

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Esse capítulo tratará de uma breve revisão bibliográfica, serão abordados os detalhes teóricos referentes a Teoria do Adensamento de Terzaghi, além de uma abordagem sobre as técnicas construtivas sobre solos moles.

### 2.1. Teoria do Adensamento de Terzaghi

A aplicação de tensões no solo causa deformações que seguem relações mecânicas próprias, funções das propriedades do material. O solo é constituído por grãos sólidos e vazios preenchidos por ar, por líquido ou pela combinação de ambos. Quando o solo é solicitado por uma pressão, o volume tende a reduzir, devido a três possíveis fatores: a compressão dos grãos, a compressão do ar e do líquido presente nos vazios, a saída de ar e líquido dos vazios.

Os procedimentos para análise do comportamento de uma camada de solo compressível, para as condições de deformação unidimensional e fluxo vertical, foram inicialmente apresentados por Terzaghi (1925) e Terzaghi e Frolich (1936), nos anos de 1925 – 1935, tornando-se uma das teorias mais utilizadas na prática da engenharia geotécnica.

#### 2.1.1. Hipóteses Simplificadoras

A teoria do adensamento unidimensional descreve o processo gradual que envolve, simultaneamente, um lento processo de drenagem da água dos vazios de um solo, tendo como consequência, um aumento gradual da tensão efetiva no esqueleto sólido e a ocorrência de uma gradual compressão do solo. Terzaghi, apresentou algumas hipóteses simplificadoras à serem consideradas para a dedução da teoria, que são:

- a) Solo homogêneo;

- b) Solo saturado;
- c) Compressibilidade dos grãos sólidos e da água são desprezíveis em relação à compressibilidade do solo;
- d) As deformações do solo são consideradas infinitesimais em relação a espessura da camada compressível, de forma que esta é considerada constante.
- e) A compressão é unidimensional;
- f) O fluxo de água é unidirecional;
- g) Fluxo governado pela lei de Darcy;
- h) Alguns parâmetros físicos, que na realidade variam durante o processo, são admitidos constantes, como o coeficiente de permeabilidade ( $k_v$ ) e o coeficiente de compressibilidade ( $a_v$ );
- i) Há uma única relação linear, independente do tempo, entre o índice de vazios e a tensão vertical efetiva, durante o processo de adensamento;
- j) Domínio dos pequenos deslocamentos e pequenas deformações.

As hipóteses mais questionáveis dizem respeito às hipóteses (d), (h), (i) e (j). Em solos reais, a medida que o solo adensa, o coeficiente de permeabilidade e o coeficiente de compressibilidade variam. O comportamento dos solos (reais) não é elástico linear, a variação do índice de vazios com as tensões efetivas é não-linear, e varia com o logaritmo das tensões efetivas, na condição normalmente adensada. Para o uso de uma correlação mais adequada, a não-linearidade da curva tensão *versus* deformação pode ser tratada em análises numéricas, fato que torna, a solução matemática muito mais complexa.

### **2.1.2. Equação do Adensamento**

Baseado nas hipóteses simplificadoras, a equação fundamental do adensamento desenvolvida por Terzaghi e Frolich (1936), permite calcular a distribuição do excesso de poropressão em um ponto dentro da massa de solo, em qualquer instante, sujeito a um processo de adensamento unidimensional, apresentada como:

$$\frac{\partial u_e}{\partial t} = \frac{k_v \cdot (1 + e)}{a_v \cdot \gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} \quad \text{Equação 2.1}$$

Onde:

$u_e$  – excesso de poropressão no tempo  $t$ ;

$t$  – tempo;

$k_v$  – coeficiente de permeabilidade vertical;

$e$  – índice de vazios;

$a_v$  – coeficiente de compressibilidade;

$\gamma_w$  – peso específico da água;

$z$  – distância vertical entre um ponto e a superfície de aplicação do carregamento.

O termo do segundo membro da Equação 2.1 interfere diretamente no tempo para que ocorra o processo de transferência de tensões entre a água (poropressão) e o esqueleto sólido (tensão efetiva), e reflete as características do solo (permeabilidade e compressibilidade). A adoção de um coeficiente como uma constante do solo, constitui a hipótese (h). Portanto, tem-se:

$$c_v = \frac{k_v \cdot (1 + e)}{a_v \cdot \gamma_w} = \frac{k_v}{m_v \cdot \gamma_w} \quad \text{Equação 2.2}$$

Onde:

$m_v$  – coeficiente de variação volumétrica;

O coeficiente de compressibilidade ( $a_v$ ) e o coeficiente de variação volumétrica ( $m_v$ ) são definidos como:

$$a_v = - \frac{\Delta e}{\Delta \sigma_v'} \quad \text{Equação 2.3}$$

$$m_v = - \frac{a_v}{1 + e} \quad \text{Equação 2.4}$$

Onde:

$\Delta e$  – variação do índice de vazios;

$\Delta \sigma_v'$  – variação da tensão vertical efetiva.

Portanto, a equação básica da teoria do adensamento de Terzaghi é dada pela seguinte expressão:

$$\frac{\partial u_e}{\partial t} = c_v \cdot \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} \quad \text{Equação 2.5}$$

A solução da equação 2.5 é obtida impondo as condições de contorno para o caso do adensamento unidimensional:

$$z = 0, u = 0$$

$$z = 2H_d, u = 0$$

$$t = 0, u = u_0$$

Que indicam a drenagem completa nas duas extremidades da amostra e o excesso de poropressão inicial,  $u_0$ , constante ao longo de toda a altura, é igual ao incremento da pressão ( $\Delta p = p_2 - p_1$ ). A solução analítica da equação básica é dada por (Taylor, 1948):

$$u_e = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2u_0}{M} \left( \text{sen} \frac{M \cdot z}{H_d} \right) e^{-M^2 \cdot T_v} \quad \text{Equação 2.6}$$

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H_d^2} \quad \text{Equação 2.7}$$

Onde:

$T_v$  – fator tempo;

$m$  – um inteiro;

$$M = \frac{\pi}{2} (2m + 1);$$

$u_0$  – excesso de poropressão inicial;

$H_d$  – distância de drenagem, igual à espessura real da camada dividida pelo número de faces de drenagem (2 para topo e base; 1 para topo ou base);

$t$  – tempo;

$c_v$  – coeficiente de adensamento vertical.

O progresso do processo de adensamento em um ponto pode ser expresso pela porcentagem de adensamento ( $U_z$ ). Definida como a relação entre a deformação ( $\varepsilon$ ) ocorrida em um elemento em uma certa profundidade  $z$ , em um determinado tempo  $t$ , e a deformação desse elemento quando todo o processo de adensamento ocorrer ( $\varepsilon_f$ ):

$$U_z = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_f} \quad \text{Equação 2.8}$$

Essa relação também pode ser expressa em função dos seguintes índices:

$$U_z = \frac{e_1 - e}{e_1 - e_2} = \frac{\sigma' - \sigma'_{11}}{\sigma'_{12} - \sigma'_{11}} = 1 - \frac{u_e}{u_0} \quad \text{Equação 2.9}$$

Onde:

$u_e$  – excesso de poropressão no tempo  $t$ ;

$u_0$  - excesso de poropressão inicial.

As equações (2.6) e (2.9) podem ser combinadas para se obter o grau de adensamento a qualquer profundidade  $z$ , de modo a fornecer a solução na forma gráfica, isócronas. Estas marcam o crescimento da tensão efetiva com a diminuição da poropressão, conforme ilustra a Figura 2.1, onde  $U_z$  é definido por:

$$U_z = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} \left( \text{sen} \frac{M \cdot z}{H_d} \right) e^{-M^2 \cdot T_v} \quad \text{Equação 2.10}$$

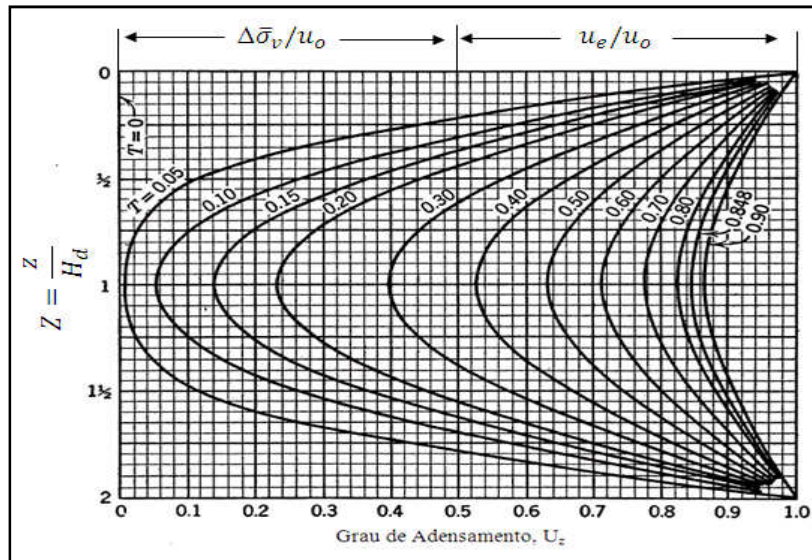


Figura 2.1 – Porcentagem de adensamento  $U_z$  da camada de solo saturado em função da profundidade normalizada  $Z$  e do fator tempo  $T_v$  para excesso uniforme de poropressão inicial,  $u_0$  (Fonte: Lambe e Whitman, 1969)

Na prática da engenharia geotécnica, é mais conveniente determinar a porcentagem média de adensamento,  $U$ , de toda a espessura da camada de solo compressível, para certo valor do fator tempo,  $T_v$ .

$$U = \frac{u_0 - \bar{u}_e}{u_0} = 1 - \frac{\bar{u}_e}{u_0} \quad \text{Equação 2.11}$$

Onde:

$\bar{u}_e$  - é o excesso de poropressão média na camada para certo valor de  $T_v$ ;

A substituição da expressão para o excesso de poropressão  $u_e$ , dada na equação (2.6), na equação (2.11), fornece a equação para o grau de adensamento médio,  $U$ :

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 \cdot T_v} \quad \text{Equação 2.12}$$

$U$  também é denominado de porcentagem de recalque, pois pode ser relacionado ao recalque total, ou seja, indica a relação entre o recalque sofrido

pela camada até o instante “t” considerado e o recalque total provocado pelo carregamento.

$$U = \frac{\text{recalque em um instante } t}{\text{recalque ao final do adensamento}} \quad \text{Equação 2.13}$$

Como é indicado na Figura 2.2(a), U pode ser interpretado como uma área no diagrama  $U_z - Z$ . A expressão 2.12 é representada graficamente na Figura 2.2 (b), para o caso em que  $u_0$  é o mesmo para toda a profundidade da camada de adensamento.

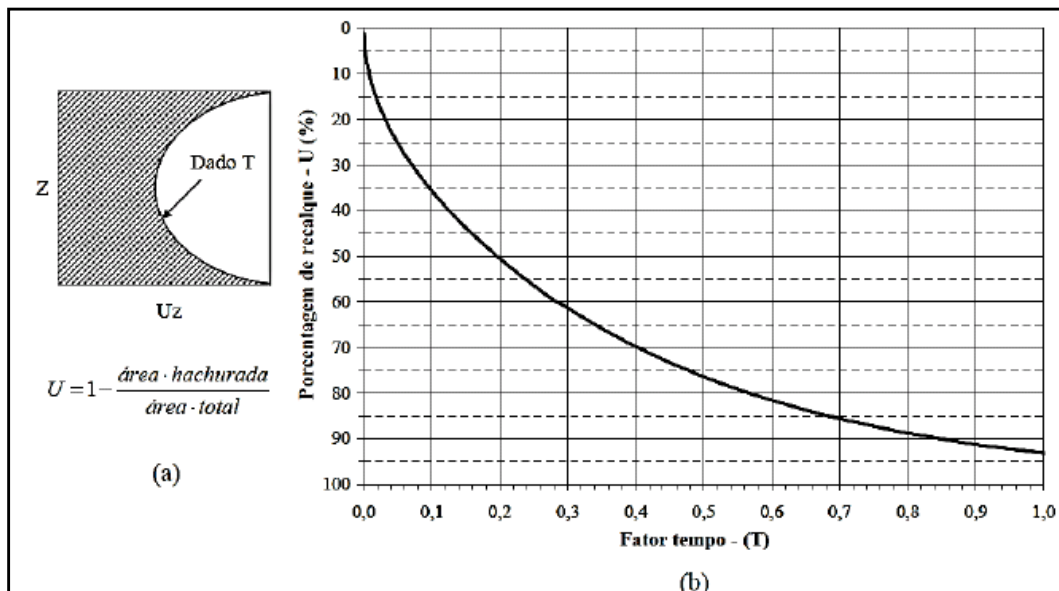


Figura 2.2 – Grau de adensamento médio de uma camada de solo saturado: (a) incremento da poropressão inicial uniforme; (b) U versus T (Fonte: Lambe e Whitman, 1969)

Observa-se que o grau de adensamento médio, U, diminui rapidamente no início, mas a velocidade de adensamento diminui e U se aproxima assintoticamente a 1, onde teoricamente o adensamento primário se prolonga infinitamente no tempo ( $t \rightarrow \infty$ ). A equação (2.12) pode ser expressa, segundo (Taylor, 1948), com bastante aproximação pelas relações empíricas:

$$T_v = \frac{\pi}{4} (U)^2 \text{ para } U \leq 60\% \quad \text{Equação 2.14}$$

$$T_v = -0,9332 \cdot \log(1 - U) - 0,0851 \text{ para } U > 60\% \quad \text{Equação 2.15}$$

A Tabela 2.1 fornece a variação de U (%) com Tv com base nas equações (2.10) e (2.14 – 2.15).

Tabela 2.1 – Avaliação da Porcentagem média de adensamento U

Tv	U (%) – Eq. 2.10	U(%) – Eq. 2.14 e 2.15
0,001	3,57	3,57
0,010	11,28	11,28
0,020	15,96	15,96
0,030	19,54	19,54
0,040	22,57	22,57
0,050	25,23	25,23
0,060	27,64	27,64
0,070	29,85	29,85
0,080	31,92	31,92
0,090	33,85	33,85
0,100	35,68	35,68
0,200	50,41	50,46
0,300	61,32	61,33
0,400	69,79	69,79
0,500	76,40	76,40
0,600	81,56	81,56
0,700	85,59	85,59
0,800	88,74	88,74
0,900	91,20	91,20
1,000	93,13	93,13



### **2.1.3. Ensaio de Adensamento Edométrico**

O ensaio de adensamento edométrico, ou ensaio de adensamento unidimensional com carregamento incremental, tradicionalmente conhecido por SIC (“Standard Incremental Consolidation”), foi proposto por Terzaghi na década de 20, com a finalidade de reproduzir em laboratório as condições da teoria do adensamento unidimensional. De modo a prever não somente a grandeza e a velocidade das deformações que ocorrem em obras sobre depósitos de solos moles, como também a velocidade de dissipação da poropressão através de parâmetros obtidos no ensaio.

De um modo geral, o ensaio de adensamento unidimensional consiste na aplicação de incrementos de carga em um corpo de prova cilíndrico, cuja amostra é confinada por um anel de aço, limitando qualquer deformação lateral. No topo e na base são colocadas pedras porosas, permitindo a drenagem em ambas às extremidades. Com o auxílio de um extensômetro são registradas as deformações verticais em diversos intervalos de tempo e para cada estágio de carga.

Os resultados do ensaio, normalmente, são apresentados em um gráfico em que nas ordenadas é representada a variação do índice de vazios final de cada estágio, representando a redução da altura da amostra, e nas abscissas, em escala logarítmica, as tensões aplicadas.

#### **2.1.3.1. Determinação dos Parâmetros de Adensamento em Laboratório**

A partir do ensaio edométrico, são obtidos os parâmetros de adensamento para a estimativa dos recalques (parâmetros de compressibilidade) e de velocidade de recalque. Esses parâmetros são: o índice de compressão ( $C_c$ ), o índice de recompressão ( $C_r$ ), o coeficiente de compressão secundária ( $C_{\alpha}$ ), o coeficiente de adensamento ( $c_v$ ), o coeficiente de permeabilidade ( $k_v$ ), o coeficiente de compressibilidade ( $a_v$ ) e o coeficiente de variação volumétrica ( $m_v$ ). A seguir descrevem-se os procedimentos para a obtenção de alguns deles.

### **2.1.3.1.1. Coeficiente de Adensamento ( $c_v$ )**

O valor do coeficiente de adensamento está relacionado à permeabilidade do solo e, portanto, ao tempo de recalque. Quando, em cada estágio de carregamento, registram-se as deformações do corpo de prova, ao longo do tempo, busca-se determinar, por meio de analogia com as curvas teóricas  $U = f(T_v)$ , apresentadas na Figura 2.2, o coeficiente de adensamento,  $c_v$ .

Dois métodos normalmente utilizados na prática para a determinação de  $c_v$  através do ensaio de adensamento são:

- Método do Logaritmo do Tempo, Casagrande;
- Método da Raiz Quadrada do Tempo, Taylor.

#### **2.1.3.1.1.1. Método de Casagrande (1936)**

O método do logaritmo do tempo, proposto por Casagrande, determina que altura do corpo de prova seja plotada em função do tempo de carregamento, em escala logarítmica.

De acordo com a Figura 2.3, a primeira parte da curva é aproximadamente uma parábola, então, a correção do trecho inicial é realizada com o ponto  $h_0$ , que pode ser localizado com base no seguinte procedimento:

- no trecho inicial da curva experimental, marcam-se os tempos  $t_1$  e  $t_2$ , separados numa razão  $t_2/t_1 = 4$ ; a distância vertical medida entre esses dois instantes ( $\Delta h$ ) é somada à leitura correspondente ao ponto ( $t_1$ ), determinando-se o valor de  $h_0$ .

Então é determinada a altura correspondente ao final do adensamento primário ( $h_{100}$ ), definido pela interseção do trecho intermediário da curva de adensamento e a tangente ao seu trecho final.

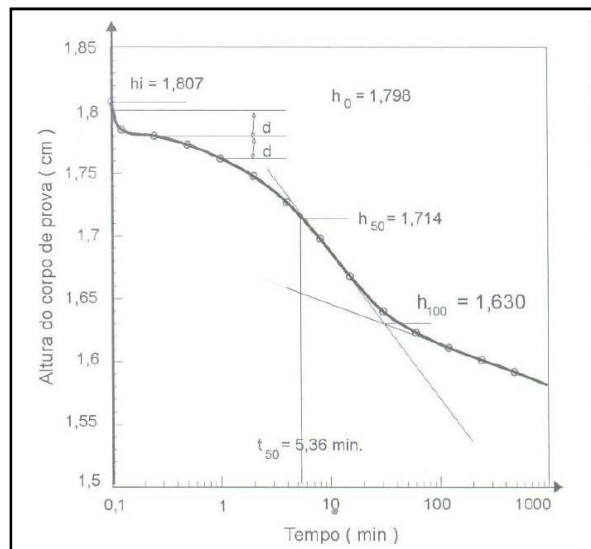


Figura 2.3 –Determinação do coeficiente de adensamento através do Método de Casagrande (Fonte: Casagrande 1936, *apud* Netto,2006)

Conhecendo-se  $h_{100}$ , determina-se a altura associada a 50% de adensamento e, conseqüentemente, o tempo associado a essa porcentagem de adensamento ( $t_{50}$ ). O coeficiente de adensamento é calculado como:

$$c_v = \frac{Tv (U=50\%) \cdot H_d^2}{t_{50}} \quad \text{Equação 2.16}$$

$$c_v = \frac{0,197 \cdot H_d^2}{t_{50}} \quad \text{Equação 2.17}$$

#### 2.1.3.1.1.2. Método de Taylor (1948)

**O método de Taylor baseia-se em uma curva cuja a altura do corpo de prova seja plotada em função da raiz quadrada do tempo de carregamento.**

O método sugere uma correção do trecho inicial através da linearização da curva nos instantes iniciais (de  $h_i$  para  $h_0$ ). A curvatura inicial é atribuída a eventual existência de ar na montagem do ensaio e as deformações medidas são relacionadas aos ajustes do equipamento. A partir de  $h_0$ , início do adensamento primário, traça-se uma reta auxiliar, com todas as abscissas 1,15 vezes maiores que as correspondentes à primeira reta (Figura 2.4).

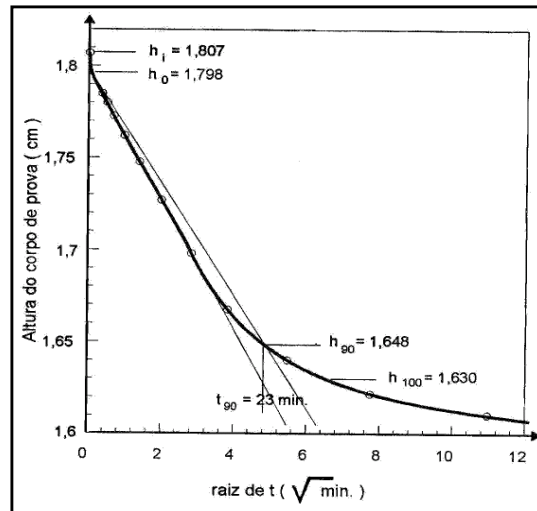


Figura 2.4 – Determinação do coeficiente de adensamento através do Método de Taylor (1948).

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% ( $\sqrt{t_{90}}$ ). O coeficiente de adensamento é calculado como:

$$C_v = \frac{Tv_{(U=90\%)} \cdot H_d^2}{t_{90}} \quad \text{Equação 2.18}$$

$$C_v = \frac{0,848 \cdot H_d^2}{t_{90}} \quad \text{Equação 2.19}$$

### 2.1.3.1.2. Parâmetros de Compressibilidade

Os resultados típicos de um ensaio de adensamento unidimensional, com o índice de vazios ( $e$ ) nas abscissas *versus* a tensão vertical efetiva ( $\sigma_v'$ ) como ordenada, são mostrados na Figura 2.5. A partir dessa curva, obtêm-se os coeficientes de compressibilidade,  $a_v$ , de variação volumétrica,  $m_v$  e índices de compressão,  $C_c$  e recompressão  $C_r$ , bem como o coeficiente de permeabilidade  $k_v$ .

O coeficiente de variação volumétrica,  $m_v$ , é uma característica do esqueleto sólido do material, obtido pela expressão 2.4, aqui representada:

$$m_V = -\frac{a_v}{1+e} \quad \text{Equação 2.20}$$

Onde o coeficiente de compressibilidade  $a_v$ , é obtido através da curva índice de vazios  $e$ , *versus* tensão vertical efetiva,  $\sigma_v'$ , equação 2.3, aqui representada pela equação 2.21:

$$a_v = -\frac{\Delta e}{\Delta \sigma_v'} \quad \text{Equação 2.21}$$

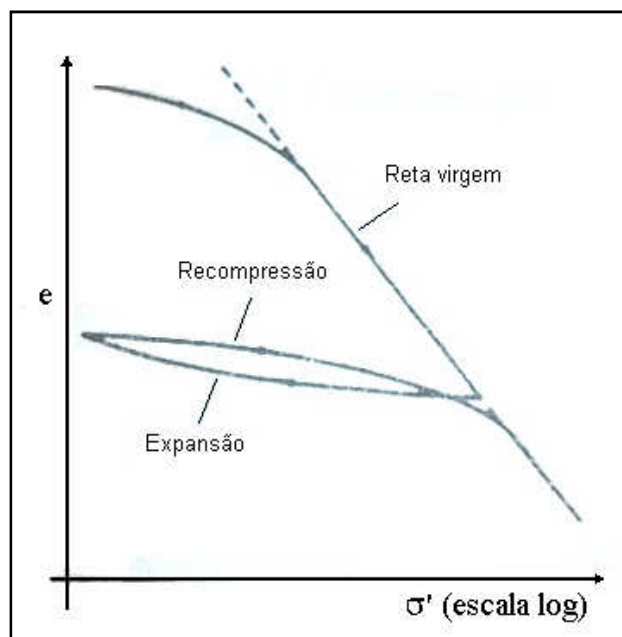


Figura 2.5 – Índice de vazios *versus* tensão vertical efetiva (Craig, 2004 *apud* Romanel 2011).

Na Figura 2.5 o primeiro trecho mostra uma recompressão inicial, que representa a recompressão do solo, até um valor característico de tensão, correspondente à máxima tensão que o solo já sofreu na natureza. Tal reta apresenta um coeficiente angular denominado índice de recompressão ( $C_r$ ). Em geral, recomenda-se a determinação de  $C_s$ , no ciclo de expansão e recompressão, pois no trecho inicial a amostra pode apresentar efeitos do amolgamento, ocorridos durante a etapa de extração e moldagem da amostra.

$$C_r = \frac{e_2 - e_1}{\Delta \log \sigma_v'} \quad \text{Equação 2.22}$$

Após o valor característico de tensão, o corpo de prova começa a ser comprimido, sob tensões superiores às máximas tensões por ele já suportadas na natureza. Definidas pelo trecho da reta virgem, tal reta apresenta um coeficiente angular denominado índice de compressão ( $C_c$ ).

$$C_c = \frac{e_2 - e_1}{\Delta \log \sigma_v'} \quad \text{Equação 2.23}$$

A dedução da equação de adensamento define o coeficiente de adensamento a partir do conjunto de parâmetros presentes na equação diferencial; isto é:

$$c_v = \frac{K_v \cdot (1+e)}{a_v \cdot \gamma_w} \quad \text{Equação 2.24}$$

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 a seguinte expressão.

$$k_v = m_v \cdot c_v \cdot \gamma_w \quad \text{Equação 2.25}$$

### 2.1.3.1.3.

#### Compressão Secundária, $C_\alpha$

A compressão secundária é considerada por alguns autores como aquela que ocorre após o término do adensamento primário, de modo que a curva recalque da amostra *versus*  $\log(t)$  passa a representar um trecho aproximadamente constante. Isto é, a deformação continua a se processar, muito embora os excessos de poropressão já tenham sido quase totalmente dissipados, ou seja, é praticamente nulo. Este trecho, denominado compressão secundária do solo, é representado pela equação:

$$C_{\alpha} = - \frac{\Delta e}{\Delta \log(t)} \quad \text{Equação 2.26}$$

#### 2.1.4. Ensaio Triaxial

O ensaio triaxial é comumente realizado para análise do comportamento mecânico e obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e deformabilidade do solo. É dividido em duas fases, a primeira de adensamento e a segunda de cisalhamento. De uma forma geral, são classificados de acordo com o modo de execução de cada fase, conforme descrito adiante:

- C.I.U.: Adensado Isotropicamente e não drenado: O corpo de prova é primeiramente adensado, para posterior cisalhamento de forma não drenada, ou seja, com geração de poropressão e sem variação de volume do corpo de prova;

- C.I.D.: Adensado Isotropicamente e drenado: O corpo de prova é adensado na primeira fase, e posteriormente a fase de cisalhamento é realizada de forma drenada, ou seja, sem geração de poropressão e com variação de volume do corpo de prova;

- U.U.: Não-Adensado e Não-drenado: nesse ensaio, na primeira fase, não é permitido o adensamento, as condições de volume e umidade do corpo de prova do corpo de prova são mantidas. Na segunda fase, o cisalhamento é realizado de forma não-drenada, sem variação volumétrica e com geração de poropressões no interior do corpo de prova.

A célula triaxial pode ser utilizada para estudar o comportamento da poropressão devido a variação de tensões sob condições não-drenada, e subsequente a taxa de dissipação da poropressão quando a drenagem é permitida, a partir de uma das bases da amostra. De acordo com Bishop e Henkel (1962), a Figura 2.6 ilustra a relação teórica plotada entre a porcentagem de dissipação da poropressão e o fator tempo na escala logarítmica, onde os valores numéricos são detalhados na Tabela 2.2.

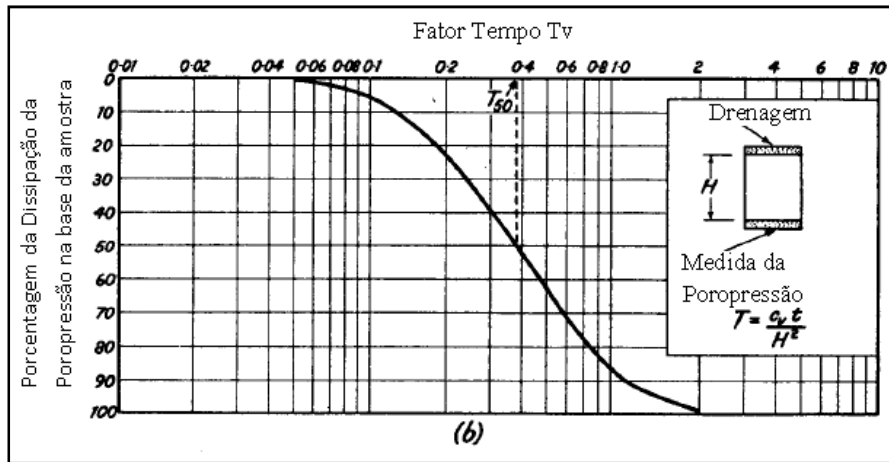


Figura 2.6 – Relação teórica entre a porcentagem de dissipação da poropressão na base da amostra e o fator tempo (Fonte: Bishop e Henkel, 1962)

Tal como no ensaio padrão de adensamento, os intervalos de tempo são escolhidos para se adequar a taxa de dissipação da poropressão, e devem se aproximar a incrementos iguais à escala logarítmica. À medida que as poropressões iniciais e finais são conhecidas, a porcentagem de dissipação da poropressão pode ser plotada sem esperar que o adensamento termine, e pode ser obtido um coeficiente de adensamento,  $c_v$  (Bishop e Henkel, 1962).

Tabela 2.2 – Relação entre o fator tempo  $T_v$  e a porcentagem de dissipação da poropressão na base da amostra e drenagem a partir do topo (Fonte: Bishop e Henkel, 1962)

T	% dissipação	T	% dissipação
0	0	0,6	71,0
0,05	0,3	0,7	77,2
0,1	5,1	0,8	82,2
0,15	13,5	0,9	86,0
0,2	22,8	1,0	89,2
0,3	39,3	1,2	93,4
0,4	52,4	1,4	96,0
0,5	62,8	2,0	99,1



## **2.2. Técnicas Construtivas sobre Solos Moles**

Diversas novidades ocorreram nas últimas décadas nas técnicas para tratamento de solos moles, a fim de acelerar os recalques, tais como a substituição parcial ou total de solos moles, a construção em etapas, o uso de drenos verticais, aterros sobre estacas e colunas, aplicação de sobrecargas temporárias, como a sobrecarga convencional e a sobrecarga a vácuo, entre outras.

A escolha do método construtivo mais adequado está associado a fatores como: as características geotécnicas dos depósitos, condições de estabilidade, níveis de deslocamentos verticais e horizontais, a finalidade do uso da área, restrição de espaço pela vizinhança, vias urbanas, prazos construtivos e custos. O dimensionamento de soluções construtivas deve ser realizado a partir de ensaios de campo e laboratório de boa qualidade, capazes de identificar as condições da camada compressível, a fim de possibilitar previsões mais adequadas do comportamento da mesma.

No presente estudo, é feita menção das principais técnicas para tratamento de solos moles, e em virtude dos objetivos desse trabalho, uma maior ênfase e detalhamento das técnicas de sobrecarga convencional e sobrecarga a vácuo.

### **2.2.1. Substituição Total ou Parcial de Solos Moles**

A remoção do solo mole, seguida de sua substituição por solo de melhor qualidade, se apresenta como alternativa a ser considerada quando a espessura da camada não excede 3 ou 4 metros. Tem como vantagem a diminuição ou a eliminação dos recalques e o aumento do fator de segurança quanto à ruptura.

Esse tipo de projeto, praticamente, deixou de ser utilizado em larga escala, devido a implicações ambientais. O transporte de lama em vias públicas e a disposição final do material escavado costumam enfrentar fortes restrições. Outro fator importante ao se considerar essa alternativa, é preciso notar a necessidade de que o material de substituição (em geral, areia), não fique muito fofo. Pois poderá ocorrer recalques, causados por vibrações do tráfego rodoviário, particularmente se o material de substituição tiver sido lançado em condições submersas (Sandroni, 2006).

### 2.2.2. Construção em Etapas

Quando a resistência não drenada das camadas superiores do depósito mole é muito baixa, deve-se verificar a possível redução da altura do aterro, a fim de realizar a construção por etapas. Essa técnica permite o gradual aumento da resistência do solo mole com o tempo, de modo a torna-se apto a suportar um novo incremento de carga, correspondente a uma nova altura do aterro.

Essa técnica só é viável na prática quando o coeficiente de adensamento ( $c_v$ ) é relativamente alto ou a espessura da camada é pequena, situações em que o prazo para a construção do aterro se torna exequível (Massad, 2010).

### 2.2.3. Aterros sobre Estacas e Colunas

Os problemas de recalque e instabilidade, associados com o peso do aterro, podem ser contornados utilizando aterros sobre estacas, colunas de brita, uso de solo cimento (jet-grouting), solo granular envolto por geossintéticos ou estacas flutuantes. Nessa técnica, apesar de parte ou a totalidade do carregamento ser transmitido através de elementos profundos, para a camada de solo mais competente, subjacente ao depósito mole, o objetivo principal das colunas de brita é o tratamento da massa de solo mole, e não a transferência de carga através da mesma.

A distribuição de tensões do aterro para estacas ou colunas é feita por meio de uma plataforma com capitéis, geogrelhas ou lajes. Esse tipo de solução permite uma rápida construção do aterro sem a necessidade de esperar o adensamento da camada de solo mole, minimizando os recalques e podendo até eliminá-los. Um fenômeno importante para o estudo de aterros estaqueados é o efeito de arqueamentos nos solos, que foi apresentado por Terzaghi, 1943 *apud* Almeida e Marques (2010) e explica como ocorre a redistribuição de tensões durante tal fenômeno.

O movimento relativo que ocorre na massa de solo é suportado por tensões cisalhantes na zona entre a massa que cede e a massa estacionária. Segundo Terzaghi, desde que tais tensões tendam a manter a massa que cedeu na posição original, a pressão na parte que cedeu é reduzida e a pressão sobre as laterais é

aumentada. Essa transferência de tensões da massa de solo que cedeu para a massa de solo adjacente estacionária é resultante do processo de arqueamento do solo (Araújo, 2009).

O tratamento do solo mole por colunas granulares produz menores deslocamentos, horizontal e vertical do aterro, quando comparado com um aterro convencional ou o uso de drenos, além de promover a dissipação de poropressões por drenagem radial, portanto os recalques são obtidos em menor tempo e há um acréscimo na resistência ao cisalhamento do solo da fundação (Almeida e Marques, 2010).

#### **2.2.4. Drenos Verticais**

A aceleração dos recalques é obtida introduzindo drenos verticais na camada de solo mole, e posteriormente, carregando-a com uma sobrecarga adicional. Com o uso de drenos verticais, a direção do fluxo de água na massa de solo passa a ser predominantemente horizontal, assim o caminho de drenagem que a água tem que percorrer dentro dos vazios da massa de solo diminuem, portanto dissipando as poropressões mais rapidamente, conseqüentemente reduzindo o tempo necessário para que o processo de adensamento ocorra.

Até cerca de 25 anos atrás, utilizavam-se drenos, com diâmetro de 15 e 30 cm, constituídos por areia. Modernamente são utilizados os drenos pré-fabricados ou fibroquímicos, que têm, em geral, a forma de tiras, com seção transversal retangular, de 100 x 3 mm<sup>2</sup>., onde na parte interior, existem canais para escoar a água, correspondendo a mais de 70% da área da sua seção transversal (Massad, 2010).

A execução dos drenos requer cuidados especiais para minimizar o amolgamento do solo mole em volta dos mesmos, pois pode diminuir a eficiência do sistema de dreno. A cravação deve ser hidráulica, não sendo recomendáveis nem a cravação por impactos, nem a cravação por vibração.

### 2.2.5. Sobrecarga Convencional

O uso de sobrecarga convencional tornou-se popular nos anos 40, em conjunto com o uso de drenos de areia, nas rodovias americanas. A técnica foi sendo difundida e sua aplicação foi ampliada, sendo constatadas inúmeras obras tratadas com esta tecnologia na década de 60 (Moran et al., 1958, *apud* Nogueira, 2010).

No uso de sobrecarga convencional, o depósito de solo mole é submetido a um carregamento maior, uma espessura adicional, de forma a impor uma deformação próxima à esperada na vida útil do empreendimento. Essa espessura necessária é dada pela diferença entre a cota final de projeto e a cota inicial, e deve ser levado em conta o recalque estimado do aterro. No final do período de sobrecarregamento, a espessura adicional é retirada, causando uma redução de recalques no período pós construtivo.

Ao se utilizar essa metodologia é necessário verificar a capacidade de suporte da fundação devido a sobrecarga, pois, embora a resistência do solo seja melhorada com o adensamento, não é suficiente para suportar a carga gerada pelo sobrecarga adicional.

Essa solução pode ser utilizada para camadas superficiais ou profundas, devendo em qualquer uma das situações, ter um tapete drenante na face da camada de solo mole, a fim de acelerar a dissipação da poropressão e dos recalques. Geralmente, os depósitos de solos moles superficiais, encontram-se com o nível d'água também superficial, causando o efeito de submersão do aterro recalçado, em que há um alívio, ao longo do tempo, da tensão efetiva devido ao empuxo d'água que passa a atuar em parte no aterro. Isso faz com que seja necessária uma espessura maior do aterro, para se compensar os recalques, principalmente em solos muito moles.

O objetivo principal da sobrecarga é antecipar os recalques primários gerados pelo carregamento permanente que serão introduzidos pela construção. Uma vez que os recalques poderão levar anos, a sobrecarga, correspondente à espessura necessária do aterro, reduz esse tempo para que o recalque primário ocorra. Conforme ilustra Figura 2.7 o recalque atingido pela ação da sobrecarga adicional é maior e em menor tempo, do que sob a espessura necessária do aterro,

carga permanente, portanto não restará praticamente nenhum recalque primário após a remoção da carga adicional. No caso de solos cuja compressão secundária é elevada, sobrecargas deixadas por tempo necessário para exceder o recalque primário da espessura necessária, são eficazes para reduzir a compressão secundária (Sandroni, 2006).

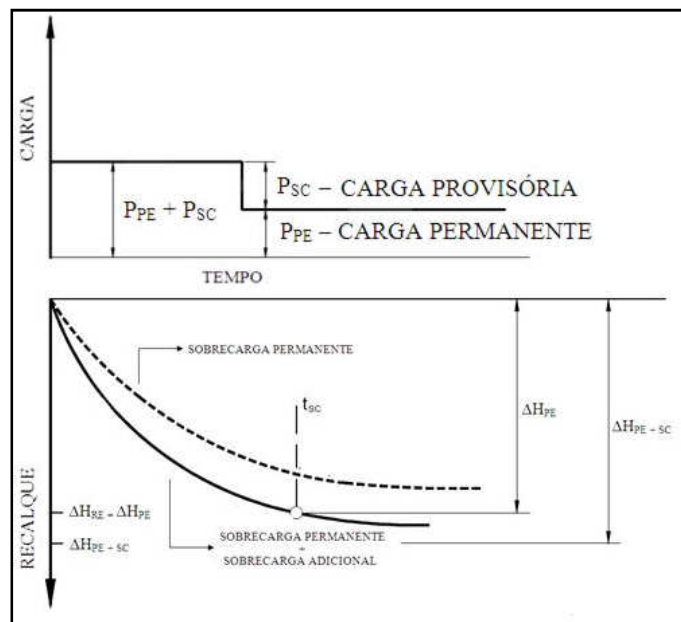


Figura 2.7 – Compensação dos recalques primários através de sobrecarga adicional (Fonte: Adaptado de Johnson, 1970).

De acordo com a Teoria do Adensamento Unidimensional de Terzaghi, proposta em 1943, o processo de adensamento acontece de forma gradual com o tempo, portanto as deformações ocorridas na camada de solo mole não são desenvolvidas de forma homogênea, ou seja, a região mais próxima do meio da camada de solo mole apresentará uma deformação menor quando comparadas às regiões próximas às camadas drenantes. Portanto, a eficiência da solução da sobrecarga convencional está relacionada com a análise dos recalques ocorridos nas regiões mais críticas da camada adensada, logo, a retirada da sobrecarga só deve ser realizada após o completo adensamento, estimado, em toda a camada (Johnson, 1970).

### **2.2.6. Sobrecarga a Vácuo**

O sistema de aplicação de sucção por vácuo em uma camada de argila em conjunção com drenos verticais, como sobrecarga temporária, foi primeiro introduzido pelo professor W. Kjellman, na Suécia, em 1952, como um método efetivo para melhoramento de solo. No início dos anos 60, J. M. Cognon resolveu problemas metodológicos associados à aplicação da técnica, repensando os princípios teóricos básicos, recebendo assim a patente para o sistema de aplicação de vácuo com membrana (Masse et al., 2001).

Em 1975, o método foi usado na construção da extensão da pista do Aeroporto Internacional da Filadélfia (Philadelphia International Airport) com uma pressão de vácuo menor que 50 kPa. No Japão, foram utilizadas bombas de vácuo capazes de aumentar a pressão do vácuo até aproximadamente 80 kPa e com a instalação de estacas de aço ao redor da região melhorada formando um muro de separação (Qian et al., 1992). Os custos do projeto foram, contudo, muito elevados. Nos anos seguintes o método não havia sido aplicado, devido a algumas dificuldades, principalmente a manutenção efetiva da pressão de vácuo durante o tratamento do solo mole.

Nas décadas seguintes, com o aumento direto e indireto dos custos para colocar e remover a sobrecarga em aterro, com o advento da tecnologia para vedar aterros com membranas impermeáveis para o sistema de extração de gás de aterro, uma melhor compreensão dos mecanismos e melhor eficiência dos métodos de cálculo computacionais, vem tornando este método economicamente viável para substituir ou complementar o aterro com sobrecarga convencional.

A fim de tornar este método mais benéfico, várias pesquisas vêm sendo realizadas para aumentar a eficácia e estender a aplicação em vários campos. Vários simpósios, nacionais e internacionais, sobre o adensamento a vácuo vêm sendo realizados com o propósito de expandir e melhorar a compreensão e a eficácia da técnica. Além da Suécia, pioneira nesse campo da tecnologia, grandes são as contribuições da China e do Japão no desenvolvimento e avanço de adensamento com uso de vácuo, bem como dos EUA e outros países Asiáticos e Europeus. (Dam et al., 2006).

Tang e Shang (2000) demonstraram a eficiência da sobrecarga a vácuo no adensamento para eliminar recalques excessivos sob carregamentos dinâmicos e estáticos em uma pista de aeroporto. Chu et al. (2000) apresentaram sucessos em casos com o uso da sobrecarga a vácuo em uma estação de armazenamento de óleo; Shang et al.(1998) apresentaram o uso da sobrecarga a vácuo no Porto de Xingang, Tianjing na China. O uso de vácuo vem sendo difundido na América Latina, com experiência em uma obra no México, executada pela empresa brasileira, Tecnogeo, e pesquisas, recentemente, foram realizadas por Sandroni et al., (2012) em um pátio de minério no Brasil, de modo a demonstrar e avaliar a eficiência da sobrecarga a vácuo.

#### **2.2.6.1. Mecanismo da Sobrecarga a Vácuo**

O processo de adensamento do solo sob sobrecarga convencional pode ser ilustrado usando a analogia da mola de Terzaghi, como mostrado na Figura 2.8 e Figura 2.10. As pressões são dadas em valores absolutos e  $P_a$  é a pressão atmosférica (1 atm). Na Figura 2.8 no momento em que a sobrecarga convencional,  $\Delta p$ , é aplicada, o excesso de poropressão é igual a este carregamento. Portanto, o excesso de poropressão inicial,  $\Delta u$ , é o mesmo do carregamento  $\Delta p$ . Gradualmente, o excesso de poropressão é dissipado e o carregamento é transferido da água para a mola (esqueleto sólido) no modelo. O valor do incremento da tensão efetiva é igual ao valor da dissipação da poropressão,  $\Delta p - \Delta u$  (Figura 2.8). No final do adensamento,  $\Delta u=0$  e o ganho total da tensão efetiva é o mesmo que a sobrecarga,  $\Delta p$  (Chu e Yan, 2005).

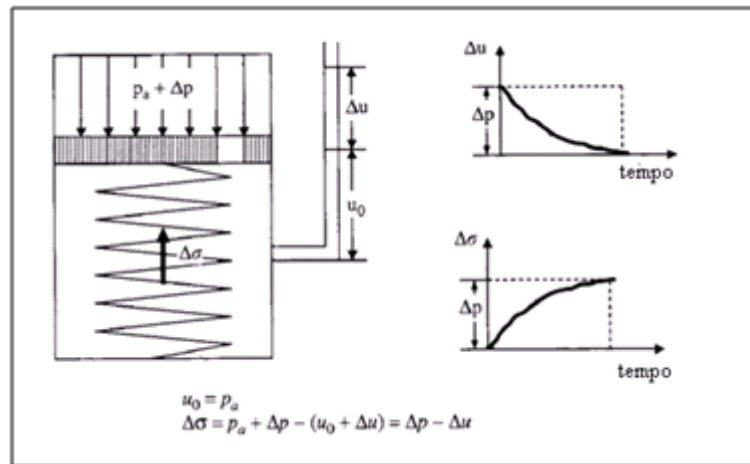


Figura 2.8 - Analogia da mola do processo do adensamento com ação da sobrecarga convencional; (Fonte: Adaptado de Chu e Yan, 2005)

Nota-se, que esse processo não é afetado pela pressão atmosférica, pois ela geralmente é desconsiderada nos cálculos de tensões em solo. Essa simplificação geralmente não afeta os resultados, uma vez que os cálculos são baseados em tensão efetiva ( $\sigma'_o$ ) e a pressão atmosférica é raramente um parâmetro que varia, em problemas geotécnicos, conforme é ilustrado na Figura 2.9 e demonstrado abaixo nas equações 2.27 a 2.29 (Masse et al.,2001).

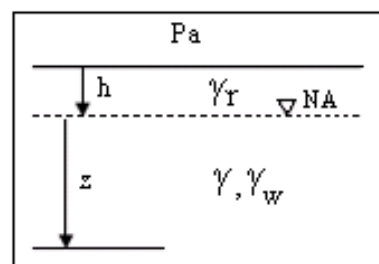


Figura 2.9 – Parâmetros do solo (Fonte: Adaptado de Masse et al.,2001)

$$\sigma_T = z\gamma + h\gamma_r + Pa \quad \text{Equação 2.27}$$

$$u_T = z\gamma_w + Pa \quad \text{Equação 2.28}$$

$$\sigma'_o = \sigma_T - u_T \quad \text{Equação 2.29}$$

$$\sigma'_o = z\gamma' + h\gamma_r \quad \text{Equação 2.30}$$



Onde:

$\tau$  – utilizado ao se considerar a pressão atmosférica;

$\sigma'_o$  - o estado de tensão efetiva inicial.

O mecanismo de sobrecarga com vácuo pode também ser ilustrado usando a mesma analogia, da mola, ilustrado na Figura 2.10. Quando uma sobrecarga a vácuo é aplicada ao sistema, a poropressão no solo reduz a pressão total não varia e, portanto a tensão efetiva no solo aumenta. Antes do início da aplicação da sobrecarga a vácuo,  $-\Delta u$ , a poropressão no solo é a pressão atmosférica, nesse texto denominada  $P_a$ . Com a aplicação da sobrecarga a vácuo, gradualmente, a poropressão é reduzida e a mola começa a ser comprimida, isto é, aumenta-se a tensão efetiva no esqueleto sólido. O valor do incremento da tensão efetiva é igual ao valor da redução da poropressão,  $\Delta u$ , que não excede a pressão atmosférica,  $P_a$ , 100 kPa, que na prática, é normalmente reduzida para valores da ordem de 75 a 80 kPa, em função da perda de eficiência do sistema de aplicação de vácuo (Chu & Yan, 2005).

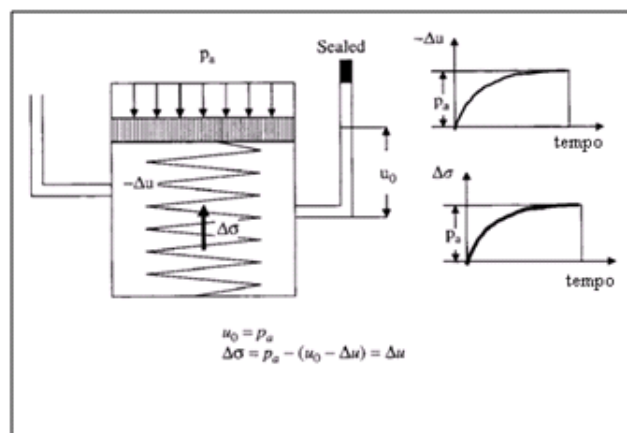


Figura 2.10 – Analogia da mola do processo de adensamento com ação da: sobrecarga a vácuo. (Fonte: Adaptado de Chu e Yan, 2005)

Idealizando um perfil de solo em que o nível do lençol freático está na superfície do terreno e considerando drenagem simples; a distribuição da poropressão e a tensão efetiva com a profundidade, em um certo momento durante

o adensamento, pode ser plotada conforme a Figura 2.11 (a) e (b), para sobrecarga convencional e sobrecarga a vácuo, respectivamente.

Sob sobrecarga convencional (Figura 2.11(a), a poropressão aumenta com a profundidade e a tensão efetiva diminui com a mesma. O acréscimo de tensão efetiva em função da profundidade,  $\Delta\sigma'_v(z)$  é igual:

$$\Delta\sigma'_v(z) = \Delta\sigma_v - \Delta u_t(z) \quad \text{Equação 2.31}$$

Onde:

$\Delta\sigma_v$  – é a sobrecarga;

$\Delta u_t(z)$  – é o excesso de poropressão no tempo t.

Sob sobrecarga a vácuo, a pressão de vácuo ( $-u_s$  na figura) é aplicada a partir da superfície do terreno, a poropressão no instante t,  $u_t(z)$ , é menor no topo, portanto, a tensão efetiva será maior no topo (Figura 2.11(b)). A tensão efetiva,  $\sigma'_v(z)$ , é igual a:

$$\sigma'_v(z) = \sigma'_0 + u_0(z) - u_t(z) \quad \text{Equação 2.32}$$

Onde:

$\sigma'_0$  – é a tensão efetiva inicial da sobrecarga;

$u_0(z)$  – é a poropressão hidrostática inicial;

$u_t(z)$  – é o excesso de poropressão no tempo t.

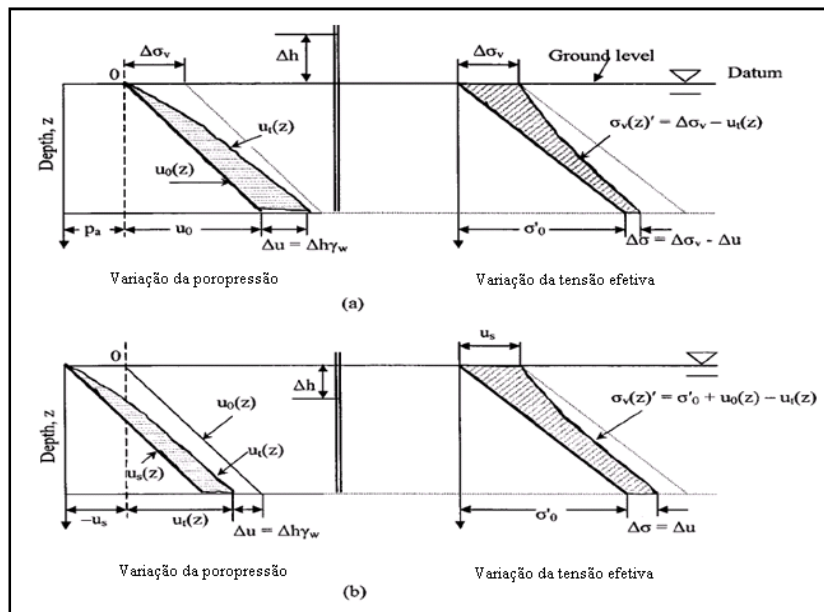


Figura 2.11 – Variação da poropressão e da tensão efetiva: (a) sobrecarga convencional; (b) sobrecarga a vácuo (Fonte: Adaptado de Chu e Yan, 2005).

### 2.2.6.2. Vácuo

O vácuo é uma sucção, de modo que seu valor é negativo, e o máximo valor que se pode obter é através da supressão total da pressão atmosférica, cerca de 100 kPa (com variação barométrica tipicamente de 1,5 kPa). Portanto, no caso da sobrecarga a vácuo perfeito, o incremento da tensão efetiva não pode exceder 100 kPa, embora a tensão efetiva na massa de solo possa ser maior do que 100 kPa.

Nos sistemas de sobrecarga a vácuo, a aplicação do mesmo é realizada através da água. A pressão negativa, causada pelo vácuo aplicado na água, é que circula através da massa de solo.

Devido a inevitáveis perdas da eficiência no sistema de aplicação de vácuo, tais como a altura entre a interface ar/água da bomba de vácuo e o nível de água do terreno, ao tipo de bombas que se consegue utilizar na prática, o vácuo aplicado fica, normalmente, entre 65 e 80 kPa, equivalente a uma sobrecarga de um aterro, aproximadamente, de 3,5m a 4,5m, respectivamente (Sandroni et al., 2012).

### 2.2.6.3. Princípios dos Sistemas de Aplicação de Vácuo

O vácuo é um carregamento isotrópico e sua aplicação aumenta a tensão efetiva, devido a redução da poropressão (inferior a atmosférica) na massa de solo, enquanto que, a tensão total permanece praticamente constante.

A Figura 2.12 ilustra o diagrama  $p' \times q'$ , para o caso da sobrecarga convencional e sobrecarga a vácuo. Para o caso da sobrecarga convencional, o caminho de tensão move-se do ponto A para o ponto B, com possibilidade de ruptura no caso do ponto B atingir a linha de ruptura,  $K_f$ . A partir de então, o processo de adensamento segue o caminho B ao C (Masse et al., 2001).

Para o sistema de sobrecarga a vácuo, o caminho de tensões segue do ponto A para o ponto E (mais entre o ponto D-E). Como é a poropressão que diminui, o carregamento é do tipo isotrópico e a trajetória de tensões efetiva permanece abaixo da linha  $K_0$ , as deformações horizontais são negativas, portanto não há aumento das tensões cisalhantes no solo, assim não agravando o risco de ruptura. O contrário acontece com o uso da sobrecarga convencional, em que é possível ocorrer ruptura em função das deformações horizontais positivas.

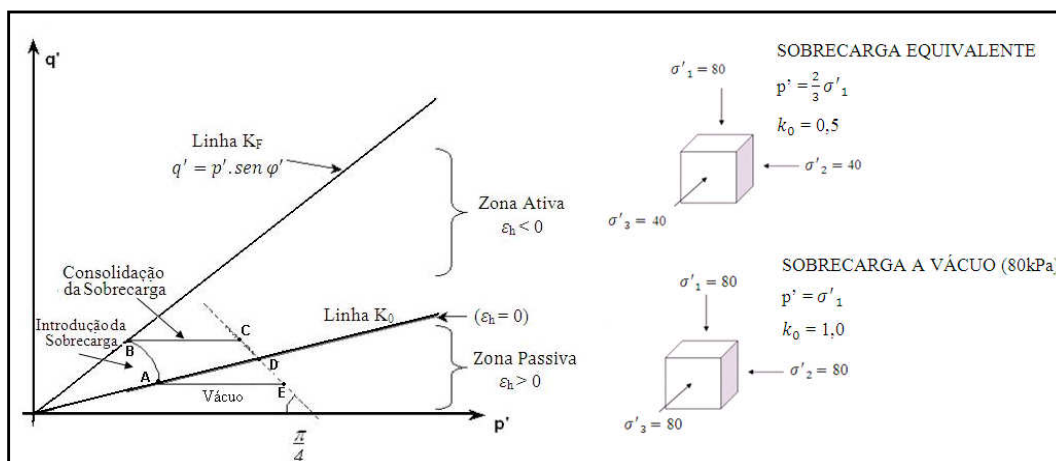


Figura 2.12 – Diagrama  $p' \times q'$  (Fonte: Adaptado de Masse et al.,2001)

O uso do método de sobrecarga a vácuo pode ser usado isoladamente ou combinado com uma sobrecarga convencional, quando o carregamento requerido atinge um valor acima do máximo atingido pelo vácuo. O efeito final da sobrecarga a vácuo é equivalente a uma sobrecarga adicional, o que resulta em um

alcance antecipado dos recalques requeridos e do aumento da resistência ao cisalhamento, já que o carregamento com vácuo é executado de uma só vez. Enquanto que na sobrecarga convencional, os carregamentos são realizados em etapas devido a risco de ruptura, assim, levando a uma economia de tempo.

A sobrecarga a vácuo apresenta algumas vantagens sobre a sobrecarga convencional, tais como:

a) A aplicação de vácuo pode funcionar como sobrecarga junto com aterro, ou ser usado isoladamente, podendo equivaler a até cerca de 4,5 de aterro (75 kPa), evitando impactos ambientais;

b) O uso da sobrecarga com vácuo pode ser aplicado a praticamente qualquer solo mole, mesmo aqueles de resistência muito baixa e em solos com problemas de estabilidade na execução de um aterro convencional. Isso porque a aplicação do vácuo não agrava o risco de ruptura, de modo que é necessário apenas construir um aterro (“aterro de conquista”) estritamente necessário para permitir o acesso das máquinas de cravação dos drenos (Sandroni et al, 2012);

c) A aplicação da carga a vácuo pode ser feita em uma única etapa e desde a fase inicial de carregamento na camada de solo mole, independente das condições climáticas, o que resulta na redução dos prazos de execução;

d) No caso de sobrecarga convencional, considerando o lençol freático na superfície, há uma diminuição da tensão total quando o aterro fica submerso. Ao contrário, na sobrecarga a vácuo, o valor da tensão total se mantém constante durante a aplicação do carregamento. No caso dos recalques serem significativos, o aterro complementar poderá sofrer submersão.

e) Não requer bermas de estabilização e não há necessidade do controle da tensão exercida pela pressão de vácuo, pois o uso de sobrecarga a vácuo induz a um aumento da tensão efetiva, o que reduz o risco de instabilidade do aterro.

f) Não há sobras do material de construção do aterro. Ao atingir o recalque desejado, o bombeamento é interrompido, além disso, não é necessário uma área de armazenamento para o material escavado, minimizando os impactos ambientais.

g) O deslocamento lateral é, em geral, para dentro e insignificante, quando a sobrecarga é feita por vácuo. No entanto, fendas de tração podem ser desenvolvidas nas adjacências da área tratada, podendo ser compensadas pela

utilização de uma sobrecarga convencional, de modo a gerar um empuxo para fora;

O sucesso da execução do sistema de sobrecarga a vácuo depende da combinação de uma boa tecnologia e uma implementação minuciosa do projeto e boa execução. No caso de aplicação de vácuo com uso de membrana, existem fatores que desempenham funções importantes no método, como; a integridade da membrana na superfície; a vedação entre as extremidades da membrana e do solo; fornecimento contínuo de energia, para aplicação de vácuo constante; e um bom conhecimento da geometria e do perfil do terreno, tais como o nível da água, o nível da base do solo mole e a existência de camadas de elevados coeficientes de permeabilidade entre a camada de solo mole.

A existência de lentes de areia contínuas horizontalmente, que atravessam a massa de solo a ser tratada, bem como, a existência de uma camada inferior ao solo mole, constituída praticamente de solo arenoso e de grande continuidade horizontal, pode diminuir a eficiência do sistema de vácuo aplicado com o sistema de membrana. Quando a camada confinada granular inferior for de pequena espessura ou constituída por areia argilosa, sua influência pode ser desprezada (Sandroni et al, 2012).

O bom conhecimento do terreno é um fator importante para determinar a profundidade dos drenos verticais, de modo a evitar que haja perda de eficiência do sistema.

#### **2.2.6.4. Sistemas de Aplicação de Vácuo**

Um tipo de dreno são os drenos de areia, que foram usados no desenvolvimento inicial da sobrecarga a vácuo na China e em alguns outros países. No entanto, a drenagem é um fator muito importante no sistema e a fim de tornar o método mais técnico e rentável, além de solucionar algumas desvantagens encontradas nesse tipo de dreno, como a fuga do vácuo e impactos ambientais, estes têm sido substituídos pelos drenos pré-fabricados (PVD), constantemente utilizados em projetos.

Os sistemas de aplicação de vácuo consistem principalmente de um sistema de drenagem vertical instalado desde a superfície do solo, até a profundidade da

massa de solo a ser tratado. Os drenos verticais podem ser diferentes em forma, material, estrutura e propriedades de drenagem. Atualmente, há dois tipos básicos de sistemas de aplicação de vácuo em solos moles, ambos com drenos verticais pré-fabricados: “sistema com membrana” e “sistema dreno-a-dreno”.

#### 2.2.6.4.1. Sistema com Membrana

Na execução do projeto com o uso do sistema “com membrana”, é realizada a instalação dos drenos pré-fabricados verticais (DPVs) em conjunto com drenos horizontais. Esses são ligados através de conexões nas direções longitudinais e transversais, e são usados para distribuir a pressão de vácuo, aplicada através da água que circula no sistema, e dissipar a poropressão da camada de solo mole. Os drenos horizontais são ligados na extremidade do tubo principal de distribuição de vácuo, através de módulos projetados para resistir a pressão de vácuo.

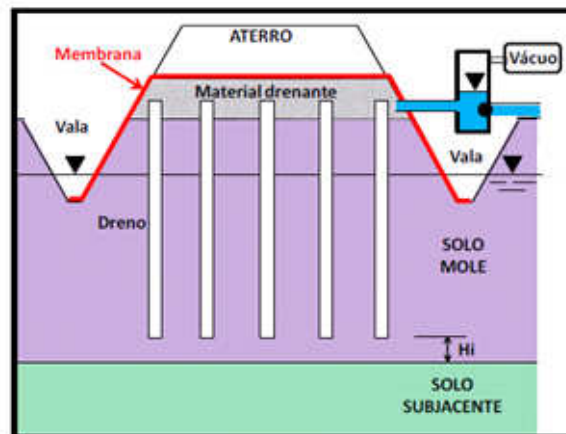


Figura 2.13 – Sistema de vácuo com membrana (Fonte: Adaptado de Sandroni et al., 2012)

Os drenos horizontais e o topo dos DPVs são cobertos por um material granular (tapete drenante) de aproximadamente 60 a 80 cm de espessura, dependendo da permeabilidade do tapete, do espaçamento dos drenos verticais e do tráfego que a superfície estará submetida. Ocasionalmente, podem ocorrer maiores espessuras, a fim de promover uma plataforma de trabalho. Cobre-se o tapete drenante, com a membrana impermeável.

A impermeabilidade do sistema exerce bastante influência na pressão de vácuo atingida e na eficácia do sistema. A extremidade da membrana impermeável se aprofunda em uma vala periférica, realizada ao longo de todo o perímetro da área a ser tratada, até uma profundidade, aproximada, de 50 cm abaixo do nível de água do terreno, e é preenchida com uma lama impermeável, para uma subsequente vedação da membrana ao longo do perímetro (Figura 2.13). A prática comum é cobrir com a membrana impermeável toda a área de tratamento e por esta razão, toda a área à ser tratada, geralmente precisa ser subdividida em pequenas áreas para facilitar a instalação das membranas. Segundo Chu et al., (2010) a área de tratamento de cada câmara estanque costuma ser entre 5.000 e 10.000 m<sup>2</sup>. De acordo com a permeabilidade do solo subjacente ao solo tratado, deve-se parar o dreno vertical a uma determinada altura,  $H_i$ , para evitar perda de eficiência do sistema.

Além disso, é prática a construção de um aterro sobre o topo da membrana para auxiliar na vedação do sistema, para prevenir o envelhecimento da membrana e minimizar danos de tráfego e fauna, além de atuar como uma sobrecarga. Além disso, o aterro deve ser livre de pedras ou de outros objetos cortantes, a fim de manter a integridade da membrana.

#### **2.2.6.4.2. Sistema Dreno a Dreno**

No sistema dreno a dreno, cada dreno vertical, do conjunto de linhas ou trecho da área a ser tratada, é conectado ao tubo coletor de vácuo. O vácuo é aplicado individualmente em cada dreno, que são interconectados. O trecho superior impermeável, acima do nível de água, e um trecho inferior drenante, são conectados de forma que a junção dos trechos (impermeável e permeável) esteja abaixo do nível do lençol freático (Figura 2.14).



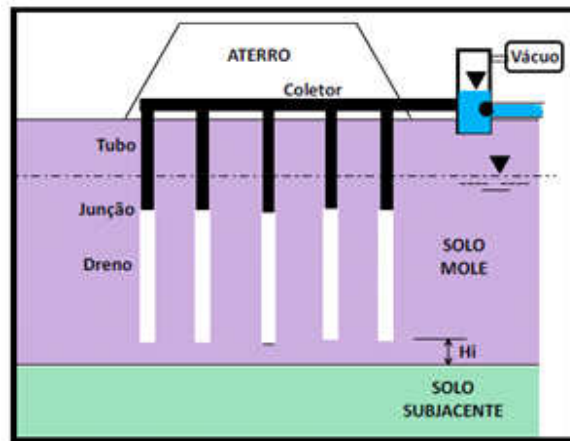


Figura 2.14 - Sistema de aplicação de vácuo drenado a drenado (Fonte: Adaptado de Sandroni et al., 2012)

A junção dos trechos, impermeável e permeável, pode ser feita de duas maneiras:

- Pelo dreno-fita convencional, enrolado ao redor do tubo impermeável, sistema Holândes, Beaudrain-S (Kolf e outros, 2004) (Figura 2.15(a)).

- Pelo dreno de forma estrela (Figura 2.15(b)), inserido em um tubo impermeável, que foi recentemente desenvolvido e patenteado no Brasil, em conjunto pelas empresas Tecnogeo e Geoprojetos Engenharia Ltda.



(a)



(b)

Figura 2.15 – Junção do trecho impermeável com o dreno: (a) dreno fita; (b) dreno estrela (Fonte: Sandroni et al., 2012)

O uso do sistema drenado a drenado apresenta algumas vantagens quando comparado ao sistema com membrana. Pode ser utilizado em áreas com solos arenosos sobrepondo a camada do solo mole. Como no sistema com membrana

tem-se que escavar uma vala até abaixo do nível de água do terreno, no sistema dreno a dreno, o nível do lençol freático não dificulta a execução do sistema, já que não é necessário a cobertura com a membrana. Além disso, no sistema dreno a dreno, o contorno não é limitado pela área de cobertura das membranas e pode ser usado a qualquer profundidade do solo mole. Porém, para o sistema dreno a dreno, deve-se garantir que todos os drenos trabalhem sobre a mesma pressão de vácuo, para uma boa eficiência do sistema.

#### **2.2.6.5. Bomba de Vácuo**

Geralmente, uma bomba de alta eficiência é usada para fornecer o vácuo como carregamento para o solo e para descarregar o ar e a água para fora através do sistema de tubos e drenos. No Japão, vem sendo utilizado um sistema com bomba de vácuo capaz de separar a água e o ar coletados em tanques principais e sub-tanques de separação, por meio do acúmulo de água na descarga das bombas, e mantendo a pressão de vácuo elevada durante todo o tratamento (Dam et al. 2006).

Nos sistemas de aplicação de vácuo, dreno a dreno e com membrana, a bomba de vácuo usada durante todo o período de carregamento, deve permitir a sucção do gás e do líquido, sendo a mesma conectada a um módulo de pré-descarga. A bomba de vácuo inclui uma seção de deslocamento (câmara de interface) e uma descarga lateral capaz de movimentar devido ao aumento e diminuição do volume disponível dentro do corpo da bomba. Assim, proporcionando um vácuo constantemente elevado, e quando necessário realizar uma descarga de água.

Em qualquer sistema de tratamento de solo mole é necessário um monitoramento com boa instrumentação. Nos sistemas de sobrecarga a vácuo, com membrana ou dreno a dreno, é necessário um controle da execução do sistema, bem como, monitorar o desempenho do tratamento, incluindo a água gerada pelo carregamento a vácuo, a manutenção da pressão do vácuo, volume de água descarregada, bem como, deslocamentos laterais e recalques.