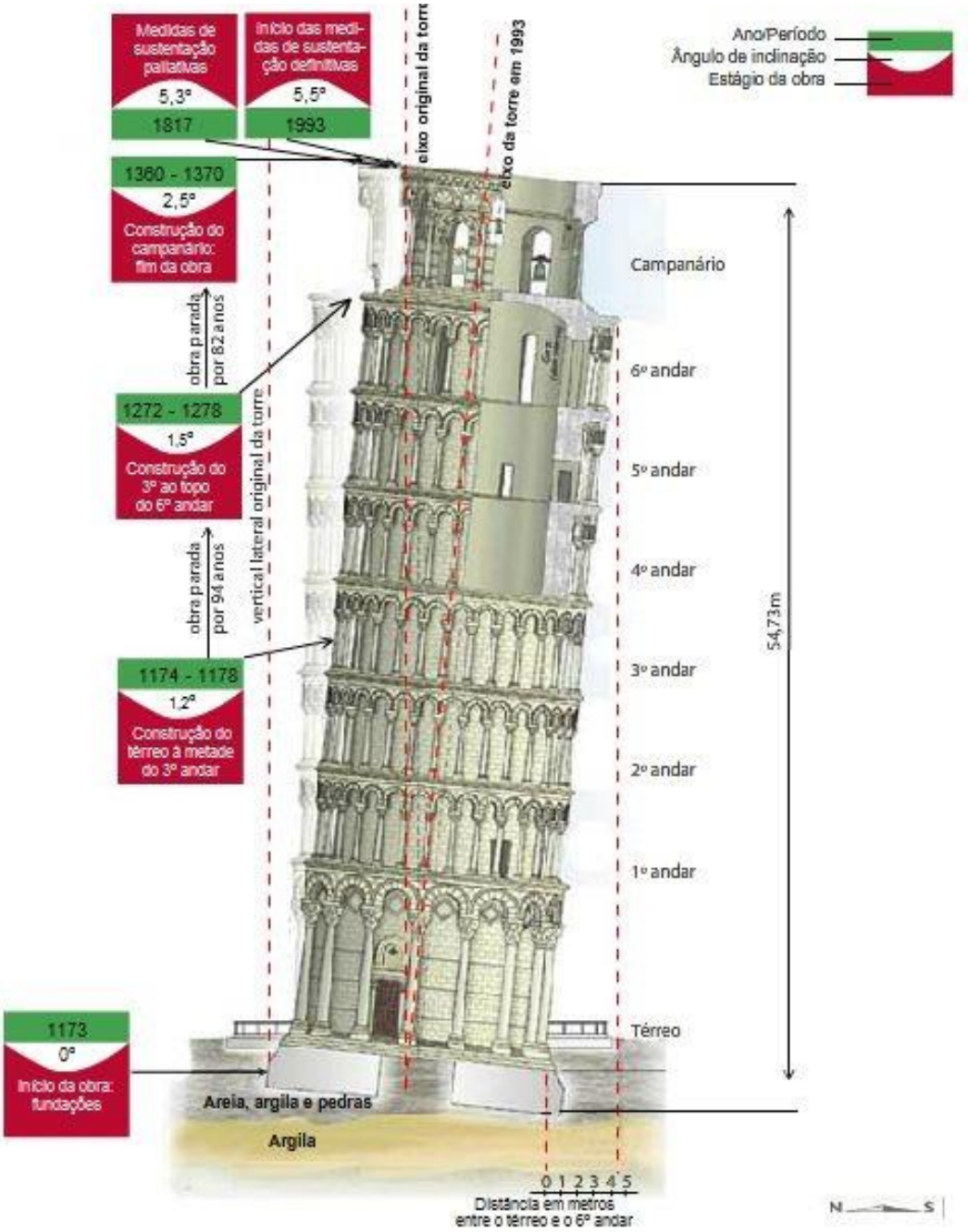
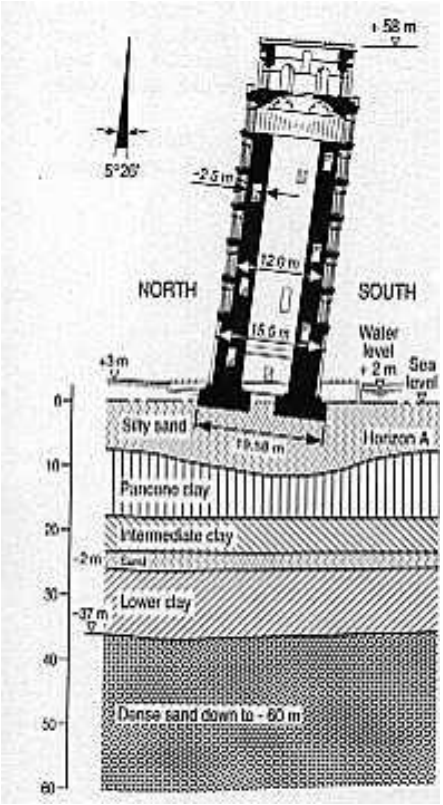



Figura 1.2- Esquema construtivo da Torre de Pisa[1]

[1] http://www2.uol.com.br/historiaviva/multimidia/torre_de_pisa.html



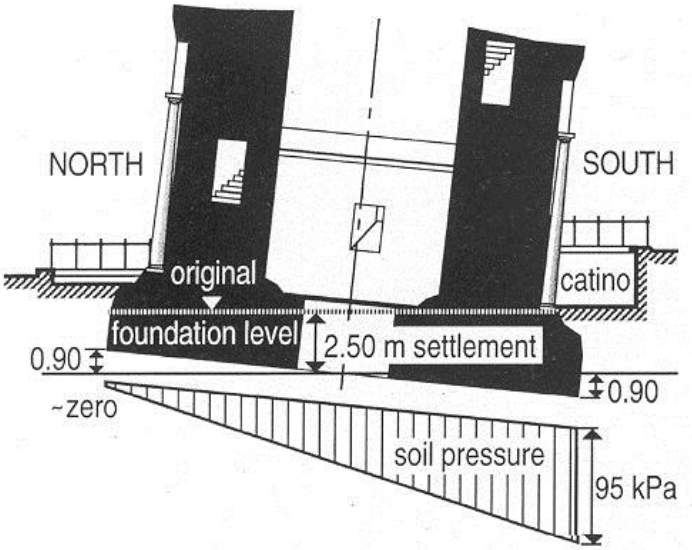




Figura 1.3. Torre de Pisa (Itália).

*ii. Catedral Metropolitana da Cidade do México e o Sagrário (igreja anexa):*

Construída em diversas etapas entre 1573 e 1813, a Catedral Metropolitana da Cidade do México e o Sagrário, igreja anexa, sofriam com recalques diferenciados, chegando a 2,42m entre a torre Oeste e a região do altar mor (Figura 1.4).

O motivo não era o sistema de fundação em si, mas as condições do solo, composto por camadas espessas de argila mole que se acomodam de forma desuniforme.

Essa diferença de comportamento foi acentuada pelo fato de uma parte da catedral ter sido erguida sobre uma antiga pirâmide asteca que comprimiu o terreno em mais de 10m. Após a análise do solo, os técnicos concluíram que seria necessário afundar a região do altar mor de 80 a 95 cm em um movimento que não comprometesse a integridade da edificação, além de induzir uma rotação complementar nas paredes laterais e afundar o lado norte do Sagrário em 30cm com extração de solo.

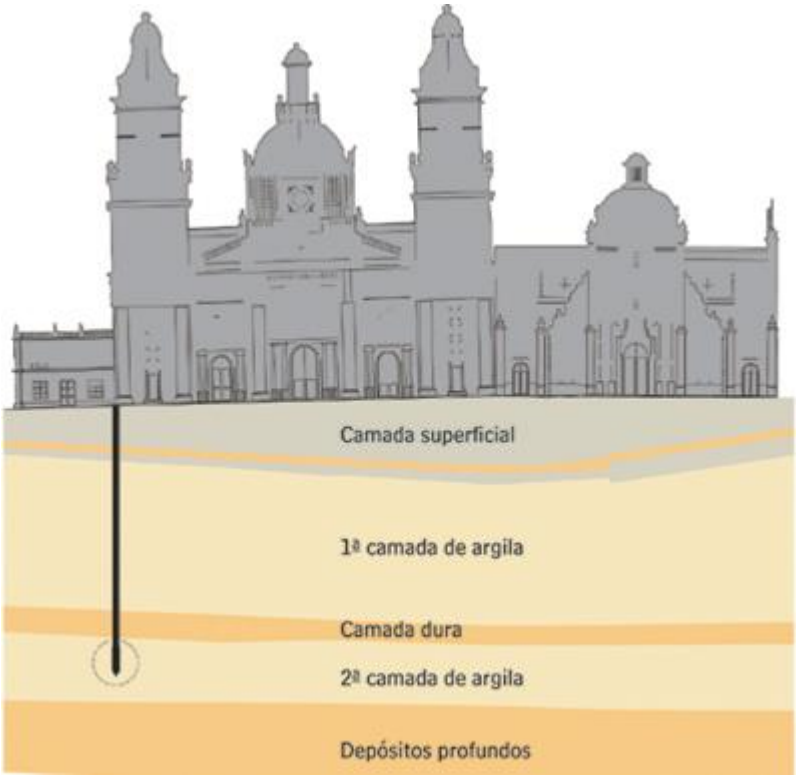



Figura 1.4. . Catedral Metropolitana da Cidade do México e o Sagrário.

Minimizado o problema de irregularidade, foi feito injeção de jet grouting para reduzir a compressibilidade do solo. A porcentagem varia de acordo com a condição em cada trecho do terreno. No total, foram injetados 5,2 mil m³ de cimento na camada superior de argila (Figura 1.5).

A solução diminuiu os recalques da edificação, apesar de não eliminar os efeitos de recalques regionais, comuns na capital mexicana.

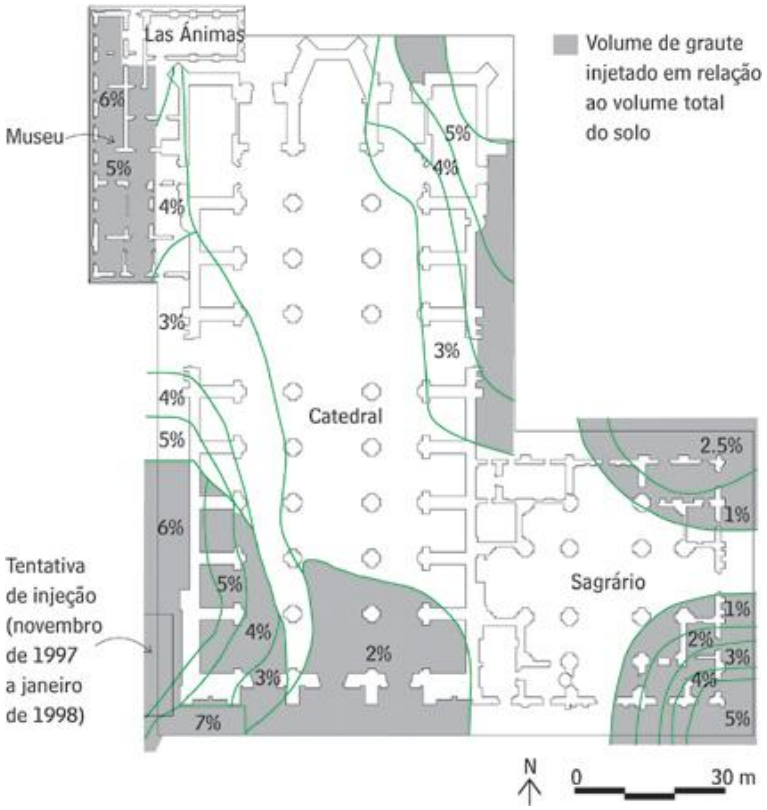



Figura 1.5. Solução para minimização dos recalques na Catedral Metropolitana da Cidade do México e o Sagrário.

*iii. Palácio de Belas Artes, Cidade do México:*

Construído entre o período de 1932 e 1934, o palácio é um caso clássico de recalques de fundação. Após a sua construção, sob camada de solos argilosos altamente compressíveis (w=281% e e=6,90), foram observados recalques diferenciais da ordem de 2m, entre a rua e a área construída, o que acarretou em adaptações no acesso a edificação (Figura 1.6 e Figura 1.7).

Figura 1.6. Palácio de Belas Artes, Cidade do México

Figura 1.7. Palácio de las Bellas Artes, na cidade do México. Recalque diferencial de 2m entre a estrutura e a rua - Lambe e Whitman, 1970).

*iv. Edifícios da orla de Santos (SP) (ref. Massad, 2005):*

A construção de obras civis e industriais na região da Baixada Santista constitui-se, de há muito tempo, num desafio para a Engenharia Geotécnica, face à existência de extensas e profundas camadas de argilas marinhas muito compressíveis, por vezes aflorantes, dificultando a sua travessia por estradas, e, outras vezes, subjacentes a estratos arenosos, onde soem apoiar-se as fundações diretas de edifícios, como é o caso na Cidade de Santos (Massad, 2005).

Com seus mais de 600.000 habitantes, Santos viveu no período de 1940-1970 uma grande expansão imobiliária, com a construção de edifícios ao longo da orla praiana, com até 18 pavimentos, apoiados em sapatas ou "radiers", assentes numa camada de areia medianamente a muito compacta, sobrejacente a mais de 30m de argila mole a média, às vezes rija. Em geral, o recalque máximo situou-se entre 40 e 120 cm (Teixeira, 1994), em alguns casos com uma inesperada dispersão de valores: recalques diferentes, na proporção de até 3:1, em edifícios de mesmo porte, apoiados em camadas de argila mole de praticamente a mesma espessura. Além disso, mais de 100 edifícios são inclinados; num caso extremo e muito conhecido, o Edifício Núncio Malzoni inclinou-se 2,2$^{o}$ e foi reaprumado com o emprego de fundação profunda (Maffei et al., 2001).

As causas dos desaprumos (Figura 1.8) têm sido atribuídas quer à forma da área carregada ("T" e "L" tidas como as mais problemáticas); quer a carregamentos não uniformes; quer ainda à posterior construção de edifícios lindeiros, distantes 4 a 10 m (Teixeira, 1994). Também neste aspecto têm ocorrido anomalias: edifícios que se inclinaram sem uma explicação racional (Teixeira, 1994).

Figura 1.8. Praia do Boqueirão, Santos (Set 2011).

# 2 COMPRESSIBILIDADE DOS SOLOS

Quando se executa uma obra de engenharia, impõe-se no solo uma variação no estado de tensão que acarreta em deformações, as quais dependem não só da carga aplicada, mas principalmente da *Compressibilidade do Solo.*

As deformações podem ser subdivididas em três categorias (Figura 2.1):

- Elásticas: quando estas são proporcionais ao estado de tensões imposto. Para os solos que apresentam um comportamento elástico, a proporcionalidade entre as tensões ($\sigma$) e deformações ($\varepsilon$) é dada pela Lei de Hooke ($\sigma = E.\ \varepsilon$, onde E = módulo de Elasticidade ou módulo de Young; constante e característico do material). As deformações elásticas estão

associadas a variações volumétricas totalmente recuperadas após a remoção do carregamento;

- Plásticas: associadas a variações volumétricas permanentes sem a restituição do índice de vazios inicial do solo, após o descarregamento;
- Viscosas: também chamadas de fluência, são aquelas evoluem com o tempo sob um estado de tensões constante.

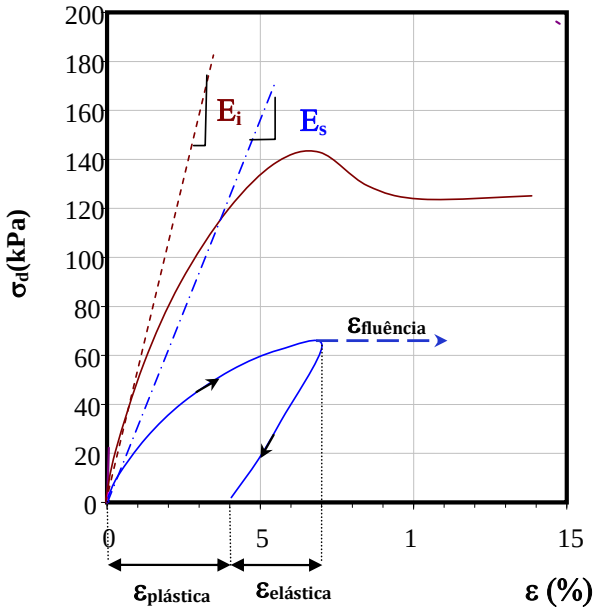



Figura 2.1. Curva tensão x deformação

Considerando-se que o solo é um sistema trifásico, composto de partículas sólidas (minerais), ar e água nos seus vazios, as deformações que ocorrem no elemento podem estar associadas à:

- *deformação dos grãos individuais;*
- *compressão da água presente nos vazios (solo saturado);*
- *variação do volume de vazios, devido ao deslocamento relativo entre partículas*.

Do ponto de vista de Engenharia Civil, a magnitude dos carregamentos aplicados às camadas de solo não são suficientes para promover deformações das partículas sólidas. A água, por sua vez é considerada como incompressível. Assim sendo, as deformações no solo ocorrem basicamente pela variação de volume dos vazios.

Somente para casos em que os níveis de tensão são muito elevados, a deformação total do solo pode ser acrescida da variação de volume dos grãos.

Sempre que se projeta uma estrutura sobre solos compressíveis (deformáveis) é fundamental prever as deformações (recalques) e sua evolução com o tempo submetidos, a fim de avaliar a sua repercussão sobre a estrutura e decidir com acerto sobre o tipo de fundação a ser adotada. Muitas vezes as condições de fundação são tão desfavoráveis que resultam na necessidade de emprego de soluções de custo mais elevado; por exemplo, fundações profundas

Para a estimativa da ordem de grandeza dessas deformações o engenheiro precisa, após o reconhecimento do subsolo, conhecer:

- *O estudo da distribuição de pressões no solo;*
- *O estudo das propriedades do solo através de ensaios de laboratório.*

## *2.1 PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE*

Define-se como Compressibilidade a relação entre a magnitude das deformações e a variação no estado de tensões imposta. No caso de solos, estas deformações podem ser estabelecidas através de variações volumétricas ou em termos de variações no índice de vazios.

A Figura 2.2 mostra as diferentes formas de representação da compressibilidade de solos. Dependendo da forma adotada, a compressibilidade fica definida a partir de diferentes parâmetros conhecidos como: módulo oedométrico ou confinado (D), coeficiente de variação volumétrica ($m_v$), coeficiente de compressibilidade ($a_v$) e índices de compressibilidade ($c_c$, $c_r$, $c_s$).

Observa-se, ainda na Figura 2.2 que as curvas não são lineares e, com isso, o valor adotado em projeto dependerá da faixa de tensões de trabalho. Faz-se necessário, portanto, indicar os limites inicial e final da tensão efetiva vertical média de projeto e, neste trecho, calcular a tangente à curva.

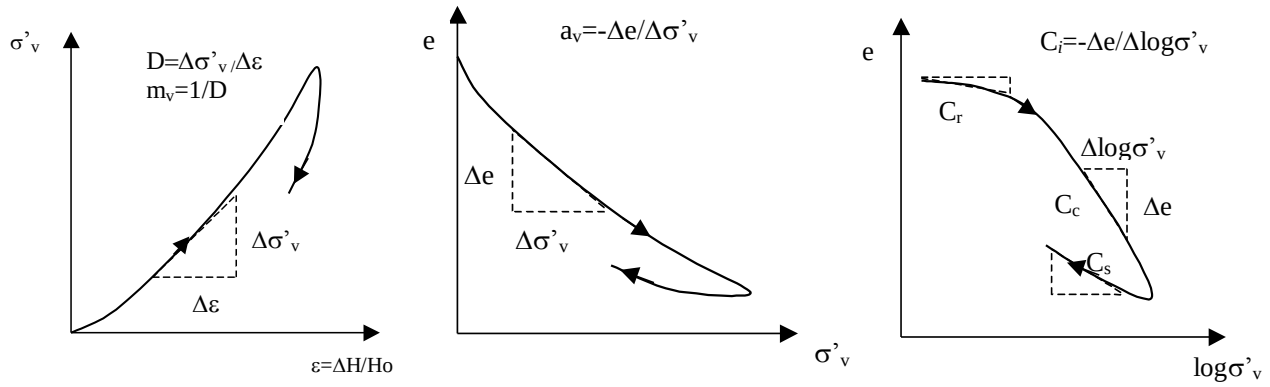



Figura 2.2 Parâmetros de compressibilidade.

Uma vez determinado a compressibilidade do solo em função de qualquer um dos parâmetros, é possível obter qualquer outro a partir das correlações apresentadas na Tabela 2.1

Tabela 2.1. Parâmetros de Compressibilidade

| | **Módulo Confinado** | **Coeficiente de Variação Volumétrica** | **Coeficiente de Compressibilidade** | **Índice de Compressão** |
|---|---|---|---|---|
| **Módulo Confinado ou oedométrico** | $E_{edo}(ou\ D) = \frac{\Delta\sigma'_v}{\Delta\varepsilon_v}$ | $D = \frac{1}{m_v}$ | $D = \frac{1+e_0}{a_v}$ | $D = \frac{(1+e_o)\sigma'_{vmedio}}{0{,}435C_c}$ |
| **Coeficiente de Variação Volumétrica** | $m_v = \frac{1}{D}$ | $m_v = \frac{\Delta\varepsilon_v}{\Delta\sigma'_v}$ | $m_v = \frac{a_v}{1+e_0}$ | $m_v = \frac{0{,}435C_c}{(1+e_o)\sigma'_{vmedio}}$ |
| **Coeficiente de Compressibilidade** | $a_v = \frac{1+e_0}{D}$ | $a_v = (1+e_0)m_v$ | $a_v = -\frac{\Delta e}{\Delta\sigma'_v}$ | $a_v = \frac{0{,}435C_c}{\sigma'_{vmedio}}$ |
| **Índice de Compressão** | $C_c = \frac{(1+e_o)\sigma'_{vmedio}}{0{,}435D}$ | $C_c = \frac{(1+e_o)\sigma'_{vmedio}\ m_v}{0{,}435}$ | $C_c = \frac{a_v\sigma'_{vmedio}}{0{,}435}$ | $C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta log\sigma'_v}$ |

É interessante observar que o modulo oedométrico tem as mesmas características do módulo de elasticidade determinado em ensaios triaxiais drenados (E´) , como mostrado na Figura 2.3. A diferença esta no fato de $E_{oed}$ ser determinado para condições em que a deformação horizontal é nula. Com isso, a variação da tensão horizontal esta associada à vertical ($\Delta\sigma'_h = k_o\ \Delta\sigma'_v$) tem-se:

$$E_{oed} = \frac{\Delta\sigma'_v}{\Delta\varepsilon_v} = \frac{(1-\nu')E'}{(1+\upsilon')(1-2\upsilon')} \qquad 2.1$$

Onde ν´é o coeficiente de Poisson para condição drenada

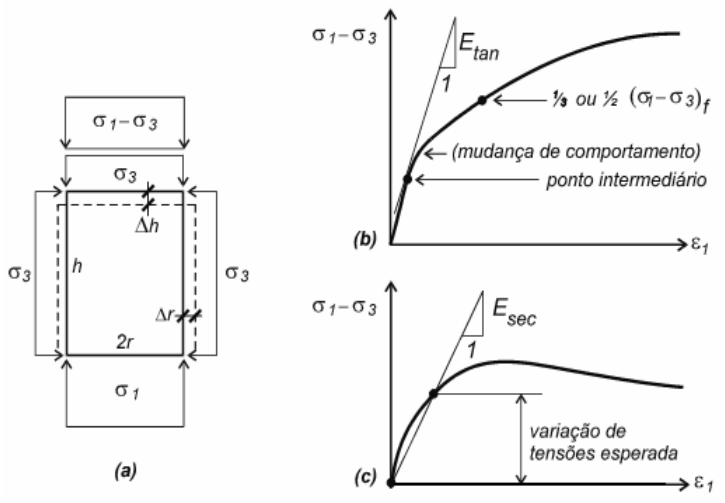



Figura 2.3. Parâmetros de deformabilidade em ensaios triaxiais (a) sistema de aplicação de tensão; (b) módulo de elasticidade (c) módulo secante (adaptado de Velloso e Lopes , 2004, por Domingos 2008)

## 2.2 *Fatores que influenciam a Compressibilidade dos Solos*

### 2.2.1 Tipo de Solo

A interação entre as partículas de solos argilosos (argilo-minerais) é feita através de ligações elétricas e o contato feito através da camada de água absorvida – Figura 2.4 (camada dupla). Já os solos granulares transmitem os esforços diretamente entre partículas (Figura 2.5). Por esta razão, a compressibilidade dos solos argilosos é superior a dos solos arenosos, pois a camada dupla lubrifica o contato e, portanto facilita o deslocamento relativo entre partículas. É comum referir-se aos solos argilosos como solos compressíveis.

Figura 2.4. Camada de água absorvida e partícula de argila.

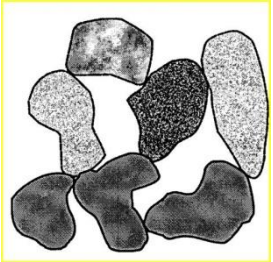
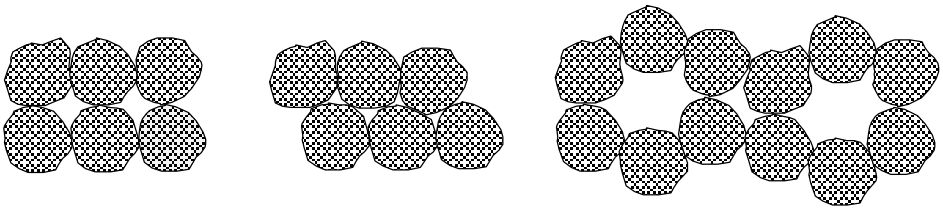


Figura 2.5. Contato entre grãos em solos arenosos.

### 2.2.2 Estrutura dos Solos

A estrutura dos solos é um fator importante na definição da sua compressibilidade. Solos granulares podem ser arranjados em estruturas fofas, densas e favo de abelha (solos finos), conforme mostrado na Figura 2.6 Considerando que os grãos são admitidos como incompressíveis, quanto maior o índice de vazios, maior será a compressibilidade do solo.



(a) fofa (b) densa (c) favo de mel

Figura 2.6. Estrutura dos solos granulares.

A Figura 2.7 mostra um exemplo experimental da influencia da estrutura para o caso de areias fofa e compacta.

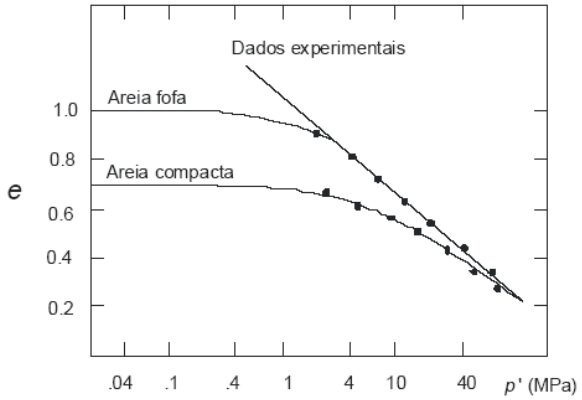
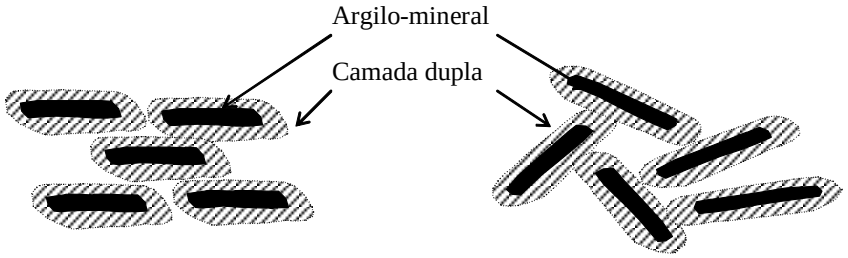



Figura 2.7 Resultados de ensaios realizados para o estudo da compressibilidade de areias (Vesic e Clough,1968)

Já os solos argilosos se apresentam segundo estruturas dispersas ou floculadas (Figura 2.8). Solos com estrutura floculada são mais compressíveis; com a compressão desses solos o posicionamento das partículas tende a uma orientação paralela (estrutura dispersa).




(a) dispersa (b) floculada

Figura 2.8.Estrutura dos solos argilosos.

Devido à importância da estrutura na definição da compressibilidade dos solos, ensaios de laboratório para determinação das características de compressibilidade devem ser sempre executados em amostras indeformadas. No caso dos solos granulares, de difícil amostragem, os ensaios devem ser realizados em amostras moldadas segundo o índice de vazios de campo.

### 2.2.3 Nível de tensões

O nível de tensões a que o solo está sendo submetido interfere na sua compressibilidade tanto no que diz respeito à movimentação relativa entre partículas, quanto na possibilidade de acarretar em processos de quebra de grãos.

A Figura 2.9 ilustra a influência do nível de tensões. Nesta figura, quanto mais vertical é a tangente à curva, maior é a compressibilidade do material. Quando, por exemplo, um solo arenoso fofo é comprimido, as partículas vão se posicionando em arranjos cada vez mais densos, diminuindo a compressibilidade do solo. A medida que o nível de tensões é aumentado, elevam-se as tensões intergranulares acarretando em fraturamento e/ou esmagamento das partículas. Com a quebra de grãos, a compressibilidade aumenta sensivelmente.

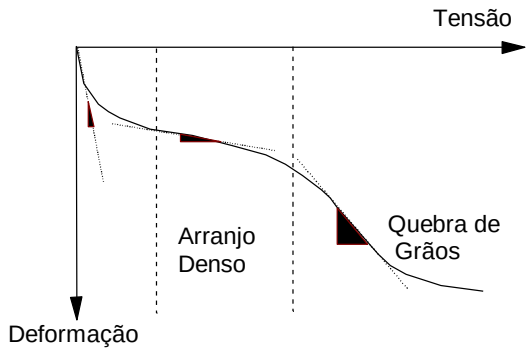



Figura 2.9. Curva Tensão-Deformação – solo arenoso.

Na maioria das obras de engenharia os níveis de tensão não atingem os patamares necessários para causar deformações ou quebra nos grãos.

### 2.2.4 Grau de Saturação

No caso de solos saturados, a variação de volume ocorre por uma variação de volume de água contida nos vazios (escape ou entrada). No caso de solos não saturados, o problema é mais complexo uma vez que, ao contrário da água, a compressibilidade do ar é grande e pode interferir na magnitude total das deformações.

## 2.3 HISTÓRIA DE TENSÕES E TENSÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO

No caso da utilização da curva e x log$\sigma'_v$ (Figura 2.2), observa-se, diferentemente dos outros gráfico, uma mudança brusca de inclinação da tangente à curva de compressibilidade. Este fato se dá porque este tipo de gráfico permite observar claramente quando o solo muda de comportamento. No trecho inicial, de menor compressibilidade, o solo está, na realidade, sendo submetido a um processo de recompressão. No trecho seguinte, o solo está sendo carregado, pela primeira vez, para valores de tensão efetiva maiores do que os máximos que o depósito já foi submetido (Figura 2.10). Assim sendo, o limite entre os dois trechos é definido por um valor de tensão efetiva correspondente à máxima tensão efetiva que o solo foi submetido em toda sua história. A esta tensão efetiva dá-se o nome de tensão efetiva de pré-adensamento ($\sigma'_{vm}$)

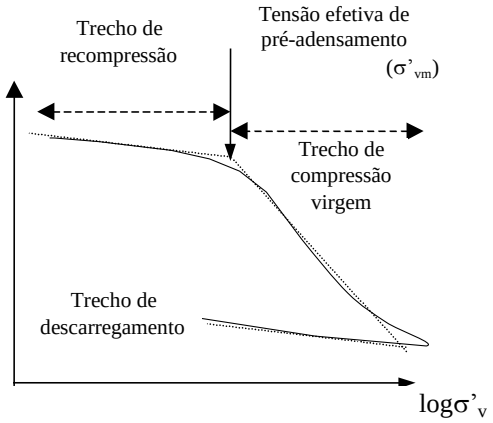



Figura 2.10. História de Tensões

Originalmente, acreditava-se que o trecho de compressão virgem pudesse ser representado por uma reta. Entretanto, com os avanços das técnicas de amostragem e preparação de corpos de prova para realização de ensaios; isto é, com a melhoria da qualidade das amostras, tem-se verificado a não linearidade do trecho de compressão virgem. Há uma redução da compressibilidade ($c_c$) com o aumento do nível de tensão efetiva. Este comportamento pode ser atribuído à indução de alinhamento das partículas com o aumento da tensão efetiva vertical. Com isso, gera-se uma mudança na estrutura e, consequentemente, na compressibilidade do material.

O conhecimento do valor de $\sigma'_{vm}$ é extremamente importante para o estudo do comportamento dos solos, pois representa a fronteira entre deformações relativamente pequenas e muito grandes.

Na prática, a relação entre a tensão efetiva de pré-adensamento ($\sigma'_{vm}$) e a tensão efetiva vertical de campo ($\sigma'_{vo}$ ) pode se dar de duas maneiras:

### 2.3.1 Solo Normalmente Adensado ($\sigma'_{vm} = \sigma'_{vo}$)

Neste caso, o solo nunca foi submetido a uma tensão efetiva vertical maior a atual. Para esta condição diz-se que o solo é *normalmente adensado* e sua Razão de Pré-Adensamento (RPA) ou OCR ("Over Consolidation Ratio"), definida como sendo:

$$RPA = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}} \qquad 2.2$$

é igual à unidade (RPA=1,0).

Durante a formação de um solo sedimentar, por exemplo, as tensões vão crescendo continuamente com a deposição de novas camadas. Nesses casos, nenhum elemento foi submetido a tensões efetivas maiores do que as atuais.

### 2.3.2 Solo Pré-adensado ($\sigma'_{vm} > \sigma'_{vo}$ )

Se a tensão efetiva de pré-adensamento ($\sigma'_{vm}$) é maior que a tensão efetiva vertical de campo ($\sigma'_{vo}$ ), conclui-se que, no passado, o depósito já foi submetido a um estado de tensões superior ao atual. A Razão de Pré-Adensamento (RPA) será sempre maior do que 1 e a este material dá-se o nome de solo *pré-adensado* (Tabela 2.2)

Vários fatores podem causar pré-adensamento (Ladd, 1973), os quais podem ser causados pela variação da tensão total, poropressão e estrutura do solo. A Tabela 2.2 resume os fatores mais usuais.

Tabela 2.2. Causas de Pré adensamento

| Variação | Ação |
|---|---|
| Tensão total | Remoção de sobrecarga superficial (processo erosão, ação do homem, recuo das águas do mar, por exemplo);<br>Demolição de estruturas antigas;<br>Glaciação. |
| Poropressão | Variação da cota do lençol freático;<br>Pressões artesianas;<br>Bombeamento profundo;<br>Ressecamento e Evaporação;<br>Ressecamento devido à vegetação. |
| Estrutura do solo | Compressão secundária;<br>Mudanças ambientais tais como: temperatura, concentração de sais, pH, etc;<br>Precipitação de agentes cimentantes, troca catiônica, etc. |

### 2.3.3 Casos Especiais ($\sigma'_{vm} < \sigma'_{vo}$)

É possível que a determinação da pré-adensamento, em laboratório, forneça um valor inferior à tensão efetiva de campo, calculada com base no perfil de solo. Este resultado pode estar associado a duas situações:

i) O solo se encontra em processo de adensamento devido a carregamentos recentes. Na realidade, o valor de $\sigma'_{vo}$ não seria aquele calculado pelos dados do perfil, mas sim levando-se em consideração o desenvolvimento das tensões efetivas no processo de adensamento como veremos mais tarde.

ii) Erro na estimativa de $\sigma'_{vm}$, como resultado da má qualidade do corpo de prova. Sempre que ocorrem problemas de amolgamento da amostra nas fases de extração e preparação do corpo de prova, a curva de compressibilidade tende a ficar mais achatada, não sendo possível identificar corretamente a mudança dos trechos de recompressão e compressão virgem.

## *2.4 COMPRESSIBILIDADE DE SOLOS ARENOSOS*

O estudo da compressibilidade de solos arenosos pode ser compreendido a partir dos resultados de ensaios de compressão confinada realizados por Robert (1964) e apresentados na Figura 2.11.

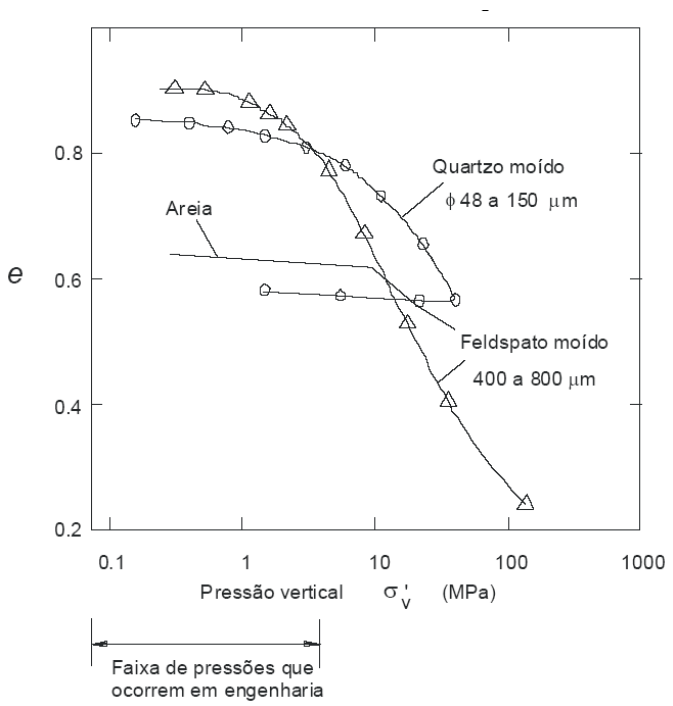



Figura 2.11. Ensaio de Compressão Oedométrica em areias (Robert, 1964).

O gráfico e x log $\sigma_v$' indica, para a areia ensaiada, que há um patamar praticamente horizontal até o nível de tensões de 10MPa. Não há variação expressiva de índice de vazios até os valores de tensões próximos a 10MPa. Somente, a partir deste valor, as deformações volumétricas são sensivelmente maiores. Pode-se observar também que o comportamento é similar para os ensaios relativos a materiais "fabricados" com quartzo e feldspato moídos.

Em todas as curvas e x log $\sigma_v$', observa-se que existe um valor de tensão onde a partir desta, as deformações volumétricas aumentam rapidamente com o logaritmo de $\sigma_v$'. A esta tensão dá-se o nome de "Tensão de Escoamento" ($\sigma'_{esc}$). As deformações volumétricas para pressões inferiores a $\sigma'_{esc}$ são pequenas e praticamente desprezíveis. Ultrapassando-se o valor de $\sigma'_{esc}$, as deformações são consideráveis. Análises da distribuição granulométrica antes e após ensaios oedométricos em solos arenosos, realizados por Datta et al. (1980) e Almeida et al. (1987), explicam que esse fenômeno está associado a quebra dos grãos, a qual provoca o aumento da compressibilidade volumétrica.

Finalmente, outra conclusão importante é que para a faixa de pressões usualmente transmitidas ao terreno na grande maioria dos projetos de engenharia (inferiores a 10MPa – Figura 8.1) não há uma variação

significativa da variação volumétrica nem a quebra dos grãos ($\sigma'_{vo} < \sigma'_{esc}$). Por esta razão, pode-se dizer que os recalques em areias são desprezíveis na grande maioria dos projetos de engenharia.

# 3 RECALQUES

## *3.1 ANALOGIA HIDROMECÂNICA*

Quando um solo saturado é submetido a um carregamento, parte da carga é transmitida para o arcabouço sólido e parte é resistida pela água. A forma como esta divisão acontece na prática pode ser visualizada a partir da analogia hidromecânica apresentada na figura abaixo.

A Figura 3.1 (a) mostra um cilindro de solo saturado com uma pedra porosa no topo, que permite passagem de água. Considerando o arcabouço sólido como uma mola e a existência de uma válvula que regule a passagem de água pode-se observar o comportamento das duas fases em separado. Quando uma carga é transmitida ao conjunto mola (solo) / água, as parcelas que serão resistidas, respectivamente, pela água e pelo arcabouço sólido irão depender da velocidade com que a água escapa. Imediatamente após a aplicação da carga (t = 0), toda a carga é suportada pela água. À medida que ocorre o escape da água ($t = 0^+$), as cargas vão sendo transferidas para a mola, até que, ao final do processo ($t = \infty$), toda a carga passa a ser resistida pela mola, chegando-se a uma condição de equilíbrio. Nesta analogia, o deslocamento do pistão representa o recalque observado na superfície do solo devido à aplicação de uma tensão vertical. A este recalque dá se o nome de ***recalque por adensamento ou primário***.

O processo gradual de transferência de tensões entre a água (poropressão) e o arcabouço sólido (tensão efetiva) é denominado de ***Adensamento*** **ou** ***Consolidação***. Ao observar este processo, verifica-se que a magnitude do deslocamento do pistão depende exclusivamente da compressibilidade da mola e não do conjunto mola + água. Respeitando-se a analogia, conclui-se, portanto que ***a compressibilidade de um solo está associada exclusivamente à variação das tensões efetivas e não das tensões totais ($\sigma = \sigma' + u$)***.

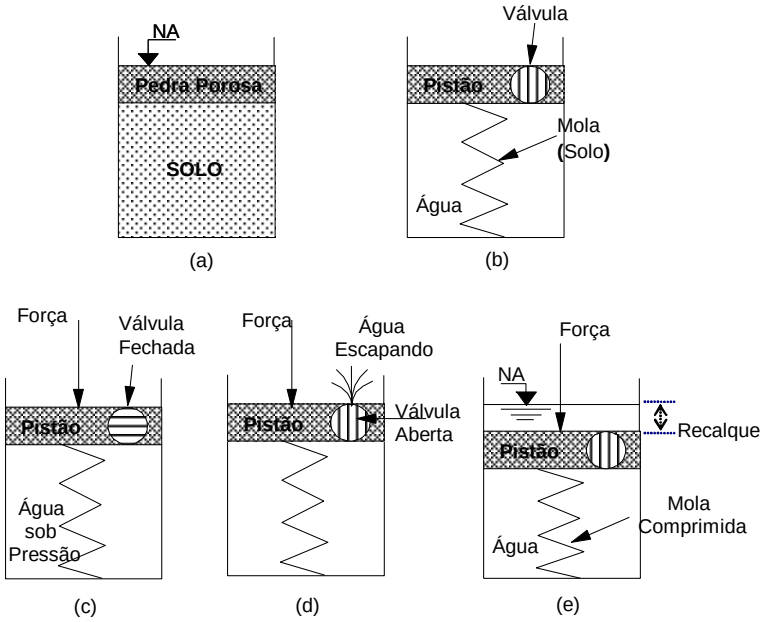



Figura 3.1. Analogia Hidromecânica ($\varepsilon_h$ =0).. (a) Modelo Real; (b) Modelo Físico; (c) Recalque Imediato ou Não Drenado; (d) Início Recalque de Adensamento; (e) Após Dissipação dos Excessos de Poropressão

É interessante ressaltar que o modelo mostrado na Figura 3.1, incorpora a condição de deformação horizontal nula. Na prática, essa situação ocorre quando a área carregada é muito superior à espessura da camada. Em outras palavras, o carregamento é considerado infinito e tanto as deformações quanto o fluxo de água como o fluxo de água são exclusivamente verticais.

Em situações de carregamento finito, após a aplicação da carga, o solo sofre tanto deformações verticais quanto horizontais, como mostra a Figura 3.2. A existência de deformações horizontais faz com que parte do carregamento seja transmitida ao arcabouço sólido e parte à água. Assim sendo, os excessos iniciais de poropressão gerados pelo carregamento não se igualam à variação de tensão vertical ($\Delta u \neq \Delta\sigma$). A parcela que é transmitida instantaneamente à mola, equivale a uma variação da tensão efetiva. Em face desta variação de tensões efetivas, o solo varia de volume resultando em recalques denominados **iniciais ou não drenados**.

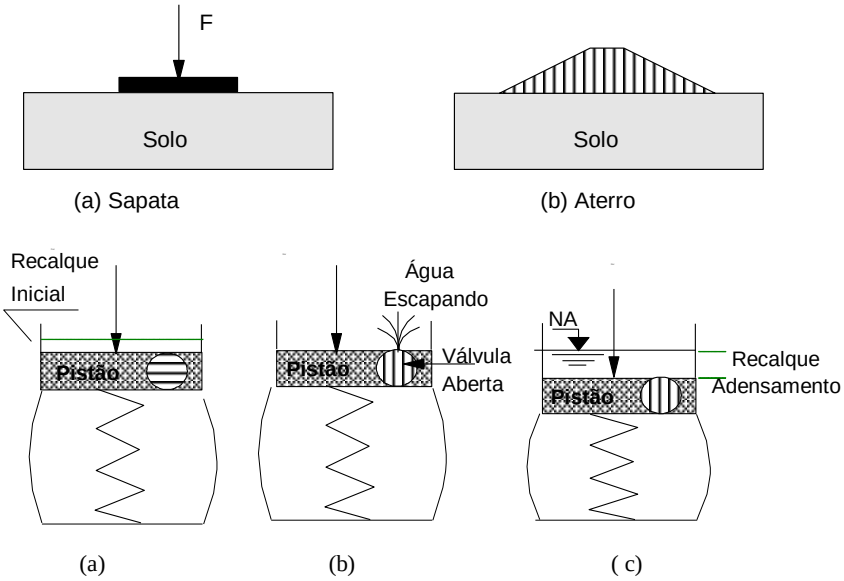



Figura 3.2. Analogia Hidromecânica ($\varepsilon_h \neq 0$). (a) Recalque Imediato ou Não Drenado; (b) Início Recalque de Adensamento; (c) Após Dissipação dos Excessos de Poropressão

Assim sendo, para carregamentos finitos, inicialmente ocorrem recalques devido aos deslocamentos horizontais do solo da fundação (***recalques iniciais***) e, numa segunda fase, tais recalques só ocorrerão se houver a expulsão de água de forma análoga à analogia do carregamento infinito. A este recalque dá se o nome de ***recalque por adensamento ou primário***. Em geral, esses dois tipos ocorrem simultaneamente, preponderando em determinadas condições um ou outro.

A única diferença entre os recalques de adensamento para as situações de carregamento finito x infinito está no valor do excesso de poropressão inicial a ser transmitido para o arcabouço sólido, como mostra a Tabela 3.1.

Tabela 3.1. Acréscimo de poropressão em função do tipo de carregamento

| Dimensão do carregamento | Antes da aplicação da carga (t=0) | Aplicação da carga com a válvula fechada (sem drenagem) (t=0+) | | Ao longo do adensamento (t=t1) | Após a drenagem completa (t=∞) |
|---|---|---|---|---|---|
| Infinito | $u_o$<br>$\sigma_{vo}$<br>$\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - u_o$ | $u = u_o + \Delta u_o$<br>$\sigma_v = \sigma_{vo} + \Delta\sigma_v$<br>$\sigma'_v = \sigma'_{vo}$ | $\Delta u_o = \Delta\sigma_v$<br>$\Delta\sigma'_{vo} = 0$ | $\Delta u \downarrow$<br>$\Delta\sigma' \uparrow$<br>$\Delta\sigma = cte$<br>$(=\Delta u + \Delta\sigma')$ | $u = u_o + \Delta u_o$<br>$\sigma_v = \sigma_o + \Delta\sigma_v$<br>$\sigma'_v = \sigma'_{vo} + \Delta u_o$ |
| Finito | | | $\Delta u_o = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]$ (*)<br>$\Delta u_o \neq \Delta\sigma v$<br>$\Delta\sigma'_{vo} \neq 0$ | | |

(*) Expressão sugerida por Skempton, onde A e B são denominados parâmetros de poropressão e $\Delta\sigma_1$ e $\Delta\sigma_3$ os acréscimos de tensão total nas direções principais maior e menor, respectivamente. Os parâmetros de poropressão podem ser calculados através de ensaios de laboratório, sendo que o parâmetro B varia de 0 a 1 em função do grau de saturação (S=0 → B=0 e S=100% → B=1)

Ressalta-se, portanto, que, tanto o *recalque inicial ou não drenado* quanto o *recalque primário ou de adensamento* ocorrem devido a variações nas tensões efetivas, fisicamente observada através da deformação da mola. 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.

## 3.2 CÁLCULO DE RECALQUES

De maneira geral os recalques podem ser divididos em 3 categorias como mostra a Figura 3.3. Além dos recalques inicial e de adensamento, observa-se uma última fase, denominada de recalque secundário. O Recalque total ($\rho_T$) é, então, determinado somando-se todas as parcelas.

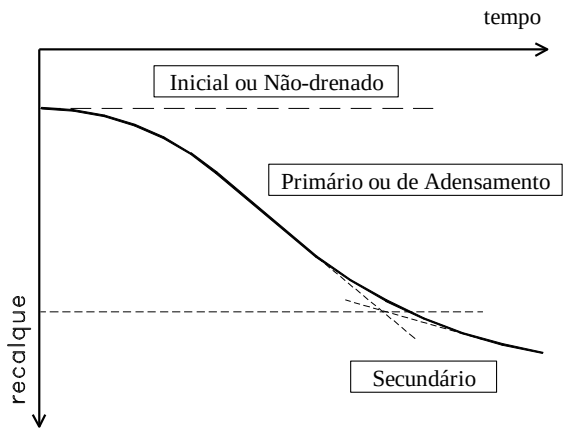



Figura 3.3. Evolução dos recalques com o tempo.

### 3.2.1 Recalque Inicial - Teoria da Elasticidade

O recalque inicial ocorre em solos não saturados e, no caso de solos saturados, quando as condições de contorno possibilitam a existência de deformações verticais e horizontais. Nesses casos parte das tensões, geradas pelo carregamento são transmitidas imediatamente ao arcabouço sólido. Assim sendo, em solos saturados, os excessos iniciais de poropressão não se igualam ao carregamento aplicado ($\Delta u_o \neq \Delta\sigma_v$), com isso, a variação da tensão efetiva resulta em recalques imediatos.

Quando as deformações e deslocamentos são pequenos, os recalques podem ser calculados pela Teoria da Elasticidade, utilizando os parâmetros de deformabilidade relativos ao trecho inicial e adequados para as condições de drenagem; isto é, $E'_i$ e $\nu'$, para a condição drenada e $E_{iu}$ e $\nu_u$ (Ver ANEXOS).

Os recalques iniciais ou não drenados podem ser calculados executando-se o 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:

$$\rho = \int_0^z \varepsilon_v dz \qquad 3.1$$

Nestes casos utiliza-se a teoria da elasticidade tanto para determinação das tensões induzidas quanto para o cálculo das deformações, as quais podem ser escritas de acordo com.

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E_u}\left[\Delta\sigma_z - \nu_u(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)\right] \qquad 3.2$$

onde $E_u$ é o módulo de elasticidade ou módulo de Young e $\nu_u$ o coeficiente de Poisson, ambos para condição não drenada, e $\Delta\sigma_i$ as variações nas tensões na direção *i*.

As soluções obtidas são então representadas por equações cujos termos são função da magnitude do carregamento e dimensões da fundação.

Uma solução bastante utilizada, com base na Teoria da Elasticidade, é a solução de Boussinesq (Meio Homogêneo) Essa solução é baseada em uma carga pontual agindo na superfície de uma massa semi-infinita. É interessante observar, a partir das equações de Boussinesq, que os acréscimos de tensão vertical e cisalhante $\Delta\sigma_z$ e $\Delta\sigma_{rz}$ independem dos parâmetros elásticos do material. Em outras palavras, independem do tipo de solo. Mesmo os acréscimos horizontais de tensão $\Delta\sigma_z$ e $\Delta\sigma_\theta$ só dependem do coeficiente de Poisson, $\nu$. Essas conclusões se aplicam, aproximadamente, a solos razoavelmente homogêneos, no início do carregamento.

Os recalques na superfície de uma área carregada podem ser expressos pela equação (Skempton e Bjerrum, 1957)

$$\rho = \sigma_o \times B \frac{(1-\nu^2)}{E} I \qquad 3.3$$

onde: $\sigma_o$ = pressão uniformemente distribuída na superfície da área carregada; E e $\upsilon$ são o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, respectivamente; B é a largura (ou diâmetro) da área carregada e, I é o coeficiente que leva em consideração a forma da superfície carregada e do sistema de aplicação das pressões (Figura 3.4 e Tabela 3.2).

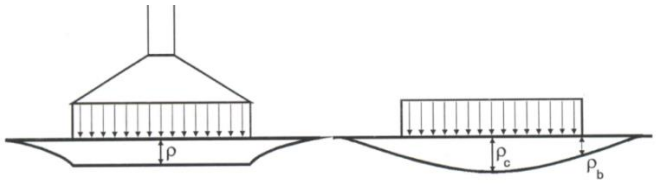



Figura 3.4. Recalques de sapatas de concreto (elementos rígidos) e de carregamentos flexíveis.

Tabela 3.2. Fatores de forma (I)

| Tipo de Placa | Rígida ($\rho_b \cong \rho_c$) | Flexível | |
|---|---|---|---|
| | | Centro ($\rho_c$) | Borda ou Canto ($\rho_b$) |
| Circular | 0,79 | 1,00 | 0,64 |
| Quadrada | 0,86 | 1,11 | 0,56 |
| Retangular (L/B=2) | 1,17 | 1,52 | 0,75 |
| Retangular (L/B=5) | 1,66 | 2,10 | 1,05 |
| Retangular (L/B=10) | 2,00 | 2,54 | 1,27 |

O recalque inicial, não drenado, requer o uso dos parâmetros de deformabilidade associados à condição de drenagem nula. Nestes casos, somente o modulo de Young deve ser determinado ($E = E_u$) já que o coeficiente de Poisson é definido como $\nu_u$ =0,5 (ver ANEXOS).

Para condição drenada, os módulos de elasticidade (E´) podem ser obtidos, em primeira aproximação, a partir de correlações empíricas com ensaios de SPT e CPT, como mostrado nas tabelas a seguir. Para condição não-drenada ($E_u$), pode-se usar a equação:

$$E_u = \frac{1{,}5}{(1+\nu)} \cdot E' \qquad 3.4$$

Onde E' e $\nu$ são os parâmetros drenados

Tabela 3.3. Módulos de elasticidade típicos para argilas saturadas em condição não drenada (Sousa Pinto, 2002).

| **Consistência** | **$N_{SPT}$** | **Módulo de Elasticidade (MPa)**** |
|---|---|---|
| Muito Mole | < 2 | < 2,5 |
| Mole | 3 a 5 | 2,5 a 5 |
| Consistência Média | 6 a 10 | 5 a 10 |
| Rija | 11 a 19 | 10 a 20 |
| Muito Rija | --- | 20 a 40 |
| Dura | > 19 | > 40 |

**OBS: Valores cerca de 100 vezes superiores àqueles apresentados em ensaios de compressão simples de argilas não estruturadas.

Janbu apresenta a seguinte correlação empírica:

$$E(\sigma_c) = E_a P_a \left(\frac{\sigma_c}{P_a}\right)^n \qquad 3.5$$

Onde Pa é a pressão atmosférica (101,3kPa), $E_a$ módulo de elasticidade para tensão confinante de 100kPa e n uma constante, em geral igual a 0,5.

A aplicação da Teoria da Elasticidade para o cálculo de recalques deve ser realizada com certa atenção, já que incorpora a hipótese do solo ser uniforme, homogêneo e isotrópico, linear e elástico. O subsolo pode ser constituído de camadas de diferentes compressibilidades, como mostra a Figura 3.5, ou mesmo ser homogêneo, mas apresentar variação de E com a profundidade. Nestes casos não é possível aplicar a Teoria da Elasticidade da maneira como apresentada acima

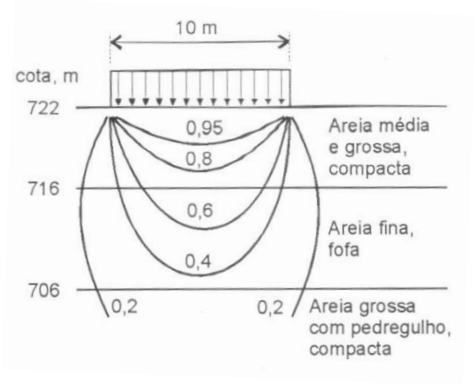



Figura 3.5. Aplicação da Teoria da Elasticidade em solo heterogêneo (Sousa Pinto, 2002).

### 3.2.2 Recalque primário ou de adensamento

O recalque primário ocorre durante o processo de transferência de esforços entre a água e o arcabouço sólido, associado à expulsão da água dos vazios. Nesta fase, as tensões absorvidas pela água, vão sendo transmitidas para o arcabouço sólido, causando uma variação no valor inicial de tensões efetivas. O recalque equivale à variação de altura da camada de solo, a qual pode ser representada pela variação da altura de vazios, como mostra a Figura 3.6.

Assim sendo, para o caso da compressibilidade ser definida em termos de coeficiente de variação volumétrica, pode-se definir o recalque como sendo:

$$m_v = \frac{\Delta H_v / H_o}{\Delta \sigma'_v} \cdots\cdots \rho = \Delta H_v = m_v H_o \Delta \sigma'_v \qquad 3.6$$

Em termos de módulo oedométrico ou módulo confinado tem-se

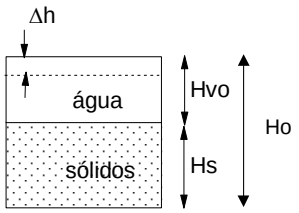
$$E_{oed} = \frac{\Delta \sigma'_v}{\Delta H_v / H_o} \cdots\cdots \rho = \Delta H_v = \frac{H_o \Delta \sigma'_v}{E_{oed}} \qquad 3.7$$

Para os demais parâmetros de compressibilidade, definidos em termos de índice de vazios, o recalque é calculado como:

$$\Delta e = \frac{\Delta V_v}{V_s} = \frac{\Delta H_v}{H_s} \cdots\cdots \rho = H_s \Delta e \qquad 3.8$$

O recalque é, portanto, o resultado do produto da variação do índice de vazios e da altura de sólidos ($H_s$). Como $H_s$ é constante, este valor pode se estabelecido em função das condições iniciais da camada, conforme demonstrado na Figura 3.6; ou melhor :

$$\rho = \frac{H_o}{1 + e_o} \Delta e \qquad 3.9$$




$$H_o = H_{vo} + H_s$$

*mas*

$$e_o = \frac{V_v}{V_s} = \frac{H_{vo} \times Area}{H_s \times Area} = \frac{H_v}{H_s} \therefore H_{vo} = e_o \times H_s$$

*então*

$$H_o = e_o \times H_s + H_s = (1 + e_o) \times H_s$$

*e*

$$H_s = H_o / (1 + e_o)$$

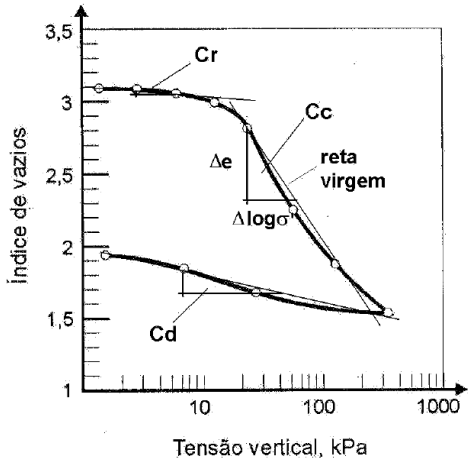
Figura 3.6. Subdivisão de Fases e cálculo do recalque

A estimativa da variação de índice de vazios é feita com base nos parâmetros de compressibilidade do solo, os quais correlacionam variações volumétricas com variações de tensão efetiva. Assim sendo, dependendo do parâmetro adotado, a expressão para cálculo do recalque primário se altera.

No caso de se definir compressibilidade em termos do coeficiente $a_v$, tem-se:

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \cdots\cdots \rho = \frac{H_o}{1 + e_o} \quad a_v \Delta \sigma'_v \qquad 3.10$$

No caso da compressibilidade estar definida em função dos índices de compressão (Figura 3.7), o cálculo dos recalques dependerá da faixa de tensões efetivas associadas ao projeto; isto é, da história de tensões do depósito.

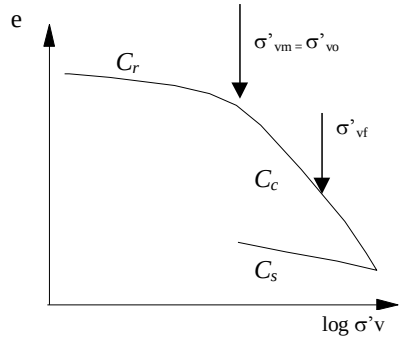



$$C_c \text{ ou } C_r \text{ ou } C_r = -\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma_v} \qquad 3.11$$

Figura 3.7. Índices de Compressibilidade

Para solos normalmente adensados (RPA ou OCR=1), qualquer acréscimo de tensão efetiva estaria associada a uma variação do índice de vazios prevista no trecho de compressão virgem, conforme mostrado na

Figura 3.8. Neste caso o recalque é calculado a partir das seguintes expressões, dado que $\sigma'_{vf}=\sigma'_{vo}+\Delta\sigma'_v$:



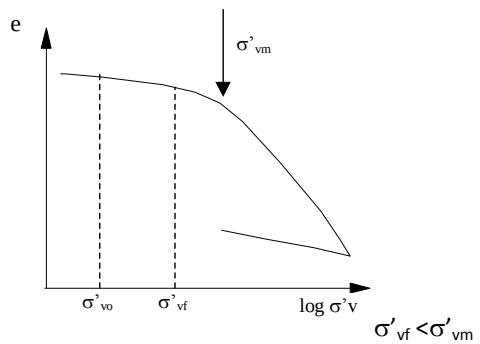

$$\rho = \frac{H_o}{(1+e_o)} C_c \Delta \log \sigma'_v \qquad 3.12$$

$$\rho = \frac{H_o}{(1+e_o)} C_c [\log \sigma'_f - \log \sigma'_o] \qquad 3.13$$

$$\rho = \frac{H_o}{(1+e_o)} C_c \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_o} \qquad 3.14$$

Figura 3.8. Solo Normalmente adensado

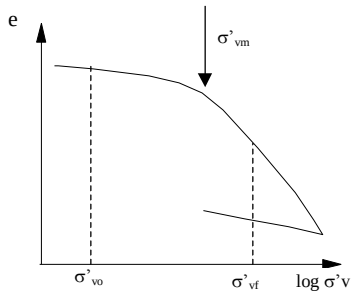
No caso de solos pré-adensados, o trecho da curva de compressibilidade a ser considerado dependerá dos limites das tensões envolvidas. Se a faixa de tensões estiver contida exclusivamente no trecho de recompressão; isto é, se $\sigma'_{vf} < \sigma'_{vm}$ (Figura 3.9) tem-se




$$\rho = \frac{H_o}{(1+e_o)} C_r \, log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_o} \qquad 3.15$$

Figura 3.9. Solo Pré- adensado (σ'vf <σ'vm)

Caso a tensão efetiva vertical final ultrapasse a tensão efetiva de pré-adensamento; isto é, se $\sigma'_{vf} > \sigma'_{vm}$ (Figura 3.10) tem-se




$$\rho = \frac{H_o}{(1+e_o)} \left[ C_r \, log \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_o} + C_c \, log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}} \right] \qquad 3.16$$

Figura 3.10. Solo Pré- adensado (σ'vf >σ'vm)

Quando esta situação ocorre, a tensão efetiva de pré-adensamento, que representa a máxima tensão efetiva que o elemento foi submetido na história do depóstito, passa a ser igual à tensão efetiva final induzida pelo carregamento ($\sigma'_{vf} = \sigma'_{vm}$)

Para situações de descarregamento, a expansão do solo é calculada em função da compressibilidade definida pela inclinação $C_s$, da curva de compressibilidade; isto é:

$$\rho = \frac{H_o}{(1+e_o)} C_s \, log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_o} \qquad 3.17$$

### *3.2.2.1 Definição do acréscimo de tensão efetiva*

A definição do acréscimo de tensão efetiva é um ponto importante para cálculo do recalque de adensamento. Considerando-se, por exemplo, o aterro mostrado na Figura 3.11, pode-se assumir que no centro

da camada de solo, sob o eixo de simetria do aterro (Ponto A), o elemento de solo está sujeito a tensões cisalhantes nulas. Os efeitos do aterro no Ponto A equivalem a uma condição hipotética de solo lateralmente confinado ou de deformação lateral nula. Com isso, a variação de volume se dá exclusivamente pela variação de altura (recalque) da camada compressível. Em outras palavras, as deformações são essencialmente verticais, podendo-se associar este ponto à condição de carregamento infinito (t=0: $\Delta u_o = \Delta\sigma_v$; t=∞: $\Delta\sigma'_v = \Delta\sigma_v$).

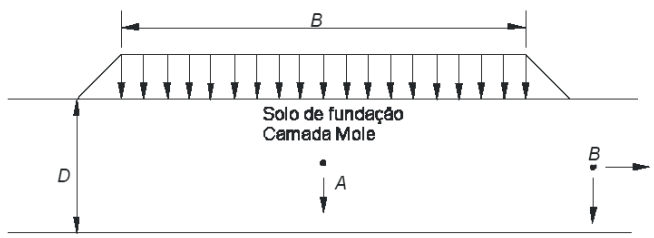
Por outro lado, qualquer ponto fora do eixo de simetria (Ponto B) estará sujeito a deformações laterais significativas. Consequentemente, nestes pontos haverá tensões cisalhantes nos planos horizontal e, consequentemente, verticais.

Para situações de carregamento finito, parte do carregamento aplicado é transmitida instantaneamente aos grãos, gerando o recalque inicial não drenado. O excesso de poropressão que será transferido para os sólidos é, portanto, inferior (ver Figura 3.2) à carga aplicada. De acordo com Skempton, este excesso pode ser estimado como sendo

$$\Delta u_o = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \qquad 3.18$$

Onde A e B são denominados parâmetros de poropressão, determinados em laboratório (B=1 para solos saturados). Como os acréscimos de tensões principais variam com a profundidade e posição relativa ao aterro, $\Delta u_o$ e, consequentemente, $\Delta\sigma'$ não terão um valor constante.

Na pratica, os recalques são calculados no eixo de simetria assumindo-se $\Delta u_o \cong \Delta\sigma_v$ , de forma análoga ao que seria esperado no carregamento considerado infinito.




Ponto A (eixo de simetria):

$\Delta u_o \cong \Delta\sigma_v$

Ponto B:

$\Delta u_o = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]$

Figura 3.11. Tensões nos pontos A e B

3.2.2.1.1 Estimativa de parâmetros de compressibilidade

Na ausência de ensaios de laboratório, os valores de $C_c$ e $C_r$ podem ser estimados preliminarmente, por correlações empíricas (Tabela 3.4).

Para o caso dos solos extremamente compressíveis encontrados nas baixadas litorâneas brasileiras, Sandroni (2001) sugere expressões empíricas para estimativa da tensão efetiva de pré-adensamento ($\sigma'_{vm}$) em função da tensão efetiva vertical de campo ($\sigma'_{vo}$) e do teor de umidade ($\omega$)

)

$$\sigma'_{vm}(kPa) = [30 - 5\omega] + \sigma'_{vo} \quad \ldots 100\% \leq \omega \leq 400\% \qquad 3.19$$
$$\sigma'_{vm}(kPa) = 10 + \sigma'_{vo} \quad \ldots \omega > 400\%$$

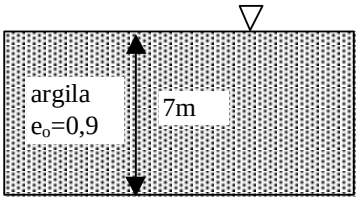
Tabela 3.4. Correlações empíricas para obtenção de parâmetros de compressibilidade

| Equação | Solo | Referência | Fonte |
|---|---|---|---|
| $C_c$= 0,007 (LL-7) | Argilas amolgadas | Skempton (1944) | Das (2007) |
| $C_c$= 0,01 $\omega$<br>$C_c$= 0,208 $e_o$ +0,0083 | Argila de Chicago | | |
| $C_c$= 1,15 ($e_o$-0,27) | Todas as argilas | Nishida (1956) | |
| $C_c$= 0,30 ($e_o$-0,27) | Solo coesivo inorgânico | Hough (1957) | |
| $C_c$= 0,0115 $\omega$ | Solos orgânicos (turfas,siltes orgânicos e argilas) | | |
| $C_c$= 0,0046 (LL-9) | Argilas brasileiras | | |
| $C_c$= 0,75 ($e_o$-0,5) | Solo com baixa plasticidade | | |
| $C_c$= 0,156 $e_o$ +0,0107 | Solo com baixa plasticidade | | |
| $C_c$= 0,009 (LL-10) | | Skempton (1944) | |
| $C_c = 0{,}141\, G_s^{1,2} \left(1 + {e_o}/{G_s}\right)^{2,38}$ | | Rendon-Herrero (1983) | |
| $C_c = 0{,}2343 \left({LL(\%)}/{100}\right) G_s$<br>*$C_r \cong$ (1/5) a (1/10) $C_c$* | | Nagaraj e Murty (1985) | |
| $C_c = {n}/{(371{,}747 - 4{,}275n)}$ | | Park e Koumoto (2004) | |
| $C_c$= 0,0049 (LL-9) | Argilas terciárias de São Paulo | Cozzolino (1961) | Ortigão (1995) |
| $C_c$= 0,0186 (LL-30) | Argilas de Santos, SP | | |
| $C_c$= 0,013 (LL-18) | Argilas de Sarapuí, RJ | Ortigão (1975) | |
| $C_c$= 0,021(LL-40) | Argilas do Rio de Janeiro | Costa Filho et al (1985) | |
| $C_c$= 0,014 LL | Argilas do Recife, PE | Coutinho et al (1988) | |
| $C_c$= 0,01 (LL-8) | Argilas de Vitória, ES | Castello et al (1986) | |

| | | | |
|---|---|---|---|
| $C_c$= 0,009(LL-10) | Argila de baixa sensibilidade | Terzaghi e Peck (1987) | |
| $C_c = \left(0{,}028 + {}^{\omega}/_{14{,}3}\right)(1 + e_o)$ 100%< ω<200% | Solos orgânicos (turfas,siltes orgânicos e argilas) | Sandroni (2001) | |
| $C_c = (0{,}042\omega)(1 + e_o)$ ω>200% | | | |
| $C_r = \frac{1}{8} C_c$ | | | |

Nota: LL= limite de liquidez; $e_o$ = índice de vazios; ω= teor de umidade de campo; Gs = peso específico relativo; n = porosidade

*Exemplo 3.1*




*Sobre o perfil serão lançados 2 aterros de grandes dimensões em um intervalo de 6 meses. O primeiro aterro terá 1m de altura e o segundo 2m de altura. Ambos serão construídos com solo local e atingirão um peso específico após a compactação de 18,1 KN/m³. Estime o recalque de adensamento primário considerando o coeficiente de compressibilidade médio na camada de argila de* av = $1x10^{-4}m^2/KN$. *Solução*

*i) cálculo do acréscimo de tensão vertical, considerado aterro infinito*

*aterro 1:* $\Delta\sigma_v = 18{,}7 \text{ X } 1 = 18{,}7 \text{ kN/m}^2$

*aterro 2:* $\Delta\sigma_v = 18{,}7 \text{ X } 2 = 37{,}4 \text{ kN/m}^2$

*ii) A expressão para cálculo do recalque em função do coeficiente de compressibilidade é*

$$\rho = \frac{H_o}{(1+e_o)} a_v \Delta\sigma'_v$$

*nesta expressão, o termo* $H_o/(1+e_o)$ *representa a altura de sólidos, sendo portanto constante para ambos os carregamentos. Assim sendo:*

$$\rho = \frac{7}{(1+0{,}9)} 1x10^{-4}\left[18{,}7 + 37{,}4\right] = 0{,}021m = 21mm$$

*Exemplo 3.2*

*Uma camada de argila de 1,5m de espessura está localizada entre 2 camadas de areia. No centro da camada de argila, a tensão total vertical é de 200kPa e a poro pressão é 100kPa. O aumento de tensão vertical causado pela construção de uma estrutura, no centro da camada de argila será de 100kPa. Assumi solo saturado, $C_r$ = 0,05, $C_c$ = 0,3 e e = 0,9. Estimar o recalque primário da argila, considerando as situações (i) solo normalmente adensado, (2) solo pré-adensado (OCR = 2), (3) solo pré-adensado (OCR = 1,5). Solução:*

*Condições iniciais:*

$\sigma_{vo}$ = 200 kPa

$u_o$ = 100 kPa

$\sigma'_{vo}$ = 100kPa

*Condições finais:*

$\sigma_{vf} = \sigma_{vo} + \Delta\sigma_v$ = 200 + 100 kPa

$U_f$ = 100 kPa

$\sigma'_{vf}$ = 200 kPa

*solo normalmente adensado*

OCR = 1 $\Rightarrow$ $\sigma_{\ni}$ = 100kPa

$$\rho = \frac{H_o}{(1+e_o)} C_c \log\frac{\sigma'_f}{\sigma'_o} = \frac{1{,}5}{(1+0{,}9)} 0{,}3 \log\frac{200}{100} = 0{,}071m = 71mm$$

*solo pré adensado*

OCR = 2 $\Rightarrow$ $\sigma'_{vm}$ = 200 kPa

$$\rho = \frac{H_o}{(1+e_o)} C_r \log\frac{\sigma'_f}{\sigma'_o} = \frac{1{,}5}{(1+0{,}9)} 0{,}05 \log\frac{200}{100} = 0{,}012m = 12mm$$

*(iii) solo pré adensado*

OCR = 1,5 $\Rightarrow$ $\sigma'_{vm}$ =150 kPa

$$\rho = \frac{H_o}{(1+e_o)}\left[C_r \log\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}} + C_r \log\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{vm}}\right] = \frac{H_o}{(1+e_o)}\left[C_r \log(OCR) + C_r \log\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{vm}}\right]$$

$$\rho = \frac{1{,}5}{(1+0{,}9)}\left[0{,}05 \log\frac{150}{100} + 0{,}3 \log\frac{200}{150}\right] = 0{,}037m = 37mm$$

*Exemplo 3.3*

*O elemento localizado no centro de uma camada de argila normalmente adensada encontra-se sob tensão efetiva de 200kPa e apresenta um índice de vazios de 1,52. Quais recalques seriam esperados se a camada sofresse um incremento de tensão de 150 kPa e em seguida sofresse um descarregamento de 200 kPa? Descreva a história de tensões*

*após esta sequência de eventos. A camada tem 4m de espessura , está saturada e seus parâmetros de compressibilidade são: $C_r$ = 0,08, $C_c$ = 0,37. Solução:*

*Condições iniciais*

*OCR = 1*

$\sigma_{vo}$ = 200 kPa

$e_o$ = 1,52

*i) Cálculo de recalques:*

*i.1) ao final do adensamento (fase de carregamento)*

$\sigma'_{vf} = \sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v = 200 + 150 = 350$ kPa

$$\rho = \frac{H_o}{(1+e_o)} C_c \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_o} = \frac{4}{(1+1{,}52)} 0{,}37 \log \frac{350}{200} = 0{,}143m = 14{,}3cm$$

*i.2)ao final do adensamento (fase de descarregamento)*

$\sigma'_{vo}$ = 350 kPa

$\sigma_{vf} = \sigma_{vo} - \Delta\sigma_v = 350 - 200 = 150$ kPa

$$\rho = \frac{H_o}{1+e_o} c_r \log \frac{\sigma'v}{\sigma'vi} = \frac{4}{1+1{,}52} 0{,}08 \log \frac{150}{350} = -0{,}047m$$

*ii) História de tensões (vide figura)*

*condições iniciais* $\Rightarrow$ *OCR = 1*

$\sigma'_{vo} = \sigma'_{vm}$ = 200 kPa

*qo final do adensamento (fase de carregamento)*

$\sigma'_{vf}$ = 350 kPa – nova tensão efetiva de campo ($\sigma'_{vo}$) - nova tensão efetiva máxima ($\sigma'_{vm}$)

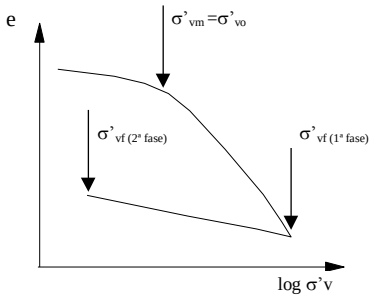
$\Rightarrow$ OCR = $\sigma'_{vm} / \sigma'_{vo}$ = 1 solo normalmente adensado

*ao final do adensamento (fase de descarregamento)*

$\sigma'_{vf}$ = 150 kPa – nova tensão efetiva de campo ($\sigma'_{vo}$)

$\sigma'_{vo}$ (máxima tensão efetiva) – 350 kPa

$\Rightarrow$ OCR - $\sigma'_{vm} / \sigma'_{vo}$ = 2,33 solo pré adensado



### *3.2.2.2 Parâmetros variáveis com a profundidade*

A expressão para cálculo de recalques de adensamento pode ser subdividida em 3 parcelas, como mostra a Figura 3.12.

Figura 3.12. Componentes para cálculo do recalque de adensamento

Existem situações em que os parametros variam com a profundidade (caso de camadas de espessura elevada) ou mesmo a variação de tensão efetiva não é uma constante. Nestes casos, recomenda-se a **subdivisão da camada** compressível em sub-camadas, sendo o recalque calculado como o somatório dos recalque individuais de cada sub-camada. Assim sendo, admitem-se parcelas constantes em cada subcamada. A Figura 3.13 ilustra o caso do acréscimo de tensão efetiva variável com a profundidade.

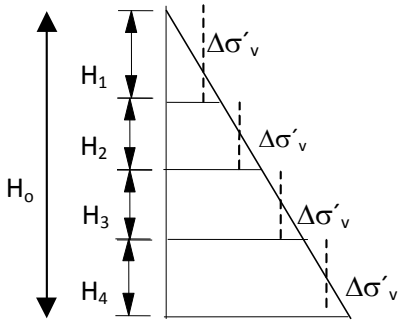
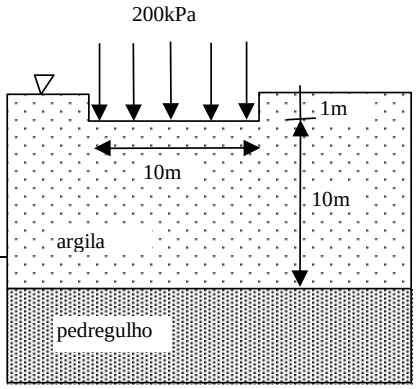



Figura 3.13. Carregamento variável com a profundidade

---

*Exemplo 3.4*

*A seção vertical da fundação de uma estrutura está apresentada na figura abaixo. A fundação possui 10m de largura e 20m de comprimento. O coeficiente de variação volumétrica médio na camada de argila é $m_v$ = 5x10$^{-5}$*



*$m^2$/kN. Estime o recalque de adensamento primário causado pelo carregamento. Solução:*

*Para calcular o recalque é preciso inicialmente determinar os acréscimos de tensão vertical causados pelo carregamento, a partir das soluções da teoria da elasticidade que fornecem equações/ábacos para cálculo de tensão induzida por carregamentos retangulares.*

*Para o problema em questão, os acréscimos de tensão vertical, no eixo de simetria da fundação estão apresentados na tabela abaixo:*

| Sub-camada | Z(m) | F(m,n) | $\Delta\sigma\varpi$(kPa) = F(m,n) x $\Delta$q |
|---|---|---|---|
| 0 – 2 m | 1 | 0,992 | 198,4 |
| 2 m – 4 m | 3 | 0,951 | 190,2 |
| 4 m – 6 m | 5 | 0,876 | 175,2 |
| 6 m – 8 m | 7 | 0,781 | 156,2 |
| 8 m – 10 m | 9 | 0,686 | 137,2 |

*O recalque pode ser então calculado a partir do somatório dos recalques estimados em cada sub-camada: Assumindo* $\Delta u = \Delta\sigma_v$

$$\rho = \sum_{i=1}^{5}\left(H_i m_v \Delta\sigma_{vi}\right) = 2\times 5\times 10^{-5}\left(198{,}4+190{,}2+175{,}2+156{,}2+137{,}2\right) = 0{,}086m = 86mm$$

Exemplo 3.5

*- Calcular os recalques na argila do Rio de Janeiro para o perfil geotécnico da Figura 9.5, sobre o qual se construirá um aterro arenoso com alturas $H_a$ de 0,5m, 1,0m e 3,0m e peso específico $\gamma$ = 20 kN/m$^3$. As propriedades geotécnicas, obtidas em um ensaio edométrico de uma amostra do meio da camada de argila, são $C_c$ = 1,91, $C_r$ = 0,16, $e_o$ = 3,6 e $\sigma'_{vm}$ = 34 kPa e $\gamma$ = 13 kN/m$^3$ (Ortigão, 1995).*

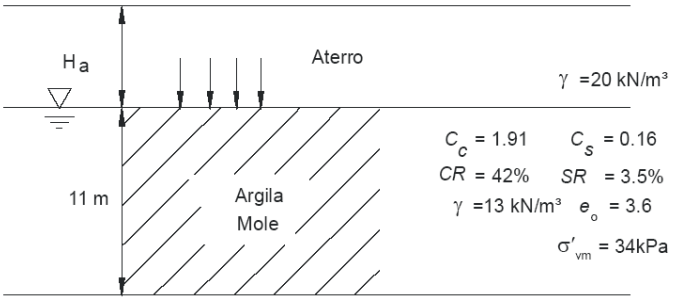



Figura 9.5. Perfil de solo.

*Para a altura do aterro $H_a$ = 0,5m, considerando a camada de argila homogênea, o cálculo de pressões é realizado para o ponto A no meio da camada. Tem-se:*

$$\sigma'_{vo} = 5{,}5\ \text{m} \times 3\ \text{kN/m}^3 \cong 17\ \text{kPa}$$

$$\sigma'_{vf} = \sigma'_{vo} + \Delta\sigma = 17 + 0{,}5\ \text{m} \times 20\ \text{kN/m}^3 = 27\ \text{kPa}$$

*Verifica-se que $\sigma'_{vf} < \sigma'_{vm}$. O recalque calculado é pela equação abaixo, obtendo-se:*

$$\rho = \frac{C_r \cdot H_o}{1+e_o} \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}}\right) = \frac{0{,}16 \cdot 11{,}0}{1+3{,}6} \cdot \log\left(\frac{27}{17}\right) = 0{,}08m$$

*Para a altura do aterro $H_a$ = 1,0m, considerando a camada de argila homogênea, o cálculo de pressões é realizado para o ponto A no meio da camada. Tem-se:*

$$\sigma'_{vf} = \sigma'_{vo} + \Delta\sigma = 17 + 1\ \text{m} \times 20\ \text{kN/m}^3 = 37\ \text{kPa}$$

$$\therefore\ \sigma'_{vf} > \sigma'_{vm}$$

$$\rho = \frac{H_o}{1+e_o} \cdot \left(C_r \cdot \log\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}} + C_c \cdot \log\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}}\right) = \frac{11}{1+3{,}6} \cdot \left(0{,}16 \cdot \log\frac{34}{17} + 1{,}91 \cdot \log\frac{37}{34}\right) = 0{,}28m$$

*Para a altura do aterro $H_a$ = 3,0m, considerando a camada de argila homogênea, o cálculo de pressões é realizado para o ponto A no meio da camada. Tem-se:*

$$\sigma'_{vf} = \sigma'_{vo} + \Delta\sigma = 17 + 3\ \text{m} \times 20\ \text{kN/m}^3 = 77\ \text{kPa}$$

$$\therefore\ \sigma'_{vf} > \sigma'_{vm}$$

$$\rho = \frac{H_o}{1+e_o} \cdot \left(C_r \cdot \log\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}} + C_c \cdot \log\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}}\right) = \frac{11}{1+3{,}6} \cdot \left(0{,}16 \cdot \log\frac{34}{17} + 1{,}91 \cdot \log\frac{77}{34}\right) = 1{,}74m$$

Exemplo 3.6

*Calcular os recalques na argila do Rio de Janeiro para o perfil geotécnico da Figura, onde se construirá um aterro arenoso com 2m de altura e peso específico $\gamma$ = 18 kN/m$^3$. As propriedades geotécnicas da argila, neste caso, são as obtidas através de vários ensaios oedométricos, que constam da Figura 9.6. O peso específico da argila é $\gamma$ = 13 kN/m$^3$ (Ortigão, 1995):*

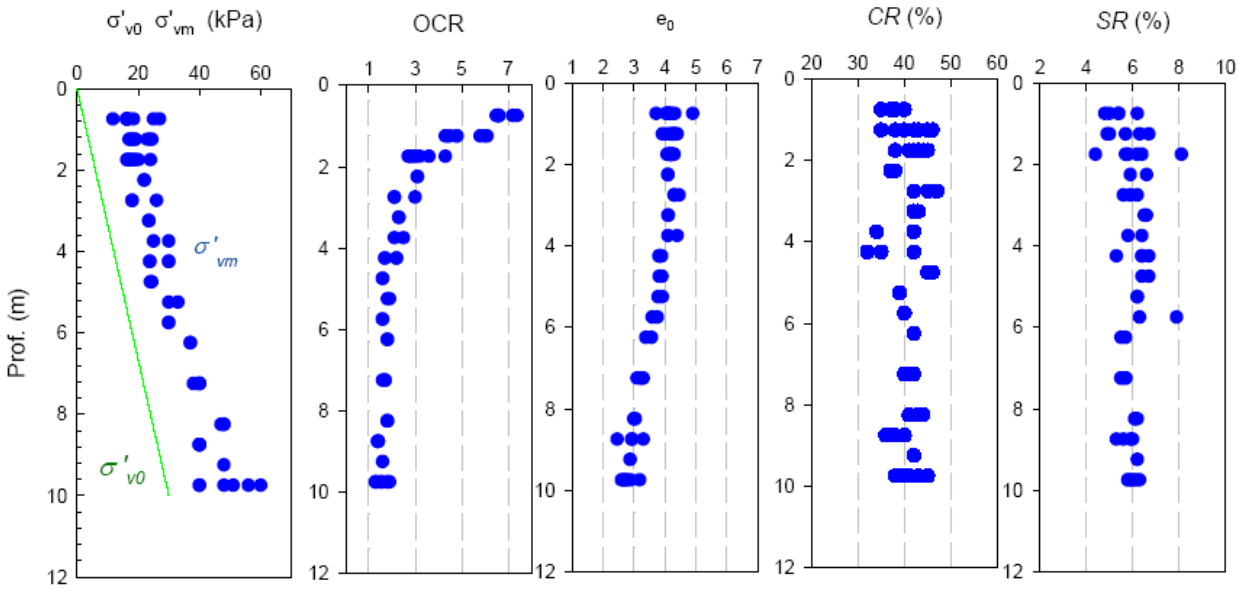



*Figura. Resultados de ensaios oedométricos em argila do Rio de Janeiro.*

*Cálculo dos Recalques:*

| $z$ (m) | $H_0$ (m) | $z_{med}$ (m) | $\sigma'_{vo}$ (kPa) | $\sigma'_{vm}$ (kPa) | $\sigma'_{vf}$ (kPa) | $CR$ (%) | $SR$ (%) | $\rho$ (m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 a 2 | 2 | 1,0 | 3,0 | 19 | 39 | 40 | 6 | 0,10+0,25 |
| 2 a 5 | 3 | 3,5 | 10,5 | 23 | 47 | 40 | 6 | 0,06+0,37 |
| 5 a 8 | 3 | 6,5 | 19,5 | 34 | 56 | 40 | 6 | 0,04+0,26 |
| 8 a 11 | 3 | 9,5 | 28,5 | 46 | 65 | 40 | 6 | 0,04+0,18 |
| $\rho = \Sigma$ | | | | | | | | 1,3 |

### 3.2.3 Recalque Secundário

O **recalque secundário**, também chamado de fluência ('creep") está associado a deformações observadas após o final do processo de adensamento primário, quando as tensões efetivas já se estabilizaram. Com isso, ao contrário dos recalques imediato e de adensamento, a consolidação secundária ocorre para tensões efetivas

constantes. Este processo pode ser atribuído a uma mudança no posicionamento das partículas em busca de um arranjo mais estável, após a dissipação dos excessos de poro pressão. O fenômeno do adensamento secundário é encontrado em todos os solos, mas se mostra mais pronunciado naqueles que contêm matéria orgânica.

Segundo Ladd, as deformações durante a *compressão secundária* ocorrem pelo fato das partículas de solo, ao final do adensamento primário, estarem posicionadas em um equilíbrio instável. Assim sendo, estas continuam a se movimentar se restabelecer uma estrutura estável. Num tempo infinito, a compressão secundária tende a zero.

O adensamento secundário constitui uma redução do índice de vazios enquanto a tensão efetiva se mantém constante. Desta forma, se o coeficiente de adensamento secundário for constante para todas as tensões efetivas, pode-se representar no gráfico e *vs.* log σ', curvas correspondentes a diversos tempos de adensamento secundário, paralelas à reta virgem (Figura 3.14).

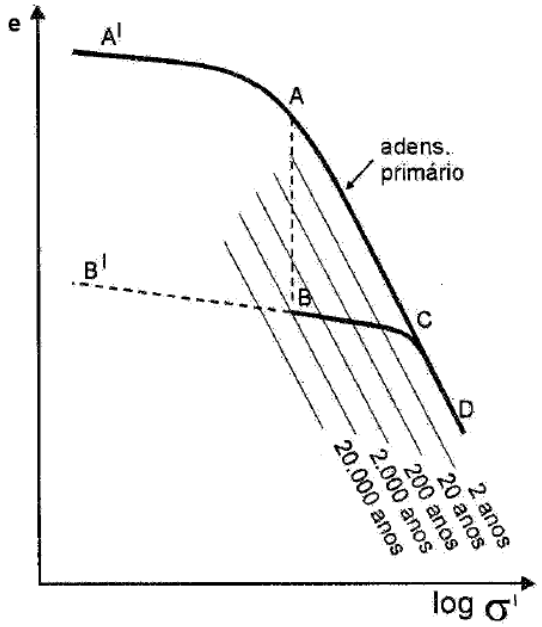



Figura 3.14. Efeito do adensamento secundário na relação índice de vazios em função do logaritmo da tensão efetiva vertical.

Admitindo que o solo tenha sido carregado em A, observa-se que após 2000 anos, o índice de vazios reduz para o ponto B, somente pela ação do adensamento secundário (com σ' constante). Ao ser recarregado, seguindo a trajetória BCD ou B'BCD (laboratório), percebe-se que o material apresenta um comportamento de material pré-adensado para a situação indicada no ponto C. A tensão de pré-adensamento determinada no

ensaio não corresponde à máxima tensão efetiva a que o solo foi submetido no passado. Nesse contexto, a tensão correspondente (Ponto C) é, para alguns autores, denominada "pseudo-tensão de pré-adensamento".

Na maioria dos solos, a *compressão secundária* tem menor importância porque a sua magnitude é inferior à dos outros tipos de recalque, sendo por esta razão desconsiderada na maioria das análises. Entretanto, em argilas muito plásticas e solos orgânicos o recalque secundário é significativo e deve ser incorporado no projeto.

Considerando que o recalque secundário independe da variação de tensões efetivas, sendo função exclusiva do intervalo de tempo, a expressão para cálculo do recalque normalmente usada na prática é:

$$\rho_s = \frac{H_o}{(1+e_o)} C_\alpha \, log \frac{t_f}{t_p} \qquad 3.20$$

onde $e_o$ e $H_o$ são, respectivamente, o índice de vazios e espessura da camada iniciais, $C_\alpha$ o coeficiente de compressão secundária (Figura 3.15), $t_t$ 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.

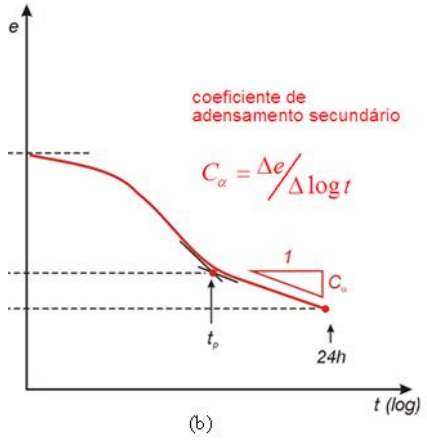



Figura 3.15. Coeficiente de adensamento secundário

### *3.2.3.1 Proposta de Lacerda e Martins (1985)*

Os autores vêm estudando a questão da compressão secundária e concluíram que a compressão secundária é um fenômeno de aumento da tensão efetiva horizontal e, consequentemente, aumento do coeficiente ko, já que a tensão efetiva vertical permanece constante.

Várias aspectos foram verificados experimentalmente em argilas brasileiras , tais como a influencia da taxa de carregamento no desenvolvimento da compressão secundária, a duração da compressão secundária,

além de sugerirem método de cálculo que prevê que a compressão secundaria não ocorre indefinidamente, já que se esse fosse o caso, o índice de vazios chegaria à condição de ser negativo.

Influência da taxa de carregamento

Ao se realizar um estágio de carga de 24 horas, alcançado o fim do adensamento primário, o excesso de poropressão é praticamente nulo. As deformações ocorrem então, sob tensão vertical efetiva constante, representada na Figura 3.16a por $\Delta e$ = AD. Esta deformação representa a parcela de compressão secundária que ocorre entre o final do primário desse estágio e 24 horas. Entretanto, quanto maior for a duração do estágio de carga, maior será a deformação provocada pelo adensamento secundário e, portanto, maior será o incremento de tensão $\Delta \sigma$ necessário a "trazer" a argila de volta para acurva de compressão correspondente ao fim do primário. (Andrade, 2009)

A taxa de incremento de carga adotada em um ensaio interfere na forma da curva de adensamento, como mostra a Figura 3.16. Se no ponto D (Figura 3.16a) for aplicada um incremento de tensão que ultrapasse a tensão efetiva de pré-adensamento, o caminho a ser seguido será DBCF. O trecho BC representa a compressão primária e a CF a compressão secundária ocorrida entre o fim do primário (tp) e 24h. Como BC é muito maior que CF, a curva de adensamento se aproxima do formato previsto pela teoria de Terzaghi e Frölich - tipo I (Figura 3.16b).

Entretanto, se no ponto D for aplicado um incremento menor, correspondente a distancia horizontal DB, o caminho a ser seguido, DBE, tocará na linha de fim do primário e prosseguirá em direção ao ponto E. Nesse caso, praticamente não haverá adensamento primário, mas só secundário e a curva de adensamento será do tipo III como ilustrado na Figura 3.16b.

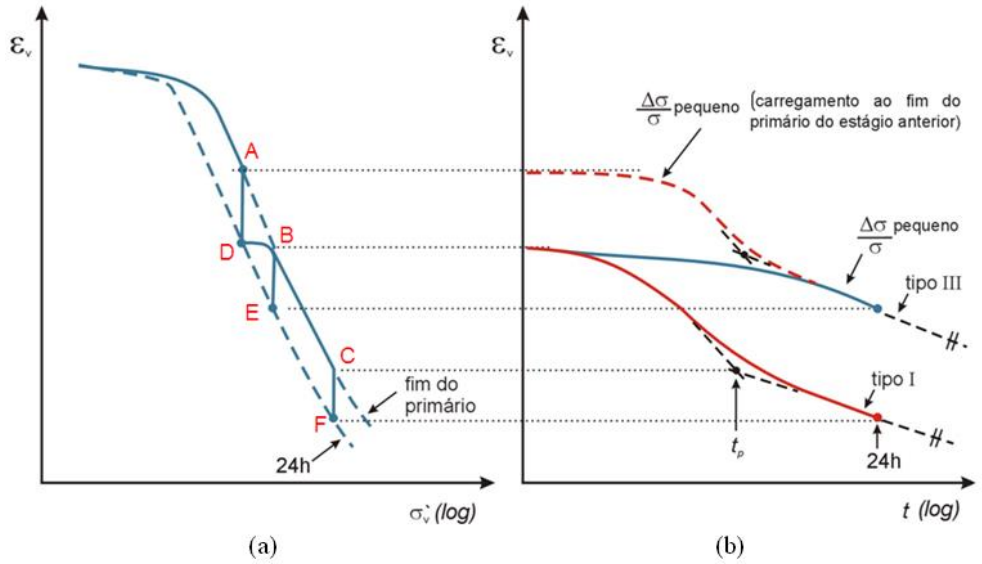



Figura 3.16. Relação entre e x σ´ e e x log t para diferentes relações de Δσ/σ

Resultados experimentais, mostrados na Figura 3.17, comprovam o efeito da taxa de carregamento na evolução dos recalques. Quanto maior é a taxa de carregamento (Δσ/σ) maiores são as parcelas de recalque primário e menor é a parcela do recalque secundário.

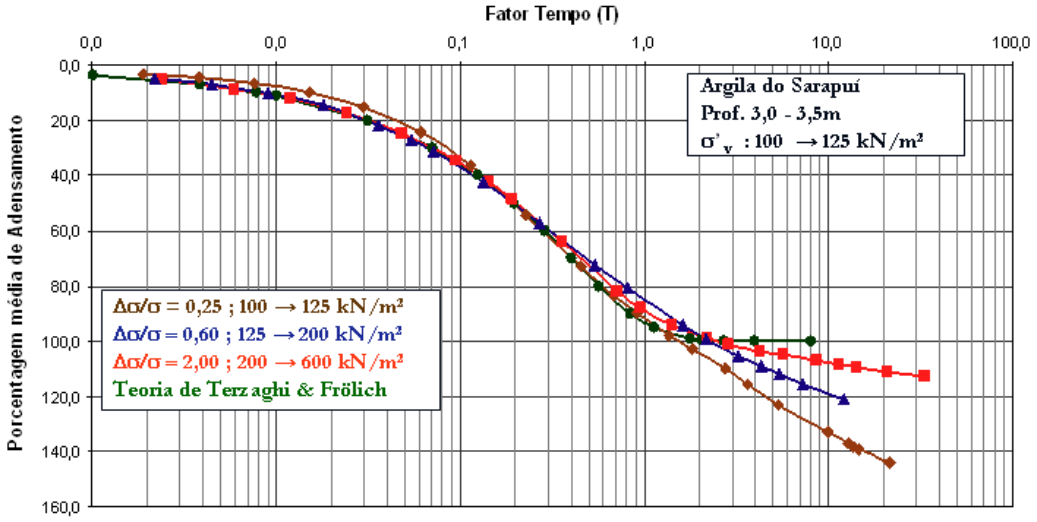



Figura 3.17. Influência das diferentes relações de Δσ/σ no desenvolvimento do recalque secundário (Andrade, 2009)

<u>Influência do tempo</u>

Leroueil et al (1985) já tinham verificado o fato da compressão secundária ser um processo em que a velocidade diminui com o tempo. Lacerda e Martins (1985) , através de resultados de ensaios de longa duração (Figura 3.18) mostraram que após 5 anos de carregamento há uma indicação de paralização das deformações; isto é, a compressão secundária é finalizada.

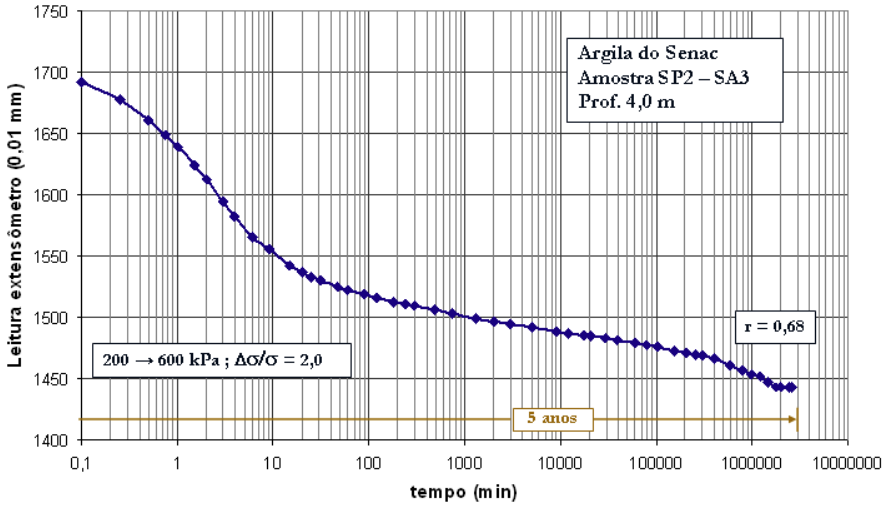



Figura 3.18. Fim da compressão secundária - Ensaio de longa duração – Argila do Senac, Baixada de Jacarepaguá (Andrade, 2009)

Estimativa do recalque secundário

Partindo da premissa de que a tensão efetiva horizontal cresce, tendendo a se igualar com a vertical; isto é, fazendo com que $k_0$ tenda a 1, os efeitos da compressão secundária teriam uma duração limitada. Este limite estaria associado a uma trajetória iniciada na curva de adensamento primário e finalizada em uma curva paralela à linha de compressão virgem, como mostra a Figura 3.19. Nesta figura, caso as tensões efetivas verticais sejam superiores à observada no ponto C (por exemplo, pontos A e B), a trajetória de compressão secundária será descendente até encontrar a linha $k_o$=1; ou seja, haverá redução de índice de vazios para um valor de $\sigma'_v$ constante. Por outro lado, caso o solo seja muito pré-adensado (pontos C e D), a trajetória de compressão secundária será de expansão e haverá redução da tensão efetiva horizontal.

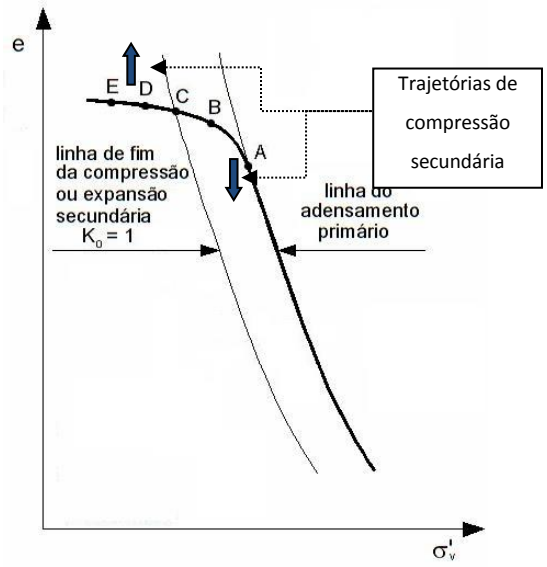



Figura 3.19. Relações *e x* $\sigma'_v$ considerando compressão e expansão secundárias (Carneiro e outros, 2012).

Para definir a posição da linha $K_o$=1 que representa o fim da compressão secundária foram realizados vários ensaios de longa duração em amostras com diferentes OCRs para observar os valores de OCR que mostrariam expansão na fase de compressão secundária. Os resultados (Figura 3.20) mostraram que existe uma faixa de OCR entre 2 e 6 em que as amostras não expandiram nem comprimiram. Em outras palavras, não indicaram a existência da compressão secundária. Com isso, sugeriram que o final da compressão secundária estaria limitado à curva se OCR =2. Posteriormente, Martins (2008) recomendou considerar OCR=1,6, para a argila de Sarapuí, uma vez que na prática o parte do recalque secundário ocorre durante o adensamento primário.

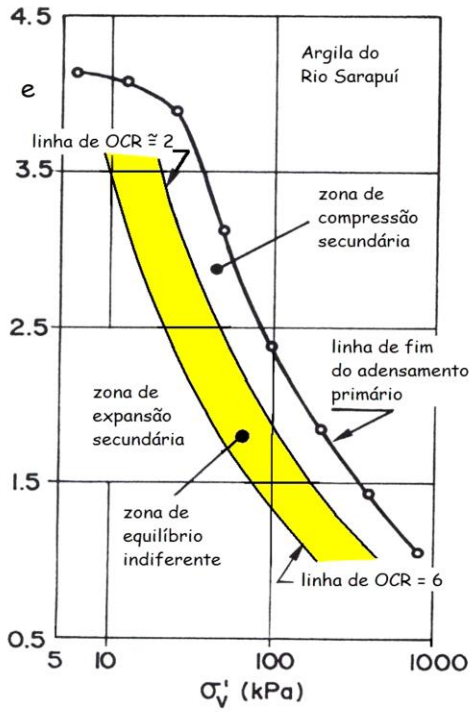



Figura 3.20. Região limite – Argila da Baixada Fluminense (Feijó e Martins , 1993)

Lacerda e Martins (1985) definiram, então, para o cálculo do recalque secundário, o termo $OCR_{sec}$ (=1,6 para argila da Baixada Fluminense), como sendo a razão de pré-adensamento para fins de cálculo do adensamento secundário em relação à linha do adensamento primário, igual a

$$\mathrm{OCR}_{\mathrm{sec}} = \frac{\sigma'_{\mathrm{vs}}}{\sigma'_{\mathrm{vf}}} \qquad 3.21$$

Onde $\sigma'_{vs}$ e $\sigma'_{vf}$ estão mostrados na Figura 3.21. A razão de adensamento inicial (*OCR*) e final ($OCR_f$) para o carregamento AC é

$$\mathrm{OCR} = \frac{\sigma'_{\mathrm{vm}}}{\sigma'_{\mathrm{vo}}}$$

$$\mathrm{OCR}_f = \frac{\sigma'_{\mathrm{vm}}}{\sigma'_{\mathrm{vf}}} \qquad 3.22$$

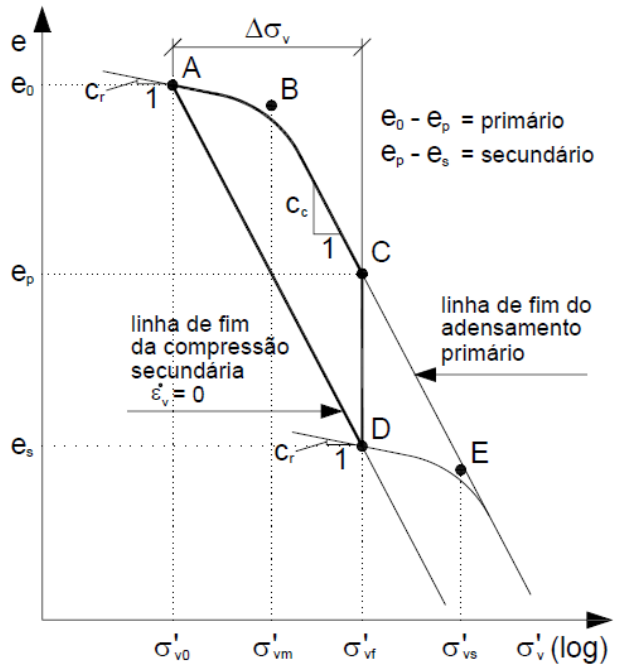



Figura 3.21. Modelo para estimativa do recalque total. (Domingos, 2008)

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

$$\Delta e_{CD} = \Delta e_{CE} - \Delta e_{DE} = c_c \log\left(\frac{\sigma'_{vs}}{\sigma'_{vf}}\right) - c_r \log\left(\frac{\sigma'_{vs}}{\sigma'_{vf}}\right) = (c_c - c_r)\log OCR_{sec} \qquad 3.23$$

Com isso, o recalque total correspondente ao trecho ACD seria:

$$\rho_T = \frac{H_0}{1+e_0}\left[\underbrace{c_r \log\left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}}\right) + c_c \log\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}}\right)}_{primário} + \overbrace{\{(c_c - c_r)\log OCR_{sec}\}}^{secundário}\right] \qquad 3.24$$

ou

$$\rho_T = \frac{H_0}{1+e_0}\left[\underbrace{c_r \log OCR + c_c \log\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}}\right)}_{primário} + \overbrace{\left\{(c_c - c_r)\log OCR_{sec}\right\}}^{secundário}\right] \qquad 3.25$$

Para os casos particulares em que, após o carregamento, a tensão efetiva é inferior à tensão de pré-adensamento ou para solos normalmente adensados, as expressões para cálculo do recalque total estão mostradas na Tabela 3.5.

Tabela 3.5. Expressões para cálculo do recalque total (primário + secundário)

| Condição | Expressão |
|---|---|
| Solo permanece pré-adensado ($\sigma'_{vf} < \sigma'_{vm}$) (Figura 3.22) | $\rho_T = \frac{H_0}{1+e_0}\left[\underbrace{c_r \log\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}}\right)}_{primário} + \overbrace{\left\{c_r \log\left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vf}}\right) + c_c \log\left(\frac{\sigma'_{vs}}{\sigma'_{vm}}\right) - c_r \log\left(\frac{\sigma'_{vs}}{\sigma'_{vf}}\right)\right\}}^{secundário}\right]$ <br> $\rho_T = \frac{H_0}{1+e_0}\left[\underbrace{c_r \log\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}}\right)}_{primário} + c_r \log\left(\frac{\sigma'_{vs}}{\sigma'_{vm}}\right)^{-1} + c_c \log\left(\frac{\sigma'_{vs}}{\sigma'_{vm}}\right)\right]$ <br> $\rho_T = \frac{H_0}{1+e_0}\left[\underbrace{c_r \log\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}}\right)}_{primário} + (c_c - c_r)\log\left(\frac{OCR_{sec}}{OCR_f}\right)\right]$ <br> *3.26* |
| Solo normalmente adensado ($\sigma'_{vo} = \sigma'_{vm}$) | $\rho_T = \frac{H_0}{1+e_0}\left[\underbrace{c_c \log\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}}\right)}_{primário} + \overbrace{\left\{c_c \log\left(\frac{\sigma'_{vs}}{\sigma'_{vf}}\right) - c_r \log\left(\frac{\sigma'_{vs}}{\sigma'_{vf}}\right)\right\}}^{secundário}\right]$ <br> $\rho_T = \frac{H_0}{1+e_0}\left[\underbrace{c_c \log\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}}\right)}_{primário} + (c_c - c_r)\log\left\{OCR_{sec}\right\}\right]$ <br> *3.27* |

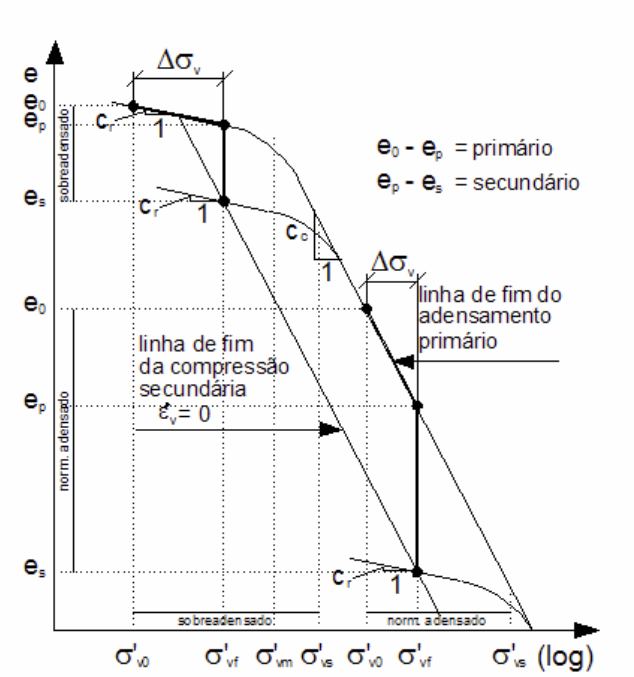



Figura 3.22. Modelo para estimativa do recalque total para situações em que o carregamento não ultrapassa a tensão efetiva de pré-adensamento. (Domingos, 2008)

# 4 ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL

## *4.1 Conceito de Adensamento - Analogia Hidromecânica*

Define-se como ***Adensamento* o** processo gradual de transferência de tensões entre a água (poropressão) e o arcabouço sólido (tensão efetiva).

A Figura 4.1 consolida o entendimento da do processo de adensamento em situações no campo. Considera-se uma camada de solo compressível e baixa permeabilidade com pequena espessura em relação ao carregamento externo na superfície, em meio a duas camadas menos compressíveis e de permeabilidade elevada. O NA encontra-se na superfície do terreno. Observa-se, com a aplicação do carregamento $\Delta q$, um acréscimo de poropressão em toda a camada ($\Delta u = \Delta q$). Considerando que a camada superficial tem permeabilidade elevada, o acréscimo de poropressão dissipa-se instantaneamente. Entretanto, na camada baixa permeabilidade a drenagem levará certo tempo para ocorrer.

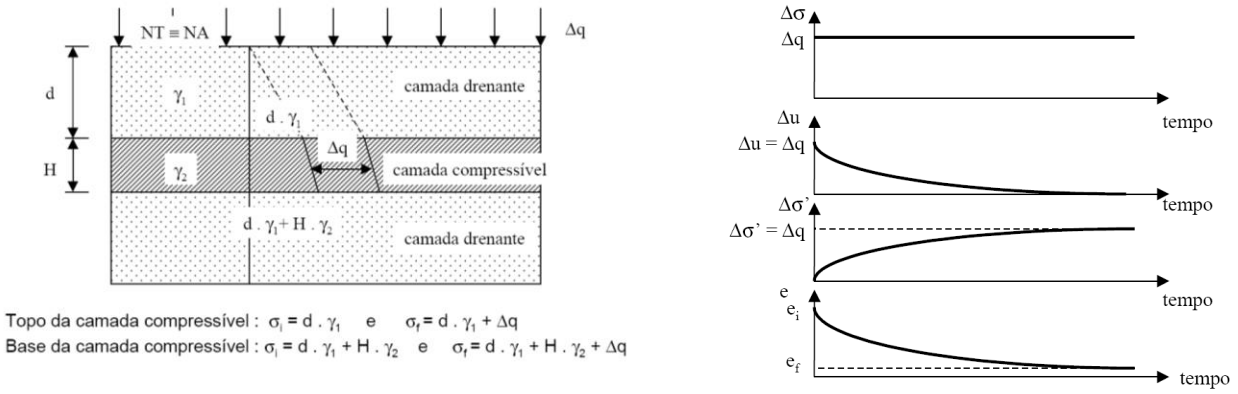



Figura 4.1. Variação de tensões e índice de vazios com o tempo (Bastos, 2008).

Para prever como o processo de adensamento irá ocorrer é necessário esclarecer como se dará a transmissão dos esforços na água para os sólidos e em quanto tempo o equilíbrio é atingido.

### 4.1.1 Tempo de Adensamento

Para responder essa questão é preciso avaliar as variáveis envolvidas no processo de transferência de carga. Quanto maior a velocidade de escape da água e menor o volume de água, mais rápido o adensamento ocorrerá; isto é:

$$t\alpha \frac{\text{volume de água}}{\text{velocidade de escape}} \qquad 4.1$$

Considerando que o volume de água que é expulso é proporcional à carga aplicada ($\Delta\sigma$ = força/área), à espessura da camada (H) e compressibilidade da mola/solo (m) e que, segundo a lei de Darcy, a velocidade de escape depende da permeabilidade do solo (k) e do gradiente hidráulico ($\cong\Delta\sigma/H$), pode-se rescrever a equação 3.1 da seguinte forma:

$$t\alpha \frac{(\Delta\sigma)(H)(m)}{(k)(\Delta\sigma/H)} = \frac{(H^2)(m)}{(k)} \qquad 4.2$$

De acordo com a Equação *4.2*, o tem

$$t\alpha \frac{(\Delta\sigma)(H)(m)}{(k)(\Delta\sigma/H)} = \frac{(H^2)(m)}{(k)} \qquad 4.2$$

Verifica-se que tempo de adensamento independe do carregamento aplicado e sua magnitude é proporcional à geometria e compressibilidade e inversamente proporcional à permeabilidade do solo de fundação.

Ao contrário dos solos arenosos, solos com baixa permeabilidade e alta compressibilidade (solos argilosos), podem levar dezenas de anos para atingirem à condição de equilíbrio. Esta observação pode ser ilustrada pelos Exemplos 3.1 e 3.2 (Lambe e Whitman, 1970).

---

*Exemplo 4.1*

*Considerando que a compressibilidade de um solo arenoso é 1/5 da compressibilidade do solo argiloso e o contraste de permeabilidade entre os dois materiais é de 10000 vezes, qual a relação entre os tempos necessários para que o adensamento ocorra nesses materiais, admitindo que a espessura da camada é a mesma? Solução:*

$$\frac{t_{areia}}{t_{arg\ la}} = \frac{m_{areia}H^2/k_{areia}}{m_{arg\ ila}H^2/k_{arg\ ila}} = \frac{m_{areia}k_{arg\ ila}}{m_{arg\ ila}k_{areia}}$$

*se*

$$m_{areia} = \frac{1}{5}m_{arg\ ila}$$

*então*

$$k_{areia} = 10.000k_{arg\ ila} \therefore \frac{t_{areia}}{t_{arg\ la}} = \frac{1}{5\times 10.000} \therefore t_{areia} = \frac{t_{arg\ ila}}{50.000}$$

*Exemplo 3.2*

*Uma camada de argila de espessura H atingirá 90% de adensamento em 10 anos. Quanto tempo necessário caso a espessura da camada fosse 4H? Solução:*

$$\frac{t_{4H}}{t_H} = \frac{m(4H)^2/k}{m\ H^2/k} = \frac{16H^2}{H^2}$$

$$se\ \ t_H = 10\ anos \therefore t_{4H} = 160\ anos$$

---

### 4.1.2 Teoria de Terzaghi e Fröhlich

Dado que o tempo e a forma de dissipação são controlados pelo processo de drenagem da água, a forma de se estudar matematicamente esse problema está na solução da equação de fluxo. O desenvolvimento da solução deste problema é atribuído a Terzaghi (*Erdbaumechanik*, 1925), havendo também a contribuição de

outros pesquisadores: Ortenblad (*Mathematical Theory of the Process of Consolidation of Mud Deposits*, 1930) e a Terzaghi e Fröhlich (*Theorie der Setzung Von Tonschichten*, 1936).

De acordo com as equações de continuidade e validade da lei de Darcy, a equação geral de fluxo unidimensional é definida como:

$$k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e}\left(e\frac{\partial S}{\partial t} + S\frac{\partial e}{\partial t}\right) \qquad 4.3$$

onde $k_z$ é a permeabilidade na direção vertical, $h$ a carga total, $e$ o índice de vazios, $S$ o grau de saturação e $t$ o tempo.

No caso de solos saturados o grau saturação é constante e igual a 100%. Sendo assim, $(\partial S/\partial t) = 0$, a equação reduz-se a:

$$k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e}\left(\frac{\partial e}{\partial t}\right) \qquad 4.4$$

Admitindo que compressibilidade do solo definida pelo coeficiente de compressibilidade (ver Tabela 1); isto é pela relação entre a variação do índice de vazios e tensão efetiva; tem-se:

$$a_v = -\frac{\partial e}{\partial \sigma'} \qquad 4.5$$

Substituindo a Eq. (3.3) em Eq. (3.2) tem-se:

$$\frac{\partial e}{\partial t} = \frac{\partial e}{\partial \sigma'}\frac{\partial \sigma'}{\partial t} = -a_v \frac{\partial \sigma'}{\partial t}$$

$$\Rightarrow k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e}\left(-a_v \frac{\partial \sigma'}{\partial t}\right) \qquad 4.6$$

Por outro lado, a tensão efetiva é uma definição representada pela diferença entre a tensão total ($\sigma$) e a poropressão ($u = u_o + \Delta u$). Sendo assim,

$$\sigma' = \sigma - u_0 - \Delta u \quad \Rightarrow \frac{\partial \sigma'}{\partial t} = \frac{\partial \sigma}{\partial t} - \frac{\partial u_0}{\partial t} - \frac{\partial \Delta u}{\partial t} \qquad 4.7$$

Substituindo a Eq.(3.5) em Eq. (3.4), tem-se

$$k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{a_v}{1+e}\left\{\frac{\partial \Delta u}{\partial t} - \frac{\partial \sigma}{\partial t}\right\} \qquad 4.8$$

Com relação ao lado esquerdo da equação $h = h_e + h_p$ , onde $h_e$ é a carga de elevação e $h_p$ a carga de pressão. Sendo assim,

$$h = z + \frac{u_0 + \Delta u}{\gamma_w} \qquad 4.9$$

Derivando a carga total em função da posição, tem-se

$$\frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{\partial}{\partial z}\left(\frac{\partial z}{\partial z}\right) + \frac{1}{\gamma_w}\frac{\partial}{\partial z}\left(\frac{\partial u_0}{\partial z}\right) + \frac{1}{\gamma_w}\frac{\partial}{\partial z}\left(\frac{\partial \Delta u}{\partial z}\right) \qquad 4.10$$

Considerando que $\frac{\partial z}{\partial z}$ *=1* e $\frac{\partial u_0}{\partial z}$ *= c^te* , tem-se que os dois primeiros termos da Eq. (5.8) são nulos . Substituindo, então a Eq. (5.8) na Eq. (5.6) chega-se a

$$\frac{k_z}{\gamma_w}\frac{\partial^2 \Delta u}{\partial z^2} = \frac{a_v}{1+e}\left(\frac{\partial \Delta u}{\partial t} - \frac{\partial \sigma}{\partial t}\right) \qquad 4.11$$

$$\frac{k_z.(1+e)}{a_v.\gamma_w}\frac{\partial^2 \Delta u}{\partial z^2} = \frac{\partial \Delta u}{\partial t} - \frac{\partial \sigma}{\partial t} \qquad 4.12$$

denominando o termo $\frac{k_z.(1+e)}{a_v.\gamma_w}$ de coeficiente de adensamento $c_v$ , isto é:

$$c_v = \frac{k_z.(1+e)}{a_v.\gamma_w} \qquad 4.13$$

chega-se à:

$$c_v.\frac{\partial^2 \Delta u}{\partial z^2} = \frac{\partial \Delta u}{\partial t} - \frac{\partial \sigma}{\partial t} \qquad 4.14$$

conhecida como Equação de Adensamento de Terzaghi

Admitindo, como hipótese que o carregamento é instantaneamente aplicado, isto é, este não varia no tempo, o último termo da equação $\frac{\partial \sigma}{\partial t}$ passa a ser nulo e a equação fica então reduzida à:

$$c_v.\frac{\partial^2 \Delta u}{\partial z^2} = \frac{\partial \Delta u}{\partial t} \qquad 4.15$$

#### *4.1.2.1 Solução da Equação de Adensamento*

A solução da equação *4.15* possibilita a determinação do excesso de poropressão em determinada profundidade e determinado tempo. Esta equação incorpora as seguintes hipóteses:

i. Solo está saturado (S=100%);

ii. A compressão é unidimensional;

iii. O fluxo é unidimensional;

iv. O solo é homogêneo;

v. As partículas sólidas e a água são incompressíveis perante a compressibilidade do solo;

vi. O solo pode ser estudado como elementos infinitesimais, apesar de ser constituído de partículas e vazios (não há diferença de comportamento de massas de solos e pequenas e grandes dimensões);

vii. O fluxo é governado pela Lei de Darcy;

viii. As propriedades do solo não variam no processo de adensamento e;

ix. O índice de vazios varia linearmente com o aumento da tensão efetiva durante o processo de adensamento (av = cte)

As três primeiras hipóteses indicam que a teoria se restringe ao caso em que não há deformação horizontal e os solos estão saturados. As hipóteses (iv) a (vi) são aceitáveis do ponto de vista da formação dos solos sedimentares. As hipóteses (viii) e (ix) merecem algumas considerações.

A hipótese (viii), a rigor, não é observada já que a medida que ocorre o processo de adensamento muitas propriedades dos solos variam (por exemplo: $\downarrow k \Rightarrow \downarrow e$). Todavia, o resultado final das variações dos parâmetros não é expressivo e seus efeitos se compensam.

A hipótese (ix) é uma aproximação já que o índice de vazios varia de forma não linear com as tensões efetivas (há uma variação linear para tensões acima da tensão de pré-adensamento em escala logarítmica e *vs* log $\sigma'_v$). Esta hipótese foi introduzida para permitir a solução matemática do problema sem uma complexidade elevada. Para pequenos acréscimos de tensões, a consideração de linearidade é aceitável.

A solução analítica da equação *4.15* requer a eliminação do parâmetro $c_v$. Para tal, são introduzidas duas variáveis adimensionais, a saber :

Fator de profundidade:

$$Z = \frac{z}{Hd} \qquad 4.16$$

onde *z* é distância do topo da camada compressível até o ponto considerado e *Hd* o comprimento de drenagem, ou seja, o comprimento de maior trajetória vertical percorrida por uma partícula de água até atingir a fronteira drenante (Figura 4.2).

Fator tempo:

$$T = \frac{c_v . t}{Hd^2} \qquad 4.17$$

onde *t* é o tempo expresso em unidades compatíveis com o $c_v$.

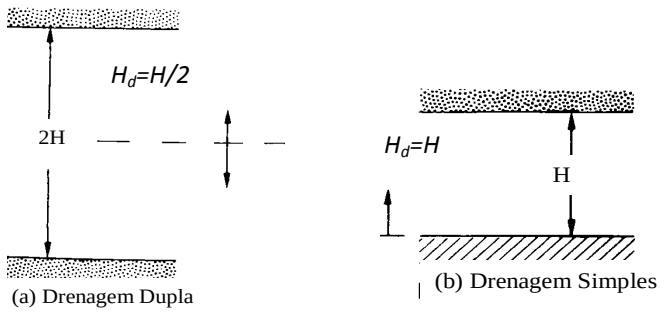



Figura 4.2. Comprimento de drenagem

Substituindo as equações (5.13) e (5.14) na eq. (5.12) :

$$z = Hd.Z \qquad 4.18$$

$$\frac{\partial^2 \Delta u}{\partial z^2} = \frac{1}{Hd^2} . \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial Z^2} \qquad 4.19$$

$$t = \frac{Hd^2}{c_v} . T \qquad 4.20$$

$$\frac{\partial \Delta u}{\partial t} = \frac{1}{\frac{Hd^2}{c_v}} . \frac{\partial \Delta u}{\partial T} \qquad 4.21$$

Tem-se a equação. de adensamento em função dos fatores de profundidade e tempo:

$$\frac{\partial^2 \Delta u}{\partial Z^2} = \frac{\partial \Delta u}{\partial T} \qquad 4.22$$

Para casos em que o excesso inicial de poropressão é constante ao longo da profundidade e a drenagem é permitida em ambas extremidades, tem-se a solução analítica da equação acima:

$$\Delta u = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2q}{A} . (\text{sen } AZ) . e^{-A^2 T} \qquad 4.23$$

sendo: $A = \frac{\pi}{2} . (2m+1)$, cujo desenvolvimento matemático está apresentado no apêndice I.

A solução analítica aplicada ao exemplo da Figura 4.1, mostrada na Figura 4.3, indica que os excessos de poropressão serão instantaneamente zerados nas fronteiras drenantes (topo e base) e nos outros pontos da camada haverá uma redução no tempo, sendo que a velocidade de dissipação será menor nos pontos mais afastados das fronteiras drenantes.

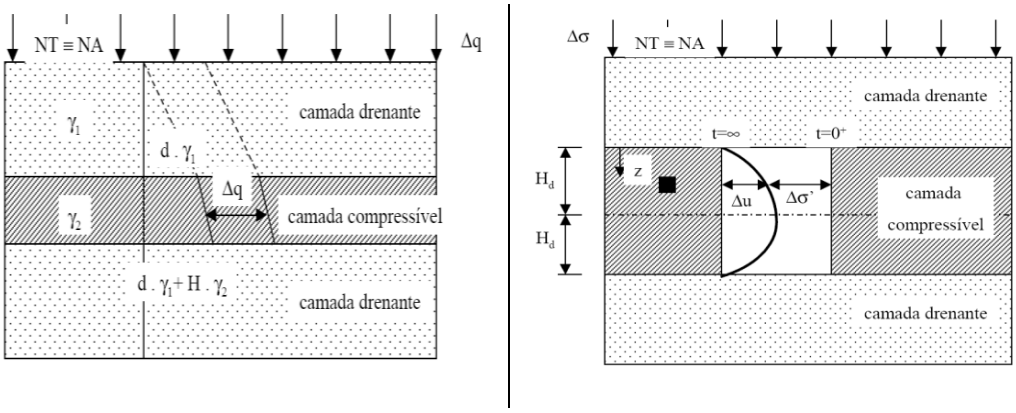



Figura 4.3. Variação de Δu e Δσ´

### *4.1.2.2 Porcentagem de Adensamento*

A solução da equação de adensamento possibilita a determinação do excesso de poropressão em um determinado instante a uma determinada profundidade.

Na prática, entretanto, é mais importante conhecer o quanto de dissipação de poropressão ocorreu, ao invés da quantidade de excesso de poropressão que ainda existe no solo, já que a evolução das deformações está relacionada à porcentagem de poropressão dissipada.

Define-se como <u>porcentagem de adensamento</u> ($U_z$) a relação entre o excesso de poropressão dissipado em um determinado tempo e o excesso inicial; isto é:

$$U_z = 1 - \frac{\Delta u(z,t)}{\Delta u_0} \qquad 4.24$$

onde Δu(z,t) é o excesso de poropressão em um tempo qualquer t , e $\Delta u_0$ o excesso de poropressão no tempo t=0.

A porcentagem de adensamento (*Uz*) varia entre 0 e 1; no início do processo, a porcentagem de adensamento é nula

$$U_z = 1 - \frac{\Delta u(t=0)}{\Delta u(t=0)} = 0 \qquad 4.25$$

e, ao final, quando o excesso é nulo ($\Delta$u (t=$\infty$) = 0)

$$U_z = 1 - \frac{0}{\Delta u(t=0)} = 100\% \qquad 4.26$$

Substituindo a equação (5.18) na equação (5.19) chega-se à solução analítica para o cálculo da porcentagem de adensamento.

$$Uz = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{A}.(\text{sen } AZ).e^{-A^2T} \qquad 4.27$$

sendo: $A = \frac{\pi}{2}.(2m+1)$

Esta equação pode ser representada graficamente pelo ábaco da Figura 4.4. Nesta figura, cada uma das curvas representa a solução da equação de adensamento, expressa em termos de porcentagem de adensamento e fator de profundidade, para um determinado fator tempo. Observa-se que teoricamente, a dissipação total dos excessos de poropressão ocorrerá em um tempo infinito.

Estas curvas são denominadas ***isócronas*** e sua forma irá depender da distribuição do excesso inicial de poropressão e das condições de drenagem.

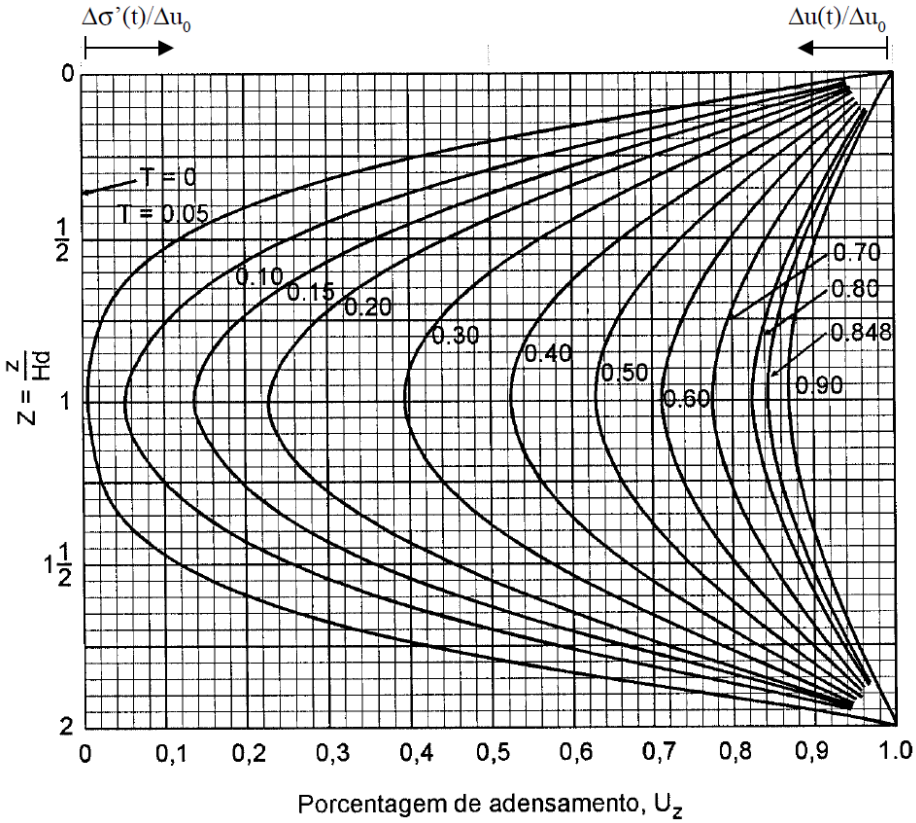



Figura 4.4. Porcentagem de Adensamento x Fator de Profundidade x Fator Tempo

Para melhor entender fisicamente a forma da solução gráfica da equação de adensamento, apresenta-se, na Figura 4.5 a tendência esperada para a solução da equação de adensamento em função das condições de contorno. Nesta figura estão representadas duas situações típicas: (a) camada compressível intercalada entre duas camadas drenantes e (b) camada compressível assente sobre superfície impermeável. No caso de drenagem dupla (Figura 4.5(a)), após a aplicação do carregamento infinito, toda a camada sofre um acréscimo de poropressão igual à tensão aplicada. Com o tempo, os excessos de poropressão na região próxima às fronteiras drenantes são imediatamente dissipados; na região central, entretanto, a velocidade de dissipação é menor, acarretando em uma distribuição senoidal de excesso de poropressão.

Define-se como superfície impermeável àquela que não permite a passagem de fluxo de água. Para casos de drenagem dupla, o centro da camada representa um plano impermeável, já que não há fluxo interceptando este plano.

No caso de drenagem simples (Figura 4.5(b)), a solução observada representa metade da solução para drenagem dupla.

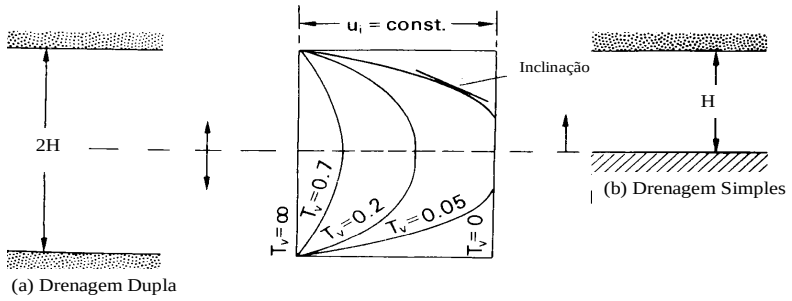



Figura 4.5. Influência das Condições de Drenagem

É interessante ressaltar que, para situações de dupla face drenante, o fator de profundidade varia entre Z = 0 e Z = 2, já que o comprimento de drenagem é igual à metade da espessura da camada ($H_d = H_o/2$); isto é:

$$z = 0 \Rightarrow Z = \frac{0}{H_o/2} = 0$$
$$z = H_o \Rightarrow Z = \frac{H_o}{H_o/2} = 2 \qquad 4.28$$

Para situações em que uma das extremidades é impermeável, o fator de profundidade (Z) varia entre 0 e 1, já que o comprimento de drenagem é igual à espessura da camada ($H_d = H_o$). Nestes casos, utiliza-se a mesma solução apresentada graficamente na Figura 4.4, limitando-a a faixa de variação do fator de profundidade de 0 a 1, conforme mostrado na Figura 4.5.

Com base nas curvas de Porcentagem de Adensamento x Fator Tempo x Fator de Profundidade (denominadas isócronas) é possível calcular os gradientes hidráulicos (*i*) desenvolvidos ao longo do processo de fluxo. Por definição,

$$i = \frac{\Delta H}{\Delta z} \qquad 4.29$$

onde $\Delta H$ é diferença de carga total e $\Delta z$ a distância percorrida pela partícula de água. No caso do processo de adensamento, a diferença de carga total é estabelecida em função da geração de um excesso de poropressão, conforme apresentado na expressão abaixo

$$\Delta H = \Delta(h_e + h_p) = \Delta h_p = \frac{\Delta(u_o + u(t))}{\gamma_\omega} = \frac{\Delta u(t)}{\gamma_\omega} \qquad 4.30$$

Adicionalmente, a distância percorrida ($\Delta z$) pode ser expressa em termos de fator de profundidade ($\Delta Z$); isto é

$$\Delta z = \Delta Z \times H_d \qquad 4.31$$

onde $H_d$ é o comprimento de drenagem. Combinando as equações 5.24 a 5.26 tem-se:

$$i = \frac{\Delta u(t)}{\gamma_\omega \Delta Z H_d} \qquad 4.32$$

Considerando que a variação da porcentagem média de adensamento pode ser escrita como:

$$\Delta U_z = \Delta\left(1 - \frac{\Delta u(t)}{\Delta u_0}\right) = \frac{\Delta u(t)}{\Delta u_0} \quad \therefore \quad \Delta u(t) = \Delta U_z \times \Delta u_0 \qquad 4.33$$

Substituindo a equação (5.28) em (5.27), tem-se a expressão para cálculo do gradiente hidráulico em função da tangente às curvas isócronas (Figura 5.3).

$$i = \frac{\Delta u_o}{\gamma_\omega H_d} \frac{\Delta U_z}{\Delta Z} \qquad 4.34$$

Observa-se pela Figura 4.6, que para uma dada profundidade, por exemplo Z=1,6, as tangentes às curvas vão tornando-se mais suaves para tempos maiores. Essa mudança se deve ao fato que a velocidade em que a água é expulsa do solo (gradiente) vai reduzindo a medida que o processo de adensamento vai ocorrendo. Da mesma forma, para um mesmo Fator Tempo, os gradientes variam ao longo da camada; gradientes mais elevados ocorrem junto às faces drenantes. No centro da camada o gradiente é nulo, consequentemente, não há fluxo na profundidade correspondente à Z=1.

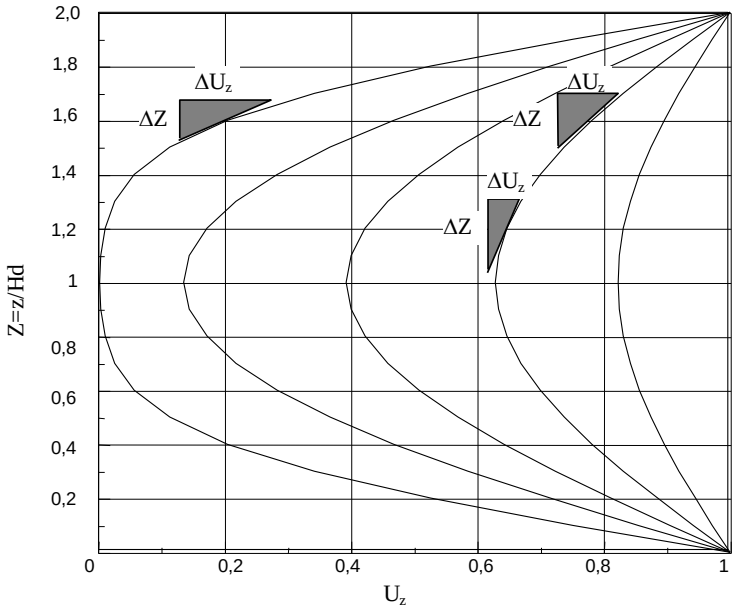



Figura 4.6. Determinação de Gradientes Hidráulicos

*Exemplo 4.2*

*Um depósito argiloso, saturado, com 6m de espessura e assente sobre uma camada impermeável estará submetido ao efeito do lançamento de um aterro de grandes dimensões com 2,5 m de altura, com peso específico igual a 20kN/m³. Pede-se a distribuição das poropressões imediatamente após a construção, 3 meses após o lançamento do aterro e ao final do processo de recalque primário. Considerar para a camada argilosa $c_v = 4x10^{-7}$ m²/s. Solução:*

*Hd = 6m (1 face drenante)*

$\Delta q = 2{,}5 \times 20 = 50$ kPa

$\Delta u_o = \Delta\sigma_v = \Delta q$

*imediatamente após o carregamento*

| z (m) | $u_o$(kPa) | $\Delta u_o = \Delta q_o$ (kPa) | $u = u_o + \Delta u$ (kPa) |
|---|---|---|---|
| 1 | 10 | 50 | 60 |
| 2 | 20 | 50 | 70 |
| 3 | 30 | 50 | 80 |
| 4 | 40 | 50 | 90 |
| 5 | 50 | 50 | 100 |
| 6 | 60 | 50 | 110 |

*ii) após 3 meses*

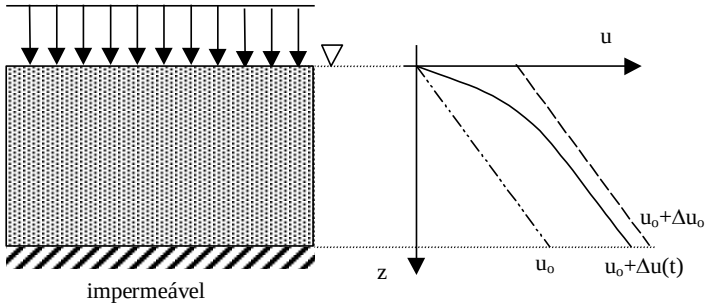
$$T_v = \frac{c_v . t}{H_d^{\,2}} = \frac{4x10^{-7}\,x3x30x86400}{36} \cong 0{,}09$$

| z (m) | Z = z / Hd | U (%) | $\Delta u$ =[100 – U] x $\Delta U_o$ (kPa) | $u_o$ (kPa) | U = $u_o$ +$\Delta u$ (kPa) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0,16 | 70 | 15 | 10 | 25 |
| 2 | 0,33 | 44 | 28 | 20 | 48 |
| 3 | 0,5 | 22 | 39 | 30 | 69 |
| 4 | 0,66 | 12 | 44 | 40 | 84 |
| 5 | 0,83 | 9 | 45,5 | 50 | 95,5 |
| 6 | 1 | 4 | 48 | 60 | 108 |

*ao final do adensamento*

$\Delta u = 0 \Rightarrow \Delta\sigma'_v = \Delta q$

*⇒ a distribuição de poro pressão retorna a condição original, hidrostática, conforme mostra a figura abaixo.*




4.1.2.2.1 Excesso Inicial de Poropressão Variável com a Profundidade

A solução da equação de adensamento, apresentada graficamente na figura 5.1, se aplica em situações em que o excesso inicial de poropressão é constante ao longo de toda a camada compressível. Esta condição só é verificada na prática em carregamentos "infinitos".

Existem outros tipos de solicitação que acarretam em distribuições de excesso inicial de poropressão variáveis com a profundidade. Quando, por exemplo, se executa um bombeamento em uma das extremidades de uma camada argilosa, impõe-se uma variação nas condições iniciais de poropressão, exclusivamente na região em que as ponteiras do sistema de bombeamento estão instaladas. Isto gera um processo de fluxo na camada argilosa. Nestes casos a solução da equação de adensamento acarreta em isócronas com aspecto diferente da observada na Figura 4.4 (Ortenblad, 1925). A Figura 4.7 apresenta a tendência de dissipação dos excessos de poropressão para situações de dupla face drenante, considerando-se, por exemplo, uma situação de bombeamento da camada superficial.

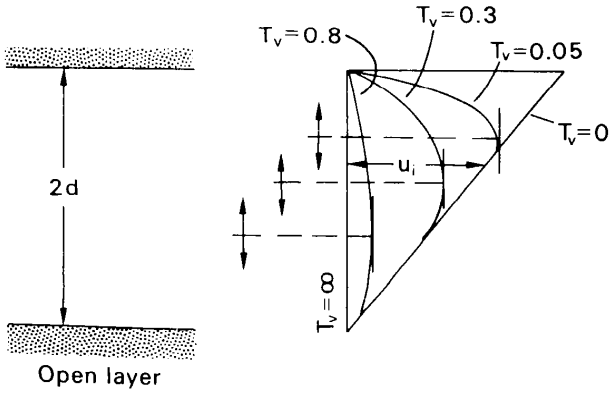



Figura 4.7. Tendência de Dissipação para Condição de Drenagem Dupla

Rebaixar o NA durante a construção pode causar recalques indesejáveis em estruturas adjacentes, entretanto, se bem controlado, esta etapa pode ser usada para pré-adensar a camada argilosa.

No caso de condições de dupla drenagem, a solução da equação de adensamento pode ser obtida gráficamente a partir da Figura 4.8. Neste caso, a determinação dos excessos de poropressão pode ser obtida em função das porcentagens de adensamento indicadas nesta figura, considerando-se como excesso inicial ($\Delta u_o$), independente da profundidade estudada, o máximo valor registrado no perfil, conforme mFigura 4.8 ostrado na Figura 4.9.

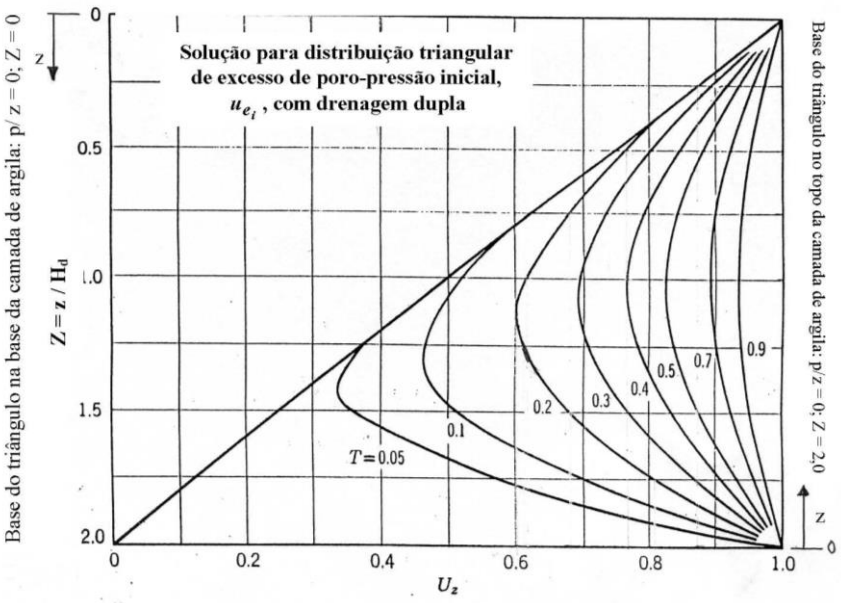



Figura 4.8. Solução da Equação de Adensamento para Distribuição Incial de Excesso de Poropressão Triangular e Drenagem Dupla.

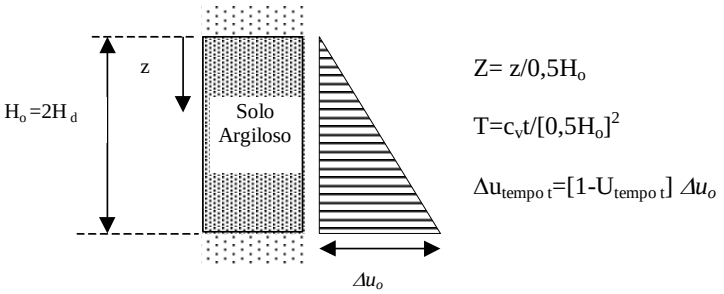



Figura 4.9. Distribuição linear de Excesso de Poropressão Inicial

Para casos de drenagem simples a solução da equação de adensamento é alterada conforme mostra a Figura 4.10.

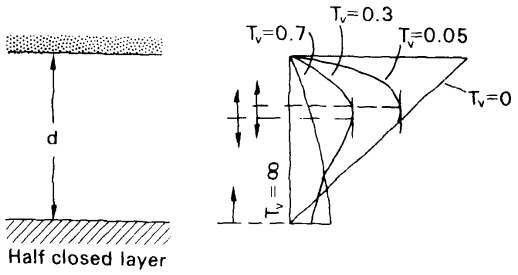
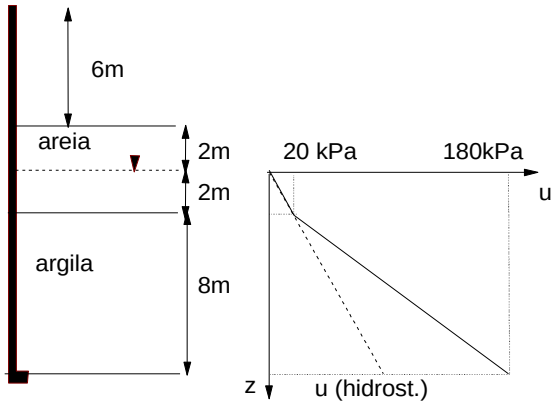



Figura 4.10.. Tendência de Dissipação para Condição de Drenagem Simples

---

Exemplo 4.3

*Uma camada de argila de 8 m de espessura situa-se entre duas camadas de areia. A espessura da camada superior é de 4 m. O NA encontra-se a 2 m de profundidade. A camada de areia subjacente está a submetida a um artesianismo. Um piezômetro instalado na base da camada indicou NA 6 m acima do nível do terreno. Os pesos específicos da areia e da argila, respectivamente são: 20 kN/m³ e 19 kN/m³. O peso específicos da areia acima do NA é 16 kN/m³. Considerar $C_v$ = 4,5x10⁻⁸ m²/s. Devido a um bombeamento o nível artesiano cai para 3m. Calcule a distribuição do excesso inicial de poro pressão e a distribuição 6 meses após o rebaixamento.*




*Solução:*

*A distribuição inicial de poro pressão está apresentada na figura acima*

*Antes do rebaixamento:*

*Para z = 0 ⇒ $u_o$ = 20 kPa*

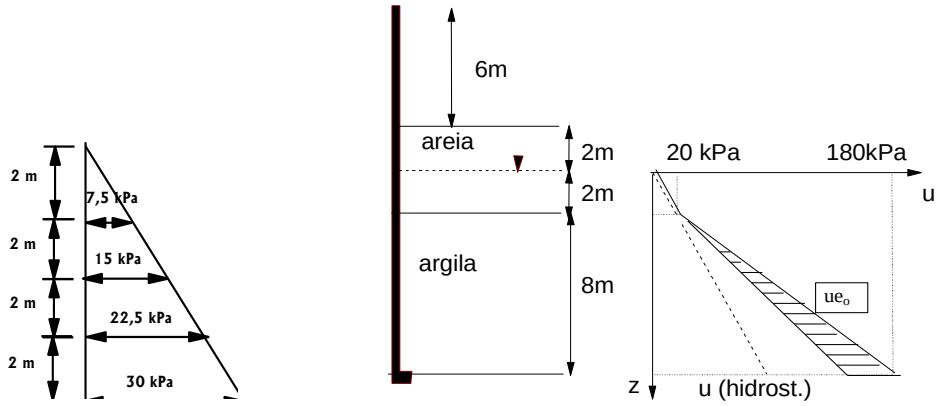
*Para z = H⇒ $u_o$ = (6+4+8)x10 = 180 kPa*

*Após o rebaixamento:*

*Para z = 0 ⇒ $u_f$ = 20 kPa*

*Para z = H ⇒ $u_o$ = 180 kPa – 30 kPa = 150 kPa*

*Assim sendo o excesso final de poro pressão pode ser representado de uma forma triangular como mostrado na figura*




*Considerando t = 6 meses – T = 4,5x10$^{-8}$ x (6x30x24x60x60) / 4$^2$ = 0,04*

*A partir do gráfico apresentado na figura 16, a porcentagem de adensamento relativa a cada profundidade pode ser determinada. Para a determinação do excesso de poro pressão basta multiplicar o excesso de poro pressão inicial imposto na base da camada (30 kPa) pela parcela não dissipada.*

| z | Z | U (%) (6 meses)* | Ue (t = 0) | Ue (t = 6 meses) |
|---|---|---|---|---|
| 2 | 0,5 | 75 | 7,5 | 30 x (1-0,75) = 7,5 |
| 4 | 1,0 | 50 | 15 | 30 x (1-0,50) = 15,0 |
| 6 | 1,5 | 34 | 22,5 | 30 x (1-0,34) = 19,8 |

valores em kPa

#### *4.1.2.3 Porcentagem Média de Adensamento*

A porcentagem de adensamento, definida no item anterior, estabelece, para um determinado tempo, o grau de adensamento em qualquer ponto, o qual é variável ao longo da profundidade da camada. Na prática deseja-se conhecer, para um determinado instante, qual é o grau de adensamento de toda a camada, consideradas as contribuições de todos os pontos. Com esta informação é possível determinar a evolução das deformações; ou melhor, a evolução dos recalques ao longo do tempo.

Define-se como *porcentagem média de adensamento* **U** o somatório das porcentagens de adensamento de todos os pontos da camada em relação ao adensamento total :

$$U = 1 - \frac{\int_0^Z \Delta u(t)dZ}{\int_0^Z \Delta u_0 dZ} \qquad 4.35$$

A *porcentagem média de adensamento* (*U*) pode ser interpretada como a relação entre as áreas delimitadas pelas curvas de porcentagem de adensamento, para um determinado fator tempo. A parte escura da Figura 4.11 representa a integral dos excessos de poropressão existentes na camada em um determinado tempo e a parte clara a integral dos excessos já dissipados.

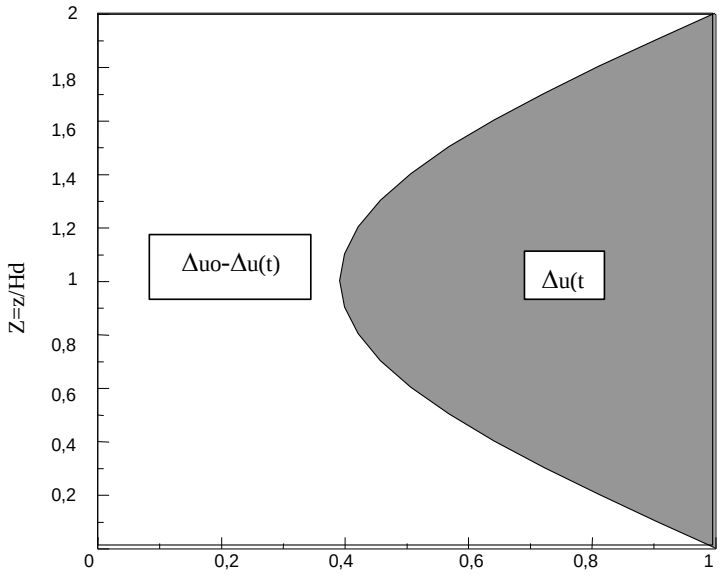



Figura 4.11. Interpretação Gráfica da Porcentagem Média de adensamento

Assim sendo, para cada tempo estará associado uma porcentagem média de adensamento que corresponde ao adensamento do solo devido à contribuição da dissipação dos excessos de poro–pressão em todos os pontos da camada.

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{A^2} . e^{-A^2 T} \qquad 4.36$$

sendo: $A = \frac{\pi}{2} . (2m+1)$

A solução da equação 3.17 pode ser representada graficamente pelo ábaco da Figura 4.12. Nesta figura apresentam-se as soluções para determinação da porcentagem média de adensamento em função do fator tempo para diferentes condições de carregamento e de drenagem. Estas condições, apresentadas nesta figura, mostram que em situações de o excesso inicial de poropressão é constante com a profundidade, a determinação da porcentagem média é feita a partir da curva (1), independentemente das condições de drenagem. No caso do excesso inicial de poropressão varia com a profundidade, a curva (1) é valida somente para condição de drenagem dupla. Para excessos iniciais de poropressão triangulares, as curvas (2) ou (3) são válidas dependendo da posição da fronteira impermeável.

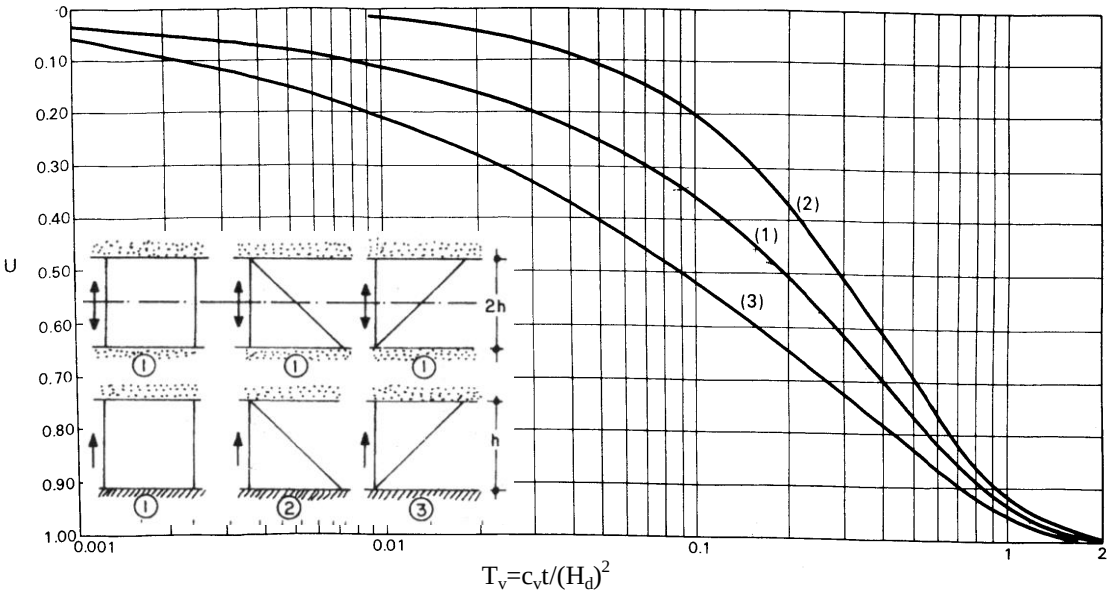



Figura 4.12. Porcentagem Média de Adensamento x Fator Tempo

Alternativamente, no caso das condições de contorno estabelecidas pala curva (1) Figura 4.12, o fator tempo (T) pode ser obtido diretamente a partir das seguintes expressões:

$$T_v = \frac{\pi}{4}\left(\frac{U}{100}\right)^2 \cdots\cdots U < 60\% \qquad 4.37$$

$$T_v = 1{,}781 - 0{,}933 log(100 - U) \cdots\cdots U \geq 60\% \qquad 4.38$$

Mais uma vez observa-se que a equação não fornece solução para condição final do adensamento primário (U=100%). Isto se deve ao fato de que teoricamente, esta condição só é atingida em um tempo infinito. Na prática, a definição do tempo para dissipação completa dos excessos de poropressão e, consequentemente, final do adensamento primário é feita considerando-se porcentagens médias de adensamento menores que 100%. Em outras palavras, pode-se adotar porcentagens médias superiores a 90% e considerar que todo recalque já ocorreu; para 95%, por exemplo, o tempo real correspondente ao final do adensamento é calculado como:

$$T_{95\%} = \frac{c_v t}{H_d^2} \therefore t_{95\%} = \frac{1{,}13 H_d^2}{c_v} \qquad 4.39$$

As curvas (1), (2) e (3) da Figura 4.13 representam, também, a solução da equação U=f(T) para outras condições de contorno, indicadas na mesma figura.

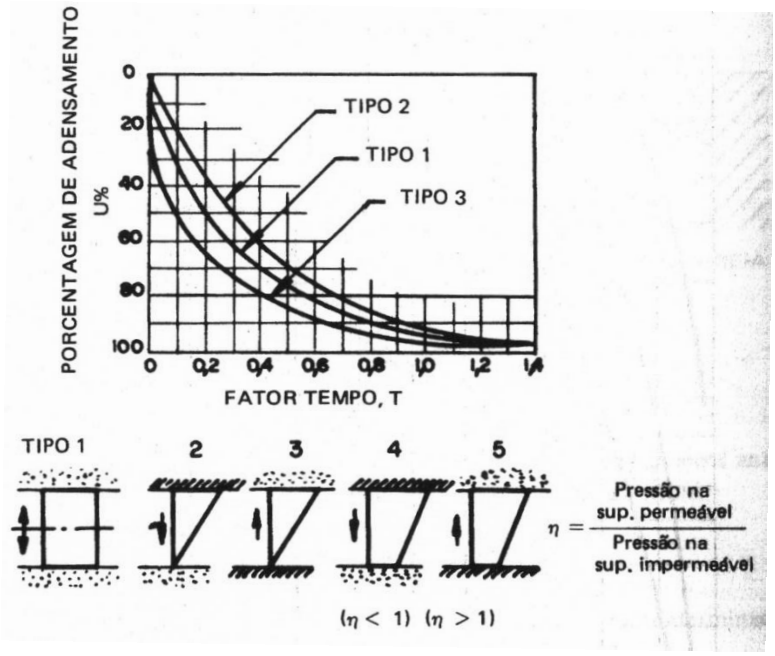



Figura 4.13 Porcentagem de Adensamento Médio para cada Fator Tempo, com diferentes condições de drenagem nas bordas e diferentes formas de distribuição de $uo_i$.

*Exemplo 4.4*

*Considerando os dados do exemplo 3, qual o tempo necessário para que seja atingido 80% do adensamento em toda camada de argila?*

*Solução:*

$T_v(80\%) = 0{,}55 \Rightarrow$

$$0{,}55 = \frac{4x10^{-7}.t(s)}{36} \Rightarrow t(s) = 49500000s \cong 1{,}57anos$$

*Curva Recalque x Tempo*

*O recalque de adensamento primário está associado à condição de final de adensamento; isto é, quando todo excesso de poropressão foi dissipado. Para avaliar a evolução dos recalques ao longo do tempo (Figura 4.14), basta relacionar a porcentagem média de adensamento associada àquele tempo; em outras palavras:*

$$\rho_{tempo} = U(t) \times \rho_{total} \qquad 4.40$$

*onde $\rho_{total}$ é o recalque de adensamento primário e U(t) a porcentagem média de adensamento associada ao tempo desejado.*

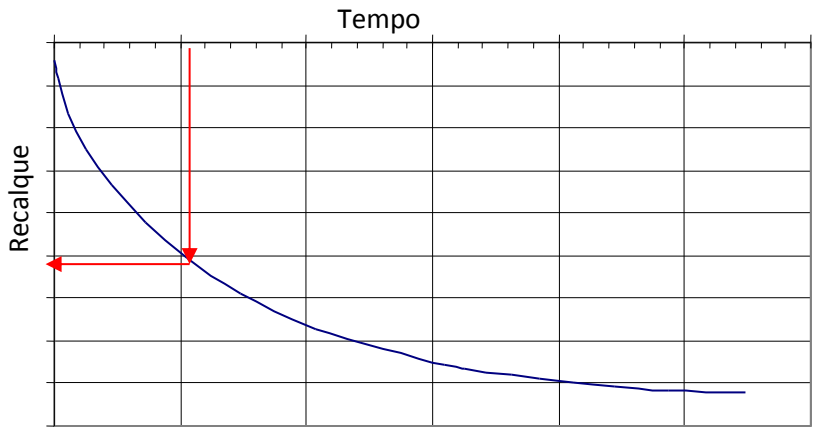
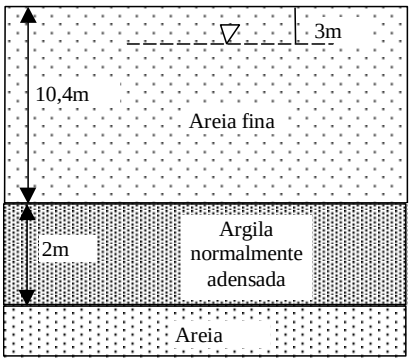



Figura 4.14. Curva recalque x tempo

*Exemplo*

*Será construído um prédio comercial sobre o perfil abaixo. O índice de vazios da areia fina é 0,76 e o teor de umidade na argila é igual 4,5%. A construção resultará em um aumento de tensão vertical no centro da camada argilosa de 140 kPa. Desenhar a curva tempo x recalque primário da argila. Assumir solo saturado acima do NA* $C_r = 0,5$, $C_c = 0,3$, $G = 2,7$ *e* $C_v = 2\ m^2/ano$.




*Solução:*

$$\rho = \frac{H_o}{1+e_o}\Delta e$$

*solo normalmente adensado* $\Rightarrow$ $$\rho = \frac{H_o}{1+e_o} C_c \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}}$$

*cálculo das tensões iniciais:*

*i) cálculo dos pesos específicos*

*areia* $\Rightarrow$ $\gamma_{sat} = \left(\frac{G+e}{1+e}\right)\gamma_{\omega} = \left(\frac{2,7+0,76}{1+0,76}\right)\times 10 = 19,7 kN/m^3$

*argila* $\Rightarrow$ $G\omega = Se \therefore e = \frac{2,7x0,43}{1} = 1,16$

$\gamma_{sat} = \left(\frac{G+e}{1+e}\right)\gamma_{\omega} = \left(\frac{2,7+1,16}{1+1,16}\right)\times 10 = 17,9 kN/m^3$

*ii) no centro da camada de argila*

$\sigma_{vo}$ *= 19,7 x 10,4 + 17,9x1 = 222,78 kPa*

*u = (7,4 + 1) x 10 = 84 kPa*

$\sigma'_{vo}$ *= 138,78 kPa*

*iii) cálculo das tensões finais:*

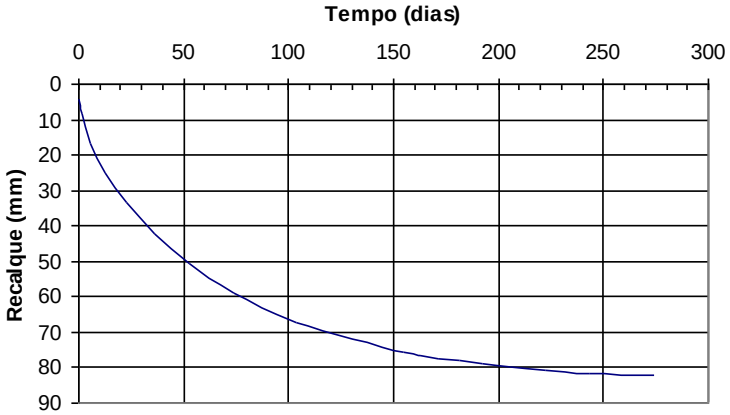
$\sigma'_{vf}$ *= 138,78 + 140 = 278,78 kPa*

$$\rho = \frac{2}{1+1,16} 0,3 log \frac{278,78}{138,78} = 0,084m = 84mm$$

*curva tempo x recalque*

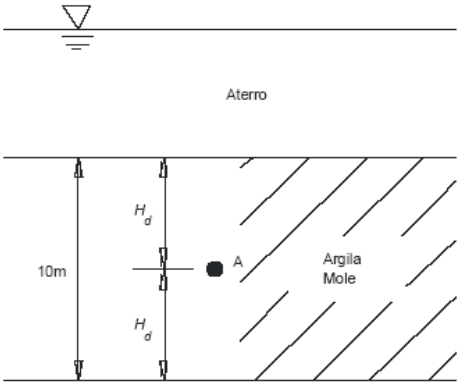
| U (%) | T | t(ano)* | t(dias) | recalque |
|---|---|---|---|---|
| 5 | 0,001963 | 0,00 | 0,36 | 4,2 |
| 10 | 0,007854 | 0,00 | 1,43 | 8,4 |
| 20 | 0,031416 | 0,02 | 5,73 | 16,8 |
| 30 | 0,070686 | 0,04 | 12,90 | 25,2 |
| 40 | 0,125664 | 0,06 | 22,93 | 33,6 |
| 50 | 0,19635 | 0,10 | 35,83 | 42 |
| 60 | 0,286278 | 0,14 | 52,25 | 50,4 |
| 70 | 0,402846 | 0,20 | 73,52 | 58,8 |
| 80 | 0,567139 | 0,28 | 103,50 | 67,2 |
| 90 | 0,848 | 0,42 | 154,76 | 75,6 |
| 91 | 0,890692 | 0,45 | 162,55 | 76,44 |
| 92 | 0,938417 | 0,47 | 171,26 | 77,28 |
| 93 | 0,992524 | 0,50 | 181,14 | 78,12 |
| 94 | 1,054985 | 0,53 | 192,53 | 78,96 |
| 95 | 1,128861 | 0,56 | 206,02 | 79,8 |
| 96 | 1,219278 | 0,61 | 222,52 | 80,64 |
| 97 | 1,335846 | 0,67 | 243,79 | 81,48 |
| 98 | 1,500139 | 0,75 | 273,78 | 82,33 |

$$T = \frac{c_v t}{H_d^2} \therefore t = \frac{TH_d^2}{c_v}$$



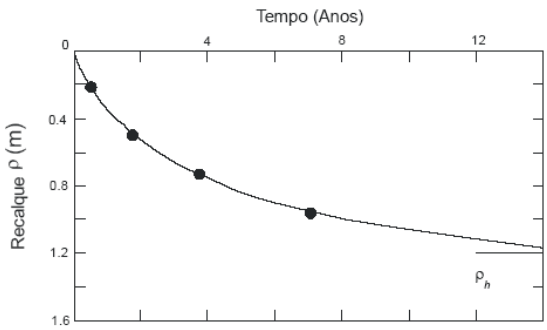

Exemplo 4.5

*Para o perfil geotécnico da figura abaixo, determinar o tempo necessário para que ocorra 20% dos recalques devido à aplicação da sobrecarga, considerando $c_v$ = 2 $m^2$/ano.*




*<u>Resolução</u>: Os cálculos constam do quadro abaixo, sendo que: para a primeira coluna, arbitram-se valores de U; a segunda é obtida sabendo-se que, para U = 100%, o valor do recalque total ρ é 1,2 m; na terceira coluna, os valores de T são obtidos a partir do quadro ou pelas equações do item 10.6.5; e na quarta coluna, o valor de t é obtido a partir da equação de $c_v$, com $H_d$ = 5 m (dupla drenagem). A curva de tempo × recalque é apresentada na figura posterior.*

| $U$ (%) | $\rho$ (m) | $T_v$ | $t$ (anos) |
|---|---|---|---|
| 20 | 0,24 | 0,031 | 0,4 |
| 40 | 0,48 | 0,126 | 1,6 |
| 60 | 0,72 | 0,286 | 3,6 |
| 80 | 0,96 | 0,567 | 7,1 |
| 100 | 1,20 | ∞ | ∞ |




### 4.1.3 Teoria de Taylor e Merchant - compressão secundária ocorrendo simultaneamente à compressão primária

A porcentagem de adensamento (*U*) proposta na teoria do adensamento de Terzaghi e Frolich permite estimar a curva carga x recalque considerando-se exclusivamente a magnitude do recalque primário.

Para o recalque secundário, este se inicia ao final do primário e sua evolução no tempo é estimada assumindo-se uma relação constante entre o índice de vazios e o logaritmo do tempo (Figura 4.15). No entanto, é razoável supor que, na prática, ao contrário da teoria de Terzaghi, o recalque secundário ocorre simultaneamente ao processo de adensamento primário.

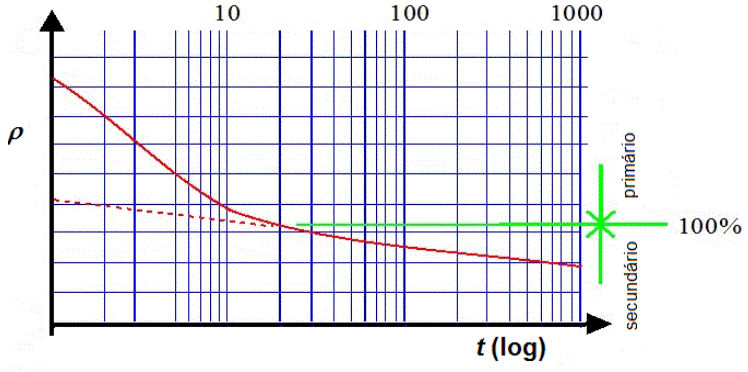



Figura 4.15. Gráfico recalque vs tempo.

A teoria de Taylor e Merchant (1940) é capaz de descrever a evolução dos recalques, já considerando o recalque secundário. O modelo esquematizado na Figura 4.16 apresenta a simplificação que separa os recalques primário (azul) e secundário (vermelho), considerando que este começa ao fim daquele, e a curva real (verde), em que ambos ocorrem simultaneamente. Para tanto, é incorporado um termo referente à viscosidade dos grãos ($\mu$) à equação diferencial clássica do adensamento de Terzaghi, como mostra a equação abaixo:

$$\frac{k(1+e)}{\gamma_w}\frac{\partial^2\sigma_v}{\partial z^2} = a_v\frac{\partial\sigma_v}{\partial t} + \mu\left[a_v(\sigma_v - \sigma_{v0}) - (e_0 - e)\right] \qquad 4.41$$

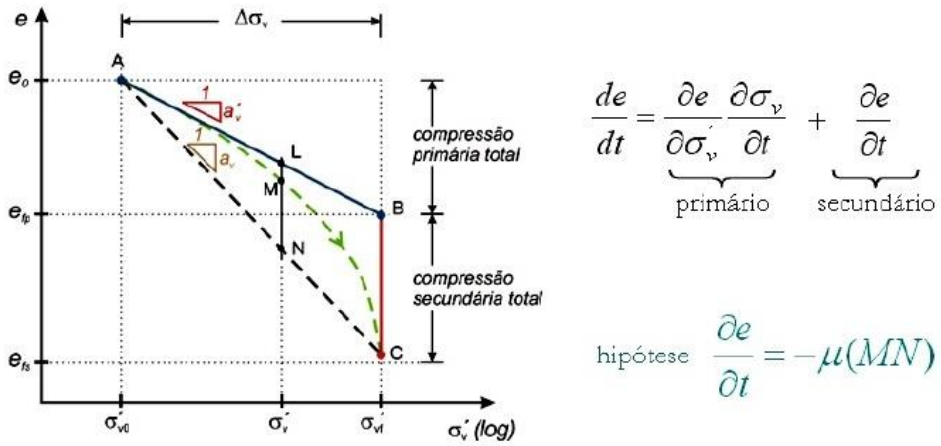



Figura 4.16. Modelo idealizado na teoria de Taylor & Merchant

A solução da equação *4.41*, escrita em termos da porcentagem média de adensamento (Christie, 1965) é definida como:

$$U_{TM} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty}\frac{1}{FM^2}\left[(\psi_1 - \psi_2)(\psi_3 - 1)e^{(\psi_1+\psi_2)T} - (\psi_1 + \psi_2)(\psi_3 + 1)e^{(\psi_1-\psi_2)T}\right] \qquad 4.42$$

Onde, além do termo relativo à viscosidade (μ), os demais termos são o contador M, o Fator tempo (T) e o fator F proporcional à razão entre as velocidades das compressões secundária e primária, dados por:

$$M = (2m+1)\frac{\pi}{2}; m = 0,1,2,3,4.. \qquad 4.43$$

$$\text{Fator Tempo}: T = \frac{c_v t}{H_d^2} \qquad 4.44$$

$$\text{Fator } F = \frac{\mu H_d^2}{r c_v} \qquad 4.45$$

$$\text{Razão entre o recalque primário e o total}: \; r = \frac{\rho_p}{\rho_p + |\rho_s|} = \frac{\rho_p}{\rho_t} \leq 1 \qquad 4.46$$

$$\psi_1 = -\frac{1}{2}(F + M^2) \qquad 4.47$$

$$\psi_2 = \frac{1}{2}\sqrt{(F + M^2)^2 - 4rFM^2} \qquad 4.48$$

$$\psi_3 = \frac{\psi_1 + M^2}{\psi_2} \qquad 4.49$$

#### *4.1.3.1 Discussão dos termos da Equação de Taylor e Merchant*

Apesar de ser mais complexa, a equação *4.41* mantém formato similar à solução de Terzaghi. O termo $\mu$ é denominado "coeficiente de compressão secundária" e representa a consideração do efeito de viscosidade do solo, causada pela água adsorvida que envolve as partículas de argila (Andrade, 2009).

O termo *r* define a razão entre o recalque primário e o recalque total e deve ser necessariamente menor ou igual a 1. Com isso, para utilização desta teoria faz-se necessário o conhecimento prévio da parcela do recalque secundário (ver ítem Recalque Secundário). Adicionalmente, esta só se aplica a solos normalmente adensados ou levemente pré-adensados, já que evidencias (Figura 3.19) mostram que solos com alto grau de pré-adensamento sofrem expansão e não compressão secundária (r>1). Quando *r* é igual a 1, o recalque primário é igual ao recalque total, ou seja, o recalque secundário é nulo. Com isso os termos em $\psi_2$ e $\psi_3$ tornam-se:

$$\psi_2 = \frac{1}{2}\sqrt{(F + M^2)^2 - 4FM^2} = \frac{1}{2}\sqrt{(F - M^2)^2} \qquad 4.50$$

$$\psi_3 = \frac{\psi_1 + M^2}{\psi_2} = \frac{-\frac{1}{2}\left(F + M^2\right) + M^2}{\frac{1}{2}\left(F - M^2\right)} = -1 \qquad 4.51$$

Neste caso, a expressão se reduz e se torna idêntica à porcentagem de adensamento da teoria de Terzaghi, como demonstrado abaixo:

$$U_{TM} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{FM^2}\left[\left(\psi_1 - \psi_2\right)\left(-1-1\right)e^{(\psi_1+\psi_2)T} - \left(\psi_1 + \psi_2\right)\left(-1+1\right)e^{(\psi_1-\psi_2)T}\right]$$

$$U_{TM} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{FM^2}\left[\left(-F\right)\left(-2\right)e^{(-M^2)T}\right] \qquad 4.52$$

$$U_{TM} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2}e^{-M^2T}$$

Quanto ao fator *F*, função das velocidades das compressões secundária e primária, Taylor & Merchant (1940) descrevem que, enquanto a velocidade do adensamento primário é inversamente proporcional ao quadrado da altura de drenagem, a velocidade do adensamento secundário é diretamente proporcional ao termo $\mu$ e independe da altura de drenagem. A Figura 4.17 mostra curvas de porcentagem de adensamento em função do Fator Tempo, fixando-se o valor de r (r= 0,7) e variando-se o fator F. Admitindo uma determinada velocidade de compressão secundária, maiores comprimentos de drenagem resultariam em maiores valores de F.

Com isso, em ensaios de laboratório convencionais, em que altura de drenagem é muito pequena (1 cm), o valor de *F* é bastante reduzido e o recalque secundário só se manifesta ao final do primário. Martins (2008) sugere considerar F da ordem de $10^{-4}$, no laboratório. Com isso, o termo relativo à viscosidade ("coeficiente de compressão secundária" -$\mu$) seria da ordem de $10^{-8}$ a $10^{-7}$ $s^{-1}$. Já no campo, como a altura de drenagem é muito superior, da ordem de metros, ambos recalques (primário e secundário) ocorrem simultaneamente, de tal forma que *F* passa a ser maior que 1 e, eventualmente, maior que 10. Tendo em vista as curvas mostradas Figura 4.17 , para fins práticos, no campo, pode-se considerar que *F* tende ao infinito. É possível demonstrar matematicamente que, nesta situação, a expressão de Taylor e Merchant se reduz à equação de Terzaghi, fazendo-se a correção *t' = rt*, como demonstrado abaixo (Equação *4.53*).

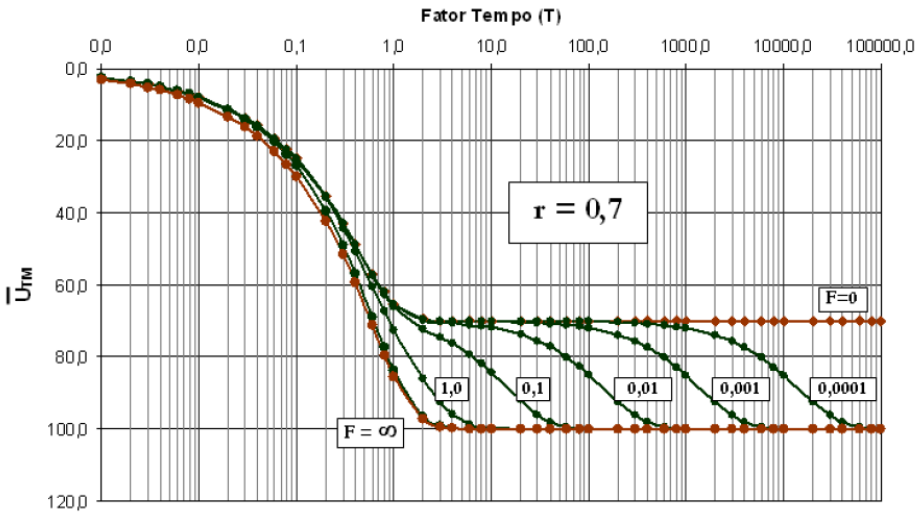



Figura 4.17. Solução da equação de Taylor e Merchant para diferentes valores de F (r = 70%)

Calculando-se os limites das parcelas mostradas na Equação *4.42*, chega-se à:

$$\lim_{F\to\infty} U_{TM} = \lim_{F\to\infty} 1-\sum_{m=0}^{\infty}\frac{1}{FM^2}\left[\left(-F-M^2+rM^2\right)\left(-2\right)e^{\left(-rM^2\right)T}-\left(-rM^2\right)\left(-1+1\right)e^{\left(-F-M^2+rM^2\right)T}\right]$$

$$\lim_{F\to\infty} U_{TM} = 1-\sum_{m=0}^{\infty}\frac{2}{M^2}e^{-M^2rT} \qquad 4.53$$

$$T' = rT \rightarrow t' = rt$$

A equação da porcentagem de adensamento, considerando o efeito conjunto da compressão primária e secundaria, para condição de campo (Equação *4.53*) difere da teoria de Terzaghi, que separa a compressão primaria da secundária (Equação *4.52*), através da inclusão de parâmetro r no expoente.

Com isso, pode-se introduzir o conceito da evolução simultânea das compressões primária e secundária na Teoria de Terzaghi, bastando corrigir o Fator Tempo. Como Fator Tempo e o tempo real são diretamente proporcionais, calcula-se o novo Fator Tempo (T´) multiplicando pela razão r; ou melhor

$$U_{TM} = 1-\sum_{m=0}^{\infty}\frac{2}{M^2}e^{-M^2T'} \qquad 4.54$$

onde

$$T' = rT \rightarrow t' = rt \qquad 4.55$$

#### *4.1.3.2 Aplicação da Teoria de Taylor e Merchant*

O recalque em um determinado instante (*t)* pode ser definido como a soma das parcelas de recalque primário e recalque secundário. As porcentagens de adensamento para cada um são diferentes, pois, embora eles aconteçam simultaneamente, as velocidades com que se manifestam não são as mesmas; isto é:

$$\rho(t) = U_T \rho_t = U_p \rho_p + U_s \rho_s \qquad 4.56$$

Onde $U_p$ é a porcentagem média de adensamento calculada pela teoria de Terzaghi e, se o recalque secundário gera uma compressão, a porcentagem de adensamento total ($U_T$) equivale à calculada segundo a teoria de Taylor & Merchant ($U_{TM}$.).Com isso, define-se a porcentagem de adensamento secundário ($U_s$):

$$U_{TM} \rho_t = U_p \rho_p + U_s \rho_s = U_p \rho_p + U_s (\rho_t - \rho_p) \qquad 4.57$$

ou

$$U_s \left(1 - \frac{\rho_p}{\rho_t}\right) = U_{TM} - U_p \frac{\rho_p}{\rho_t} \qquad 4.58$$

ou

$$U_s (1 - r) = U_{TM} - r U_p \qquad 4.59$$

Ou

$$U_s = \frac{U_{TM} - r U_p}{1 - r} \qquad 4.60$$

---

Exemplo 4.6

*Em uma camada de 10,5m de espessura de argila mole, localizada na Baixada Fluminense, foi lançado aterro, instrumentado, com 1,79m de altura e peso específico 18,4 kN/m³. O aterro de 60m de comprimento e 31,4m de lardura. Os parâmetros geotécnicos foram estimados como sendo variáveis ao longo da profundidade O depósito de argila mole está assente sobre areia e o valor médio de* $c_v = 6{,}3 \times 10^{-8}$ *m²/s. Pede-se traçar a curva recalque x tempo.*

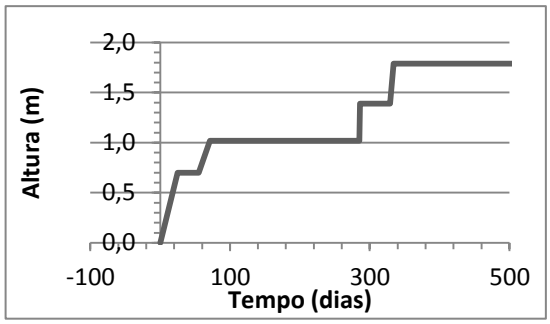
Tabela 4.1. Parâmetros da camada de argila da Baixada Fluminense

| SUBCAMADAS - DADOS DE ENTRADA | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Parâmetros | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $H_0$ (m) | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,50 |
| $e_0$ | 4,1 | 4,1 | 4,1 | 3,97 | 3,76 | 3,55 | 3,34 | 3,13 | 2,92 | 2,71 | 2,55 |
| Cc | 2,09 | 2,09 | 2,09 | 2,09 | 1,95 | 1,86 | 1,78 | 1,69 | 1,61 | 1,52 | 1,45 |
| Cr | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,24 | 0,23 | 0,22 | 0,21 | 0,20 | 0,19 | 0,18 | 0,17 |
| $\gamma_{nat}$ (kN/m³) | 12,70 | 12,70 | 12,70 | 12,85 | 13,20 | 13,44 | 13,74 | 14,01 | 14,30 | 14,57 | 14,90 |
| $\sigma'_{vm}$ (kPA) | 8,02 | 13,89 | 17,93 | 21,37 | 24,85 | 28,42 | 32,06 | 37,34 | 43,99 | 51,08 | 56,7 |
| $\mu$ (x $10^{-8}$) | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| $OCR_{sec}$ (24 h) | 1,6 | 1,6 | 1,6 | 1,6 | 1,6 | 1,6 | 1,6 | 1,6 | 1,6 | 1,6 | 1,6 |

Tabela 4.2. Etapas de Carregamento

| ETAPAS DE CARREGAMENTO | | |
|---|---|---|
| Etapas | Duração (dias) | Altura (m) |
| 1 | 25 | 0,70 |
| 2 | 30 | 0,00 |
| 3 | 16 | 0,32 |
| 4 | 214 | 0,00 |
| 5 | 1 | 0,37 |
| 6 | 43 | 0,00 |
| 7 | 5 | 0,40 |
| 8 | | |
| 9 | | |
| TOTAL | 334 | 1,79 |



*Calculam-se os recalques primário e secundário para cada subcamada, admitindo aterro infinito. O recalque primário foi obtido através da equação clássica de Terzaghi (Equação 3.16), enquanto o recalque secundário foi estimado utilizando a proposta de Martins, em função do $OCR_{sec}$ (Equação 3.25).*

*Para o cálculo do recalque primário adotou-se que o aterro seria associado a um modelo de carregamento finito; isto é, o excesso de poro-pressão a ser dissipado foi calculado utilizando-se a equação de Skempton (* $\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]$ *). Adotou-se para o parâmetro B o valor 1 (saturado) e os valores do parâmetro A foram obtidos de Ortigão (1980).Através das equações da Teoria da Elasticidade (Poulos e Davis, 1974) para a condição de carregamento semi-infinito, foram calculados os acréscimos de tensão $\Delta\sigma_1$ e $\Delta\sigma_3$, causados pelo aterro, dividindo-se a espessura da argila em subcamadas. O aterro foi aproximado para uma seção de largura 31,42m, com peso específico de 18,4 kN/m$^3$, que, para uma altura de 1,79 m, resulta numa sobrecarga de 32,94 kPa. Os resultados estão mostrados na Tabela 4.3*

Tabela 4.3. Cálculo do acréscimo de poro-pressão.

| Z (m) | α (rad) | δ (rad) | σz (kPa) | σx (kPa) | A | Δu (kPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,5 | 3,1 | 1,5 | 32,9 | 31,6 | 0,2 | 31,9 |
| 1,5 | 3,0 | 1,5 | 32,9 | 29,0 | 0,28 | 30,1 |
| 2,5 | 2,8 | 1,4 | 32,9 | 26,4 | 0,3 | 28,3 |
| 3,5 | 2,7 | 1,4 | 32,8 | 23,9 | 0,33 | 26,8 |
| 4,5 | 2,6 | 1,3 | 32,6 | 21,5 | 0,4 | 26,0 |
| 5,5 | 2,5 | 1,2 | 32,4 | 19, | 0,5 | 25,9 |
| 6,5 | 2,4 | 1,2 | 32,1 | 17,3 | 0,5 | 24,7 |
| 7,5 | 2,3 | 1,1 | 31,7 | 15,4 | 0,6 | 25,2 |
| 8,5 | 2,1 | 1,1 | 31,3 | 13,8 | 0,6 | 24,3 |
| 9,5 | 2,1 | 1,0 | 30,8 | 12,2 | 0,65 | 24,3 |
| 10,25 | 2,0 | 1,0 | 30,4 | 11,2 | 0,65 | 23,7 |

Respeitando a subdivisão em camadas, os recalques de cada subcamada estão mostrados na

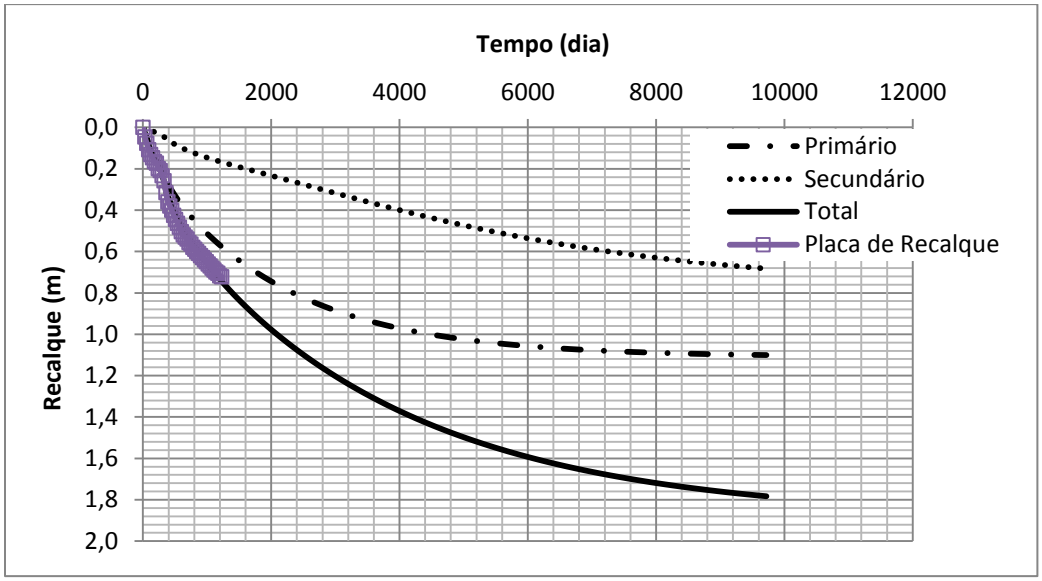
Tabela 4.4, tendo sido adotado $OCR_{sec}$ = 1,6. Nos cálculos não foi incorporado o efeito da submersão. A parcela de recalque primário foi de 1,10m e de secundário de 0,78m. Cabe ressaltar que os efeitos do recalque imediato foram desconsiderados neste trabalho.

Tabela 4.4. Cálculo dos recalques (OCRsec = 1,6)

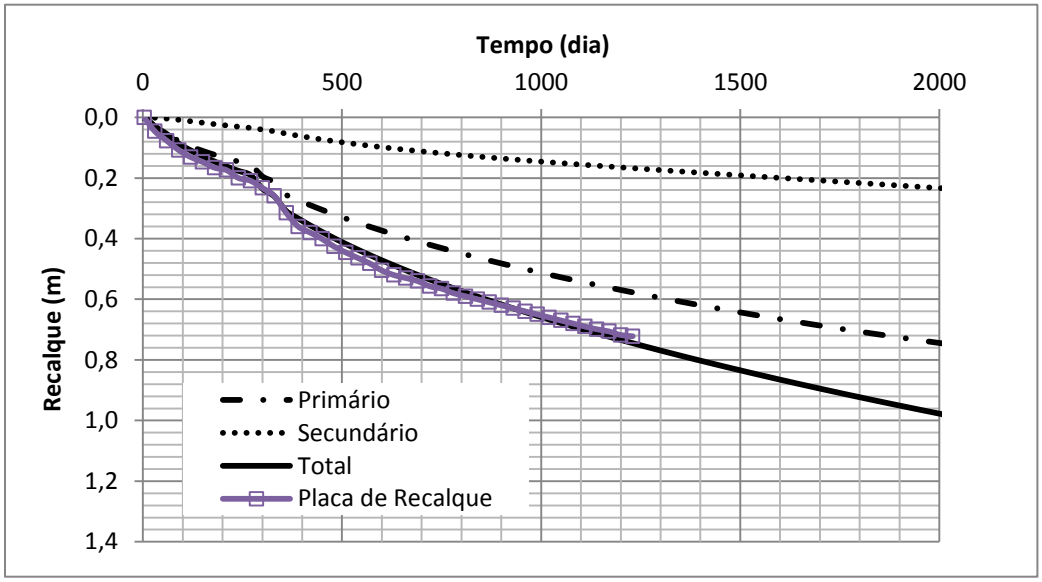
| SUBCAMADAS - DADOS DE SAÍDA | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Parâmetros | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | |
| $\sigma_{v0}$ (kPA) | 6,35 | 19,05 | 31,75 | 44,53 | 57,55 | 70,87 | 84,46 | 98,34 | 112,49 | 126,93 | 137,94 | |
| u (kPA) | 5,00 | 15,00 | 25,00 | 35,00 | 45,00 | 55,00 | 65,00 | 75,00 | 85,00 | 95,00 | 102,50 | |
| $\sigma'_{v0}$ (kPA) | 1,35 | 4,05 | 6,75 | 9,52 | 12,55 | 15,87 | 19,46 | 23,34 | 27,49 | 31,93 | 35,44 | |
| $\Delta\sigma'_v$ (kPA) | 31,55 | 29,10 | 27,68 | 26,94 | 26,57 | 26,43 | 26,41 | 25,88 | 24,99 | 24,13 | 23,50 | |
| $\sigma'_{vf}$ (kPA) | 32,90 | 33,15 | 34,43 | 36,47 | 39,12 | 42,30 | 45,87 | 49,21 | 52,48 | 56,06 | 58,94 | |
| $OCR_{inicial}$ | 5,94 | 3,43 | 2,66 | 2,24 | 1,98 | 1,79 | 1,65 | 1,60 | 1,60 | 1,60 | 1,60 | |
| $OCR_{final}$ | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | |
| $\rho_{primário}$ (m) | 0,289 | 0,181 | 0,137 | 0,115 | 0,095 | 0,083 | 0,074 | 0,059 | 0,041 | 0,026 | 0,008 | **1,11** |
| $\rho_{secundário}$ (m) | 0,074 | 0,074 | 0,074 | 0,076 | 0,074 | 0,074 | 0,074 | 0,074 | 0,074 | 0,074 | 0,037 | **0,78** |
| $\rho_{total}$ (m) | 0,36 | 0,25 | 0,21 | 0,19 | 0,17 | 0,16 | 0,15 | 0,13 | 0,12 | 0,10 | 0,05 | **1,88** |

*A previsão da curva recalque x tempo foi feita considerando-se o recalque total de 1,88m. Com o auxílio de uma planilha eletrônica, foi possível traçar as curva recalque x tempo, tendo sido adotado $\mu = 10^{-7}\ s^{-1}$, que resulta em F = 68. O gráfico comparativo entre os recalques medidos e os calculados mostra ótima concordância, como pode ser observado na* ***Erro! Fonte de referência não encontrada.****. É possível perceber que o recalque secundário é pequeno no período inicial e aproximadamente 400 dias.*

*Além da curva recalque vs tempo, prevê-se que 95% do recalque primário ocorra em um período de aproximadamente 6000 meses (18000 dias) e que o recalque secundário seja praticamente nulo (95%) em cerca de 400 meses*




(a) Ate a estabilização do adensamento




(b) Tempos iniciais

Figura 4.18. Comparativo entre os recalques.

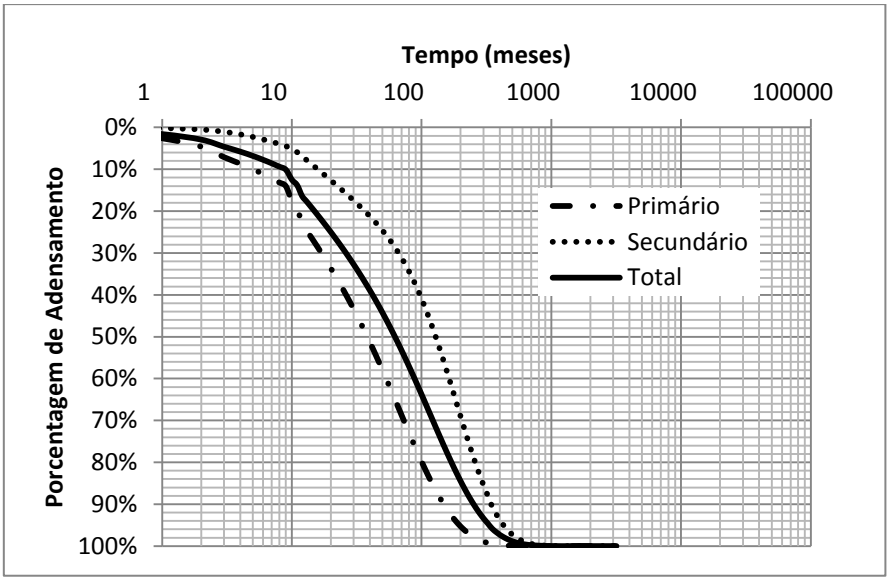



Figura 4.19. Curva U% x log tempo

# 5 ENSAIO DE ADENSAMENTO INCREMENTAL (SIC)

## *5.1 INTRODUÇÃO*

O ensaio de compressão oedométrica (ou compressão confinada ou incremental - SIC), desenvolvido por Terzaghi, tem por objetivo determinar as características de compressibilidade dos solos em condições de deformação lateral nula. O aparelho utilizado é denominado consolidômetro *ou oedômetro* (*oedos*, do grego, significa confinado lateralmente) e está ilustrado na Figura 3.1.

O ensaio de adensamento é realizado aplicando-se uma tensão vertical na superfície de uma amostra de solo e medindo-se a evolução das deformações verticais ao longo do tempo. Este ensaio reproduz em laboratório a condição de fluxo e deformação unidimensional, já que a amostra é impedida de se deformar horizontalmente e a drenagem é imposta no topo e base.

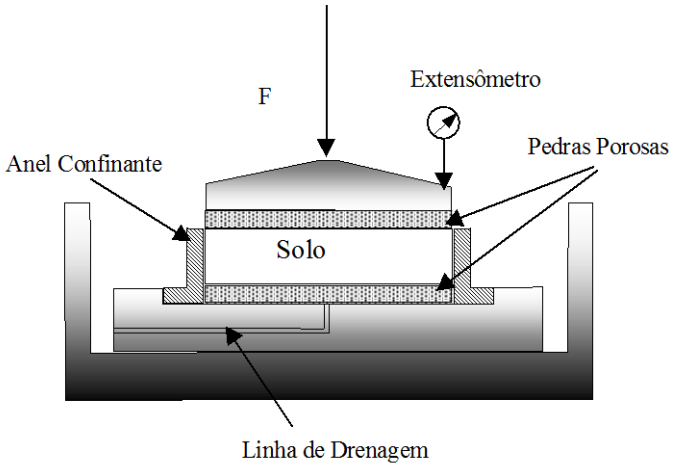



Figura 5.1. Esquema do Ensaio Oedométrico

O ensaio é preparado montando-se uma amostra indeformada no interior do anel confinante. 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 e a amostra é colocada papel filtro para evitar o carreamento de grãos durante o processo de drenagem. As cargas são aplicadas estaticamente no topo da amostra, em estágios, e as tensões são transmitidas ao solo através de uma peça metálica. As deformações resultantes são medidas durante o ensaio através dos registros no extensômetro. Este tipo de ensaio segue a trajetória de tensões efetivas na linha $K_0$.

A Figura 3.4 ilustra os tipos de células de adensamento usualmente empregadas nos laboratório de Mecânica dos Solos. Os anéis que recebem o corpo de prova têm diâmetro cerca de 3 vezes a altura, com o objetivo de reduzir o efeito do atrito lateral durante os carregamentos. Os diâmetros variam de 5 a 12cm, sendo os maiores mais interessantes para minimizar o amolgamento do solo durante o processo de moldagem.

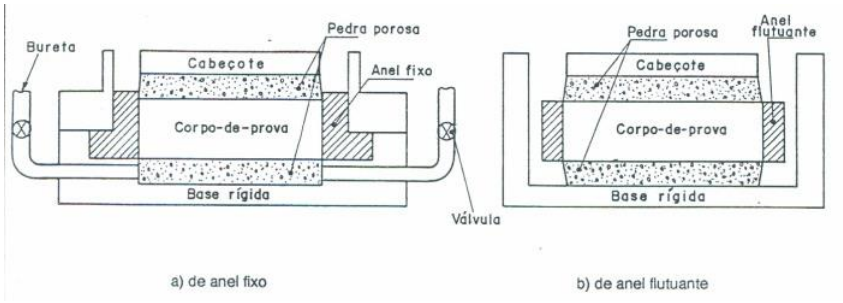



Figura 5.2. Representação esquemática da célula de adensamento (Ortigão, 1995).

## 5.2 PROCEDIMENTOS DO ENSAIO DE COMPRESSÃO OEDOMÉTRICA

Inicialmente, obtêm-se as dimensões do anel de adensamento, tirando a média de três medições. Molda-se a amostra no anel de adensamento, cuidadosamente na direção em que se vai aplicar a carga. O anel de adensamento é biselado no lado externo para facilitar sua cravação na amostra e minimizar s amolgamento. É comum, ainda, colocar vaselina nas faces internas do anel para diminuir o atrito entre o anel de adensamento e o solo durante a introdução e durante o próprio adensamento do solo.

A célula de adensamento é colocada na prensa (Figura 5.3), adicionando-se água para "saturar" o conjunto. A alavanca, que irá aplicar a carga, deve ser ajustada de modo que fique na horizontal. A célula de adensamento também deverá estar sempre na horizontal para que a carga aplicada esteja na direção do eixo do anel.

Figura 5.3. Detalhe do equipamento para o Ensaio de Compressão Oedométrica.

Em seguida, monta-se o extensômetro vertical sobre o “top cap” fazendo-se, em seguida, a leitura inicial. Colocam-se, então, os pesos no pendural correspondentes à tensão total do estágio e a intervalos pré-determinados de tempo fazem-se as leituras das deformações no extensômetro vertical (Figura 5.4). Após as leituras terem estabilizado, procede-se à colocação de pesos adicionais para o novo estágio de carga, repetindo-se este procedimento para os próximos estágios de carregamento (a aplicação da carga vertical, constante em cada estágio, em geral, é obtida através de pesos apoiados em um braço de alavanca que apresenta vantagem mecânica de 10:1, ou seja, para cada 10 kg efetivamente aplicado ao corpo de prova, é necessária a aplicação de somente 1kg na extremidade oposta do braço de alavanca).

## Ensaio de Adensamento Edométrico

**Interessado:**
**Projeto:** FOLHA 1
**Local:**
**Amostra:**

### Leituras do Adensamento

Estagio 1
Pressão Ant. 0,013 (kg/cm²) Final 0,031 (kg/cm²)

| Dia | Hora | Raiz t | Min. Decor. | Leitura Extens. |
|---|---|---|---|---|
| | | 0 | 0 | 10,000 |
| | | 0,28867513 | 0,0833333 | 9,985 |
| | | 0,48304589 | 0,2333333 | 9,905 |
| | | 1 | 1 | 9,885 |
| | | 2 | 4 | 9,863 |
| | | 3 | 9 | 9,854 |
| | | 4 | 16 | 9,845 |
| | | 5 | 25 | 9,837 |
| | | 6 | 36 | 9,832 |
| | | 7 | 49 | 9,828 |
| | | 8 | 64 | 9,823 |
| | | 10,9544512 | 120 | 9,815 |
| | | 32,8633535 | 1080 | 9,780 |
| | | | | |
| | | | | 0,2200 |

Estagio 2
Pressão Ant. 0,031 (kg/cm²) Final 0,062 (kg/cm²)

| Dia | Hora | Raiz t | Min. Decor. | Leitura Extens. |
|---|---|---|---|---|
| | 10 | 0 | 0 | 9,780 |
| | | 0,2886751 | 0,0833333 | 9,67 |
| | | 0,4830459 | 0,2333333 | 9,645 |
| | | 1 | 1 | 9,608 |
| | | 2 | 4 | 9,57 |
| | | 3 | 9 | 9,555 |
| | | 4 | 16 | 9,544 |
| | | 5 | 25 | 9,535 |
| | | 6 | 36 | 9,532 |
| | | 7 | 49 | 9,528 |
| | | 8 | 64 | 9,523 |
| | | 10,954451 | 120 | 9,513 |
| | | 15,491933 | 240 | 9,5 |
| | | 18,973666 | 360 | 9,495 |
| | | 21,908902 | 480 | 9,487 |
| | | 37,947332 | 1440 | 9,457 |

Estagio 3
Pressão Ant. 0,062 (kg/cm²) Final 0,125 (kg/cm²)

| Dia | Hora | Raiz t | Min. Decor. | Leitura Extens. |
|---|---|---|---|---|
| | 10 | 0 | 0 | 9,457 |
| | | 0,28867513 | 0,0833333 | 9,34 |
| | | 0,48304589 | 0,2333333 | 9,319 |
| | | 1 | 1 | 9,28 |
| | | 2 | 4 | 9,208 |
| | | 3 | 9 | 9,139 |
| | | 4 | 16 | 9,074 |
| | | 5 | 25 | 9,035 |
| | | 6 | 36 | 9,01 |
| | | 7 | 49 | 9,002 |
| | | 8 | 64 | 8,99 |
| | | 10,9544512 | 120 | 8,973 |
| | | 15,4919334 | 240 | 8,951 |
| | | 18,973666 | 360 | 8,931 |
| | | 21,9089023 | 480 | 8,92 |
| | | 37,9473319 | 1440 | 8,871 |
| | | | | 0,5860 |

Estagio 4
Pressão Ant. 0,125 (kg/cm²) Final 0,250 (kg/cm²)

| Dia | Hora | Raiz t | Min. Decor. | Leitura Extens. |
|---|---|---|---|---|
| | 10 | 0 | 0 | 8,871 |
| | | 0,2886751 | 0,0833333 | 8,59 |
| | | 0,4830459 | 0,2333333 | 8,519 |
| | | 1 | 1 | 8,411 |
| | | 2 | 4 | 8,218 |
| | | 3 | 9 | 7,975 |
| | | 4 | 16 | 7,841 |
| | | 5 | 25 | 7,550 |
| | | 6 | 36 | 7,340 |
| | | 7 | 49 | 7,121 |
| | | 8 | 64 | 6,989 |
| | | 10,954451 | 120 | 6,791 |
| | | 15,491933 | 240 | 6,515 |
| | | 18,973666 | 360 | 6,428 |
| | | 21,908902 | 480 | 6,370 |
| | | 37,947332 | 1440 | 6,240 |

Figura 5.4. Exemplo de planilha de ensaio (leituras em 24hs)

Em geral, as durações de cada estágio de carregamento são de intervalos de minutos para solos arenosos, dezenas de minutos para siltes e dezenas de horas para argilas. O importante é que o tempo seja suficiente para garantir a dissipação do excesso de poropressão gerado em cada carregamento. Os estágios de carregamento aplicados ao corpo de provas, em geram são duplicados, podendo ainda haver uma ou mais ciclos de descarregamento (remoção de pesos). Em certos casos, como por exemplo, para argilas abaixo da tensão de pré-adensamento ou para solos não saturados, é preferível fazer carregamentos menores ou restritos a níveis mais relacionados com os problemas em estudo (Em geral, as cargas são aplicadas em estágios, dobrando-se o valor da carga a cada estágio. Os valores de carga comumente usados são: 25, 50, 100, 200, 400, 800kPa. Em cada estágio a tensão vertical é mantida até que a compressão tenha praticamente cessado. Em solos argilosos o uso de estágios de carga de 24 h é muito comum).

## *5.3 CÁLCULO DOS PARÂMETROS*

Para cada incremento de carga traça-se uma curva compressão x tempo, com base nas leituras do extensômetro, conforme mostram a Figura 5.5.

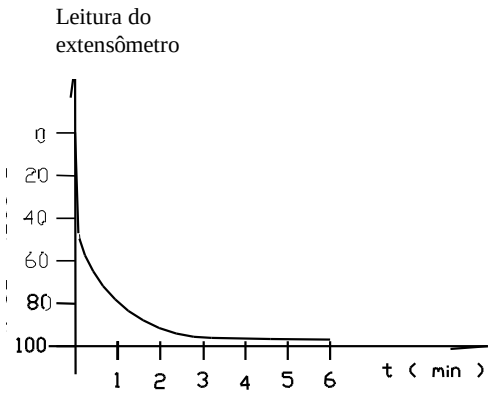



Figura 5.5. Curva Compressão x Tempo – Estágio i

Para estágio de carga calcula-se a variação do índice de vazios devido a compressão da amostra. Assim sendo, ao final do ensaio, é possível plotar a curva de compressibilidade do solo representada pela relação entre o índice de vazios e tensão efetiva. (Figura 5.6)

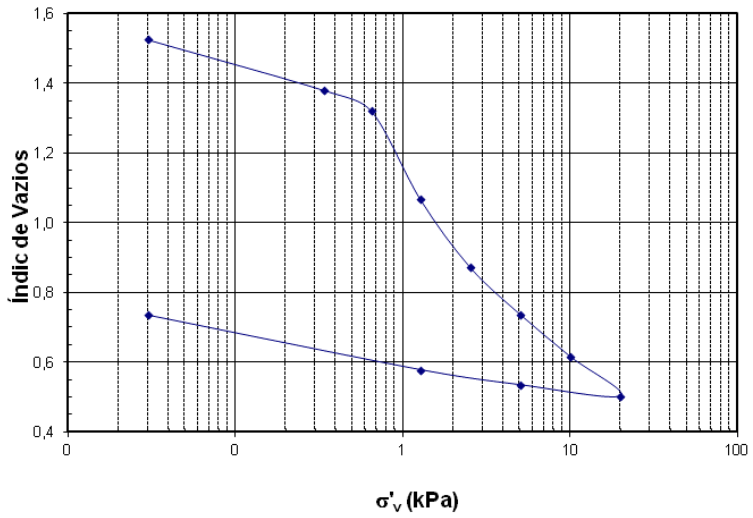



Figura 5.6. Curva Índice de Vazios x Tensão Efetiva

### 5.3.1 Parâmetros Iniciais

Inicialmente determinam-se os índices físicos do corpo de prova através de ensaios específicos; isto é, peso específico total ($\gamma_t$), densidade dos grãos (G) e teor de umidade inicial ($w_o$). Com isso, calcula-se o Índice de vazios inicial:

$$e_o = \frac{1+w_o}{\gamma_t} G\gamma_w - 1 \qquad 5.1$$

A partir da variação da altura da amostra, o índice de vazios final ($e_f$) é calculado como

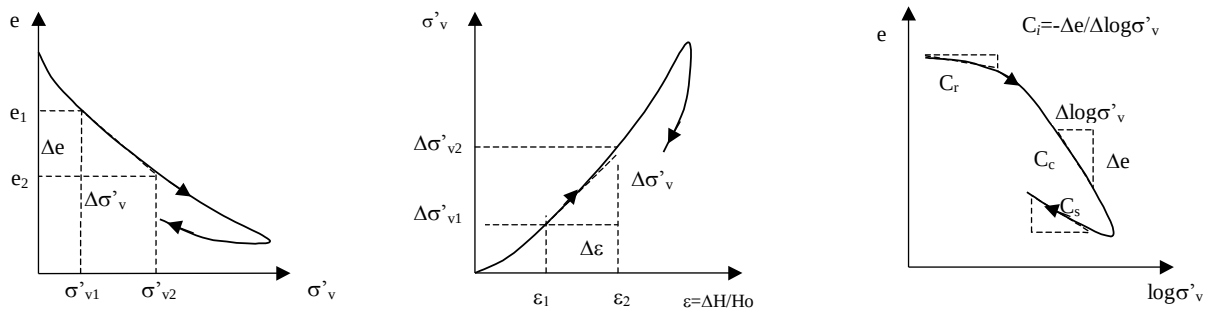
$$e_f = e_i - \frac{\Delta h}{H_s} = e_i - \frac{(1+e_o)}{H_o}\Delta h \qquad 5.2$$

onde $\Delta$h é a variação de altura da amostra, $H_s$ a altura de sólidos e $H_o$ a espessura inicial da amostra. Observa-se que o índice de vazios final é determinado em função da altura de sólidos ($H_s$), que representa um valor constante, independente da deformação do solo. A altura de sólidos pode ser determinada a partir do índice de vazios original e espessura inicial da camada, conforme equação

$$H_s = \frac{H_o}{1+e_o} \qquad 5.3$$

### 5.3.2 Coeficientes de Compressibilidade de Argilas

Compressibilidade é definida como a relação entre a magnitude das deformações e a variação no estado de tensões imposta. Dependendo da forma adotada, a compressibilidade do solo pode ser definida a partir de tangentes obtidas em diferentes curvas, como mostra a Figura 5.7. É importante salientar que, face a não linearidade, os parâmetros de compressibilidade devem ser obtidos nas faixas de interesse; isto é, verifica-se os limites de tensão efetiva vertical inicial média da camada e tensão efetiva vertical final.




$$a_v = -\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} = -\frac{e_2 - e_1}{\sigma'_{v2} - \sigma'_{v1}}$$

(a) Coeficiente de compressibilidade

$$m_v = -\frac{\Delta \varepsilon}{\Delta \sigma'_v} = -\frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{\sigma'_{v2} - \sigma'_{v1}}$$

(b) Coeficiente de variação volumétrica

$$C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta log\, \sigma'_v} = -\frac{e_2 - e_1}{log \frac{\sigma'_{v2}}{\sigma'_{v1}}}$$

(c) Índices de compressibilidade

Figura 5.7. Determinação dos parâmetros de compressibilidade

### 5.3.3 Tensão Efetiva de Pré-Adensamento ($\sigma'_{vm}$)

A Tensão de Pré-Adensamento ($\sigma'_{vm}$) é definida como a tensão correspondente ao maior carregamento que o solo esteve submetido no seu histórico de formação geológica. Esta tensão está associada a uma mudança de padrão de comportamento do material (Figura 5.8).

Quando uma amostra é extraída do campo esta sofre um processo de descarregamento. Assumindo que o solo é homogêneo e saturado, as tensões verticais total ($\sigma_v$) e efetiva ($\sigma'_v$) a que esta amostra estava submetida no campo são calculadas pela expressões:

$$\sigma'_v = (\gamma_{sat} - \gamma_w) z \qquad 5.4$$

onde $\gamma_{sat}$ e $\gamma_w$ são, respectivamente, o peso específico saturado e peso específico da água e *z* a profundidade da amostra. Após a extração da amostra as tensões totais tornam-se nulas e, consequentemente, as tensões efetivas são também praticamente anuladas. Com a aplicação de estágios de carregamentos a amostra passa a sofrer recompressão. Durante esta fase de recompressão a amostra apresenta uma compressibilidade constante, conforme observada na curva $e \times log\ \sigma_v$ (Figura 5.8). No instante em que as tensões aplicadas ultrapassam a máxima tensão efetiva que a amostra já foi solicitada na sua história, a compressibilidade aumenta e as deformações passam a ser controladas pela inclinação do trecho de recompressão virgem. Esta máxima tensão efetiva é conhecida como tensão efetiva de pré-adensamento, sendo representada pelo símbolo $\sigma'_{vm}$..

Existem 2 proposições para obtenção da tensão efetiva de pré-adensamento:

- **Método de Casagrande:**

i. Obter na curva e *x* log $\sigma'_v$ o ponto de menor curvatura ou menor raio (R);

ii. traçar retas horizontal e tangente a este ponto, de forma a obter a bissetriz ao ângulo formado por estas retas;

iii. A abscissa do ponto de intersecção, da bissetriz com o prolongamento da reta virgem corresponde à pressão de pré-adensamento (Figura 5.8)

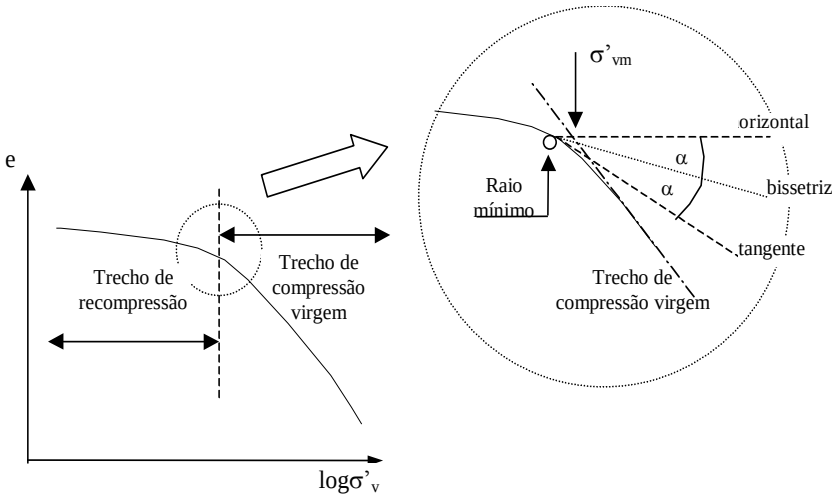



Figura 5.8. Determinação da Tensão Efetiva de Pré-adensamento pelo método de Casagrande

- **Método de Pacheco Silva:**

i. Traçar uma horizontal pela ordenada correspondente ao índice de vazios inicial ($e_o$);

ii. Prolongar a reta virgem e determinar seu ponto de interseção (P) com a reta definida no item anterior;

iii. Traçar uma reta vertical por (P) até interceptar a curva e *x* log $\sigma'_v$ (Q);

iv. Traçar uma horizontal por (Q) até interceptar o prolongamento da reta virgem (R). A abscissa correspondente (R) define a pressão de pré-adensamento (Figura 5.9).

O método do engenheiro Pacheco Silva independe do operador, mas o método de Casagrande é mais difundido internacionalmente.

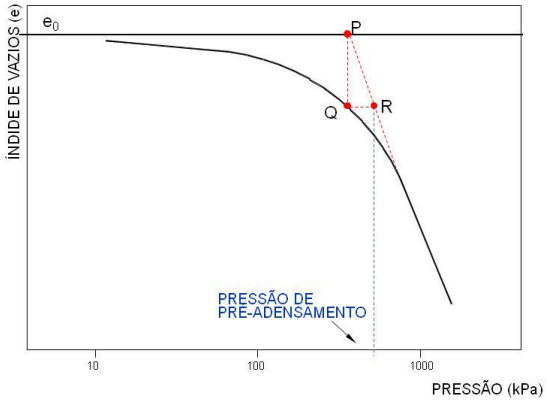



Figura 5.9. Determinação da Tensão de Pré-Adensamento pelo Método de Pacheco Silva.

## 5.3.4 Coeficiente de Adensamento ($c_v$)

O coeficiente de adensamento ($c_v$) representa, na equação de adensamento, o parâmetro que estabelece a velocidade de dissipação dos excessos de poropressão. Este parâmetro é determinado a partir da evolução dos deslocamentos verticais da amostra ao longo do tempo. Assim sendo, sua determinação é feita para cada estágio de carga.

Existem na literatura duas proposições para cálculo do coeficiente de adensamento: Método da Raiz do Tempo (Taylor) e Método do Logaritmo do Tempo (Casagrande).

### *5.3.4.1 Método de Raiz do Tempo (Taylor)*

O método da raiz do tempo, proposto por Taylor, determina que o deslocamento vertical seja plotado em função da raiz do tempo.

Na Figura 5.10 estão plotados os resultados de um ensaio em conjunto com a curva teoricamente esperada. A curva teórica é uma reta até cerca de 60% de adensamento e ao final do adensamento, os deslocamentos verticais tendem a ser nulos.

Na prática, observa-se diferença nos instantes inicial e final do ensaio. A curvatura inicial é atribuída a eventual existência de ar na montagem do ensaio e as deformações medidas são relacionadas a ajustes do equipamento. Assim sendo, o método sugere uma correção do trecho inicial através da linearização da curva nesta região (de $h_o$ *para* $h_s$):

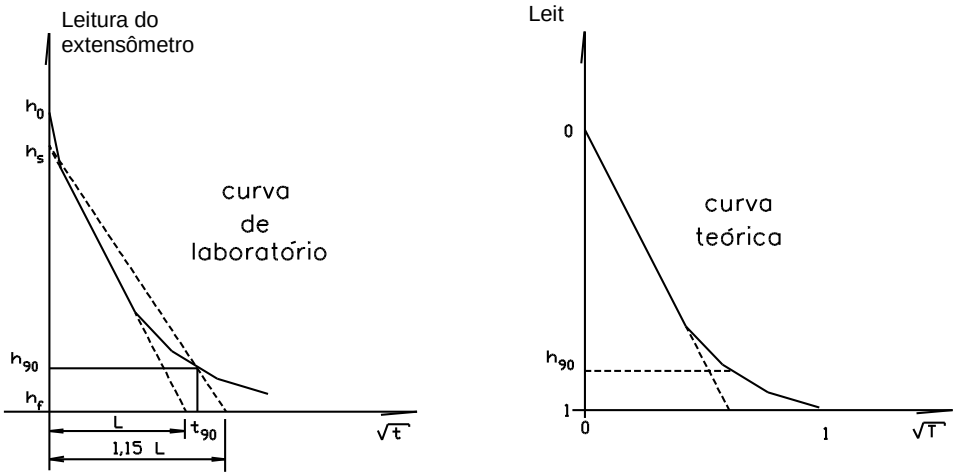



Figura 5.10. Resultado Experimental/Teórico – Método de Taylor

Após aplicada a correção inicial, o método propõe o traçado de uma segunda reta, coincidindo com a primeira no tempo zero e tendo todas as abscissas 1,15 vezes maior que as correspondentes à primeira reta. O ponto de interseção entre a segunda reta e a curva de ensaio corresponde a um tempo associado a uma porcentagem de adensamento de 90% ($t_{90}$).

Conhecendo-se o tempo real correspondente a 90% de adensamento ($t_{90}$) é possível determinar o fator tempo associado ($T_{90}$) consultando a Figura 4.12. O coeficiente de adensamento fica então calculado pela equação 6.2:

$$\overline{U} = 90\% \Leftrightarrow T_{90} = 0.848$$

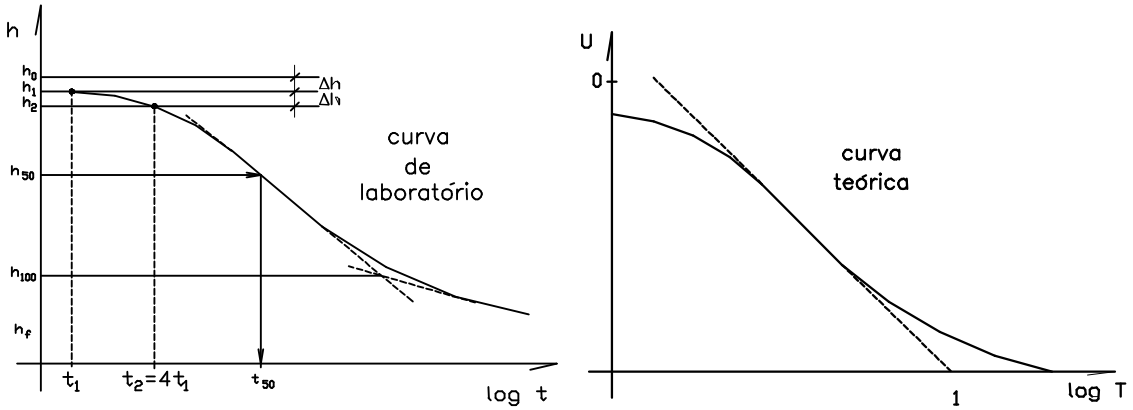
$$c_v = \frac{0.848 \times H_d^2}{t_{90}} \qquad 5.5$$

onde $H_h$ é o comprimento de drenagem, o qual deve ser determinado a cada estágio, como sendo metade do valor da espessura média no começo e no fim de cada incremento.

### *5.3.4.2 Método do Logaritmo do Tempo (Casagrande)*

O método do logaritmo do tempo, proposto por Casagrande, determina que o deslocamento vertical seja plotado em função de um gráfico semi-logaritmo.

Inicialmente faz-se correção do trecho inicial. Como a primeira parte da curva é aproximadamente uma parábola o ponto $h_0$ pode ser localizado com base no seguinte procedimento: (i) no trecho inicial da curva de laboratório, marcam-se os tempos $t_1$ e $t_2$ numa razão de 4 para 1 ($t_1$ e $t_2$=4$t_1$); (ii) a distância vertical medida entre esses dois instantes ($\Delta h$) é somada à leitura correspondente ao ponto ($t_1$), determinando-se o valor de $h_0$.




(a) (b)

Figura 5.11.. Resultado Experimental/Teórico – Método de Casagrande

Após aplicada a correção inicial, o método propõe a localização do tempo correspondente a 100% de compressão primária ($t_{100}$), definido pela interseção dos trecho linear e final da curva de adensamento. Conhecendo-se $t_{100}$, determina-se a altura associada a 50% de adensamento e, consequentemente, o tempo ($t_{50}$).

$$h_{50} = \frac{h_0 + h_{100}}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots \rightarrow t_{50} \qquad 5.6$$

Conhecendo-se o tempo real correspondente a 50% de adensamento ($t_{50}$) é possível determinar o fator tempo associado ($T_{50}$) consultando a Figura 4.12. O coeficiente de adensamento fica então calculado pela equação 6.4:

$$\overline{U} = 50\% \Leftrightarrow T_{50} = 0.197$$

$$c_v = \frac{0.197 \times H_d^2}{t_{50}} \qquad 5.7$$

onde $H_h$ é o comprimento de drenagem, o qual deve ser determinado a cada estágio, como sendo metade do valor da espessura média no começo e no fim de cada incremento.

#### *5.3.4.3 Comentários sobre a determinação do $c_v$*

Os métodos de determinação do coeficiente de adensamento incorporam correções aos resultados experimentais de forma a adaptá-los a uma solução teórica. Apesar desta restrição, estes métodos são efetivamente adotados em projetos de engenharia civil e traduzem a melhor forma de determinação deste coeficiente no laboratório.

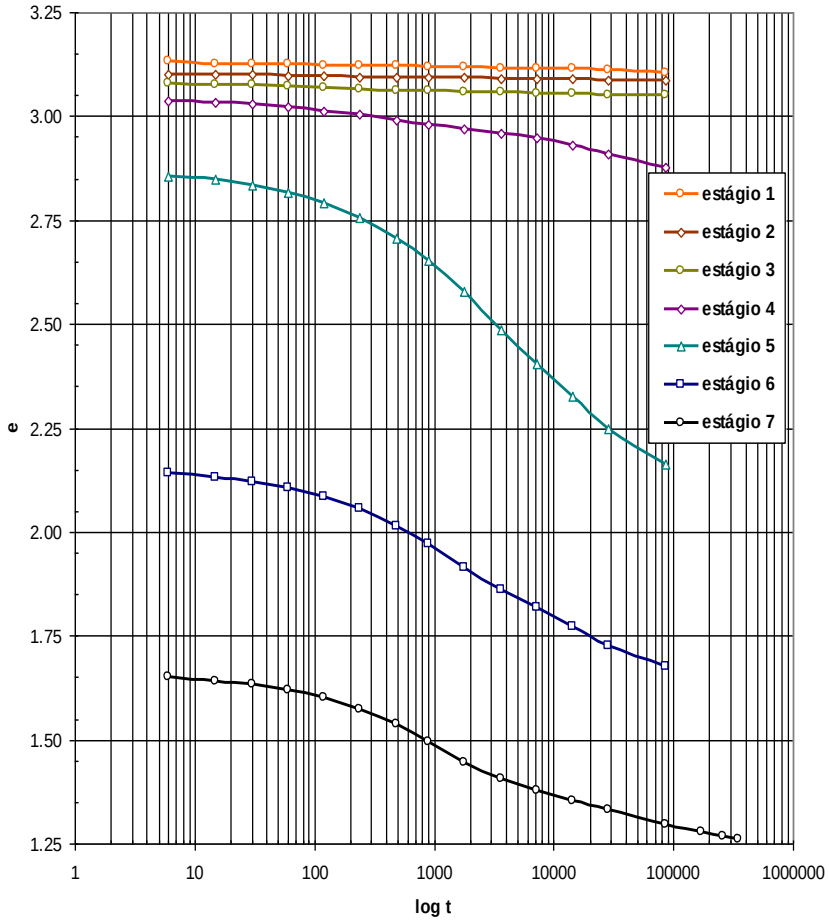
Na prática, observam-se diferenças entre os valores determinados por ambos os métodos em face de:

i) O método da Taylor requer uma definição precisa nos instantes iniciais do estágio, para a definição do trecho linear da curva de leitura do extensômetro x $\sqrt{t}$ , enquanto que o método de Casagrande exige o conhecimento do comportamento da amostra nos instantes finais.

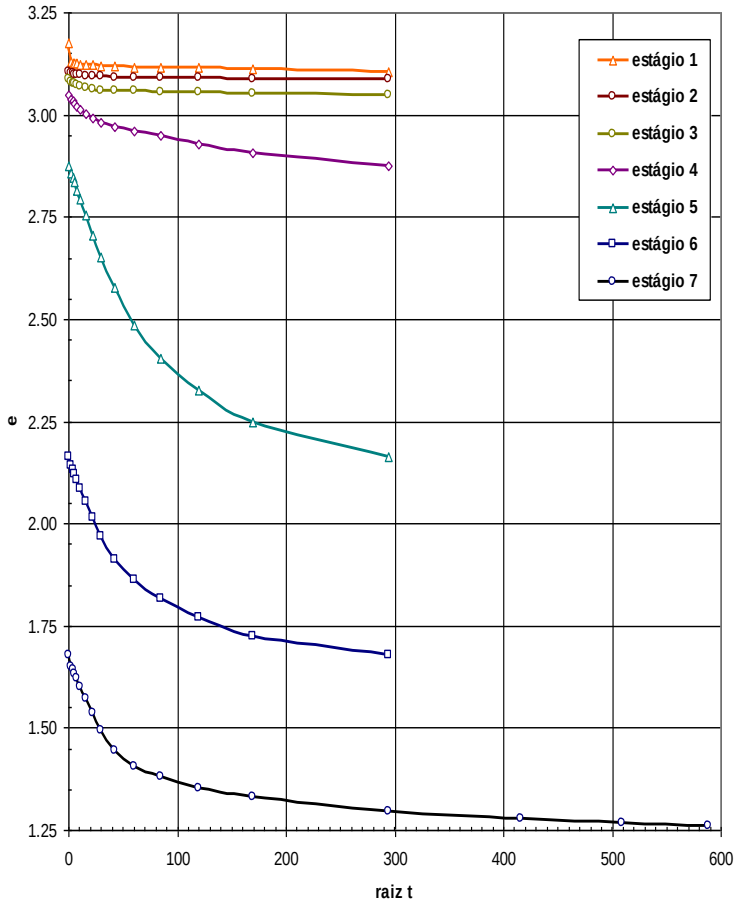
ii) O método de Casagrande apresenta dificuldades de utilização nos estágios iniciais de carga (as curvas não tem o aspecto da curva teórica, dificultando a aplicação do método). Já com método √t é possível é possível obter $c_v$ para a maioria dos estágios de carga do ensaio oedométrico.

iii) O método de Taylor, pelo fato de priorizar as leituras iniciais é menos sujeito aos efeitos de compressão secundária.

Apresentam-se a seguir as curvas de índice de vazios *vs.* tempo (Figura 5.12) de todos os estágios de carregamento de ensaio realizado na argila mole da Baixada Fluminense (Spanneberg, 2003).Os ensaios foram realizados através da aplicação de seis estágios de carregamento axial (10, 20, 40, 80, 160 e 320 kPa) e quatro estágios de descarregamento (160, 40, 10 e 5 kPa). Na fase de carregamento, o incremento de carga de cada estágio ($\Delta\sigma_v/\sigma_v$) foi 1,0. Os estágios de carregamento foram monitorados por 24 horas, sendo que o estágio de 320 kPa foi mantido durante 96 horas, para possibilitar maior precisão na obtenção do coeficiente de compressão secundária ($c_\alpha$).




Método de Casagrande




Método de Taylor

Figura 5.12. e vs tempo - Argila mole da Baixada Fluminense -

A Figura 5.13 exemplifica as diferenças nos valores de $c_v$ calculados pelos métodos de Taylor e de Casagrande, em todos os estágios de carregamento. A comparação entre os resultados mostra uma tendência do método de Taylor fornecer maiores valores de $c_v$. Em geral, o método proposto por Taylor fornece valores de $c_v$ entre 1,5 a 2,5 vezes superiores ao método de Casagrande.

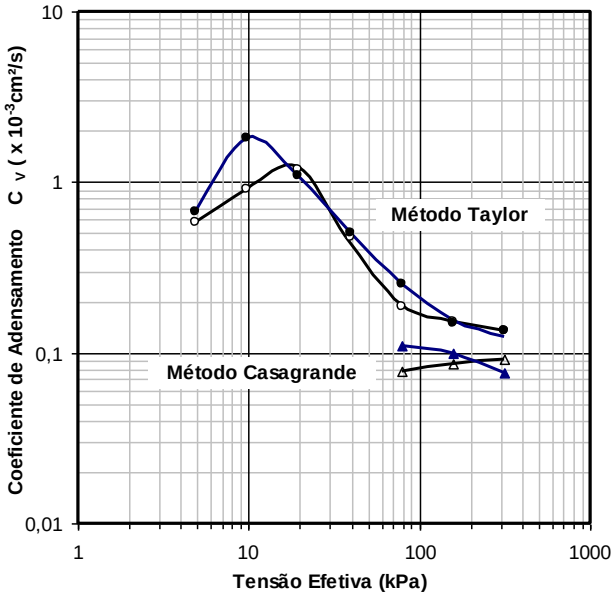



Figura 5.13. Valores de $c_v$ - Ensaios SIC na argila da Baixada Fluminense, RJ (Spannenberg , 2003)..

A experiência tem mostrado que $c_v$ é o parâmetro mais sujeito a incertezas quando da adoção da teoria do adensamento, para previsão da evolução dos recalques no campo (Ortigão, 1993; Spannenberg, 2003). Embora à primeira vista a influência do método de cálculo possa parecer significativa, na realidade as diferenças verificadas nos ensaios é menor que a variabilidade observada no campo. A Figura 5.14 mostra a faixa de variação de $c_v$ para argila da Baixada fluminense, no Rio de Janeiro, correspondente a mais de 100 ensaios oedométricos realizados por vários pesquisadores (Ortigão e Almeida, 1988; Spanneberg, 2003, Ortigão , 2003; Sayao, 1980). Observa-se que a dispersão de resultados é muito grande (entre 1,0 e 3,5 m²/ano) para o trecho em que o material está pré-adensado, com $\sigma'_v$ até 100 kPa. Para valores de $\sigma'_v$ superiores a 100 kPa, os resultados estão compreendidos na faixa de 0,5 ± 0,3 m²/ano.

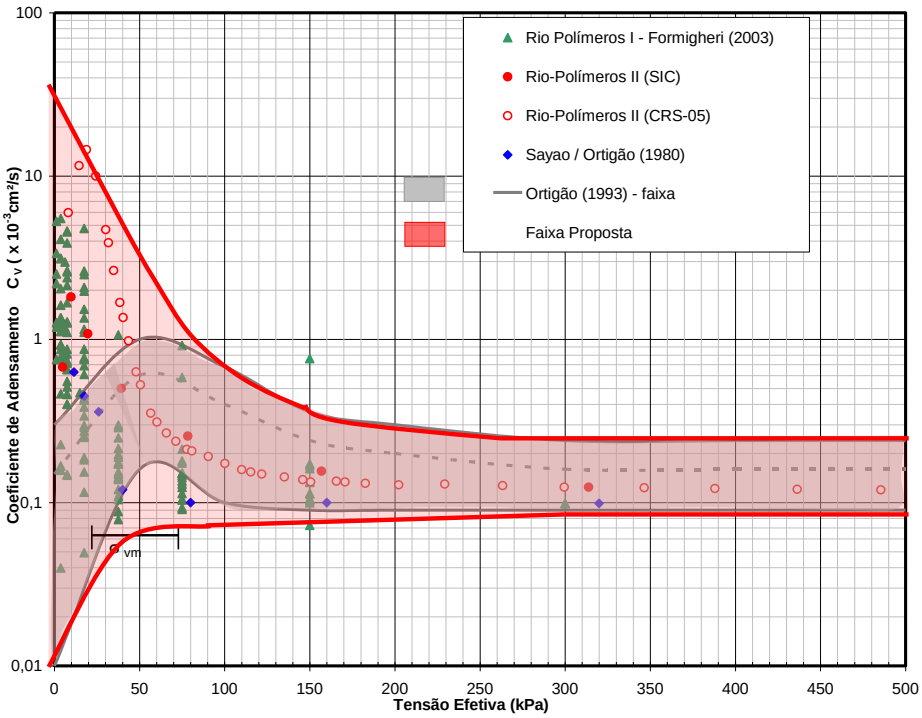



Figura 5.14. Faixa de valores de $c_v$ da argila do Rio de Janeiro obtida em ensaios oedométricos (Lima, 2007;).

Adicionalmente, observa-se que os valores de $c_v$ variam com o nível de tensões e direção de solicitação (carregamento ou descarregamento). Comparando-se a curva de compressibilidade de um solo com os valores correspondentes de coeficiente de adensamento (Figura 5.15) verifica-se uma redução significativa na magnitude de $c_v$ quando o nível de tensões aplicado à amostra passa do trecho de recompressão para o trecho de compressão virgem, assim como um aumento significativo no valor de cv quando há inversão na direção de carregamento. Em outras palavras, $c_v$ decresce significativamente à medida que se aproxima da tensão de pré-adensamento ($\sigma'_{vm}$); para tensões superiores a $\sigma'_{vm}$, trecho de compressão virgem, o valor de cv mantém-se aproximadamente constante.

De fato, este comportamento se deve à própria definição de $c_v$ (Equação *4.13*), o qual é proporcional à ao coeficiente de permeabilidade e ao índice de vazios e inversamente proporcional à compressibilidade $a_v$ e peso específico da água. Observando a Figura 5.15, verifica-se que para um dado valor de índice de vazios ($e_i$), as compressibilidades são diferentes dependendo da trajetória de carregamento $a_{v(1)}$ é maior que $a_{v(2)}$. Visto que dentre os fatores que afetam a permeabilidade, o índice de vazios é o mais importante, pode-se assumir o

mesmo coeficiente de permeabilidade para os pontos (1) e (2). Com isso, tem-se que a trajetória de maior compressibilidade resulta num menor valor de $c_v$, como mostra a equação abaixo.

$$[c_v]_i = \frac{k_i.(1+e_i)}{a_{vi}.\gamma_w} = \underbrace{\left[\frac{k_i.(1+e_i)}{.\gamma_w}\right]}_{constante}\frac{1}{a_{vi}}. \qquad 5.8$$

Assim sendo, em projetos de engenharia, a determinação de $c_v$ em ensaios oedométricos permite somente uma estimativa do tempo de recalque de uma estrutura. Quando o projeto requer uma determinação mais precisa do tempo de dissipação, faz-se necessário utilizar instrumentação de campo adequada (piezômetros) para o acompanhamento da evolução e dissipação das poropressões geradas.

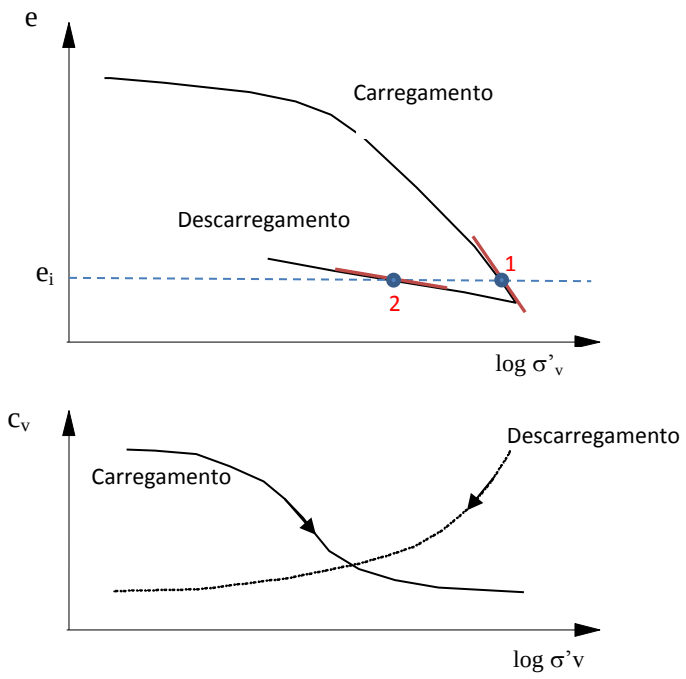



Figura 5.15. Variação do Coeficiente de Adensamento com o Nível de Tensões

A dispersão apresentada na Figura 5.14 demonstra a dificuldade em se selecionar, a partir de ensaios oedométricos, um valor de $c_v$ para aplicação da teoria de Terzaghi. Além disso, na prática observa-se que o valor de cv determinado em laboratório em amostras indeformadas acarreta em previsões de tempo de recalque superiores às observadas no campo. No laboratório a drenagem é restrita ao topo e base da amostra (unidimensional) e no campo esta pode ocorrer também em outras direções (tridimensional), acelerando o processo de dissipação de excesso de poropressão.

Na prática observa-se que o valor de $c_v$ determinado em laboratório em amostras indeformadas acarreta em previsões de tempo de recalque superiores às observadas no campo. No laboratório a drenagem é restrita ao topo e base da amostra (unidimensional) e no campo esta pode ocorrer também em outras direções (tridimensional), acelerando o processo de dissipação de excesso de poropressão.

Em projetos de engenharia, a determinação de $c_v$ em ensaios oedométricos permite somente uma estimativa do tempo de recalque de uma estrutura. Quando o projeto requer uma determinação mais precisa do tempo de dissipação, faz-se necessário utilizar instrumentação de campo adequada (piezômetros) para o acompanhamento da evolução e dissipação das poropressões geradas (Figura 11.7).

### 5.3.5 Coeficiente de Compressão Secundária ($C_\alpha$)

A determinação do coeficiente de compressão secundária ($C_\alpha$), é feita plotando-se, para cada estágio de carga, a variação do índice de vazios em função do logaritmo do tempo. Para tal, os deslocamentos verticais ($\Delta h$) obtidos pela leitura do extensômetro podem ser transformados em índice de vazios a partir da expressão:

$$e = e_i - \frac{(1+e_o)}{H_o}\Delta h \qquad 5.9$$

onde $e_i$ é o índice de vazios ao início do estágio, $e_o$ e $H_o$ índice de vazios e altura inicial da amostra. A Figura 5.16 o trecho da curva $e \times log\ t$ a partir do qual o coeficiente $C_\alpha$ é calculado. Ressalta-se que o intervalo de tempo a ser considerado varia do final do adensamento primário ($t_p$) a um tempo final ($t_f$).

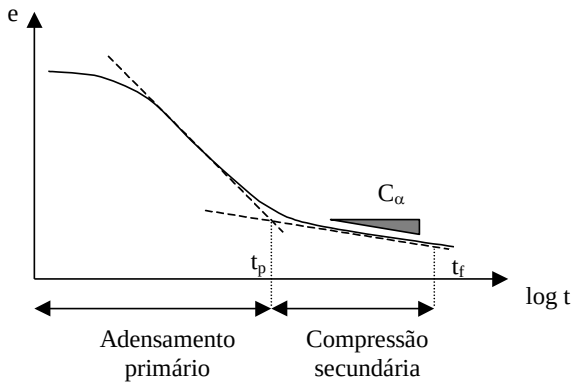



Figura 5.16. Coeficiente de Compressão Secundária

$$C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta \log t} = -\frac{\Delta e}{\log \frac{t_f}{t_{p1}}} \qquad 5.10$$

Resultados experimentais indicam como valores típicos para o coeficiente de compressão secundária, os valores apresentados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 Valores Típicos de $C_\alpha$

| Solo | $C_\alpha$ | Referencia |
|---|---|---|
| Argila normalmente adensada | 0,005 a 0,02 | Lambe e Whitman (1969) |
| Solos orgânicos | > 0,03 | |
| Argilas pré-adensadas | < 0,001 | |
| Argilas | 0,065 a 0,100 | Ladd (1971) |
| Argila da Baixada Fluminense | 0,045 | Sayao (1980) |
| Argila da Baixada Fluminense | 0,06 | Spannenberg, (2003) |

A Figura 5.17 mostra o resultado de um ensaio de adensamento incremental em que a amostra foi mantida sob carga constante por um período de 96 horas. Admitindo que as fases de adensamento primário e secundário ocorram em sequência, estima-se foram necessárias 1,67 horas ($t_{100}$) para a dissipação dos excessos de poropressão, gerados na etapa do adensamento primário.

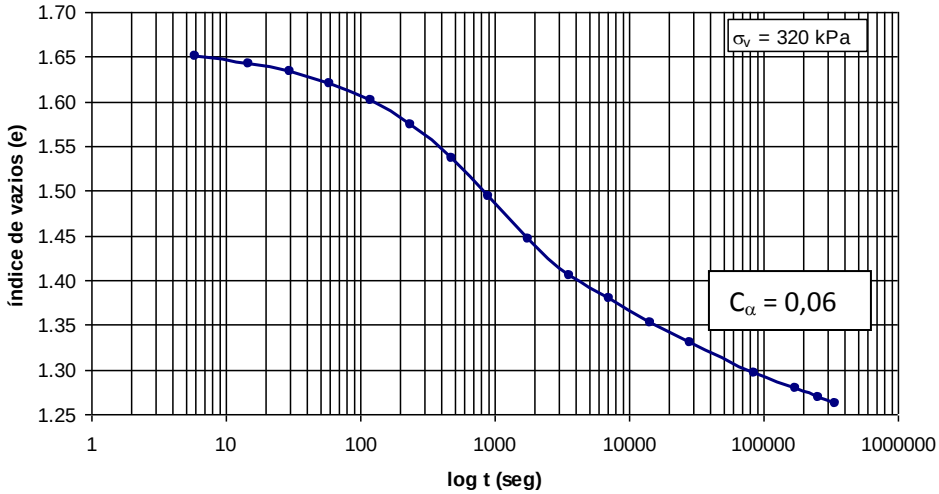



Figura 5.17. Variação do índice de vazios em função do tempo (Spannenberg, 2003)

### 5.3.6 Coeficiente de Permeabilidade (k)

A dedução da equação de adensamento, apresentada no Capítulo 5, define o coeficiente de adensamento a partir do conjunto de parâmetros presentes na equação diferencial; isto é:

$$c_v = \frac{k_z.(1+e)}{a_v.\gamma_w} \qquad 5.11$$

Desta forma, uma vez conhecidos os parâmetros de compressibilidade e coeficiente de adensamento, é possível estimar indiretamente o valor do coeficiente de permeabilidade do solo, utilizando-se as seguintes expressões.

$$k_z = c_v \frac{a_v}{(1+e_o)} \gamma_w \qquad 5.12$$

ou

$$k_z = c_v m_v \gamma_w \qquad 5.13$$

A Tabela 5.2 apresenta os valores de coeficiente de permeabilidade definidos na literatura para as argilas moles da Baixada Fluminense. Os resultados mostram a grande variabilidade obtida pelos diferentes autores para o coeficiente de permeabilidade da argila mole. A faixa de variação situa-se entre 3,83x10$^{-5}$ m/dia a 5,36x10$^{-3}$ m/dia, com um valor médio de 2,70x10$^{-3}$ m/dia.

Tabela 5.2. Valores de permeabilidade obtidos em ensaios SIC

| Solo | k (m/dia) | Referência |
|---|---|---|
| Argila da Baixada Fluminense (Sarapuí) | 8,64 x 10-5 a 3,02 x 10-3 | Sayão (1980) |
| | 8,64 x 10-5 a 5,36 x 10-3 | Gerscovich (1983) |
| | 3,83 x 10-5 a 1,15 x 10-3 | DNER / IPR (1998) |

# 6 ENSAIO DE ADENSAMENTO COM VELOCIDADE DE DEFORMAÇÃO CONSTANTE (CRS)

Os ensaios de adensamento contínuo podem ser de vários tipos: com velocidade constante de deformação (Wissa et al., 1971), velocidade constante de carregamento, fluxo contínuo, e de gradiente constante. Dentre estes, o ensaio do tipo CRS ("Constant Rate of Strain Test") é o mais utilizado.

O CRS consiste em aplicar ao corpo de prova um carregamento vertical com velocidade constante de deformação $\dot{\varepsilon}_v$ (Figura 6.1). A drenagem é permitida em apenas uma das faces do corpo de prova, em geral o topo. A outra face deve ser mantida sob condições não drenadas, de forma a possibilitar a medição das poropressões geradas pelo carregamento. Considerando-se uma distribuição de poropressões parabólica ao longo da altura do corpo de prova, pode-se obter a tensão efetiva média em qualquer instante do ensaio. Assumindo que a poropressão tenha uma distribuição parabólica, conforme mostra a figura abaixo, tem-se então que a poropressão média é

$$u_m = \frac{2}{3}u_b \Rightarrow \sigma'_v = \sigma_v - \frac{2}{3}u_b \qquad 6.1$$

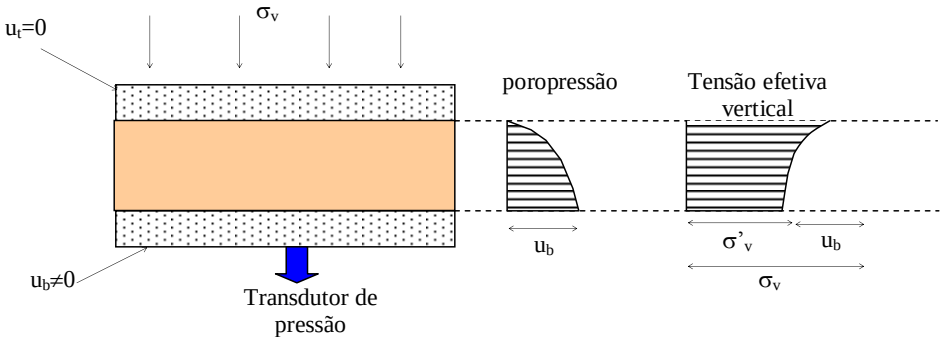



Figura 6.1. Esquema do ensaio CRS

A aplicação do carregamento vertical pode ser feita pela mesma prensa utilizada em ensaios triaxiais de deformação controlada. São medidos nestes ensaios, de modo contínuo, os valores da tensão vertical total aplicada no topo ($\sigma_v$), a poropressão na base ($u_b$) e a variação da altura ($\Delta h$) do corpo de prova.

As hipóteses básicas adotadas para este ensaio são semelhantes aos do ensaio incremental  o solo é saturado, as partículas sólidas e o fluído 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. Entretanto, melhora 2 limitações básicas do ensaio incremental:

**i)** **ampliar o numero de pontos que definem a curva *e x log* $\sigma_v'$** e, desta forma, melhorar a definição da tensão de pré-adensamento $\sigma'_{vm}$, como mostra Figura 6.2;

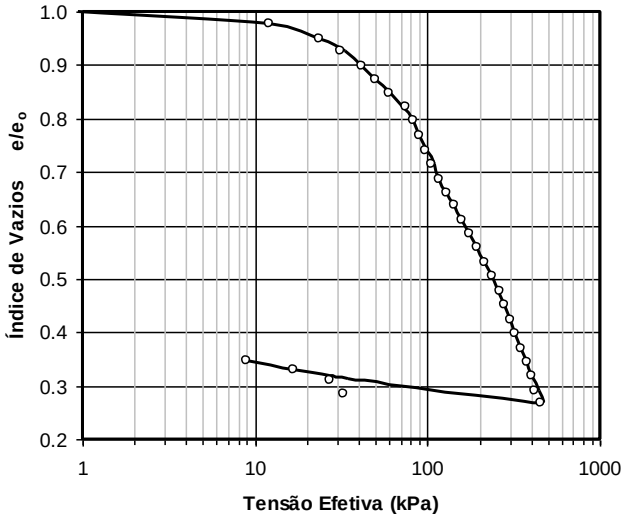



Figura 6.2. Resultado de ensaio CRS (Spanneberg, 2003)

**ii)** **reduzir o tempo** necessário para realização de ensaios em solos de baixa permeabilidade. Enquanto um ensaio incremental tem duração de 10 a 15 dias, o ensaio contínuo pode requerer cerca de 1 dia para ser executado.

O ensaio foi idealizado por Hamilton e Crawford (1959), com objetivo de determinar o valor de $\sigma'_{vm}$ com mais rapidez e precisão. A partir de resultados de ensaios com velocidades de deformação vertical ($\dot{\varepsilon}_v$) de 0,3%/H a 9%/H os autores observaram sua influência nos resultados. Altas velocidades de deformação geravam altos valores de poropressão e, consequentemente, gradientes hidráulicos muito superiores aos observados no campo. Posteriormente, Crawford (1964) observou que esta influência seria muito pequena desde que a poropressão na base $u_b \approx 5\%$ a 8% $\Delta\sigma_v$

Wissa et al. (1971) realizaram um amplo programa de pesquisa em amostras reconstituídas da argila de Boston. Os ensaios foram limitados a $\dot{\varepsilon}_v$ = 0,6%/H a 2,9%/H e as curvas *e x log* $\sigma_v'$ foram semelhantes às dos ensaios convencionais. Com isso sugeriram que $u_b$ / $\sigma_v$ *=2 a 5%*, de forma a garantir que os baixos gradientes mantenham a validade da hipótese de coeficiente de variação volumétrica ($m_v$) constante.

A maior dificuldade associada à realização do ensaio CRS é a definição da velocidade ( $\dot{\varepsilon}_v$ ) adequada ao tipo de solo. A norma ASTM (1982), que fixa procedimentos para ensaios CRS, indica valores de velocidade do ensaio em função do limite de liquidez do solo (Tabela 6.1). Esta norma determina que o valor da razão de poropressão ($u_b/\sigma_v$) deve estar entre 3% e 20%. Wissa et al. (1971), por outro lado, sugerem que, se o valor de $u_b/\sigma_v$ for superior a 5%, a não uniformidade no corpo de prova pode ser excessiva.

Tabela 6.1.Velocidade para CRS em função do limite de liquidez ( ASTM, 1982)

| Limite de Liquidez (%) | Velocidade ( $\dot{\varepsilon}_v$ ) ($s^{-1}$) | Velocidade ( $\dot{\varepsilon}_v$ ) (%/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 |

Os limites recomendados para ensaios CRS por outros autores para diferentes tipos de argila estão resumidos na Tabela 6.2 Alguns autores se restringiram a avaliar apenas a velocidade de deformação, outros a avaliar a razão de poropressão, outros ainda avaliaram os dois aspectos conjuntamente.

Tabela 6.2. Proposições para velocidade dos ensaios CRS (Spanneberg, 2003)

| Material | $\dot{\varepsilon}_v$ ( %/h) | $u_b/\sigma_v$ (%) | Observação | Autor |
|---|---|---|---|---|
| Argila mole | 0,3 a 9,0 | - | - | Hamilton & Crawford (1959) |
| Argila sensitiva de Leda | 7 a 14 | 5 a 8 | - | Crawford (1964) |
| Argila sensitiva de Massena | - | < 50 | - | Smith & Wahls (1969) |
| Argila azul de Boston | 0,6 a 2,9 | 2 a 5 | $u_{cp}$ = 500 kPa | Wissa et al. (1971) |
| Diferentes materiais | 0,2 a 5,2 | < 32 | $u_{cp}$ = 69 kPa | Gorman et al. (1978) |
| Argila mole sensitiva de Saint-Jean-Vianney | 0,1 a 4,1 | - | $u_{cp}$ = 200 kPa | Vaid et al. (1979) |
| - | - | 3 a 20 | Tabela 5 | ASTM (1982) |
| Argilas da Suécia | 0,72 | < 15 | - | Larson & Sallfors (1986) |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Argilas da Noruega | 0,5 a 1,0 | 2 a 7 | - | Sandbaekken et al. (1986) |
| Argila mole do Sarapuí | - | < 30 | $u_{cp}$ = 0 ; S = 100% | Carvalho (1989) |
| Argila mole do Sarapuí | - | 10 a 60 | 75% < $\overline{U}$ < 95% | Carvalho et al. (1993) |

Wissa et al. (1971) propuseram a metodologia para interpretação do ensaio CRS. Esta metodologia admite que a deformação é infinitesimal (ver Anexo). Os autores apresentam duas soluções para o cálculo de cv, considerando o comportamento do solo como sendo linear e considerando o comportamento não-linear. Aqui serão apresentados a formulação e o resultado obtido para as diferentes considerações. As equações propostas por Wissa et al. (1971) estão apresentadas a seguir:

Equação linear ⇒
$$c_v = \frac{H^2}{2u_b}\left(\frac{\Delta\sigma_v}{\Delta t}\right) \qquad 6.2$$

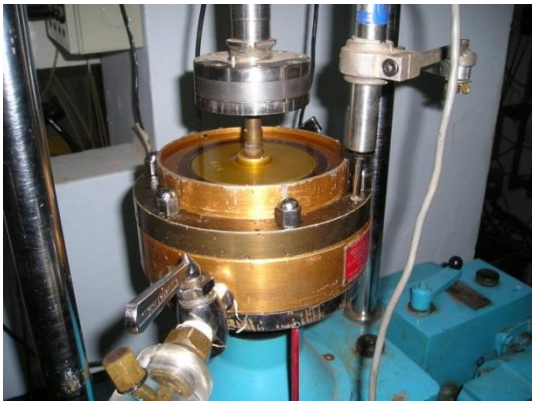
Equação não-linear ⇒
$$c_v = -\frac{H^2 \log\left(\frac{\sigma_{v2}}{\sigma_{v1}}\right)}{2\Delta t \log\left(1-\frac{u_b}{\sigma_{v1}}\right)} \qquad 6.3$$

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

### 6.1.1 Procedimento de Ensaio

O ensaio de adensamento CRS ("Constant Rate of Strain") consiste essencialmente na aplicação gradual de carga na amostra, como resultado da imposição de uma taxa de deformação constante. Durante o ensaio, a drenagem é permitida pelo topo do corpo de prova, enquanto a base é mantida sob condição não drenada, com medição de poropressões. O ensaio pode ser realizado em uma prensa para aplicação de carregamento uniaxial. A Figura 6.3 mostra o equipamento utilizado.

(a) Prensa utilizada.



(b) Detalhe da célula.

Figura 6.3. Ensaio de adensamento CRS.

A aquisição de dados é feita acompanhando-se o deslocamento e força verticais e a poropressão na base. Em geral são utilizados instrumentos eletrônicos acoplados ao sistema do ensaio: LSCDT (deslocamento vertical), célula da carga (força vertical) e transdutor de pressão (poropressão na base). Desta forma, é possível obter as leituras de maneira automatizada. Tais instrumentos devem ser previamente calibrados.

A principal dificuldade do emprego de ensaios CRS é a definição da velocidade adequada de deformação. Para tal, recomenda-se que seja executado, inicialmente, um ensaio piloto que permita a estimativa da velocidade mais adequada.

### 6.1.2 Resultados Experimentais na argila mole da baixada fluminense

Spanneberg (2003) realizou campanha de ensaios de adensamento. Foram realizados 04 ensaios (CRS-01, CRS-02, CRS-03 e CRS-05) com velocidades distintas e também um ensaio adicional (CRS-04) com amostra previamente amolgada, como mostra a Tabela 6.3.

Tabela 6.3 - Velocidades dos ensaios CRS

| Ensaio n° | CRS-01 | CRS-02 | CRS-03 | CRS-04 | CRS-05 |
|---|---|---|---|---|---|
| Velocidade (mm/min) | 0,082 | 0,035 | 0,007 | 0,007 | 0,002 |

| Velocidade deformação ($s^{-1}$) | $6,8 \times 10^{-5}$ | $2,9 \times 10^{-5}$ | $0,58 \times 10^{-5}$ | $0,58 \times 10^{-5}$ | $0,17 \times 10^{-5}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| Nota: o ensaio CRS-04 foi realizado com amostra previamente amolgada | | | | | |

Os ensaios geraram poropressão na base, cujos valores da razão de poropressão ($u_b / \sigma_v$), mostrados na Figura 6.4, indicam que ensaios mais lentos geram menores excessos de poropressão, garantindo maior uniformidade no interior do corpo de prova. Dentro dos limites de $u_b / \sigma_v$, sugeridos pelos vários autores (Tabela 6.2), o ensaio CRS-05, realizado com velocidade de deformação igual a 0,002 mm/min, enquadra-se melhor nos padrões definidos como aceitáveis para a razão de poropressão, apresentando um valor de $u_b / \sigma_v$ = 7%.

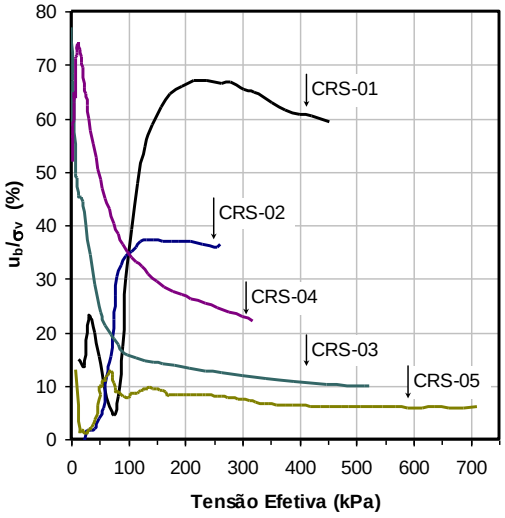



Figura 6.4. Valores da razão de poropressão nos ensaios CRS

Com o objetivo de comparar os resultados dos ensaios CRS com os ensaios SIC, foi feita uma estimativa da velocidade de deformação para os ensaios convencionais de adensamento, em cada estágio do ensaio. Foram obtidas duas velocidades distintas, uma no final do adensamento primário ($v_{EOP}$) e outra ao final do estágio de 24h ($v_f$24h). A Figura 6.5 mostra que variações menos acentuadas ocorrem na região normalmente adensada ($\sigma'_{vm}$ > 35kPa) e a velocidade média é de 0,002mm/min. A velocidade de deformação estimada para o ensaio SIC apresentou valor aproximado à velocidade do ensaio mais lento CRS-05.

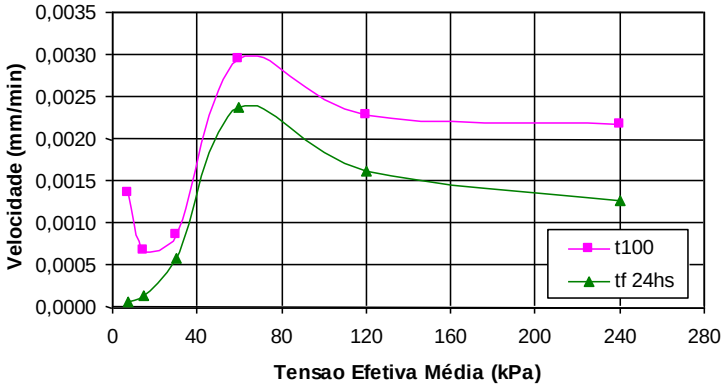



Figura 6.5. Valores da velocidade de deformação em ensaios SIC

As curvas de compressibilidade obtidas nos ensaios (Figura 6.6) mostram pequenas diferenças, com exceção do resultado com a amostra amolgada. No entanto, tais diferenças são relativamente desprezíveis face à variabilidade observada na prática, quando se comparam os resultados experimentais de campanhas de ensaios realizadas por outros pesquisadores, como mostram a Figura 6.7, Figura 6.8 e Figura 6.9.

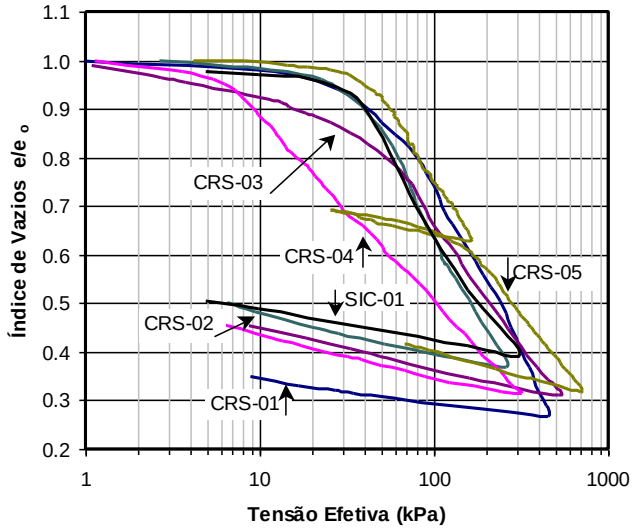



Figura 6.6. -Efeito da variação da velocidade de deformação no ensaio CRS

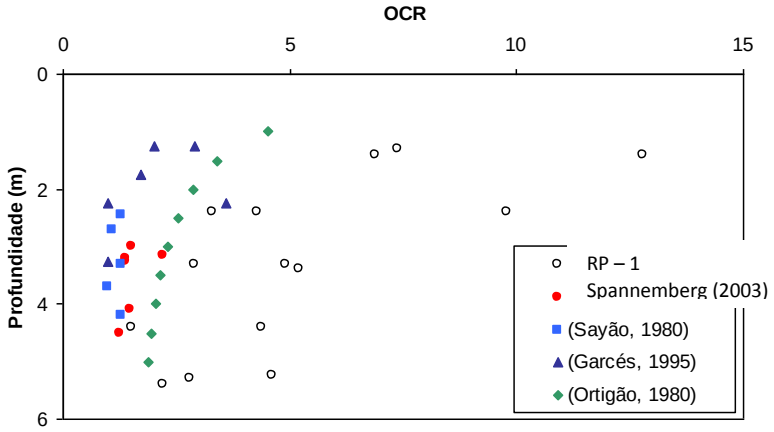



Figura 6.7. Valores do OCR para a argila do Rio de Janeiro

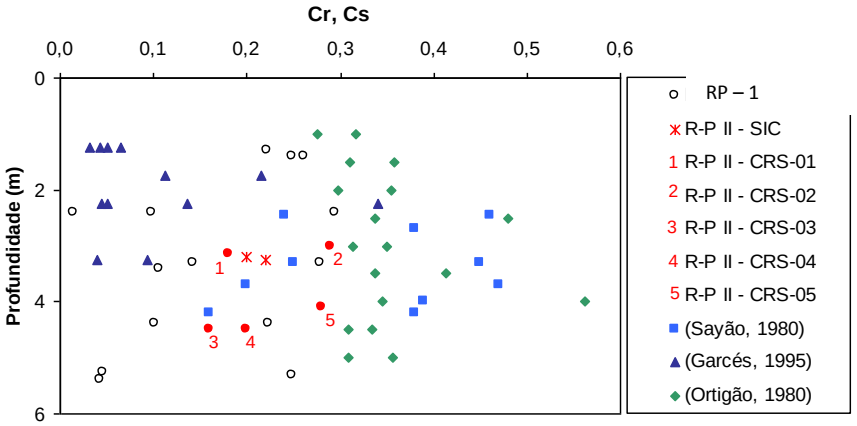



Figura 6.8. Valores do $c_s$ para a argila do Rio de Janeiro

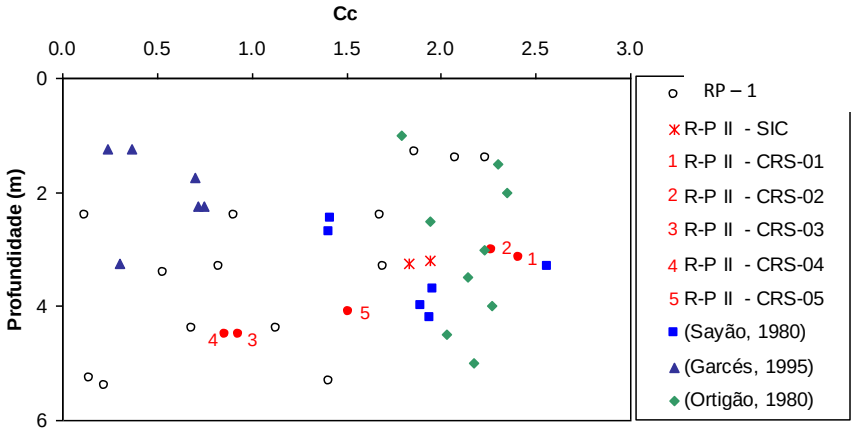



Figura 6.9. Valores do $c_c$ para a argila do Rio de Janeiro

As 2 soluções alternativas para o cálculo de $c_v$ foram bastante próximos, praticamente coincidentes na região normalmente adensada, como mostra a Figura 6.10. A comparação com resultados apresentados por outros autores (Figura 5.14) mostrou-se adequada.

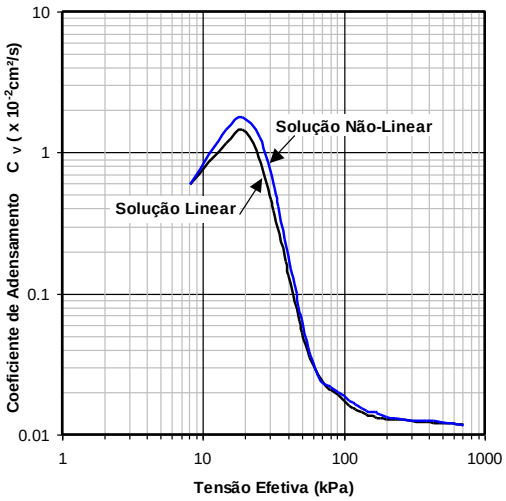



Figura 6.10. Valores de $c_v$ - Ensaios CRS

# 7 CASOS PARTICULARES

## *7.1 CARREGAMENTO NÃO INSTANTÂNEO*

No desenvolvimento da equação de adensamento unidimensional admitiu-se que a parcela que considera nula a variação da tensão total em função do tempo; isto é, o carregamento é considerado instantâneo. Na prática, as cargas são aplicadas ao longo do período construtivo, conforme se representa esquematicamente na Figura 7.1.

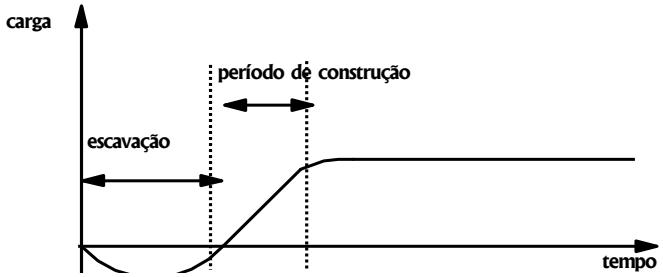



Figura 7.1.. Evolução de carregamento com o tempo

Para incorporar o período construtivo na solução de adensamento, Terzaghi propôs um método empírico para corrigir a curva de carregamento instantâneo. Neste método, a correção é estabelecida considerando a proporcionalidade entre a carga efetivamente aplicada durante a construção e o recalque calculado considerando o carregamento instantâneo.

O procedimento proposto, apresentado na Figura 7.2, considera, para tempos superiores ao tempo de carregamento, um deslocamento horizontal da curva de carregamento instantâneo igual à metade do tempo de carregamento ($t_c/2$). Para tempos inferiores ao tempo de construção ($t_1<t_c$), determina-se o recalque correspondente ao tempo igual à metade de $t_1$, traça-se então uma reta horizontal até a reta vertical que passa por $t_c$; em seguida, une-se este ponto ao tempo zero. A interseção desta reta com a correspondente à $t_1$ define o ponto corrigido da curva - tempo x recalque.

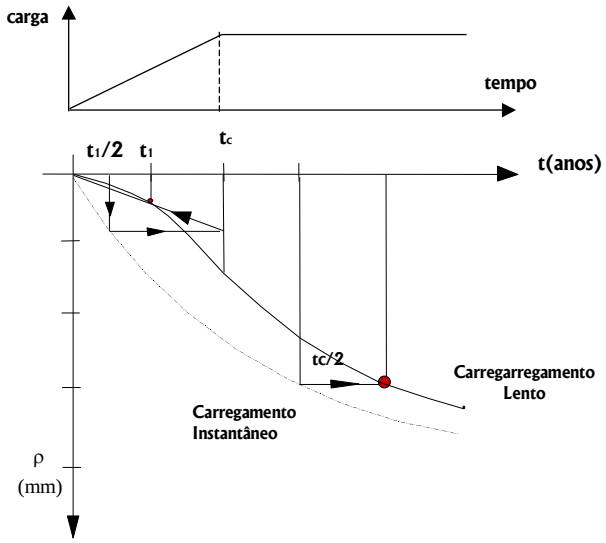



Figura 7.2. Correção da Curva de Carregamento Instantâneo

*Exemplo 4*

*Uma camada de argila de 8 m de espessura situa-se entre duas camadas de areia. A espessura da camada superior de areia é de 4 m. O NA encontra-se a 2 m de profundidade. A camada de areia subjacente está submetida a um artesianismo, sendo o NA correspondente associado a um NA 6 m acima do nível do terreno. Os pesos específicos saturados da areia e da argila, respectivamente são: 20 kN/m³ e 19 kN/m³. O peso específico da areia acima do NA é 16kN/m³. Para a argila, $m_v$ = 9,4x10⁻⁴ m²/kN e $C_v$ = 4,5x10⁻⁸ m²/s. Devido a um bombeamento o nível artesiano cai para 3m em um período de 2 anos, sendo este também o tempo de carregamento. Desenhe a curva recalque x tempo devido ao adensamento da argila num período de 5 anos desde o início do bombeamento*

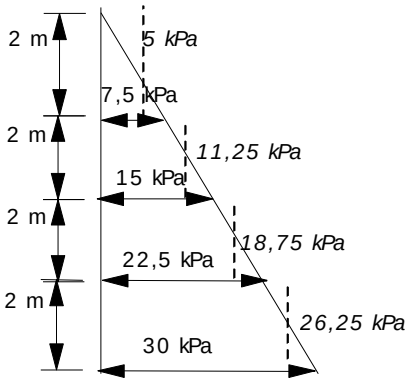
$u_o = (6+4+8)x10 = 180$ kPa

$u_f = 150$ kPa, $\Delta u = 30$ kPa

$t_c = 2$ anos

*a) carregamento instantâneo:*

$\rho = m_v . \Delta\sigma' . H_o =$ ,




$$\rho_1 = (9{,}4x10^{-4})x\left(7{,}5x\frac{2}{3}\right)x2 = (9{,}4x10^{-4})x(5)x2 = 0{,}0094\ m$$

$$\rho_2 = (9{,}4x10^{-4})x\left(\frac{15+7{,}5}{2}\right)x2 = 0{,}021\ m$$

$$\rho_2 = (9{,}4x10^{-4})x\left(\frac{22{,}5+15}{2}\right)x2 = 0{,}035\ m$$

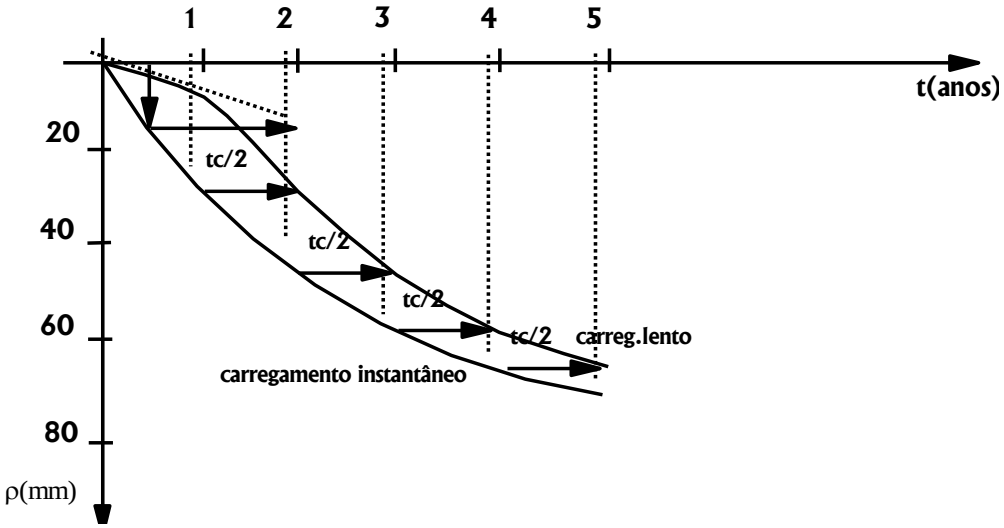
$$\rho_4 = \left(9{,}4x10^{-4}\right)x\left(\frac{30+22{,}5}{2}\right)x2 = 0{,}049\ m$$

$\sum\rho_i = 0{,}115\ m$

*Cálculo da curva $\rho$ x t (instantâneo):*

$$T = \frac{\left(4{,}5x10^{-8}\right).t}{4^2} = 0{,}089.t(anos)$$

| *Tempo (anos)* | *T* | $\overline{U}$ | $\rho(t) = \overline{U}.\rho_t$ *(m)* |
|---|---|---|---|
| *1* | *0,089* | *0,34* | *0,032* |
| *2* | *0,177* | *0,47* | *0,044* |
| *3* | *0,266* | *0,56* | *0,053* |
| *4* | *0,355* | *0,66* | *0,062* |
| *5* | *0,443* | *0,73* | *0,069* |



## 7.2 INCORPORAÇÃO DE GRANDES DEFORMAÇÕES

### 7.2.1 O Efeito da Submersão de Aterros

O problema de submersão traduz-se por um alívio ao longo do tempo da carga efetivamente aplicada devido ao empuxo d'água que passa a atuar na parte do aterro que submerge.

Admitindo-se que um aterro extenso tenha sido construído sobre uma camada de solo mole, com nível d'água coincidente com a superfície do terreno, o acréscimo de tensão vertical ($\Delta\sigma$) transmitido à camada será:

$$\Delta\sigma = \gamma.h \qquad 7.1$$

Sendo: $\gamma$ e h iguais ao peso específico e à altura do aterro, respectivamente.

De acordo com a teoria de adensamento, o acréscimo de tensão vertical total se transformará em acréscimo de tensão efetiva ($\Delta\sigma'$) a longo prazo e o recalque será determinado pela curva do ensaio oedométrico para esta variação da tensão efetiva.

No entanto, ao final do processo de adensamento, parte do aterro estará submerso (abaixo do NA), como mostra a Figura 7.4. Haverá, então, uma redução no acréscimo de tensão efetiva, ou seja, o incremento de tensão vertical na Equação *7.1* estará superestimando o recalque real. Para um ponto no centro da camada, o incremento do aterro será:

$$\Delta\sigma' = \gamma.(h - \rho) + \gamma_{sub}.\rho \qquad 7.2$$

onde: $\gamma_{sub}$ é o peso específico submerso do aterro e $\rho$ o recalque do aterro.

Este problema pode ser resolvido iterativamente, calculando-se em uma 1ª iteração o recalque admitindo que todo o acréscimo de tensão vertical total se transforme em acréscimo de tensão efetiva. Nas iterações subsequentes, considera-se o efeito da submersão, descontando-se o valor do recalque,

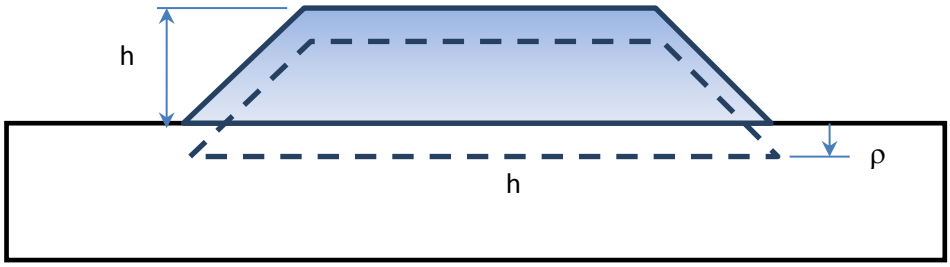



Figura 7.3. Efeito da submersão do aterro

Caso a espessura da camada compressível seja elevada, recomenda-se subdividi-la em várias subcamadas. Assim sendo, as variações das espessuras das camadas também poderão ser incorporadas ao cálculo. As equações abaixo exemplificam o cálculo para casos onde se tem 4 subcamadas, como mostra a Figura 7.4

$$\sigma'_{vf} = \gamma_{subargila} \text{ x } (z^*) + \gamma_{at} \text{ x } (h_{at} - \rho) + (\gamma_{at})_{sub} \text{ x } \rho \qquad 7.3$$

onde

$$z_1^* = z_2^* - \frac{h_{a2} - \rho_2}{2} - \frac{h_{a1} - \rho_1}{2}$$

$$z_2^* = z_3^* - \frac{h_{a3} - \rho_3}{2} - \frac{h_{a2} - \rho_2}{2}$$

$$z_3^* = z_4^* - \frac{h_{a4} - \rho_4}{2} - \frac{h_{a3} - \rho_3}{2}$$

$$z_4^* = h_{a1} + h_{a2} + h_{a3} - (\rho_1 + \rho_2 + \rho_3) + \frac{h_{a4} - \rho_4}{2}$$

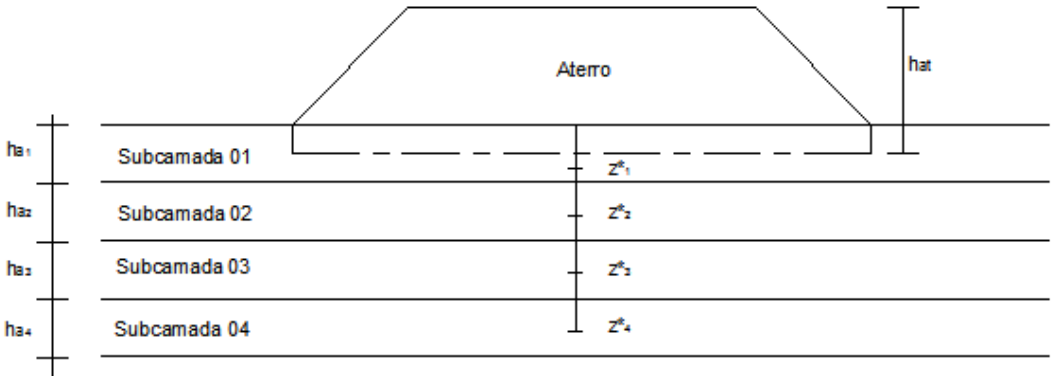



Figura 7.4. Efeito da submersão do aterro e variação da espessura das várias camadas

### 7.2.2 Influência na evolução do recalque com o tempo

Pela teoria clássica de adensamento de Terzaghi, a previsão do recalque ($\rho$) para um dado tempo t é feita a partir do fator tempo T e da determinação da porcentagem de adensamento associada $\overline{U}$. Levando-se em consideração que, para um determinado valor de $\overline{U}$, o fator tempo é diretamente proporcional ao

quadrado da distância de drenagem, é de se esperar que com a ocorrência de grandes deformações, o comprimento de drenagem diminua interferindo na curva de previsão dos recalques com o tempo

Dado que o recalque total decorrente de um carregamento ($\Delta\sigma$), em termos de porcentagem da espessura inicial $H_o$ da camada mole (Figura 7.5), como:

$$\rho = \varepsilon_v . H_o \qquad 7.4$$

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

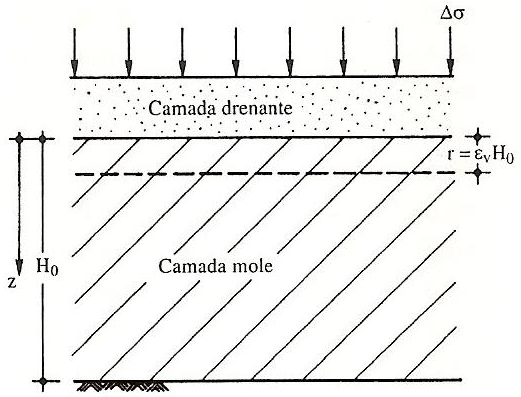



Figura 7.5. Adensamento unidimensional de uma camada de solo mole sob o incremento de tensão vertical total $\Delta\sigma$

Martins e Abreu (2002)) propuseram que a distância média corrigida de drenagem correspondente à ocorrência de 5% de adensamento e drenagem dupla possa ser estimada pela expressão:

$$H_{d5} = H_{od} - \frac{0{,}05}{2} . \varepsilon_v . H_{od} \qquad 7.5$$

Onde: $H_{od}$ = comprimento de drenagem inicial e a segunda parcela é a metade do valor do recalque para a porcentagem média de 5%

Assim, a partir da expressão do Fator Tempo, define-se o tempo necessário para a ocorrência de 5% de adensamento pode ser calculado por:

$$T_5 = \frac{c_v t_5}{H_{d5}^2} \qquad 7.6$$

ou

$$t_5 = \frac{T_5 \, (H_{od} - 0{,}025 \varepsilon_v H_{od})^2}{c_v} \qquad 7.7$$

ou

$$T_5^* = \frac{c_v.t_5}{H_{od}^2} = T_5.(1 - 0{,}025.\varepsilon_v)^2 \qquad 7.8$$

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

A partir desta abordagem, os autores construíram uma tabela com valores de fator tempo modificados T* (Tabela 7.1), a partir de um processo incremental que leva em consideração o efeito da diminuição da distância de drenagem. A primeira coluna apresenta o Fator Tempo da teoria clássica, a 2ª coluna o Fator Tempo Corrigido, admitindo que o recalque total seja 10% da espessura da camada, as demais colunas correspondem a outros valores de recalque total

Tabela 7.1.Valores de $\overline{U}$ x T* (Martins e Abreu, 2002)

| $\overline{U}$% | T | T* ($\varepsilon_v$ = 10%) | T* ($\varepsilon_v$ = 20%) | T* ($\varepsilon_v$ = 30%) | T* ($\varepsilon_v$ = 40%) | T* ($\varepsilon_v$ = 50%) | T* ($\varepsilon_v$ = 60%) | T* ($\varepsilon_v$ = 70%) | T* ($\varepsilon_v$ = 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 |

# 8 CONDIÇÕES DE CAMPO QUE INFLUENCIAM A PREVISÃO DE RECALQUES

## 8.1 EXISTÊNCIA DE FLUXO LATERAL NO ADENSAMENTO

Em casos em que o carregamento é realizado em uma área concentrada (um faixa de aterros rodoviários ou fundações diretas), a condição de fluxo d'água unidirecional não é atendida (Figura 8.1). A possibilidade de drenagem lateral faz com que ocorra uma dissipação mais acelerada da pressão neutra nos lados do que no

centro. Além disso, a aceleração dos recalques pela percolação lateral é maximizada devido às diferenças de permeabilidade observadas em depósitos de solos sedimentares ($k_h >> k_v$).

Quanto mais espessa for a camada e quanto menor for a área carregada, maior é o afastamento das condições estipuladas na Teoria de Adensamento.

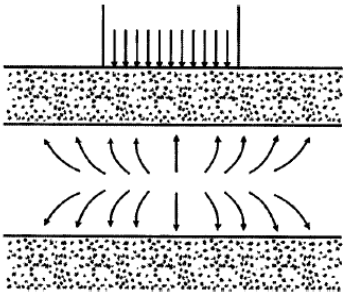


Figura 8.1. Fluxo d'água em camada compressível com carregamento em área concentrada.

## *8.2 INFLUÊNCIA DAS LENTES DE AREIA NO SUBSOLO ARGILOSO*

A ocorrência de lentes de areia entre a camada de solo compressível argiloso (Figura 8.2), facilitam a drenagem e incrementam a velocidade de adensamento (desde que tenham continuidade para fora da área de carregamento; tempo de recalque → $f(H_d^2)$).

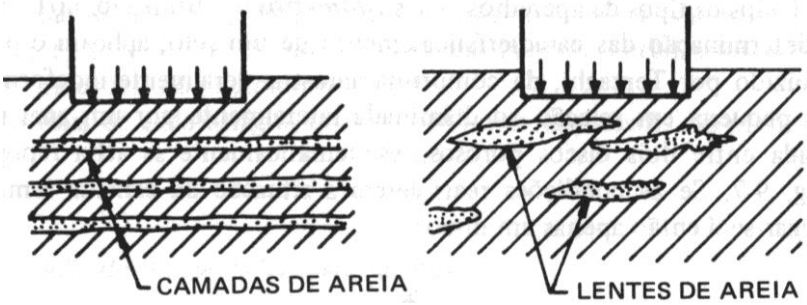



Figura 8.2. Lentes de areia em camada compressível argilosa.

## 8.3 INFLUÊNCIA DA AMOSTRAGEM

Os efeitos da amostragem são particularmente importantes em argilas. Antes do ensaio a amostra é extraída, levada para o laboratório e o corpo de prova preparado para o ensaio, estas operações geram variações no estado de tensões efetiva da amostra conforme mostra a Figura 8.3

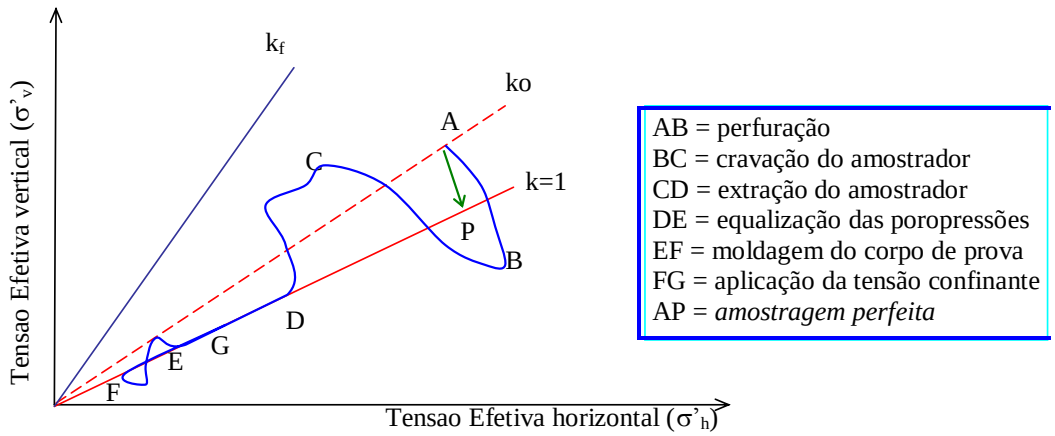



Figura 8.3. Efeito da Amostragem

Se as operações anteriores ao inicio do cisalhamento não causassem 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 media é :

$$\sigma'_{mo} = \frac{\sigma'_v + 2\sigma'_h}{3} = \frac{\sigma'_v(1+2k_o)}{3} \qquad 8.1$$

Com a amostragem, há alívio de tensões e o estado de tensões totais cai para zero. Como não se permite a drenagem, a tensão efetiva final é constante e igual a poropressão; isto é:

$$\sigma'_{am} = \sigma_{am} - u_{am} = \sigma_{am} - (u_o + \Delta u) = -(u_o + \Delta u) \qquad 8.2$$

No caso de solo saturado, a geração de poropressão pode ser calculada com base na equação de Skempton:

$$\Delta u = B\{\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)\} \qquad 8.3$$

Mas

$$\Delta\sigma_1 = \sigma_{vf} - \sigma_{vo} = -\sigma_{vo} = -(\sigma'_{vo} - u_o)$$
$$\Delta\sigma_3 = \sigma_{hf} - \sigma_{ho} = -\sigma_{ho} = -(\sigma'_{ho} - u_o) \qquad 8.4$$

Então (B=1 para solo saturado)

$$\Delta u = -\{(\sigma'_{ho} + u_o) + A[(\sigma'_{vo} + u_o) - (\sigma'_{ho} + u_o)]\} = -\{(\sigma'_{ho} + u_o) + A[\sigma'_{vo} - \sigma'_{ho}]\} \qquad 8.5$$

ou

$$u_{am} = \Delta u + u_o = -\{\sigma'_{ho} + A[\sigma'_{vo} - \sigma'_{ho}]\} \qquad 8.6$$

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

$$\sigma'_{am} = \{\sigma'_{ho} + A[\sigma'_{vo} - \sigma'_{ho}]\} \qquad 8.7$$

ou

$$\sigma'_{am} = \{k_o + A[1 - k_o]\}\sigma'_{vo} \ldots\ldots para\ k_o < 1 \qquad 8.8$$

$$\sigma'_{am} = \{1 + A[k_o - 1]\}\sigma'_{vo} \ldots\ldots para\ k_o > 1 \qquad 8.9$$

Entretanto, observa-se experimentalmente que a tensão efetiva após a amostragem não apresenta os valores teoricamente esperados. A Tabela 8.1 mostra alguns resultados experimentais, obtidos em ensaios triaxiais através da medição da poropressao. Nesta tabela, mostra-se a variação da tensão efetiva em relação à tensão media inicial; isto é

$$\Delta\sigma'_m = \sigma'_{mo} - \sigma'_{am} \qquad 8.10$$

Tabela 8.1.Efeito da amostragem

| **Solo** | **ko** | **A** | $\left(\frac{\Delta\sigma'_m}{\sigma'_{mo}}\right)_{teorico}$ | $\left(\frac{\Delta\sigma'_m}{\sigma'_{mo}}\right)_{\exp}$ |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0,46 | 0,17 | -0,14 | -0,63 |
| 2 | 0,55 | 0,20 | -0,08 | -0,53 |
| 3 | 0,58 | 0,25 | -0,05 | -0,89 |

i) Amolgamento

Os maiores valores de variação de $\left(\frac{\Delta\sigma'_m}{\sigma'_{mo}}\right)$ foram atribuídos ao amolgamento nas paredes do amostrador. A cravação do amostrador gera um acréscimo de poropressão, na região próxima a parede, fazendo

com que surja um gradiente dentro da amostra (**Erro! Fonte de referência não encontrada.**). Com uf positivo, averá uma redução na tensão efetiva ao final da amostragem. Esta geração de poropressão é função da espessura da parede do tubo amostrador.

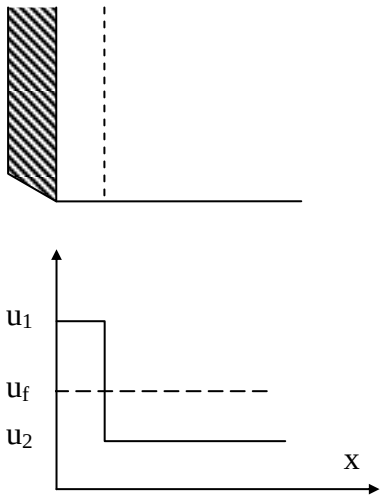



Figura 8.4.. Gradiente gerado pela cravação do amostrador

### ii) Variação da Temperatura

Um outro aspecto que também pode influenciar na tensão efetiva após a amostragem é a temperatura. Sob condições não drenadas, a variação de temperatura afeta a tensão efetiva do solo, já que os coeficientes de dilatação térmica do solo e da água são diferentes. A taxa de variação da tensão efetiva com a temperatura é função do nível de tensões . Estudos mostraram que quando a temperatura aumenta, há uma queda na tensão efetiva. Ate 3m de profundidade observa-se a influencia da temperatura.

### iii) Evaporação

Um último aspecto a ser, também, considerado é a possibilidade de evaporação da água presente nos vazios.

Segundo Terzaghi, a razão de evaporação ($v_e$) é definida como:

$$v_e = \frac{\Delta vol\ (volume\ evaporado)}{tempo(t) \times area\ externa(S)}$$

Então

$$c_v \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial z^2} + c_h \left( \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \Delta u}{\partial r} \right) = \frac{\partial \Delta u}{\partial t} \qquad 8.11$$

$$\Delta vol = v_e \times t \times S$$

Considerando-se uma amostra cilíndrica de 2R de diâmetro e altura igual a 4R tem-se um volume total (V) de $4\pi R^3$ e uma área superficial de $10\pi R^2$. Nestas condicoes

$$\Delta vol = v_e \times t \times \left(2\pi R^2\right) \times \frac{4R}{4R} = 2{,}5 \times v_e \times t_e \times \frac{V}{R}$$

ou

$$c_v \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial z^2} + c_h \left( \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \Delta u}{\partial r} \right) = \frac{\partial \Delta u}{\partial t} \qquad 8.12$$

$$\frac{\Delta vol}{V} = \frac{2{,}5 \times v_e \times t_e}{R}$$

mas, define-se compressibilidade (m) por

$$c_v \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial z^2} + c_h \left( \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \Delta u}{\partial r} \right) = \frac{\partial \Delta u}{\partial t} \qquad 8.13$$

$$m = \frac{\Delta vol / V}{\Delta \sigma'}$$

Com isso, a variação da tensão efetiva gerada pela evaporação pode ser escrita como:

$$c_v \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial z^2} + c_h \left( \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \Delta u}{\partial r} \right) = \frac{\partial \Delta u}{\partial t} \qquad 8.14$$

$$\Delta \sigma' = \frac{2{,}5 \times v_e \times t_e}{m \times R}$$

Em argilas moles, com alta compressibilidade, esta variação é insignificante. Convém observar que o tempo de evaporação afeta diretamente o valor da variação da tensão efetiva. Por este motivo, recomenda-se proteger a amostra imediatamente após a extração para evitar perdas por evaporação.

### 8.3.1 Parâmetros de Compressibilidade

Lunne et al (1977) avaliaram a influencia da amostragem nos parâmetros geotécnicos das argilas de Oslo, Noruega. Por muitos anos o NGI tem usado a deformação volumétrica $\varepsilon_{vo}$ necessária para atingir a tensão efetiva vertical de campo ($\sigma'_{vo}$), calculada em ensaio de adensamento, como indicador da perturbação da amostra (Figura 8.5). Lunne et al propõem o critério apresentado Tabela 8.2.

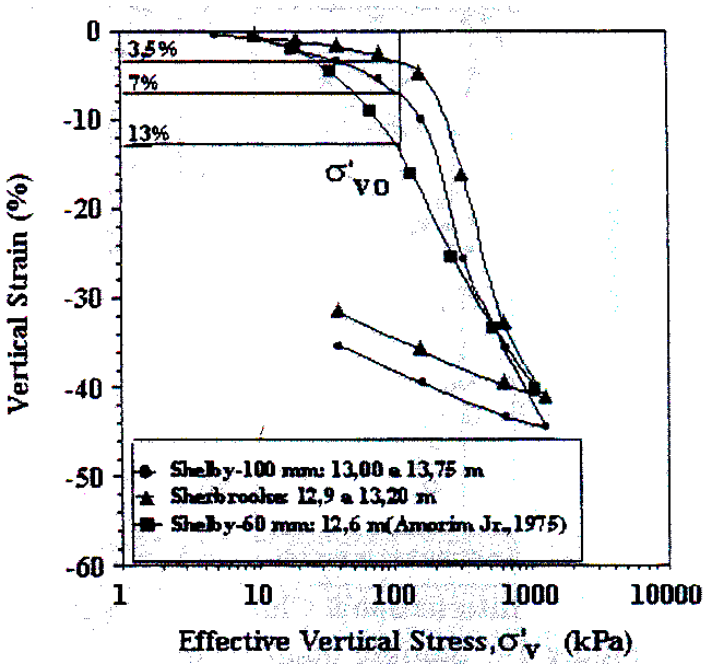



Figura 8.5. Deformação volumétrica $\varepsilon_{vo}$ correspondente a $\sigma'_{vo}$

Tabela 8.2. Critério de qualidade de amostragem

| OCR | $\Delta e/e_o$ | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Excelente | Boa | 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 |

OBS: $\frac{\Delta e}{e_o} \times \frac{e_o}{1+e_o} = \varepsilon_{vo}$

Coutinho et al (2001) examinaram a influencia da qualidade de amostragem nas argilas moles de Recife, usando procedimentos semelhantes aos de Lunne et al (1977). A Figura 8.6. mostra a correlação entre a razão de compressão (CR) x $\varepsilon_{vo}$, incluindo a proposta de Lunne et al. O gráfico mostra a redução de CR com o aumento de $\varepsilon_{vo}$ ; isto é , com a redução na qualidade da amostra. A curva tende para um limite, o qual corresponderia à condição totalmente amolgada. Coutinho et al sugerem, com base na experiência local, um novo limite para definir o critério de qualidade da amostra e propõe curva de correlação. Esta curva pode ser interessante na pratica da engenharia, uma vez que permite correção no valor de CR.

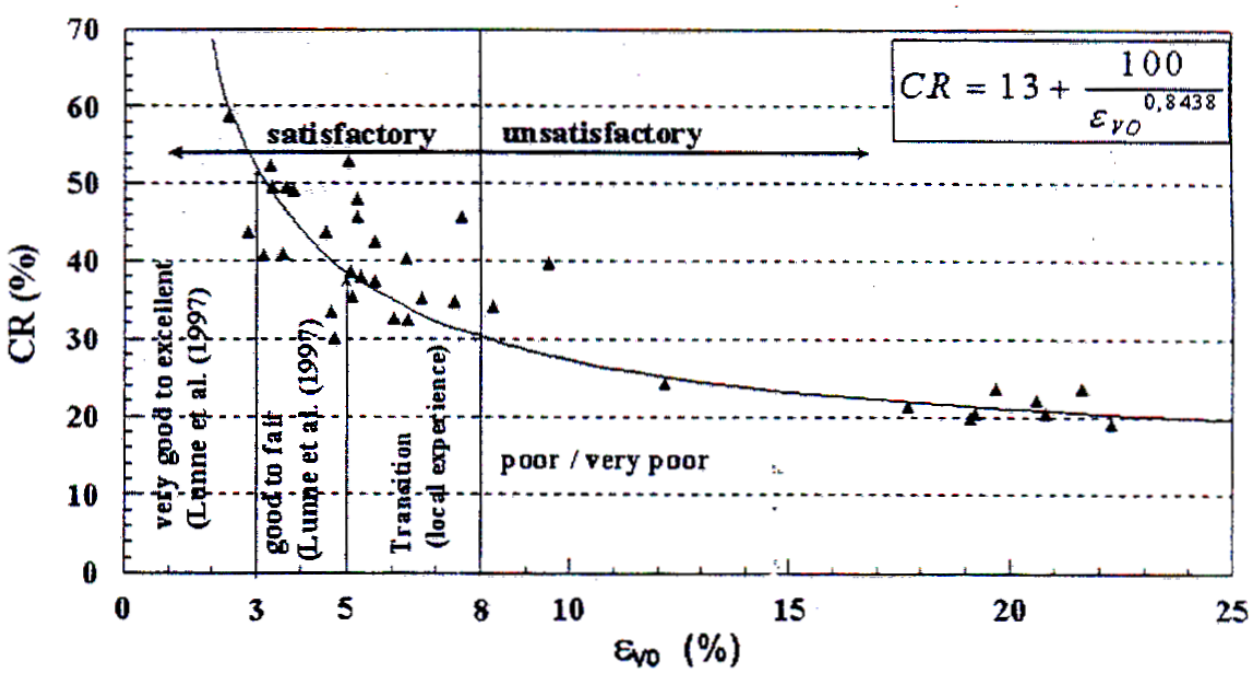



Figura 8.6. Proposta de Classificação para argilas de Recife

## 8.3.2 Coeficiente de Adensamento

A Figura 8.7 mostra a variação dos valores de cv em ensaios CRS e SIC realizados em amostras do depósito de argila mole da Baixada Fluminense. Foram usadas diferentes velocidade de ensaios como mostrado na Tabela 6.3. O ensaio CRS-04, que foi realizado com amostra amolgada e na mesma velocidade de deformação do ensaio CRS-03. Observa-se que independentemente da velocidade adotada, cv diminui com o aumento da tensão efetiva. O ensaio mais lento (CRS-05) apresenta resultados semelhantes aos do ensaio incremental (SIC), na região normalmente adensada. Adicionalmente percebe-se que o ensaio CRS-03 apresenta curva bastante

distinta, para o trecho até 100kPa. Após esta tensão, o ensaio apresenta a mesma tendência percebida para os demais ensaios.

A amostra amolgada (CRS-04) segue aproximadamente a mesma tendência dos demais; isto é , seu valor reduz até a tensão de pré-adensamento, mas parece variar menos com o nível de tensão efetiva.

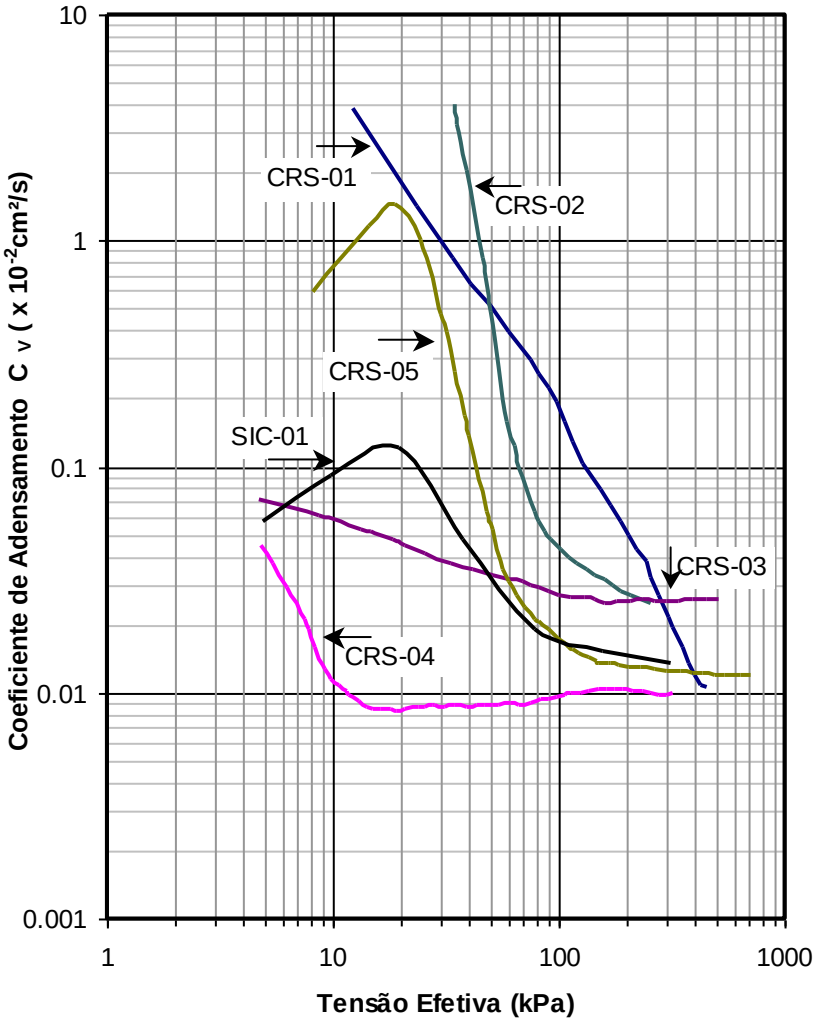



Figura 8.7. Comparação da variação do $c_v$ para os ensaios CRS

# 9 TÉCNICAS CONSTRUTIVAS PARA MELHORIA DO COMPORTAMENTO DA CAMADA DE SOLO COMPRESSÌVEL

A construção de aterros sobre solos moles requer extensiva uma campanha de investigações geológico-geotécnicas extensas, para caracterização do depósito, além da avaliação do método construtivo mais adequado para a obra em questão.

O tipo de utilização da área vai também influenciar a decisão sobre qual a técnica construtiva mais adequada para a execução dos aterros.

Em algumas situações (aterros de áreas industriais), por exemplo, pode ser possível a convivência com recalques pós-construtivos e empregar apenas uma manutenção periódica do aterro ao invés de investir inicialmente em uma estabilização dos recalques. Em outros casos, como por exemplo, aterros implantados para empreendimentos imobiliários, a convivência com recalques é inadmissível sendo necessária a utilização de técnicas para a aceleração dos recalques antes da obra.

A Figura 9.1 apresenta alguns métodos executivos utilizados para solucionar ou minimizar os problemas de recalques e a estabilidade em obras sobre solos moles. Os métodos construtivos de aterros sobre solos moles contemplam o controle de recalques (aceleração ou redução) ou o controle da estabilidade do conjunto aterro e solo mole. Alguns métodos contemplam o controle de recalques, outros o controle de estabilidade, mas a maioria dos métodos contempla as duas questões. A geometria dos aterros e as características geotécnicas são fatores muito variáveis e a metodologia construtiva a ser adotada deve ser analisada para cada caso (Almeida, 1996).

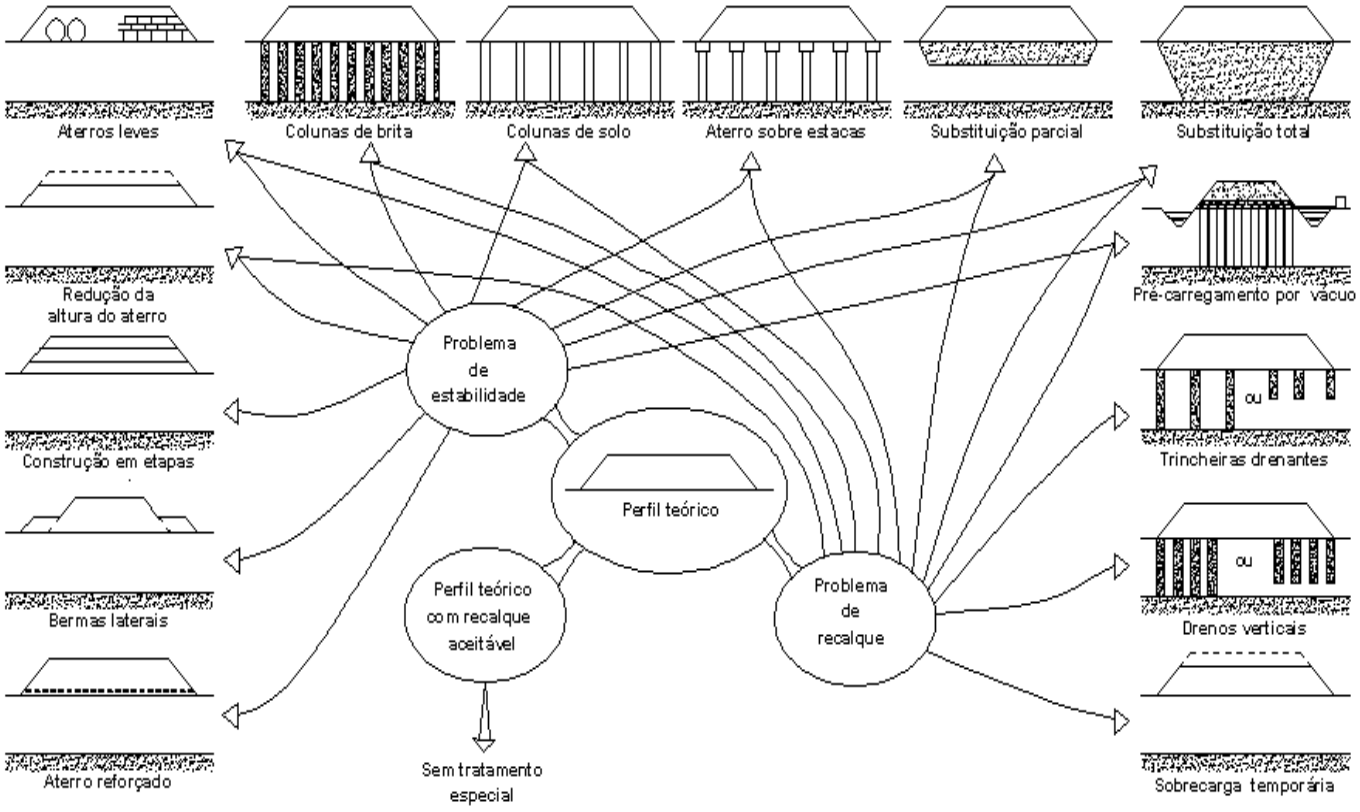



Figura 9.1. Métodos construtivos de aterros sobre solos moles (Almeida e Marques, 2010, adaptado de Leroueil, 1997).

A escolha do método construtivo mais adequado está associada a diversas questões, citando-se principalmente prazos construtivos e custos envolvidos. Restrições de prazo podem inviabilizar técnicas como a de aterros convencionais ou sobre drenos verticais favorecendo técnicas de aterros estruturados ou de aterros leves os quais, entretanto têm custos elevados (Almeida, 1996; Almeida e Marques2010).

A Tabela 9.1 resume as metodologias construtivas apresentadas acima e suas principais características. De forma a fazer face aos desafios construtivos de aterros sobre solos muito moles é comum o uso concomitante de diversas técnicas construtivas em paralelo. Por exemplo, na região Sudeste do Brasil, em particular no Porto de Santos e na Zona Oeste da cidade do Rio de Janeiro tem sido em alguns casos adotado aterro reforçado construído em etapas sobre drenos verticais com bermas laterais e sobrecarga (Almeida, 2010).

Tabela 9.1. Resumo das metodologias executivas e suas características (Almeida, 1996; Almeida e Marques 2010).

| Metodologias construtivas | Características |
|---|---|
| Aterro convencional | Estabilização dos recalques é lenta |
| Remoção da camada mole total ou parcial | Eficaz, rápido, grande impacto ambiental; necessária sondagem para aferição da quantidade de solo removido. |
| Aterro sobre drenos verticais com sobrecarga ou uso de vácuo | Estabilização dos recalques é mais rápida do que Aterro convencional, mais oneroso. |
| Aterro com bermas laterais | Requer espaço lateral |
| Aterro reforçado | Usado em geral em conjunto com outras técnicas (aterros convencionais; aterro com drenos; aterro com sobrecarga). |
| Aterro construído em etapas | Usado quando reforço e berma são insuficientes, longo prazo. |
| Aterro de material leve | Rápido, reduz recalques, oneroso. |
| Aterro sobre colunas granulares | Rápido, reduzem recalques, melhora a estabilidade, oneroso. |
| Aterros estruturados (sobre estacas) | Rápido, reduzem recalques, melhora a estabilidade, oneroso. |

A Figura 9.2 apresenta uma comparação qualitativa entre custos de algumas das soluções apresentadas anteriormente. São ressaltados os seguintes aspectos:

a. a substituição de solos moles só é econômica para espessuras pequenas, em geral inferiores a 3 m;
b. para espessuras de solo mole até 20 m a solução em geral mais econômica é o emprego de geodrenos e sobrecarga;
c. a solução de aterro estaqueado apresenta a vantagem de não haver tempo de espera para a adensamento, mas o tempo de cravação das estacas pode ser grande.

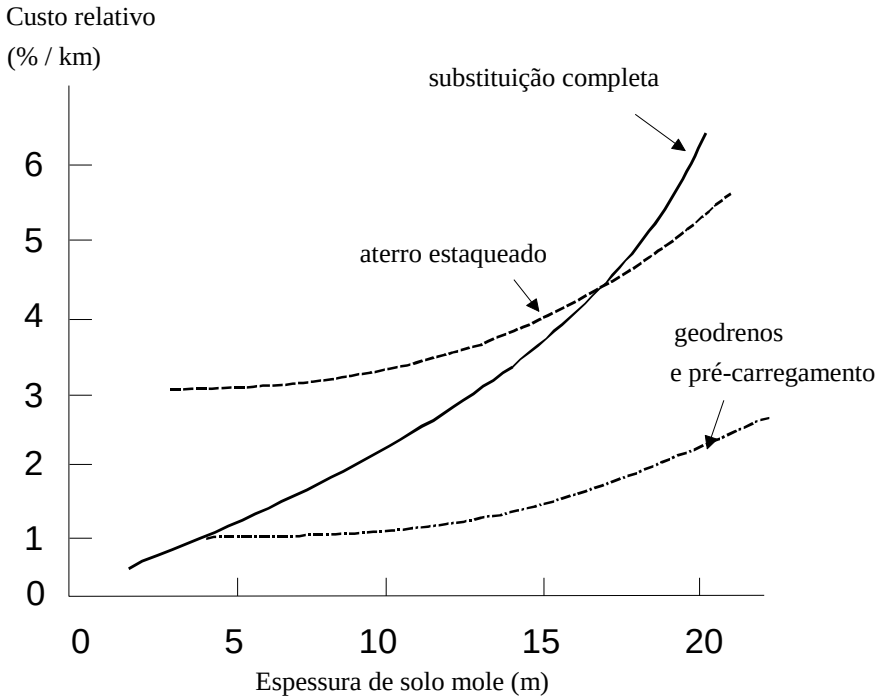



Figura 9.2. Comparação entre custos das alternativas de solução (DNER, 1998)

Serão descritas a seguir as técnicas que se aplicam à redução dos recalques e o controle se sua evolução no tempo.

## *9.1 Aceleração de Recalques*

### 9.1.1 Drenos Verticais

A instalação de drenos verticais tem por finalidade acelerar os recalques através da redução dos comprimentos de drenagem. Como a distância entre drenos passa a ser necessariamente inferior ao comprimento de drenagem vertical, o processo de adensamento é acelerado, havendo uma predominância de dissipação do excesso de poropressão no sentido horizontal-radial (Figura 9.3 e Figura 9.4).

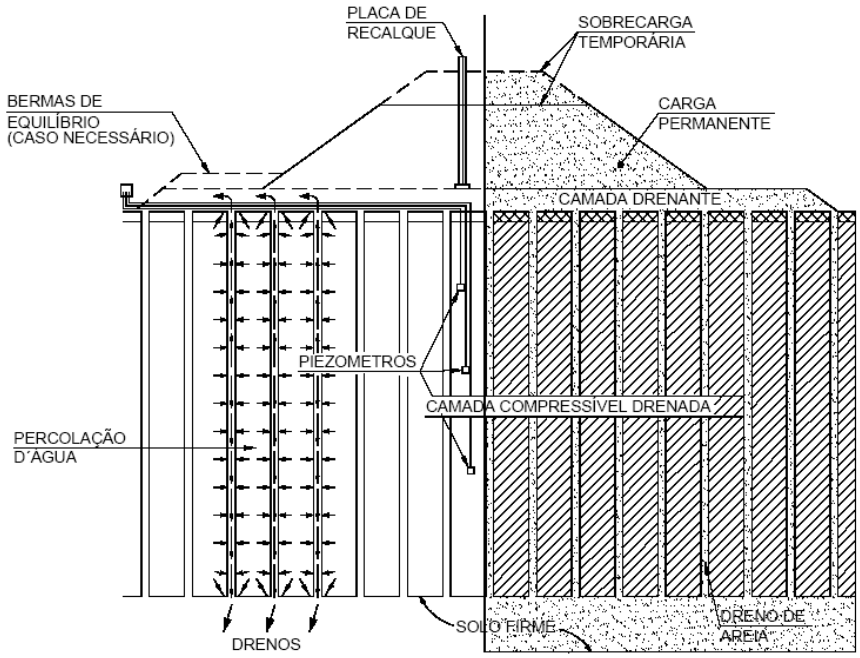



Figura 9.3. Instalação típica de drenos verticais (Johnson, 1970).

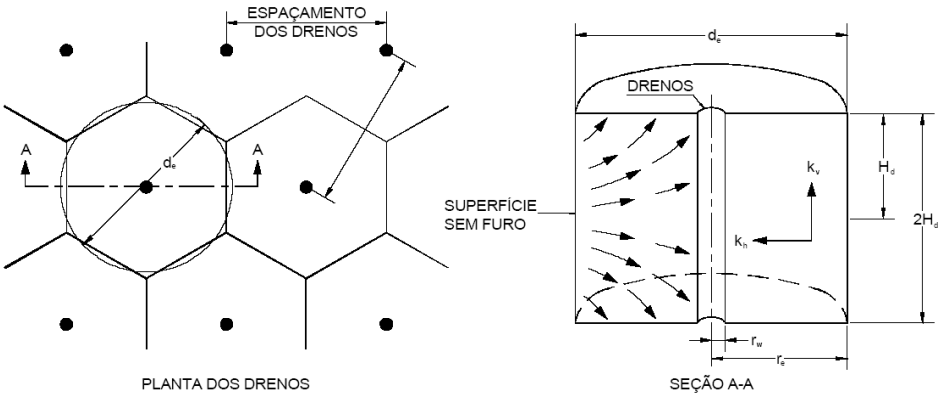
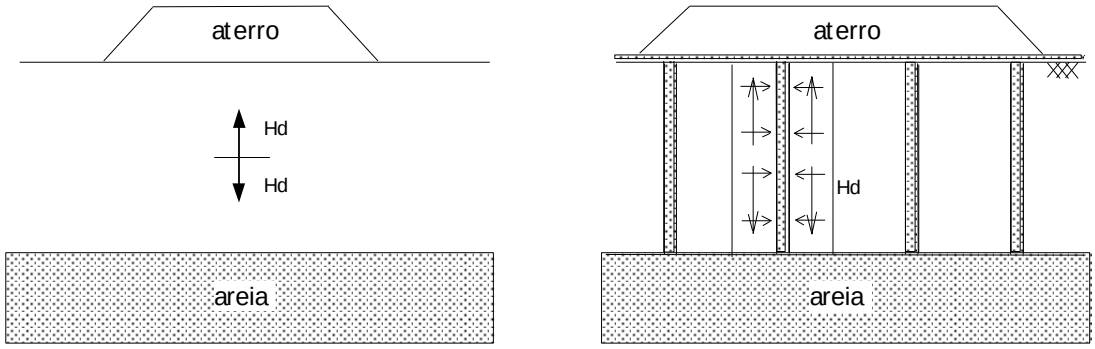



Figura 9.4. Drenos verticais – (a) Malha triangular em planta e (b) Seção transversal A-A com representação do fluxo d'água, decomposto na direção vertical e horizontal.

Pelo fato da distância entre drenos ser necessariamente inferior ao comprimento de drenagem vertical, o processo de adensamento é acelerado, havendo uma predominância de dissipação do excesso de poro pressão no sentido horizontal-radial e fazendo com que a drenagem vertical tenha menor importância.

*9.1.1.1 Drenos de areia*

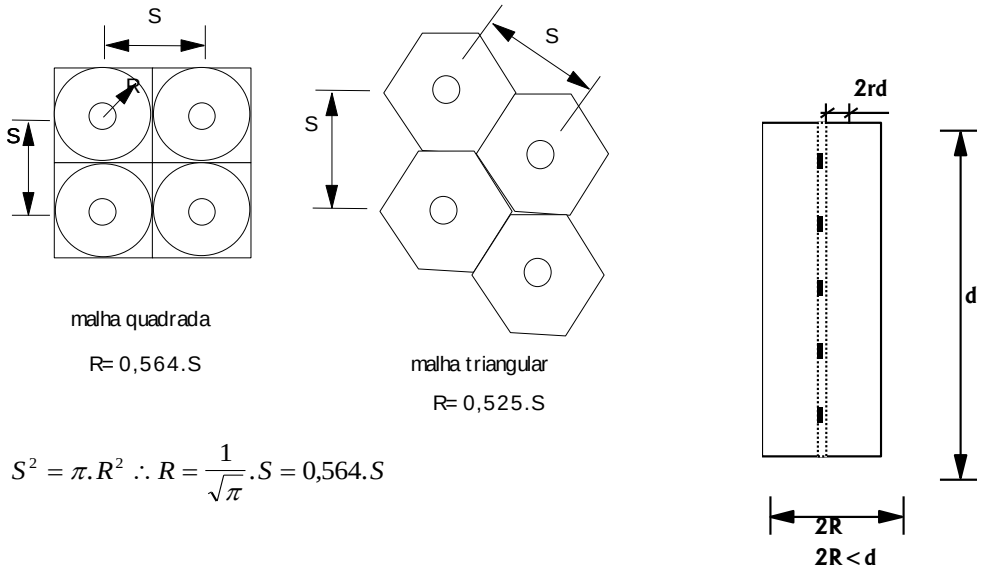
Drenos de areia são instalados abrindo-se furos verticais na camada argilosa e preenchendo-os com solo granular. O diâmetro dos drenos varia entre 0,20m a 0,60m. O diâmetro dos grãos de areia deve ser especificado de forma a evitar a colmatação dos drenos (entupimento dos drenos por carreamento dos finos). Materiais geossintéticos têm sido muito utilizados em substituição aos drenos granulares ou mesmo como elementos de filtragem para evitar a colmatação.




(a) Sem Drenos (b) Com Drenos

Figura 9.5. Sentidos de drenagem

O espaçamento dos drenos dependerá da permeabilidade da camada e do tempo necessário para se atingir a um determinado grau de adensamento. Espaçamentos típicos variam da ordem de 2m a 5m. Em planta, os drenos podem ser localizados segundo arranjos quadrangulares ou triangulares, conforme é apresentado na Figura 9.6. Dependendo da configuração adotada, o raio de influência do dreno (R) fica definido em função do seu espaçamento (S). No caso de malhas quadrangulares R=0,56S e para malhas triangulares R=0,53S.




$$S^2 = \pi . R^2 \therefore R = \frac{1}{\sqrt{\pi}} . S = 0{,}564 . S$$

(a) em planta

(b) em corte

Figura 9.6. Disposição dos drenos.

A presença de drenos na camada impõe uma condição de fluxo bidimensional, a qual pode ser solucionada a partir da equação de adensamento, escrita em coordenadas cilíndricas.

$$c_v \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial z^2} + c_h \left( \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \Delta u}{\partial r} \right) = \frac{\partial \Delta u}{\partial t} \qquad 9.1$$

onde cv e ch são os coeficientes de adensamento vertical e radial, respectivamente; r a distância radial, z a profundidade e $\Delta$u(r,z,t) o excesso de poro-pressão. Considerando como condições de contorno:

$$u = 0 \Leftrightarrow r = r_d \quad \cdots t > 0$$

$$r = R \Leftrightarrow \text{não há fluxo} \cdots (\text{gradiente hidráulico} = 0) \Rightarrow \frac{\partial u}{\partial r} = 0$$

a solução desta equação é apresentada em função da combinação das porcentagens de adensamento radial e vertical:

$$(1 - U_{rv}) = (1 - U_r)(1 - U) \qquad 9.2$$

onde, Urv é a porcentagem média de adensamento, considerando fluxos radial e vertical, Ur a porcentagem média de adensamento devido ao fluxo radial e U a porcentagem média de adensamento devido ao fluxo vertical.

Para determinação da porcentagem de adensamento vertical utilizam-se as equações e ábacos fornecidos no capítulo que trata da Teoria de Adensamento unidimensional (capítulo 5). Para a condição radial, as curvas apresentadas na Figura 9.7 fornecem as porcentagens médias de adensamento radial em função do Fator Tempo (Tr) e de diferentes razões entre raio de influência e raio do dreno (n=R/rd). De forma análoga ao Fator Tempo para fluxo vertical (Tv), o Fator Tempo (Tr) para fluxo radial é definido como:

Fluxo vertical: $U \Leftrightarrow T_v = \dfrac{c_{v.t}}{H_d^{\,2}}$ $\Leftrightarrow$ Fluxo radial: $U_r \Leftrightarrow T_r = \dfrac{c_h.t}{4R^2}$

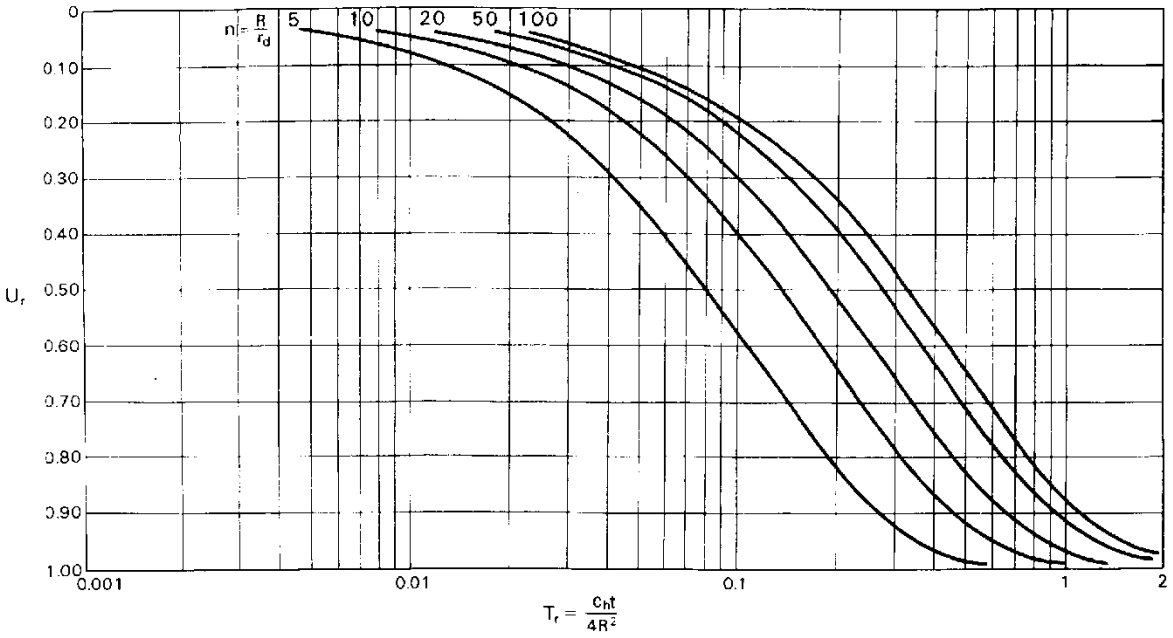



Figura 9.7. Porcentagem de Adensamento versus Fator Tempo para Fluxo Radial

A utilização da solução que combina adensamento vertical e radial requer uma definição prévia da malha e espaçamento de drenos a ser adotado, já que a estimativa da porcentagem média de adensamento radial (Ur) depende do raio de influência do dreno (R). Assim sendo, projetos de drenos verticais são realizados de forma iterativa, seguindo os passos mostrados a seguir:

i. estabelecer a porcentagem média de adensamento (Urv) a ser atingida em um determinado tempo (t), considerando como pré-estabelecido o diâmetro de dreno (rd) a ser adotado;

ii. calcular a porcentagem de adensamento associada ao fluxo vertical (U);

iii. calcular a porcentagem média de adensamento radial, necessária para atingir os requisitos de projeto:

$$U_r = 1 - \frac{1 - U_{iv}}{1 - U} \qquad 9.3$$

iv. assumir valores para n = R/rd e calcular os respectivos valores do Fator Tempo radial (Tr);

v. com os valores calculados de Fator Tempo radial (Tr), determinar os respectivos raios de influência (R) e razão n*=R/rd

vi. comparar os valores de n (item iv) com os calculados (item v); o valor de projeto deverá ser tal que n=n*.

Em projetos de drenos, valem os comentários abaixo relacionados:

i. A instalação de drenos não interfere na magnitude dos recalques totais.

ii. O espaçamento entre os drenos deve ser menor que a espessura da camada: 2R < d

iii. O diâmetro do dreno (rd) não é muito importante em termos da eficiência do sistema. Em geral este valor é estabelecido a partir do equipamento disponível para perfuração.

iv. A eficácia do projeto depende da seleção correta dos coeficientes de adensamento nas direções horizontal e vertical ( ch e cv ).

v. Em geral, a relação entre os coeficientes de adensamento horizontal e vertical varia de acordo com a faixa: ch/cv = 1 a 2 .

vi. Durante a instalação dos drenos é possível haver a amolgamento do solo ao redor do dreno ("smear") causando variações nos valores de ch e cv.

vii. Drenos agem como "estacas" e absorvem parte da carga, reduzindo os acréscimos de $\Delta\sigma$ impostos na camada compressível.

viii. Drenos não interferem no processo de compressão secundária. Sendo assim, são pouco eficientes nos casos em que a compressão secundária é significativa.

---

*Exemplo 5:*

*Um aterro será construído sobre uma camada de argila de 10 m de espessura sobrejacente a rocha sã. A construção aumentará a tensão total vertical na camada em 6,5 tf/m².*

*O projeto especifica a porcentagem média de adensamento igual a 0,85 após 6 meses de carregamento.*

*Determine o espaçamento necessário entre drenos verticais de areia (2 rd = 400 mm) que permita atender as condições de projeto. Considerar para a argila: $C_v$ = 1,5 x $10^{-7}$ $m^2/s$ e $C_h$ = 2,5x$10^{-7}$ $m^2/s$. Solução:*

$$\overline{U} = 85\% \leftrightarrow t = 6 \text{ meses}$$

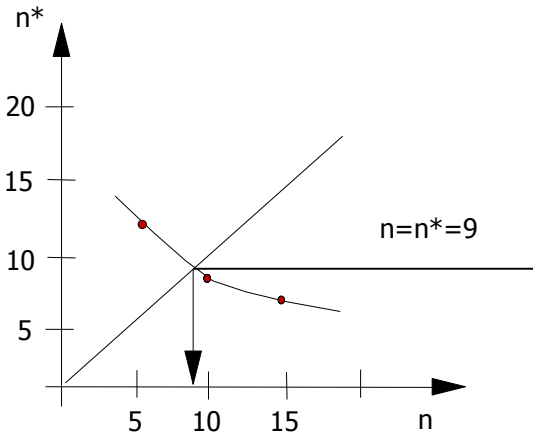
*Hd = 10 m*

*Drenagem vertical:* $T_v = \frac{c_v.t}{H_d^2} = \frac{1{,}5x10^{-7}\,x(6x30x24x3600)}{(10^2)}$ = *0,0231* $\Rightarrow U_v$ = *17 %*

$$(1-0{,}85) = (1-0{,}17)(1-\overline{U}_r) \Rightarrow \overline{U}_r = 0{,}82 = 82\%$$

$$T_r = \frac{c_h.t}{4.R^2} \therefore R = \frac{c_{h.t}}{4T_r} \therefore R = \sqrt{\frac{2{,}5x10^{-7}\,x(6x30x24x3600)}{4.T_r}} = \sqrt{\frac{0{,}972}{T_r}}$$

| $n = \frac{R}{r_d}$ | $T_r = \frac{c_h.t}{4.R^2}$ (ábaco) | $R = \sqrt{\frac{0{,}972}{T_r}}$ | $n^* = \frac{R}{r_d}$ |
|---|---|---|---|
| 5 | 0,20 | 2,21 | 11,05 |
| 10 | 0,33 | 1,72 | 8,60 |
| 15 | 0,42 | 1,52 | 7,61 |




*R = 0,2 x 9 = 1,8 m* $\Rightarrow$ *rede quadrada* $\Rightarrow$ $S = \frac{1{,}8}{0{,}564} = 3{,}2m$

#### *9.1.1.2 Drenos fibroquímicos*

Um pré-dimensionamento do efeito causado pelos drenos fibroquímicos verticais em um processo de adensamento pode ser realizado a partir do método proposto por Kjellman, que é expresso pela equação:

$$t = \frac{D^2}{8.c_h}.\left[\ln\left(\frac{D}{d}\right) - \frac{3}{4}\right].\ln\frac{1}{1-U_h} \qquad 9.4$$

Onde: t = período de adensamento; D = diâmetro do cilindro de solo drenado (m); $c_h$ = coeficiente de adensamento horizontal ($m^2$/ano); d = diâmetro equivalente da 1ª faixa drenada (m); e $U_h$ = grau de adensamento médio.

A equação foi colocada em forma de ábaco (Figura 9.8), que relaciona o grau de adensamento, o tempo disponível para a adensamento e o coeficiente de adensamento horizontal. A partir do ábaco, obtém-se o espaçamento entre drenos, que deve ser usado para a definição de uma malha triangular.

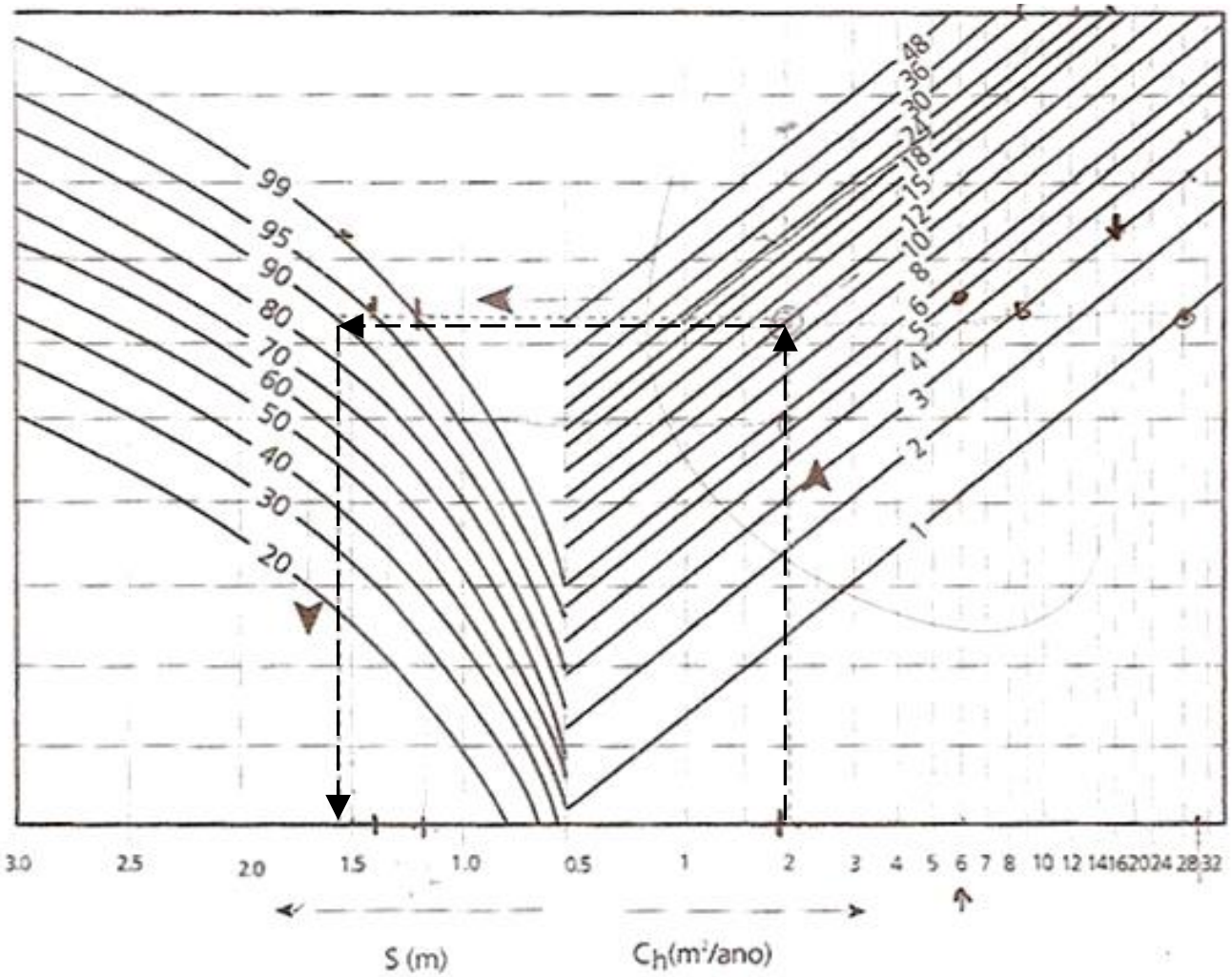



Figura 9.8. Ábaco para determinação de espaçamentos entre drenos fibroquímicos – malha triangular (Elzen, 1982).

A instalação dos drenos fibroquímicos (ou geodrenos) de membranas plásticas, com cerca de 10 cm de largura por 5 mm de espessura, envolvidas por geomembranas (Figura 9.9) é o da cravação. A cravação é feita por meio de lanças verticais, que podem atingir cerca de 30 metros de profundidade (Figura 9.10). Após a cravação, segue-se com a aplicação de aterro provisório, de sobrecarga.

(a) Cravação dos drenos fibroquímicos (b) drenos fibroquímicos de membranas plásticas

(c) Após cravação dos drenos fibroquímicos

Figura 9.9. Processo de cravação dos geodrenos.(REF. XXXX)

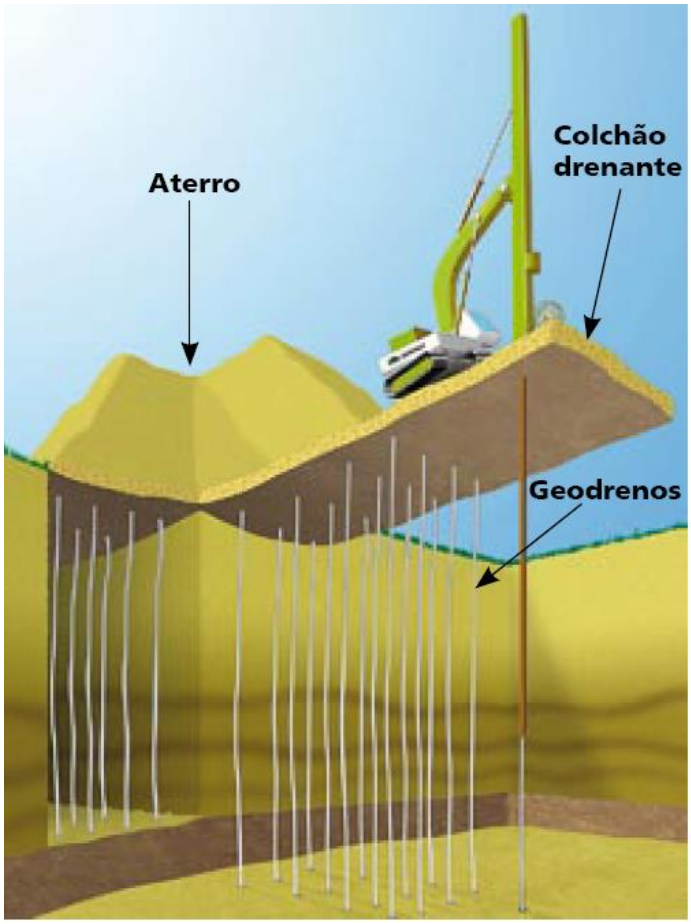



Figura 9.10. Sequência executiva de aterros com drenos verticais (Solotrat .

### 9.1.2 Sobrecarga Temporária

Consiste na aplicação de uma sobrecarga temporária (em geral, da ordem de 25% a 30% do peso do aterro), com a finalidade de aceleração dos recalques. Com a sobrecarga, a magnitude dos recalques totais aumenta fazendo que se atinja, em menor tempo, o valor previsto para o recalque total. O tempo de permanência da sobrecarga é determinado por estudos de adensamento e, posteriormente, verificado no campo através do monitoramento de recalques e poropressões. Quando o recalque esperado de projeto é atingido, a sobrecarga é removida. A Figura 9.11 ilustra esta técnica.

Figura 9.11. Aplicação de sobrecarga temporária sobre solos moles.

Um exemplo de aplicação da técnica de uma sobrecarga temporária de 2,0m, em aterro de 3,0 de altura (sob uma camada de solo mole) para acesso a uma ponte é apresentado na Figura 9.12. Prevendo-se a inauguração da obra em 6 meses, o recalque estimado somente para o aterro rodoviário, seria de 22cm, havendo ainda um recalque pós-obra de 8cm. Este recalque acarretaria em desnivelamento da pista em relação ao tabuleiro estaqueado, o que seria prejudicial à segurança do tráfego. Com a execução de um pré-carregamento de 2,0m de aterro, em pouco mais de 4 meses de obra, o recalque seria de 30cm. No final da obra, após a remoção da sobrecarga, todo o recalque já terá ocorrido.

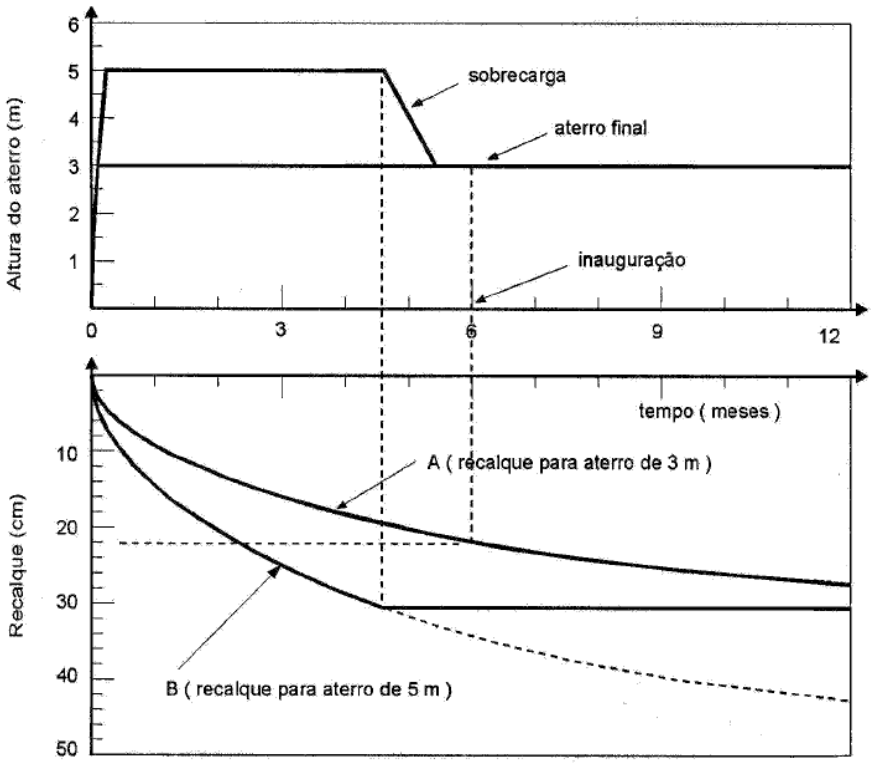



Figura 9.12. Exemplo de emprego de sobrecarga temporária sobre solos moles.

A aplicação da alternativa de pré-carregamento pode ser eficaz em solos silto-arenosos, mas é pouco eficaz em solos argilosos de baixa permeabilidade, especialmente se a espessura da camada mole for grande. Nesse caso, esta alternativa só é eficaz se combinada com o uso de drenos verticais ou geodrenos.

Por fim, quando o aterro é construído diretamente sobre a camada de argila mole, faz-se necessária a execução de um tapete drenante arenoso, no contato com o solo compressível, de modo a disciplinar o escoamento da água expelida pelo adensamento da camada de solo mole.

### 9.1.3 *Adensamento a vácuo*

Esta técnica consiste na aplicação de vácuo em um sistema de drenos verticais, como mostra o esquema da Figura 9.13. A técnica se aplica a aterros com altura máxima de 4 m, quando a camada de argila estiver na superfície do terreno

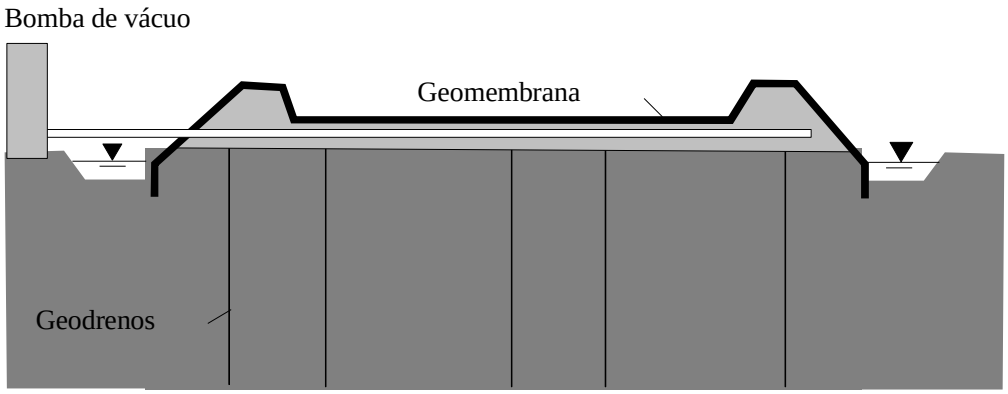



Figura 9.13. Sistema de adensamento a vácuo (DNER. 1998)

## 9.2 MELHORIA DAS PROPRIEDADES DA CAMADA

### 9.2.1 Injeção de consolidação - Consolidação Profunda Radial (CPR)

Esta técnica consiste na instalação de uma malha intercalada de colunas de colunas de argamassa e geodrenos, como mostra a Figura 9.14. As colunas de argamassa têm por objetivo a compressão radial do solo mole, produzindo acentuada deformação radial e adensamento radial da argila com a saída de água através dos drenos durante o processo de formação dos bulbos de compressão. As colunas de adensamento não têm função de estaqueamento, embora ocorra algum grau de transferência de esforços para esses elementos.

O processo resulta na geração do excesso de poropressão e, com isso, após a drenagem ocorre a melhoria da qualidade da camada em termos de resistência e compressibilidade.

A técnica pode ser adotada em casos em que a fundação possui uma capacidade de suporte adequada ao peso das colunas.

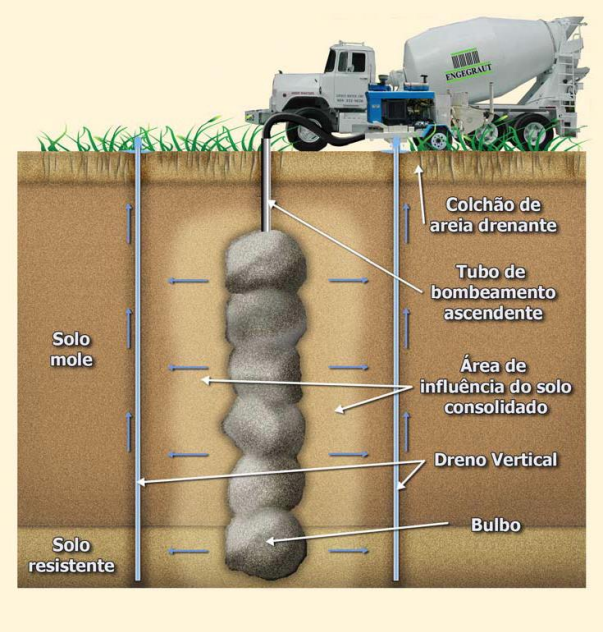



Figura 9.14. Esquema de execução do CPR (http://www.engegraut.com.br)

A Figura 9.15 mostra um croqui esquemático com a planta e perfil de execução. Inicialmente, crava-se uma malha de geodrenos, intercalada com malha de tubos por onde se bombeia, de baixo para cima, escalonadamente, a partir do solo resistente e para cada metro de profundidade, volumes de *grout*, especialmente ajustados, com areias, siltes e aglomerantes da própria região, além de aditivos, de modo a não fraturar o solo mole, formando-se bulbos/"colunas" com o natural deslocamento provocado no solo, a partir da ponta do tubo, induzindo os recalques imediato, primário e secundário.

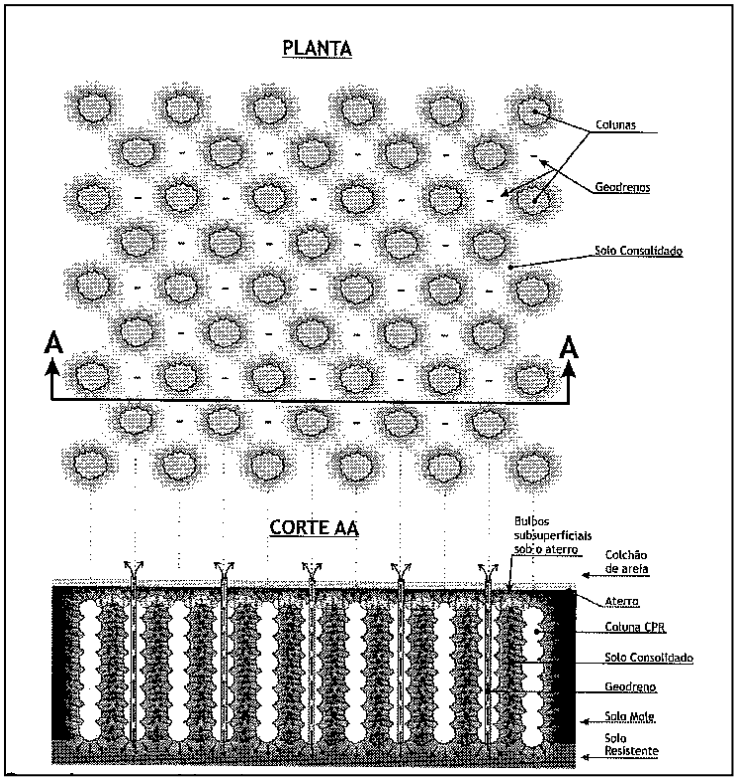



Figura 9.15. Croqui esquemático da solução

## *9.3 REDUÇÃO DOS ESFORÇOS TRANSMITIDOS À FUNDAÇÃO*

### 9.3.1 Aterro sobre Estacas

A solução de aterros sobre estacas é recomendada em solos muito compressíveis cujos recalques são considerados excessivos. A carga transmitida pelo aterro é transferida para as estacas que, por sua vez, transmitem as cargas para camadas competentes, mais profundas. Com isso, os recalques s seriam provenientes somente das deformações elásticas das estacas (Figura 9.16, Figura 9.17).

Esta alternativa apresenta custo elevado, visto que, dependendo da magnitude do projeto e das condições de campo, há a necessidade de um grande número de estacas e/ou comprimentos elevados das estacas, e a necessidade da construção de uma laje de dimensões significativas, para servir de base para o aterro. Esta laje, em alguns casos práticos, foi substituída por geogrelha (Figura 9.18) e, em face dos recalques diferenciais entre estacas, a geogrelha sofreu rasgos nos cantos pontiagudos dos capitéis (Figura 9.19).

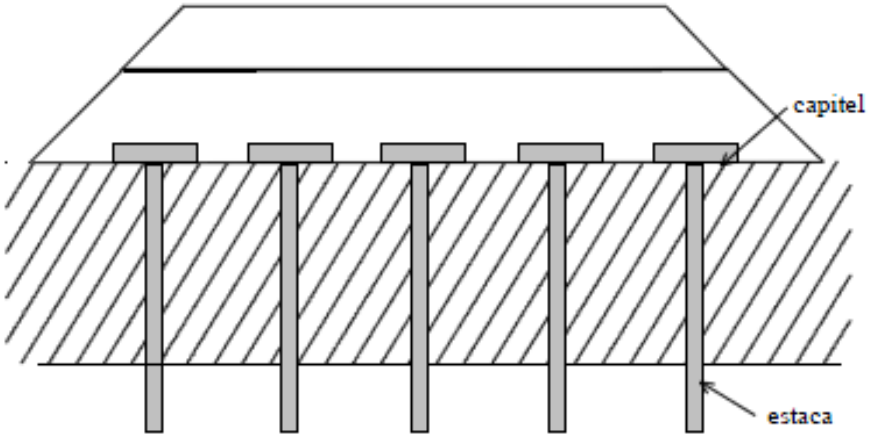



Figura 9.16. Aterro estaqueado

(a) Sesc Jacarepaguá

(b) Construção da Vila do Pan

Figura 9.17. Aterro estaqueado – Casos de obras

Figura 9.18. Geogrelha sobre estacas – Sesc Jacarepaguá

Figura 9.19. Ruptura local – vista geogrelha sobre os capitéis das estacas

A construção do aterro sobre uma camada mole provoca deslocamentos laterais no solo. Quanto se opta por estaqueamento deve-se observar que uma estaca situada dentro deste campo de deslocamentos sofrerá um carregamento lateral devido aos deslocamentos da massa de solo, como Figura 9.20. Este problema foi identificado por Tschebotarioff (1973), daí ser comum no Brasil atribuir o nome deste engenheiro ao fenômeno. A Figura 9.21. mostra um caso de obra onde as estacas de sustentação do aterro foram deslocadas em função dos empuxos.

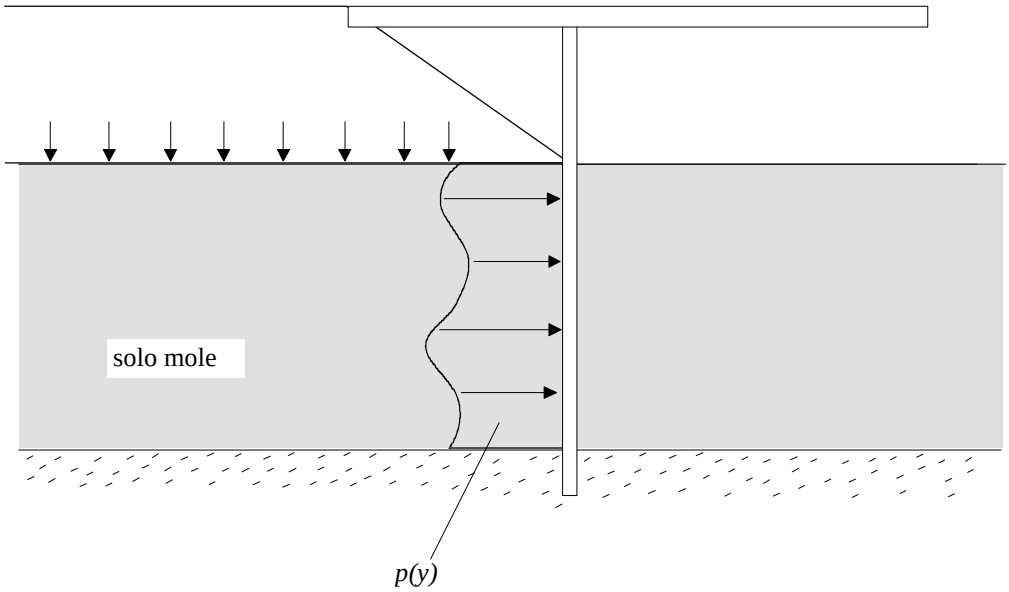



Figura 9.20. Empuxos em estacas – Efeito Tchebotarioff (DNER, 1988)

Figura 9.21. Empuxos em estacas – Vila Pan

### 9.3.2 Aterro Leve

A magnitude dos recalques dos aterros sobre de solos moles é proporcional ao peso do aterro, pois quanto maior a tensão aplicada no solo maior sua deformação. A solução dos aterros leves é uma alternativa à construção de aterros convencionais. Os materiais mais leves substituem os solos do aterro, diminuindo assim a tensão transmitida à fundação, como mostra a Figura 9.22

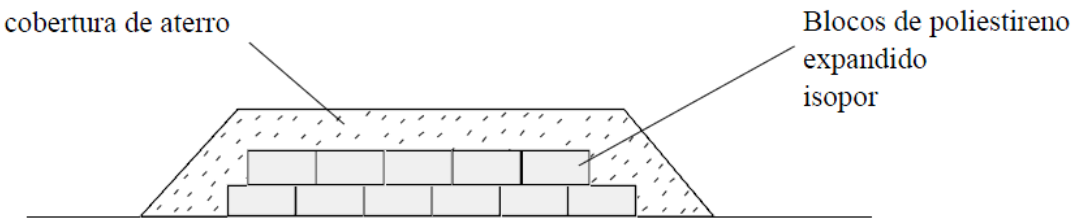



Figura 9.22. Aterro leve com Isopor

Pode-se adotar diferentes tipos de materiais mostra como mostra Tabela 9.2 (DNER, 1998), sendo o isopor (EPS) o mais utilizado na prática, face a sua elevada resistência (70 a 250 kPa) e baixa compressibilidade ( E = 70 a 250Mpa). Antes da colocação dos materiais leves, lança-se uma camada de solo, ou material geosintético, com a função de separação. Após a implantação do material leve, é construída uma camada superficial de solo que servirá como subleito para a pavimentação; pode-se executar também uma laje de concreto para auxiliar na redistribuição de tensões sobre o EPS, evitando-se assim o puncionamento.

Tabela 9.2. Pesos específicos dos materiais leves para aterros (DNER, 1998)

| **Material do aterro** | **Peso específico (kN/m$^3$)** |
|---|---|
| Poliestireno expandido (Isopor ou similar- EPS) | 1 a 1,5 |
| Argila expandida | 5 a 10 |
| Serragem | 8 a 10- |
| Cinza volante | 10 a 14 |

Na utilização de aterros leves, principalmente quando se opta pelo EPS, é de grande importância a verificação de como a água entrará em contato com os blocos de isopor. Deve-se, em geral, prever a instalação de uma manta impermeabilizante cobrindo todos os blocos. Adicionalmente, se a região aonde será construído o aterro for propícia a alagamentos, o EPS pode flutuar durante a elevação do NA e assim comprometer a integridade física do aterro. Nestes casos, a camada de aterro/laje acima do EPS deve ser suficientemente pesada para evitar que este flutue, ou deve-se fazer uso de um tipo de EPS que possua uma menor flutuabilidade. Recomenda-se que o EPS seja instalado acima do NA

Ensaios de tensão x deformação do conjunto pavimentação-material leve, devem ser conduzidos em aterros experimentais, para a verificação das deformações futuras do aterro.

A utilização de materiais que introduzem vazios nos aterros também pode ser considerada como técnica de materiais leves para aterros. Estes materiais podem ser tubos de PEAD ou dutos/galerias de concreto (preferencialmente protendido para a redução da espessura das paredes), preenchidos ou não com algum material leve para maior resistência. Estes materiais incorporam vazios no corpo do aterro diminuindo a tensão aplicada no solo de fundação e consequentemente reduzindo a magnitude dos recalques.

As Figura 9.23 à Figura 9.25 são mostrados etapas da construção de aterro leve na obra do DNIT de duplicação BR-101 na Paraíba. Constituído por blocos de isopor medindo 4 x 1,25 X 1,0 metro e chegando a pesar 110 kg em média, o EPS é disposto numa camada tripla em mais de 90 metros de extensão, para receber uma camada de aterro e em seguida a camada do pavimento, com cerca de 35 cm, impedindo que o solo mole aflore e venha a danificar o leito da rodovia.

Figura 9.23. Assentamento da 1ª camada de blocos[2]

[2] http://www.isoares.com.br/blocos-de-eps-sao-utilizados-na-duplicacao/

Figura 9.24Bloco de EPS envolvidos por filme de polietileno

Figura 9.25. Concreto sobre o filme PEAD e tela metálica

# 10 MONITORAMENTO E INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA EM ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

Todas as obras que evolvem a execução de aterros assentes sobre camadas de solos moles compressíveis, de modo geral, devem ser instrumentadas, seja pela sua extensão e profundidade da camada mole, seja pela baixa resistência do solo de fundação, ou pela necessidade de se acompanhar os recalques.

Os principais objetivos do monitoramento de um aterro sobre solos moles são:

- ✓ Acompanhar os recalques e verificar o tempo de permanência de uma sobrecarga temporária;
- ✓ Monitorar poropressões geradas durante a construção e a sua velocidade de dissipação;
- ✓ Acompanhar os efeitos de deslocamentos horizontais provocados por um aterro sobre solo mole;
- ✓ Monitorar a estabilidade da obra em casos críticos;
- ✓ Verificar a adequação de um método construtivo.

Para atingir estes objetivos devem-se ter algumas preocupações (Almeida, 2006):

- ✓ - Conhecer a grandeza da medida que o instrumento geotécnico de leituras fornecerá e a faixa de variação esperada;
- ✓ - A especificação técnica da instrumentação deve informar como os instrumentos serão instalados, sua locação e profundidade, a periodicidade das leituras e de que forma as medidas serão realizadas. Deve também informar os valores de alerta e as decisões associadas a estes valores;
- ✓ - Os instrumentos devem ser locados por coordenadas e altimetria. É fundamental que haja uma referência indeslocável *(Bench Mark*) nas proximidades do aterro;
- ✓ - As análises devem ser realizadas logo após as leituras para que haja tempo adequado para decisões com relação à obra – recomenda-se que os prazos máximos para a apresentação destas análises sejam também informados nas especificações.

Os instrumentos usualmente utilizados no monitoramento do comportamento de aterros sobre solos moles estão apresentados na Figura 10.1 e descritos a seguir. O critério para seleção do número mínimo de seções a instrumentar de um aterro sobre solo mole e a frequência de leituras pode ser visto no documento DNER PRO 381-1998.

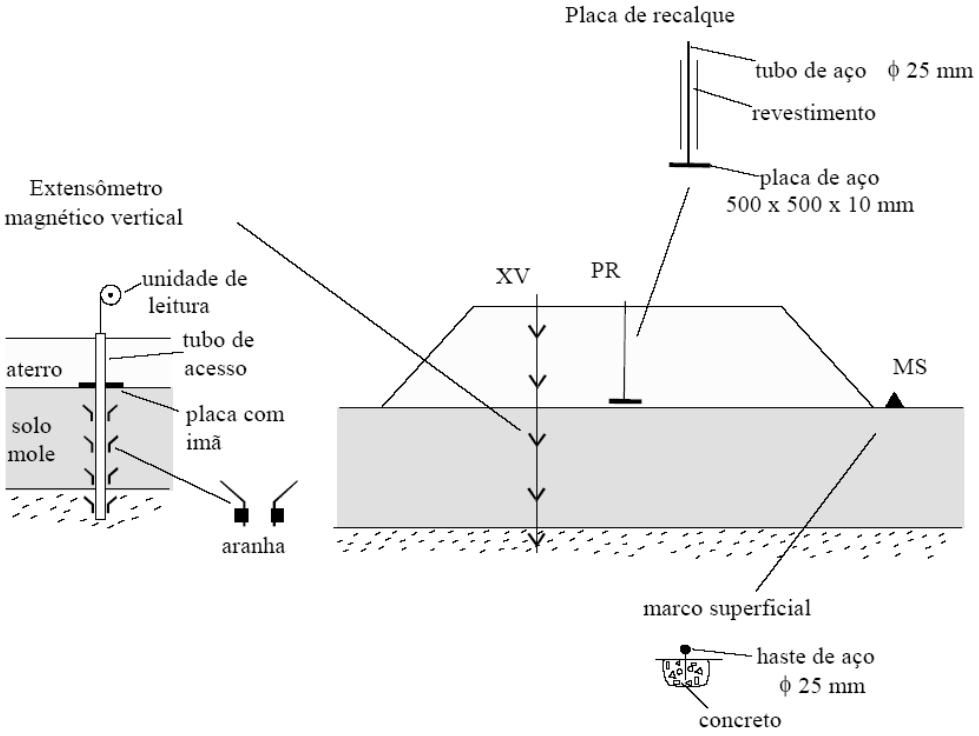



Figura 10.1. Seção instrumentada (DNER PRO 381-1998).

I. Pinos de Recalques - Pinos metálicos a serem chumbados em uma estrutura rígida permitindo observar os seus deslocamentos através de instrumentos topográficos de precisão. Os pinos devem ser lidos por nivelamento de alta precisão com acurácia de 1 µm;

II. Marcos Superficiais - Pinos metálicos instalados em terreno firme afastados da área de argila mole, conforme indicado na Figura 10.1, que servem para medir deslocamentos superficiais do aterro. Devem ser observados com acurácia melhor que 1 mm.

III. Placas de recalque: Placas de aço ou madeira com 500 mm x 500 mm com uma haste central protundente ao aterro (Figura 10.2). Esta haste é revestida com um tubo de PVC à medida que o aterro sobe e permite o nivelamento topográfico da sua extremidade superior e a obtenção dos recalques. Devem ser observadas com acurácia melhor que 0,1 mm.

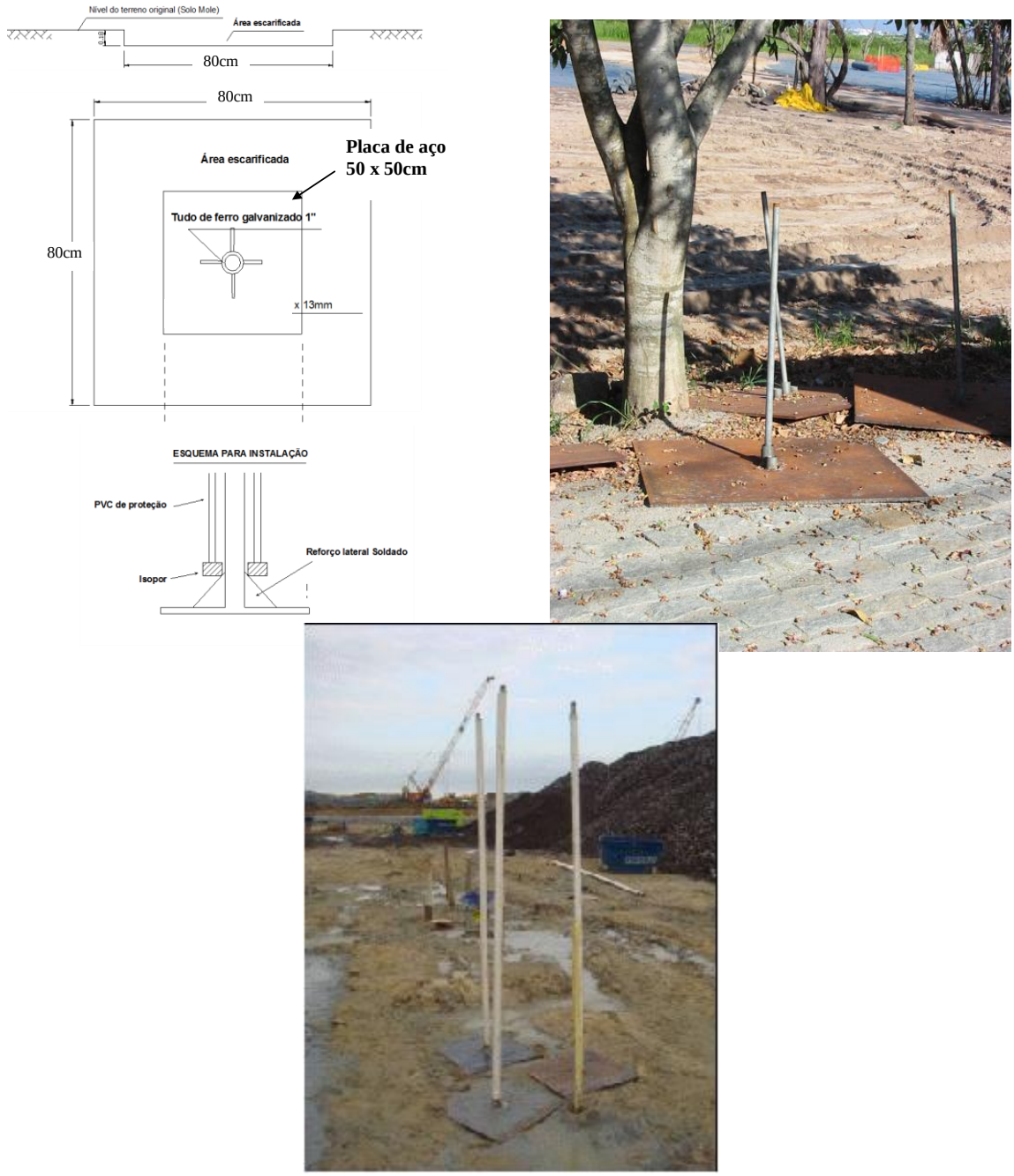



Figura 10.2. Detalhe de uma placa de recalque (Almeida, 1996).

IV. Referência de Nível Profunda (RNP): Referência de nível estável para as observações de recalque que é ancorada no terreno resistente em profundidade e fora do campo de deslocamentos provocados pela obra. É instalada em furo de sondagem de 63 mm ou 75 mm de diâmetro que

atinge camadas resistentes do terreno com SPT N > 12. Instala-se um tubo de revestimento de PVC ou ferro galvanizado com 50 mm de diâmetro. Um tubo de ferro galvanizado com 20 ou 25 mm diâmetro, que servirá de referência de nível, é instalado e tem a sua extremidade inferior injetada com calda de cimento sem pressão, ou simplesmente apoiado no fundo. Na extremidade superior deste tubo acopla-se uma semi-esfera de latão para apoiar a mira. Em torno do RNP executa-se uma proteção adequada.

V. Perfilômetro: Instrumento que permite observar recalques de um aterro de maneira contínua (Figura 10.3), obtendo-se um perfil horizontal de recalques. Antes da execução do aterro instala-se um tubo de acesso preferencialmente de ferro galvanizado com 50 mm de diâmetro. Este tubo é provido de uma corda no seu interior para puxar o sensor do instrumento.

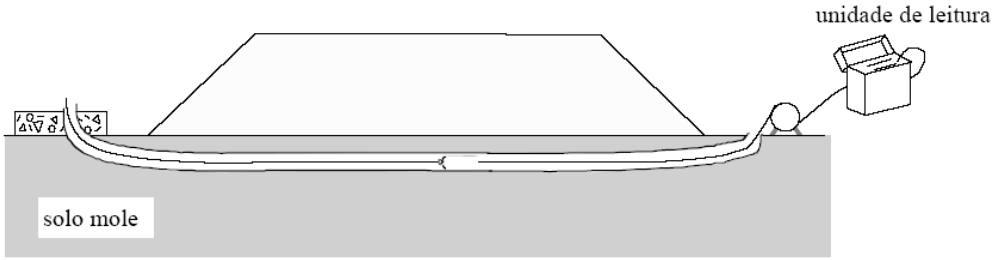



Figura 10.3. Detalhe de perfilômetro (DNER PRO 381-1998).

VI. Extensômetro magnético: Instrumento para observar deslocamentos verticais no interior do solo, constituído de um sistema de tubo de acesso em PVC 25 mm de diâmetro e um conjunto de alvos ou anéis magnéticos instalados em um furo de sondagem com diâmetro 75 ou 100 mm (Figura 10.1 e Figura 10.4). Os alvos magnéticos são denominados aranhas e são dispositivos colocados no furo mas firmemente fixados ao terreno, que se moverão com os deslocamentos do solo. As aranhas contém um imã. A posição das aranhas é detectada periodicamente por um torpedo sensor que indica a posição dos imãs em relação à extremidade superior do tubo, permitindo-se determinar recalques em profundidade.

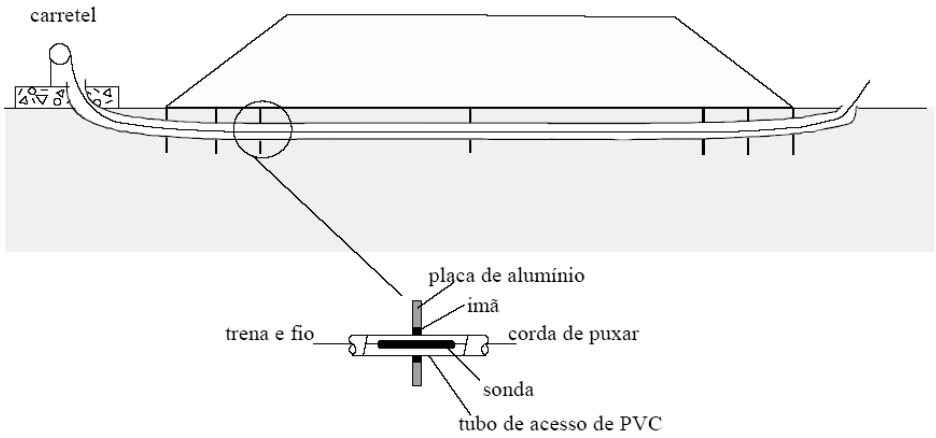



Figura 10.4. Detalhe de um extensômetro magnético vertical(DNER PRO 381-1998).

VII. Extensômetro magnético horizontal: funciona da mesma maneira que o vertical, mas o tubo de acesso é posicionado horizontalmente no terreno. Os alvos são placas contendo um imã circular.

VIII. Inclinômetros: Instrumentos para observar deslocamentos horizontais. Constam de um tubo de acesso instalado no terreno e um torpedo sensor deslizante para leituras periódicas (Figura 10.5).

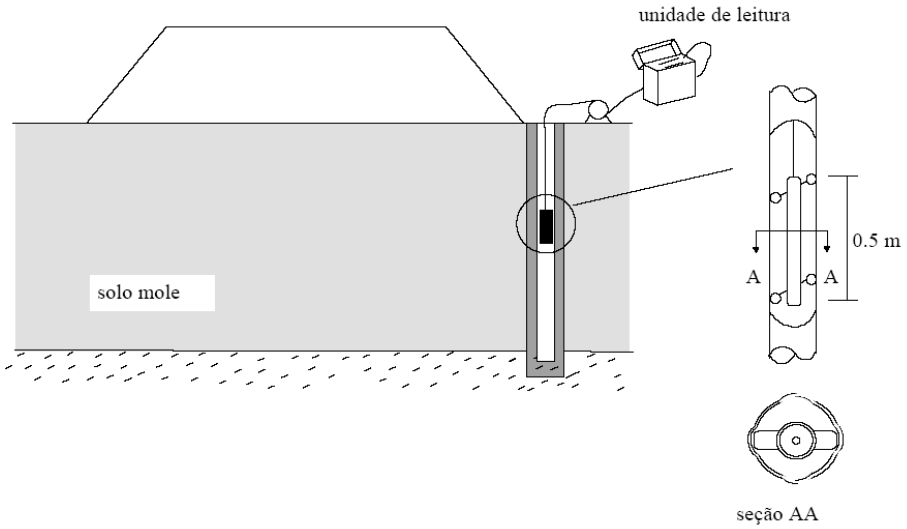



Figura 10.5.. Detalhe de um inclinômetro (DNER PRO 381-1998).

IX. Extensômetro elétrico de corda vibrante: Pequenos instrumentos usados no princípio da corda vibrante para medir deformações lineares. Devem ter comprimento, conforme indicado no projeto de 50, 100 ou 150 mm e garras adequadas para serem fixados onde se deseja a medição. Os instrumentos de leitura devem ser do tipo digital.

X. Piezômetros elétricos: Instrumentos para a medição de poropressões. Devem ser utilizados somente instrumentos elétricos de corda vibrante, que permitem resposta rápida em solos moles de baixa permeabilidade. Os piezômetros devem ser bem protegidos contra descargas elétricas. Para tal devem ter a sua carcaça aterrada e ter no seu interior um dispositivo, denominado varistor que descarrega para o aterramento tensões mais elevadas que atinjam o instrumento. Os cabos dos piezômetros devem ser protegidos individualmente e através de blindagem e devem ser aterrados. Os instrumentos de leitura devem ser do tipo digital (Figura 10.6).

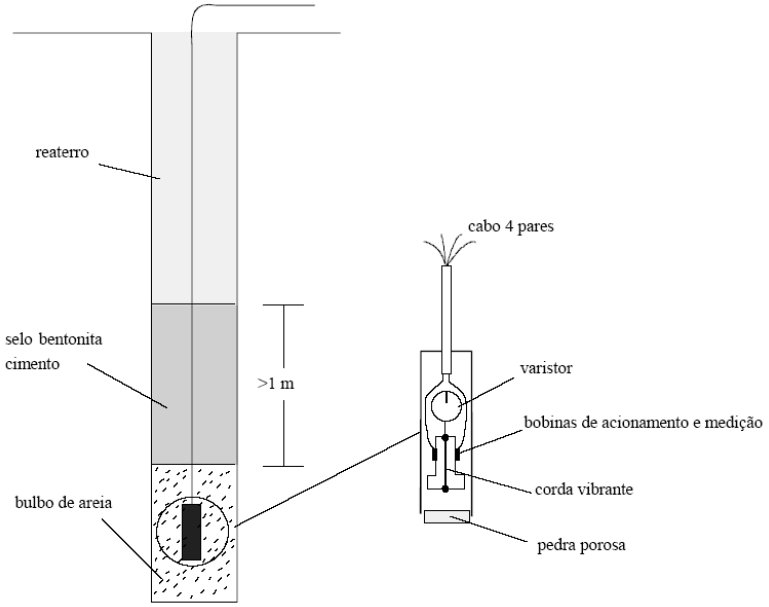
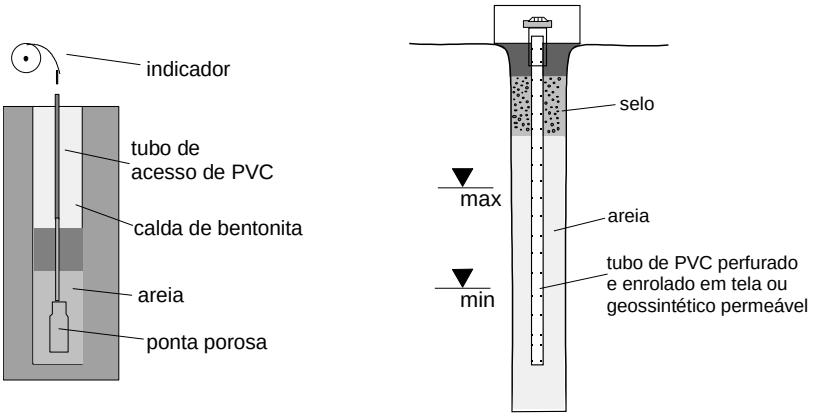



Figura 10.6. Detalhe de um piezômetro elétrico de corda vibrante (DNER PRO 381-1998).

XI. Piezômetro Casagrande (ou piezômetro de tubo aberto) e Indicador de nível d'água (Figura 10.7): Instrumentos instalados em furos de sondagem 75 ou 100 mm de diâmetro e inadequados para a observação de poropressões em solos de baixa permeabilidade, pois o seu tempo de resposta é

muito longo. São indicados, entretanto, para monitorar as poropressões no colchão drenante e no substrato drenante inferior.




(a) Piezômetro Casagrande (b) Indicador de nível d'água

Figura 10.7. Detalhe de um piezômetro Casagrandee medidor de NA

## *10.1 INTERPRETAÇÃO DE MEDIDAS DE RECALQUE*

### 10.1.1 - Método de Asaoka, (1978) modificado por Magnan e Deroy (1980)

O método de Asaoka (1978) foi desenvolvido para previsão de recalques a partir da utilização de dados de campo. Ao contrário da teoria de adensamento de Terzaghi, não há restrição quanto à possibilidade de variação dos coeficientes de compressibilidade e permeabilidade ao longo do tempo. Entretanto, o método admite que o coeficiente de adensamento permaneça constante durante o processo de adensamento (Almeida, 1996).

De acordo com Almeida (1996), Magnan e Deroy (1980), baseados na teoria de Terzaghi (1943), desenvolveram uma modificação para o método de Asaoka. Magnan e Deroy (1980) inseriram a drenagem horizontal proposta por Barron (1948) e a combinação de drenagens horizontal e vertical proposta por Carrilo (1942).

O procedimento do método de gráfico de Asaoka, modificado por Magnan e Deroy está descrito abaixo, e esquematizado na Figura 10.8 e Figura 10.9 (Almeida, 1996):

i. traçado da curva de recalque ao longo do tempo;

ii. divisão da curva em segmentos igualmente espaçados de $\Delta t$, sendo recomendado $30 \leq \Delta t \leq 90$ dias;

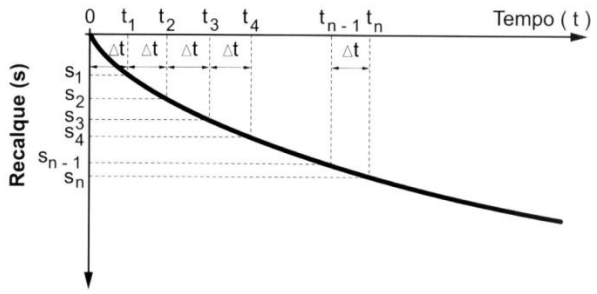



Figura 10.8. Recalque no tempo pelo método de Asaoka (1978)

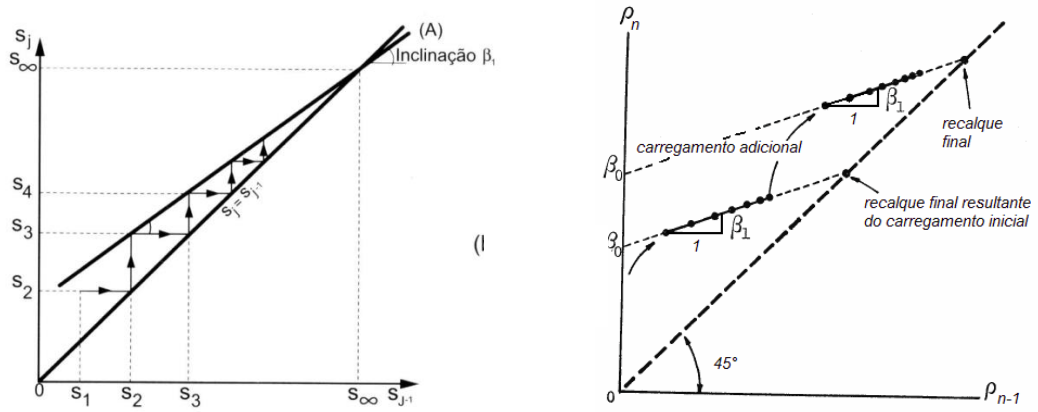
iii. Determinação dos recalques S1, S2, S3....para os respectivos t1, t2, t3.....;

iv. Construção do gráfico S1 x Si-1 a partir dos valores acima determinados (Figura 10.9);

v. Ajuste de uma reta a partir dos pontos dos gráficos;

vi. Determinação do coeficiente angular $\beta_1$ (Figura 10.9);

vii. Traçado de uma reta a 45° com ($S_1$= $S_{i-1}$) para obtenção do valor do recalque máximo, através da interseção das retas para tempo infinito $S_\infty$ (Figura 10.9);




(a) carregamento simples (b) carregamento em etapas

Figura 10.9. Construção gráfica do método de Asaoka , modificado por Magnan e Deroy (1980)

O cálculo de $c_v$ e $c_h$. é feita a partir da inclinação da reta ($\beta$) dados pelas equações apresentadas a seguir:

i) Para drenagem puramente vertical, o valor de cv é dado por:

$$c_v = \frac{-4}{\pi^2}.H_d{}^2.\frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \qquad 10.1$$

onde $H_d$ = espessura da camada; $\Delta t$ = intervelo de tempo; $\beta_1$ = inclinação da reta de Asaoka.

ii) Para drenagem puramente radial, o valor de $c_h$ é dado por:

$$c_h = \frac{-f_{(n)}}{8}.d_e^{\,2}.\frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \qquad 10.2$$

onde $H_d$ = espessura da camada; $\Delta t$ = intervelo de tempo; $\beta_1$ = inclinação da reta de Asaoka; $f_{(n)}$ = ln (n) – 0,75, onde n = razão entre o diâmetro de influência do dreno ($d_e$) e o diâmetro do dreno ($d_w$). O valor do diâmetro de influência do dreno é determinado a partir da distribuição dos drenos, sendo para disposição quadrangular $d_e$ = 1,13.s e para disposição triangular $d_e$ = 1,05.s.

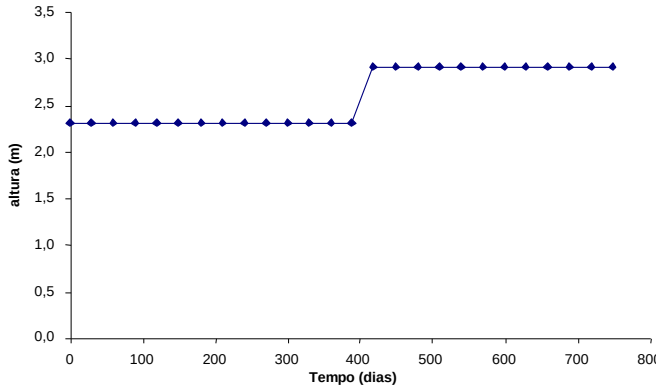
iii) Para drenagem combinada, o valor de $c_h$ é dado por:

$$c_h = \frac{d_e^{\,2}}{8}.\left[-\frac{\ln \beta_1}{\Delta_t} - \frac{\pi.c_v}{4.H_d^{\,2}}\right] \qquad 10.3$$

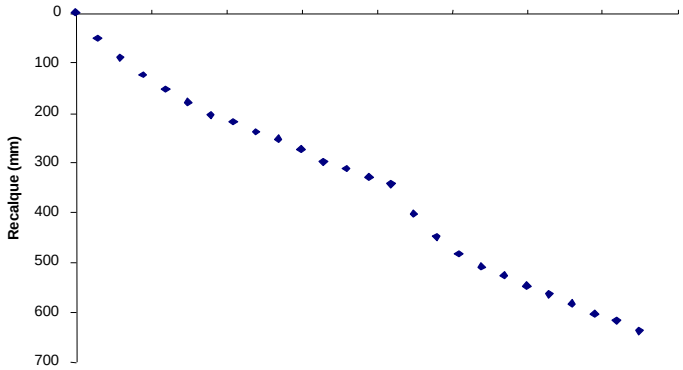
onde $H_d$ = espessura da camada; $\Delta t$ = intervalo de tempo; $\beta_1$ = inclinação da reta de Asaoka; $d_e$ = diâmetro de influência do dreno e $c_v$ = coeficiente de adensamento vertical.

A estimativa de $c_v$ tem sido passível de crítica, visto que o $c_v$ retro analisado incorpora uma parcela de recalque por compressão secundária não considerada pelo método (Domingos, 2008).

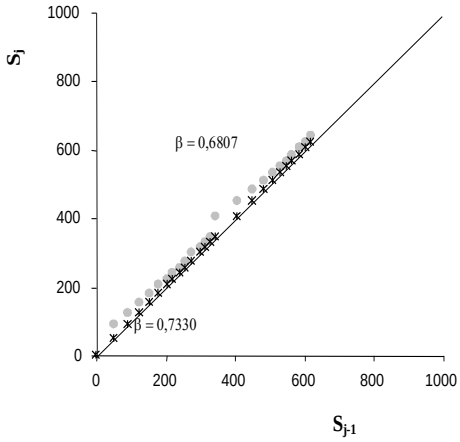
A Figura 10.10 mostra um resultado típico de monitoramento de campo em que o aterro foi construído em duas etapas e a previsão recalques pelo método de Asaoka. A diferença entre o recalque medido e o previsto por Asaoka foi inferior a 10 %.




(a)Aplicação do aterro




(b)Registro da placa de recalque




(c)Previsão do recalque total

Figura 10.10. Exemplo de aplicação do método de Asaoka – Baixada Fluminense

### 10.1.2 Método de Orleach

Assim como o método de Asaoka, o método de Orleach foi desenvolvido a partir de dados de campo, com a finalidade de obter os coeficientes de adensamento horizontal e vertical. O método baseia-se na teoria de Barron, para adensamento puramente radial ou horizontal, e na teoria de Terzaghi, para adensamento vertical (Almeida, 1996).

Apresenta-se a seguir a construção gráfica do método de Orleach (Figura 10.11), para determinação de $\alpha_1$ (Ferreira, 1991):

i. traçar o gráfico de excesso de poropressão no tempo, em escala semi-log;

ii. determinar o trecho de excesso de poropressão, em escala logarítmica, no tempo para a análise dos dados;

iii. ajustar uma reta pelos pontos do gráfico;

iv. Determinar o valor de $\alpha_1$ através da **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, ajustando uma eta a partir dos pontos experimentais;

v. Determinar $c_v$ e $c_h$.

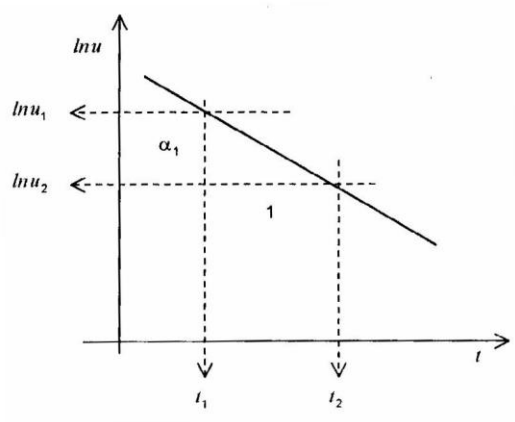



Figura 10.11. - Método de Orleach (Ferreira, 1991)

I. No caso de drenagem puramente vertical, o coeficiente de adensamento vertical pode ser estimado a partir de:

$$c_v = \frac{4.H_d^2.\alpha_1}{\pi^2} \qquad 10.4$$

onde $c_v$ = coeficiente de adensamento vertical, $H_d$ = distância máxima de drenagem e $\alpha_1$ = inclinação da reta em ln (u) x tempo calculado por:

$$\alpha_1 = \frac{\ln \frac{u_1}{u_2}}{t_2 - t_1} \qquad 10.5$$

onde $t_1$ e $t_2$ são os tempos relativos a leituras de ln $u_1$ e $u_2$.

II. No caso de adensamento puramente radial, o coeficiente de adensamento radial é definido por:

$$c_h = \left( d_e^2 . \frac{f(n)}{8} \right) . \alpha_1 \qquad 10.6$$

onde $d_e$ = diâmetro de influência do dreno; $f_{(n)}$ = ln (n) – 0,75 (onde n = razão entre o diâmetro de influência do dreno ($d_e$) e o diâmetro do dreno ($d_w$)) e $\alpha_1$ = inclinação da reta em ln (u) x tempo.

# 11 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

*Almeida, M. S. S. Aterros sobre solos moles: da concepção à avaliação do desempenho. Editora UFRJ. 215p. 1996.*

*Almeida, M. S. S. e Marques, S. M. Aterros sobre solos moles. Editora Oficina de Textos. 2010.*

*Almeida, M. S. S., Marques, M. E. S., Lacerda, W. A., Futai, M. M. (2005) Investigações de Campo e de Laboratório na Argila de Sarapuí, Revista Solos e Rochas, Vol. 28, Nº 1, pp. 3-20.*

*Andrade, M. E. S. Contribuição ao Estudo das Argilas Moles da Cidade de Santos. 2009. 413 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, 2009.*

*Aragão, C. J. G. Propriedades geotécnicas de alguns depósitos de argilas moles na área do Grande Rio, Dissertação de Mestrado, DEC, PUC-Rio. 1975.*

*Bastos, C. Notas de aula de Compressibilidade dos Solos. URG. 2008*

*Bjerrum L. Problems of Soil Mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils, Proc 8th ICSMFE Int Conf on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, vol 3, pp 111-159. 1973*

*Budhu, M. Soil Mechanics and Foundation, John Wiley & Sons, Inc. 2000*

*Caputo, H P Mecânica dos Solos e suas Aplicações – volumes 1 e 2 – Livros Técnicos e Científicos Editora;*

*Carneiro, R.F; Gerscovich, DMS; Danziger, B.R e Feijo, R. (2012) Retro-análise da curva recalque vs tempo utilizando as teorias de Terzaghi e de Taylor e Merchant , Cobramseg 2012 CD Rom, 8 pags*

*Casagrande, A. The Determination of the Pre-Consolidation Load and Its Practical Significance. Proc. 1st. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. (Cambridge, Mass.), p.60, 1936.*

*Christe, I.F. (1965) A re-appraisal of Merchant's contribution to the theory of consolidation, Géotechnique, pp. 309-320.*

*Coutinho, Oliveira, J.T; Oliveira, A.T Caracteristicas Geotécnicas das Argilas Mole de Recife. Encontro de Propriedades de Argilas Moles Brasileira, Marco, COPPE/UFRJ. 2001*

*Craig, R. F Soil Mechanics, Van Nostrand Reinhold. 1974.*

*Crawford, C B Interpretation of Consolidadtion Test – Journal Soil Mechanics and Foundation Engineering , ASCE, vol 90, n. SMS, pp 93-108.1964*

*Das, B. M. Advanced soil mechanics. Taylor & Francis, 1983.*

*DNER PRO 381-1998. Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias. DNER. 1998.*

*DNER/IPR (1980) Relatório sobre a pesquisa de aterro sobre solos compressíveis – 2ª Fase – Aterro II sobre diversos tipos de elementos drenantes verticais, DNER, Rio de Janeiro, Brasil, 104 p.*

*Domingos, G. S Efeito tridimensional e de fluência nos recalques de fundações em argila: o método de Skempton e Bjerrum revisitado. MSc, Coppe/UFRJ. 2008*

*Feijo, R. L., Martins, I. S. M. , "Relação entre Compressão Secundária, OCR e K0", COPPEGEO 93 – Simpósio Geotécnico em Comemoração aos 30 Anos da COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, pp. 27-40.1993*

*Gerscovich, D.M.S.. Compressibilidade e Adensamento dos Solos – Notas de Aula. UERJ. 2010.*

*Domingos, G S. O Efeito Tridimensional e de Fluência nos Recalques de Fundações em Argila: O Método de Skempton e Bjerrum Revisitado [Rio de Janeiro] 2008.XXII, 152 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ)*

*Hamilton, J J e Crawford, C B Improved Determination of Preconsolidation Pressure of a Sensitive Clay – ASTM – STP 54 – Symposium on Time Rates of Loading in Soil Testing, American Society for Testing and Meterials pp 254-271.1959*

*Head, K.H. Manual of soil laboratory testing. Chichester: John Wiley & Sons Ltd, v.3. 428p, 1998.*

*Kavazanjian, E., Mitchell, J. K. (1984) Time Dependence of Lateral Earth Pressure, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division - ASCE, Vol. 110, SM4, pp. 530-533.*

*Lacerda, W., Martins, I. S. M. Discussion of Time Dependence of Lateral Earth Pressure, Journal of Geotechnical Engineering - ASCE, Vol. 111, Nº10, pp. 1242-1244. 1985*

*Ladd, C.C. Settlement Analysis for Cohesive Soils, MIT Research Report R71-2, Soils Publication 272, 1971.*

*Ladd, C.C.; Foott, R.; Ishihara, K.; Schlosser, F.; Poulos, H.G. Stress-deformation and strength characteristics. International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 11., Tokio, 1977. Anais. s.L.: s.n. v.2, p.421-494, 1977.*

*Lambe, T. W. Soil Testing for Engineering. Ed. John Wiley & Sons, New York, 1954.*

*Lambe, T. W.; Whitman, R. V. Soil Mechanics. Ed. John Wiley & Sons, New York, 1969.*

*Leroueil, S., kabbaj, M., Tavenas, F., Bouchard, R. "Stress-strain-Strain Rate Relation for the Compressibility of Sensitive Natural Clays",Géotechnique, Vol. 35, Nº 2, pp. 159-180. 1985*

*Lunne, T., Berre, T. e Strandvik, S. Sample sisturbance effects in soft low plastic Norwegian clay. Recent Developments in Soil and pavement Mechanics, ed. Almeida . Balkema . 1997*

*Martins, I. S. M e Abreu, R. R. S. Uma Solução Aproximada para o Adensamento Unidimensional com Grandes Deformações e Submersão de Aterros. Revista Solos e Rochas, Vol. 25 (1), pp. 3-14, 2002.*

*Martins, I.S.M. Adensamento dos Solos – Notas de Aula. UFRJ-COPPE. 2000.*

*Martins, I.S.M. O Adensamento Secundário – Palestra no Clube de Engenharia em 2008.*

*Mayne, P. W., Kulhawy, F. H. (1982) K0-OCR Relationships in Soil, Journal of Geotechnical Engineering - ASCE, Vol. 118, Nº GT6, pp. 851-872.*

*Mayne, P.W., Kulhawy, F.H. Direct and indirect determinations of in situ K0 in clays. Transportation Research Record 1278, pp. 141-149, 1990.*

*Mitchell, J.K. Fundamentals of Soil Behavior. ed. John Wiley & Sons, New York, 1976.*

*Ortigão, J. A. R. Aterro experimental levado à ruptura sobre argila cinza do Rio de Janeiro, 715 p. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 715p 1980.*

*Ortigão, J. A. R. Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda. 374p, 1993.*

*Passos, S S Projeto e Avaliação do Desempenho de um Aterro sobre Argila Muito . Projeto de graduação. UERJ. 2012*

*Poulos, H.G., Davis, E.H. (1974) Distributed Loads on the Surface of a Semi-Infinite Mass, Soils and Rock Mechanics, pp. 36*

*Quaresma, A.R.; Décourt, L.; Quaresma Filho, A.R.; Almeida, M.S.S.; Danziger, F. Fundações – Teoria e Prática: Investigações Geotécnicas, São Paulo – Pini-ABMS/ABEF. pp. 119-162. 1988.*

*Ribeiro, L. F. M. Ensaios de laboratório para determinação das características geotécnicas da argila mole de Sergipe. 201f. Dissertação de Mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1992.*

*Sandroni, S. S. Sobre a prática brasileira de projetos geotécnicos de aterros rodoviários em terrenos com solos muito moles. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba, em CD. 2006.*

*Sandroni, S. S. Recalques em Solos Extremamente Moles Costeiros Brasileiros. Simposio de Solos Moles COPPE. 2001.*

*Sayão, A.S. F. J. Ensaios de laboratório na argila mole da escavação experimental de Sarapuí. 201f. Dissertação de mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1980.*

*Schnaid, F. Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. São Paulo: Oficina de Textos, 189 p. 2000.*

*Skempton, A. W., Bjerrum, L. A Contribuition to the Settlement Analysis of Foundations on Clay", Géotechnique, Vol. 7, Nº 4, pp. 168-178. 1957*

*Skempton, A.W. The pore pressure coefficients A e B. Geotechnique, vol.4, pp.143-147, 1954.*

*Souza Pinto, C. Curso Básico de Mecânica dos Solos. Ed. Oficina, São Paulo, 2000.*

*Spanneberg, M. G. Caracterização e comportamento de um depósito de argila mole da baixada fluminense. Dissertação de Mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, em andamento, 2003.*

*Taylor, D. Fundamentals of Soil Mechanics, John Wiley & Sons, New York, NY, USA, 1948.*

*Taylor, D. W., Merchant, W. (1940) A Theory of Clay Consolidation Accounting for Secundary Compression, Journal of Mathematics and Physics, Vol. 19, Nº 3, pp. 166-185.*

*Terzaghi, K. & Peck, R.B. Soil Mechanics in Engineering Practice, McGraw Hill, New York, NY, USA, 1948.*

*Terzaghi, K., Frölich, O. K. (1936) Theorie der Setzung von Tonschichten, F. Deutiche, Viena, Austria.*

*Vargas, M. Introdução à Mecânica dos Solos, MacGraw Hill 1977.*

*Veloso, D. A., e Lopes, F. R. Fundações, Volume 1 : critérios de projeto – investigações do subsolo – fundações superficiais . 1º ed., São Paulo, Oficina de Textos. 2004*

*Vissa, E Z; Cristian, J T, Davis, E H e Heiberg, S Consolidation at Constant Rate of Strain, Journal Soil Mechanics and Foundation Engineering , ASCE, vol 97, n. SM10, pp 1393-1413.1971*

# ANEXOS

## *VARIAÇÃO DE POROPRESSÃO PARA A CONDIÇÃO DE FLUXO E DEFORMAÇÃO 1D*

Pela Teoria da Elasticidade, as deformações ($\varepsilon$) na direções x, y e z são definidas pelas expressões abaixo, onde E é o Módulo de Elasticidade e $\nu$ o Coeficiente de Poisson,

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E}\left[\Delta\sigma_x - \nu(\Delta\sigma_y + \Delta\sigma_z)\right]$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E}\left[\Delta\sigma_y - \nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_z)\right]$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E}\left[\Delta\sigma_z - \nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)\right]$$

Sendo a deformação volumétrica a soma das deformações nas três direções:

$$\varepsilon_{vol} = \frac{\Delta V}{V} = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$$

isto é,

$$\varepsilon_{vol} = \frac{1}{E}\left[(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y + \Delta\sigma_z) - 2\nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y + \Delta\sigma_z)\right]$$

$$\varepsilon_{vol} = \frac{(1-2\nu)}{E}\left[\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y + \Delta\sigma_z\right]$$

No caso do processo de adensamento unidimensional, as deformações no plano horizontal (direções x e y) são iguais e nulas. Considerando a igualdade das deformações, verifica-se que os acréscimos de tensão nas direções x e y são idênticos:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y \therefore \frac{1}{E}\left[\Delta\sigma_x - \nu(\Delta\sigma_y + \Delta\sigma_z)\right] = \frac{1}{E}\left[\Delta\sigma_y - \nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_z)\right]$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_x - \nu\Delta\sigma_y = \Delta\sigma_y - \nu\Delta\sigma_x$$

$$\Rightarrow (1+\nu)\Delta\sigma_x = (1+\nu)\Delta\sigma_y \therefore \Delta\sigma_x = \Delta\sigma_y = \Delta\sigma$$

e, como as deformações são nulas, determina-se a relação entre o acréscimo de tensão vertical ($\Delta\sigma_z$) e os demais ($\Delta\sigma_x$ e $\Delta\sigma_y$):

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$$

$$\Rightarrow \varepsilon_x = \frac{1}{E}\left[\Delta\sigma_x - \nu(\Delta\sigma_y + \Delta\sigma_z)\right] = 0 \therefore \Delta\sigma - \nu(\Delta\sigma + \Delta\sigma_z) = 0$$

$$\Rightarrow \varepsilon_y = \frac{1}{E}\left[\Delta\sigma_y - \nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_z)\right] = 0 \therefore \Delta\sigma - \nu(\Delta\sigma + \Delta\sigma_z) = 0$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_z = \frac{(1-\nu)}{\nu}\Delta\sigma$$

O acréscimo de poropressão imediatamente após a aplicação do carregamento, ocorre na fase não-drenada, quando não houve nenhuma variação de volume do solo. Neste caso, o Coeficiente de Poison é 0,5, conforme demonstrado abaixo:

$$\varepsilon_{vol} = 0$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{vol} = \frac{1}{E}\left[(2\Delta\sigma + \Delta\sigma_z) - 2\nu(2\Delta\sigma + \Delta\sigma_z)\right] = 0 =$$

$$\Rightarrow [2 + \frac{(1-\nu)}{\nu}]\Delta\sigma = 2\nu[2 + \frac{(1-\nu)}{\nu}]\Delta\sigma$$

$$\Rightarrow 1 = 2\nu \therefore \nu = 0{,}5$$

Sendo assim, verifica-se que para a condição de adensamento unidimensional os acréscimos de tensão total são iguais em todas as direções ($\Delta\sigma_x = \Delta\sigma_y = \Delta\sigma_z = \Delta\sigma$) e iguais à carga aplicada.

A magnitude da variação de poropressão, segundo a equação de Skempton, fica então reduzida a:

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

Como no caso de solos saturados B=1, tem-se que a variação da poropressão devido a um carregamento infinito, uniformemente distribuído na superfície de um solo saturado ($\Delta\sigma$), é, no instante inicial, idêntico à magnitude da carga aplicada.