



Universidade Federal
do Rio de Janeiro

Escola Politécnica

Comparação entre os ensaios de adensamento realizados em equipamento convencional e em equipamento de DSS em argila mole.

Natália Lopes Rodrigues

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do Título de Engenheiro.

Orientadores:
Fernando Artur Brasil Danziger
Graziella Maria Faquim Jannuzzi

Rio de Janeiro
Março de 2014

Comparação entre os ensaios de adensamento realizados em equipamento convencional e em equipamento de DSS em argila mole.

Natália Lopes Rodrigues

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinada por:

Prof. Fernando Artur Brasil Danziger, D.Sc.

Prof^a. Graziella Maria Faquim Jannuzzi, D.Sc.

Prof. Ian Shumann Marques Martins, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL
MARÇO DE 2014

Rodrigues, Natália Lopes
Comparação entre os ensaios de adensamento realizados em
equipamento convencional e em equipamento de DSS em argila
mole./ Natália Lopes
Rodrigues – Rio de Janeiro: UFRJ/ ESCOLA
POLITÉCNICA, 2014.
VI, 71 p.: il.; 29,7 cm.
Orientadores: Fernando Danziger e Graziella Jannuzzi
Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/
Curso de Engenharia Civil, 2014.
Referências Bibliográficas: p.70-71.
1. Ensaio de adensamento 2. Argila mole
I. Jannuzzi . II. Universidade Federal do
Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia
Civil. III. Ensaio adensamento.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de começar agradecendo ao meu pai Jurandir Rodrigues Filho e a minha mãe Vera Lucia Rodrigues por sempre me incentivarem a estudar, por todo o apoio que me deram nos momentos difíceis e por todo amor dado.

A toda minha família, em especial minha tia Rosangela Rodrigues e minha tia Ilma Lopes.

Agradecer ao Professor Fernando Danziger e à Professora Graziela Jannuzzi pela a oportunidade de trabalhar com eles. Em especial à Grazi, que orientou meu trabalho de conclusão de curso. E ao Professor Ian pela atenção dada ao meu trabalho.

À Rosane Gomes por ser minha número 1. Ao amigo Michel Coutinho por toda paciência, atenção e amizade. Ao Teodoro de Souza pelas orientações. Aos amigos Vivian Gomes e Paulo Machado pela amizade e companheirismo. Aos amigos de dedicações.

Às amigas Luciana Bittencourt e Isabela Bittencourt que são muito especiais.

Aos amigos Rita de Cássia Lisboa, Alessandra Conde e Edgar Bispo.

Ao técnico Roberto Marinho, do Laboratório de Geotecnia, pela ajuda na preparação das amostras.

Aos amigos de Faculdade que participaram desta longa (longuíssima!) caminhada. Em especial: Vivian Quito, Silvanos Cunha, Gisele Oliva, Marcela Guimaraes, Lais Regina, Tássia Pombo, Camila Gualdino, Luiz Otávio, Mariana Miranda, Raphael Mantuano.

A Deus e Meishu-Sama por todas as coisa que acontecem em minha vida: as boas que me deixam feliz e as ruins que prepara e fortalece para uma vida melhor!

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Comparação entre os ensaios de adensamento realizados em equipamento convencional e em equipamento de DSS em argila mole.

Natália Lopes Rodrigues

Março/2014

Orientadores: Fernando Artur Brasil Danziger e Graziella Maria Faquim Jannuzzi

Curso: Engenharia Civil

O trabalho apresenta uma comparação entre ensaios de adensamento efetuados em equipamento de DSS com anéis justapostos com os realizados em célula tradicional de adensamento, a fim de se verificar a capacidade do equipamento de DSS de realizar ensaios de adensamento. Os ensaios em célula tradicional foram realizados no Laboratório de Reologia da COPPE/UFRJ, enquanto aqueles realizados com o equipamento de DSS foram efetuados no Laboratório de Ensaios de Campo e Instrumentação, também da COPPE/UFRJ. Em todos os ensaios manteve-se temperatura controlada, de 20°C. O solo utilizado para os ensaios foi a argila mole de Sarapuí II. Os resultados obtidos indicaram a confiabilidade do ensaio de DSS com anéis justapostos na fase de adensamento.

Palavra-chave: Ensaio de adensamento, Argila mole, Equipamento de DSS.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Engineer.

Comparison between consolidation tests performed in DSS apparatus with consolidation tests performed in conventional consolidation apparatus in soft clay

Natália Lopes Rodrigues

March/2014

Supervisors: Fernando Artur Brasil Danziger e Graziella Maria Faquim Jannuzzi

Course: Civil Engineering

A comparison between consolidation tests in DSS apparatus with stacked rings and in a conventional consolidation apparatus was undertaken, aiming at the verification of the reliability of consolidation phase in DSS tests. The tests in the conventional apparatus were performed at Rheology Laboratory and the tests in the DSS apparatus at In Situ and Instrumentation Laboratory, both at COPPE/UFRJ. In both cases the tests were carried out with a controlled temperature of 20°C. The very soft Sarapuí II clay, from 3 m and 6 m depth, was used in all tests. The test results indicated that the consolidation phase of the DSS tests with stacked rings can be considered reliable.

Keywords: Test of consolidaton, soft clay, DSS Equipament.

Sumário

| | |
|--|----|
| INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1. Generalidades..... | 1 |
| 1.2 Motivação..... | 2 |
| 1.3 Objetivos | 2 |
| CAPÍTULO 2 | 4 |
| REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 4 |
| 2.1 Tensões nos solos..... | 4 |
| 2.1.1 Conceito de tensões no solo | 4 |
| 2.1.2 Tensões geostáticas | 6 |
| 2.1.3 Conceito de tensões efetivas..... | 7 |
| 2.1.4 Deformações devidas a carregamentos verticais | 8 |
| 2.2 Adensamento das argilas saturadas | 9 |
| 2.2.1 Determinação da tensão de sobreadensamento – Método de Pacheco Silva (1970) | 11 |
| 2.2.2 Razão de Sobreadensamento..... | 12 |
| 2.3 Teoria do adensamento (Terzaghi, 1943)..... | 13 |
| 2.3.1 As hipóteses da teoria do adensamento (Terzaghi, 1936) | 15 |
| 2.3.2 Grau de adensamento | 16 |
| 2.3.3 Dedução da teoria (segundo Pinto, 2006)..... | 18 |
| 2.3.4 Fórmulas aproximadas relacionando recalques com o fator tempo (segundo Pinto, 2006) | 22 |
| 2.3.5 Obtenção do coeficiente de adensamento a partir do ensaio | 23 |
| 2.3.5.1 Método de Casagrande (logaritmo do tempo)..... | 23 |
| 2.3.5.2 Método de Taylor (raiz quadrada do tempo)..... | 25 |
| 2.4 Amolgamento | 26 |
| 2.4.1 Causas do amolgamento | 26 |
| 2.4.2 Efeitos do amolgamento na curva de compressão edométrica | 27 |
| 2.5 Qualidade da amostra..... | 29 |
| 2.5.1 Generalidades..... | 29 |
| 2.5.2 Critério quantitativo proposto por Lunne <i>et al.</i> (1997), as modificações sugeridas por Coutinho (2007) e Andrade (2009)..... | 29 |
| CAPÍTULO 3 | 32 |
| METODOLOGIA..... | 32 |

| | |
|---|----|
| 3.1 O equipamento de ensaio de DSS utilizado na presente pesquisa..... | 32 |
| 3.2 Procedimentos de preparação de corpos de prova para equipamento DSS com anéis justapostos | 34 |
| 3.3 Descrição das amostras | 39 |
| 3.3.1 Amostras na profundidade de 3 m..... | 40 |
| 3.3.2 Amostras na profundidade de 6 m..... | 44 |
| 3.4 Procedimento de ensaio | 46 |
| CAPÍTULO 4 | 47 |
| REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS E APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS | 47 |
| 4.1 Genaralidades | 47 |
| 4.2 Qualidade do corpo de prova..... | 47 |
| 4.3 Deformação volumétrica..... | 48 |
| 4.4 Índices de vazios..... | 50 |
| 4.5 Tensão de sobreadensamento | 52 |
| 4.6 Índices de compressão, recompressão, e descompressão | 53 |
| 4.7 Coeficiente de adensamento cv | 53 |
| 4.8 Permeabilidade | 55 |
| CAPÍTULO 5 | 58 |
| ANÁLISE DOS RESULTADOS..... | 58 |
| 5.1 Qualidade das amostras..... | 58 |
| 5.2 Deformação volumétrica..... | 59 |
| 5.3 Índice de vazios..... | 61 |
| 5.4 Tensão de sobreadensamento σ'_{vm} | 62 |
| 5.5 Coeficiente de recompressão, de compressão e de descarregamento..... | 62 |
| 5.6 Coeficiente de adensamento cv | 63 |
| 5.7 Permeabilidade | 65 |
| CAPÍTULO 6 | 68 |
| CONCLUSÕES E SUGESTÕES | 68 |
| 6.1 Conclusões | 68 |
| 6.2 Sugestões para pesquisa futuras..... | 69 |
| REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 70 |

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1. Generalidades

No Brasil, uma iniciativa da Comissão de Investigações de Campo (CTIC) da ABMS reuniu características e propriedades dos principais campos experimentais brasileiros, em artigo elaborado por muitos autores (Cavalcante *et al.*, 2006).

O mais antigo dos campos brasileiros é o de Sarapuí, onde desde o princípio da década de 1970 se realizam pesquisas, iniciadas sob o patrocínio do antigo Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR) do DNER e sob a coordenação geral do professor Willy Lacerda. As principais pesquisas desenvolvidas em Sarapuí estão listadas no relatório de Cavalcante *et al.* (2006). Cabe ainda salientar que o primeiro trabalho sobre a argila da baixada fluminense – onde se localiza o depósito de Sarapuí – é o de Pacheco Silva (1953), anterior, portanto às pesquisas do IPR.

Há aproximadamente quinze anos, a utilização do Campo Experimental do Sarapuí tornou-se problemática, sobretudo em função da falta de segurança no local. A utilização de área pertencente à Marinha (Estação Rádio da Marinha no Rio de Janeiro), dando origem ao Campo Experimental II (ou simplesmente Sarapuí II), veio solucionar a questão da segurança, ver Figura 1.1. As principais desvantagens do Sarapuí II em relação ao Sarapuí I são: i) maior número de pesquisas já realizadas no primeiro campo experimental; ii) a espessura do depósito, que é menor (cerca de 6 m no local ensaiado por Francisco, 2004 e Alves, 2004, e 8 m na área ensaiada por Jannuzzi, 2009) do que os 11 m da área dos aterros experimentais. Por outro lado, a argila do Sarapuí é mais homogênea do que outras argilas existentes no Rio de Janeiro, como as encontradas na região da Barra da Tijuca, o que estimula a sua continuada utilização.



Figura 1.1 – Campo experimental de Sarapuí II com relação a Sarapuí I (Jannuzzi, 2013, base - google).

O campo experimental de Sarapuí II está sendo cada vez mais utilizado para o desenvolvimento de novos equipamentos, como o piezocone-torpedo e a estaca-torpedo. Ensaios estado-da-arte foram e estão sendo desenvolvido neste depósito com intuito de torná-lo um campo experimental de referência internacional.

1.2 Motivação

A motivação para a realização deste trabalho foi o ensaio de DSS, no qual o corpo de prova é geralmente adensado para as tensões de campo antes de serem cisalhados. Dois são os tipos de equipamento de ensaio de DSS: com anéis metálicos e membrana reforçada. Em nenhum dos casos o corpo de prova tem a mesma restrição do anel rígido da célula da prensa tradicional de ensaio de adensamento. Surgiu, assim, a dúvida quanto à confiabilidade da fase de adensamento no equipamento de DSS e, para contribuir com esta questão, foi realizado o presente trabalho.

1.3 Objetivos

Os objetivos do presente trabalho são dois:

O primeiro diz respeito à questão mencionada no item 1.2, verificação do equipamento de cisalhamento simples (Direct Simple Shear, DSS) de realizar ensaios de adensamento. Para isso foram realizados ensaios na prensa de adensamento

convencional no laboratório de Reologia da COPPE/UFRJ e comparados com os ensaios de DSS realizados no Laboratório de campo e instrumentação também na COPPE/UFRJ.

Quanto ao segundo objetivo diz respeito ao desenvolvimento de uma metodologia para trabalhar os dados de adensamento no equipamento de DSS.

Organização do trabalho

Segue-se a esta introdução o capítulo 2, que traz um histórico do ensaio de adensamento, apresentando também algumas definições pertinentes ao trabalho. O capítulo 3 descreve a metodologia do ensaio de adensamento, bem como todos os procedimentos pertinentes realizados antes e depois do ensaio. Os resultados são apresentados no capítulo 4. No capítulo 5 é realizada análise comparativa dos resultados encontrados com equipamento DSS com os valores dos ensaios padrão, realizados em estágio de 24 horas. As conclusões e as sugestões para pesquisas futuras estão incluídas no capítulo 6. Em seguida encontram-se listadas as referências bibliográficas.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Tensões nos solos

2.1.1 Conceito de tensões no solo

Segundo Lambe & Whitman (1970) citado por Martins (2013), os solos são constituídos de partículas e as forças aplicadas a eles são transmitidas de partícula a partícula, além das que são suportadas pela água dos vazios. A Figura 2.1 mostra um elemento de solo, e em detalhe, as tensões atuantes.

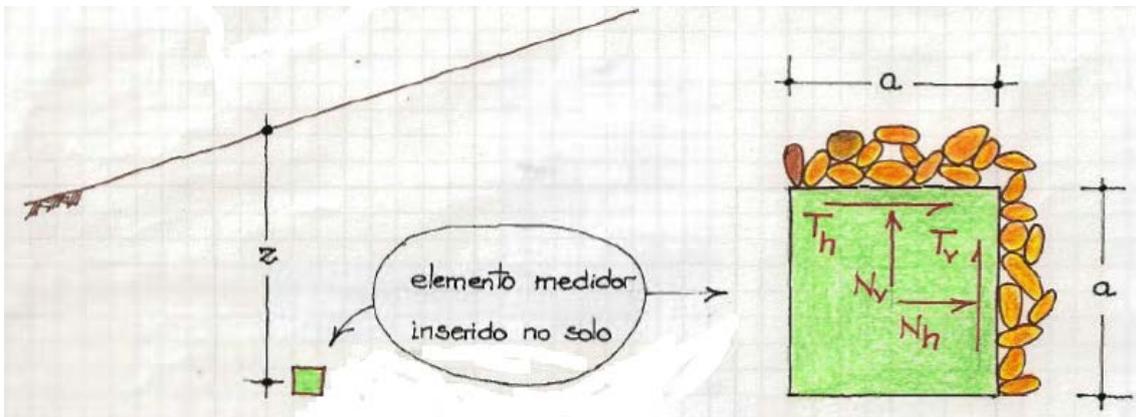


Figura 2.1 - Elemento de solo, e em detalhe, as tensões atuantes (Martins 2013, adaptada).

Onde:

N_v - Componente vertical da resultante das forças que agem sobre a face horizontal do medidor;

N_h - Componente horizontal da resultante das forças que agem sobre a face vertical do medidor;

T_h - Componente tangencial da resultante das forças que agem sobre a face horizontal do medidor;

T_v - Componente tangencial da resultante das forças que agem sobre a face vertical do medidor;

Segundo Martins (2013), considerando-se quadrada cada face do medidor, de lado a , tem-se:

$$\sigma_v = \frac{N_v}{a^2} \quad (2.1)$$

$$\sigma_h = \frac{N_h}{a^2} \quad (2.2)$$

$$\tau_v = \frac{T_v}{a^2} \quad (2.3)$$

$$\tau_h = \frac{T_h}{a^2} \quad (2.4)$$

Tornando-se o conceito de tensão nos solos independente de um dispositivo de medida, conforme ilustra a Figura 2.2.

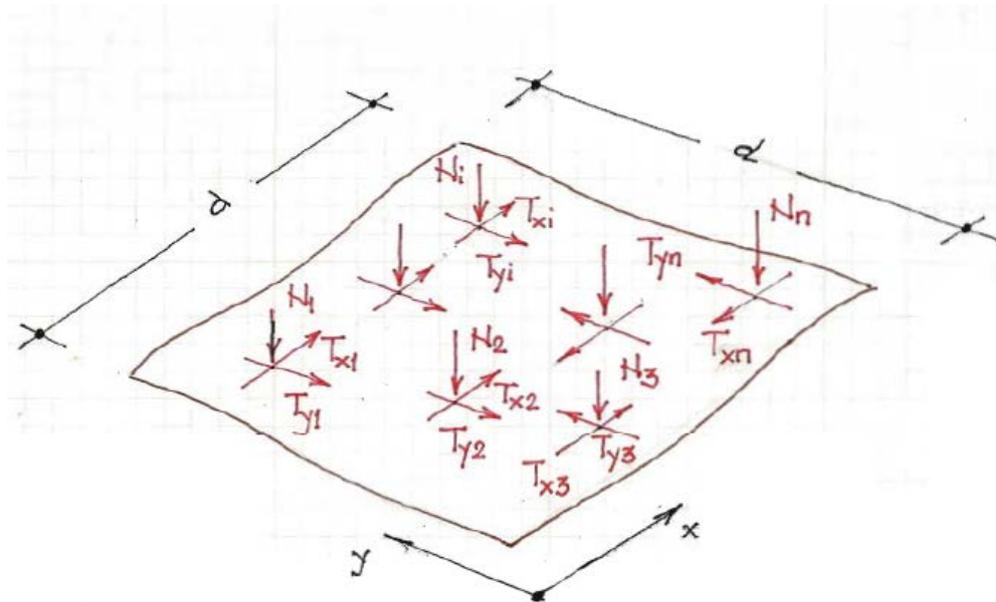


Figura 2.2 – Plano ligeiramente ondulado (Martins 2013, adaptada).

Pode-se isolar agora uma região do plano ondulado cuja projeção sobre o plano xy seja um quadrado de lado d.

Define-se tensão vertical e denota-se por σ_z a relação

$$\sigma_z = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{d^2} \quad (2.5)$$

A tensão cisalhante no plano horizontal que atua com direção x se escreve

$$\tau_{zx} = \frac{\sum_{i=1}^n T_{xi}}{d^2} \quad (2.6)$$

A tensão cisalhante no plano horizontal que atua com direção y se escreve

$$\tau_{zy} = \frac{\sum_{i=1}^n T_{yi}}{d^2} \quad (2.7)$$

2.1.2 Tensões geostáticas

Ainda de acordo com Martins (2013), quando uma superfície do terreno é horizontal e a natureza do solo não varia segundo direções horizontais, o peso próprio do solo fornece estados de tensões muito simples. Num maciço sob tensões geostáticas os planos horizontais e verticais são planos principais e, como não há tensões cisalhantes nos planos principais, a tensão vertical σ_z (atuando num plano horizontal) numa profundidade z , devida ao peso próprio do solo, pode ser calculada dividindo-se o peso do prisma de altura z e de seção transversal $d \times d$ pela área d^2 da seção transversal. A Figura 2.3 mostra um prisma onde atua a força peso.

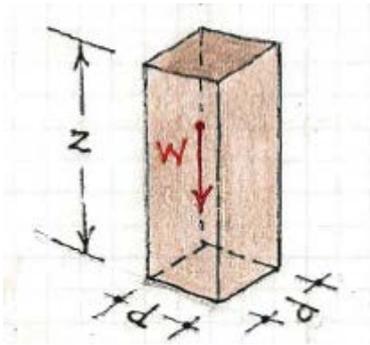


Figura 2.3 – Ilustração de um prisma de solo sujeito ao peso próprio (Martins, 2013).

Na base do prisma tem-se:

$$\sigma_z = \frac{W}{d^2} = \frac{(\gamma d^2 z)}{d^2} \quad (2.8)$$

$$\sigma_z = \gamma z \quad (2.9)$$

Para um solo estratificado:

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n \gamma_i \Delta z_i \quad (2.10)$$

A pressão de água nos vazios de solo em uma determinada profundidade será dada pela altura de coluna d'água acima desta profundidade. Essa pressão d'água reinante nos vazios do solo é denotada por u e chamada de poro-pressão.

A diferença $\sigma_z - u$ foi chamada por Terzaghi (1936) de tensão vertical efetiva σ'_z .

A figura 2.4 mostra a interpretação física da tensão efetiva.

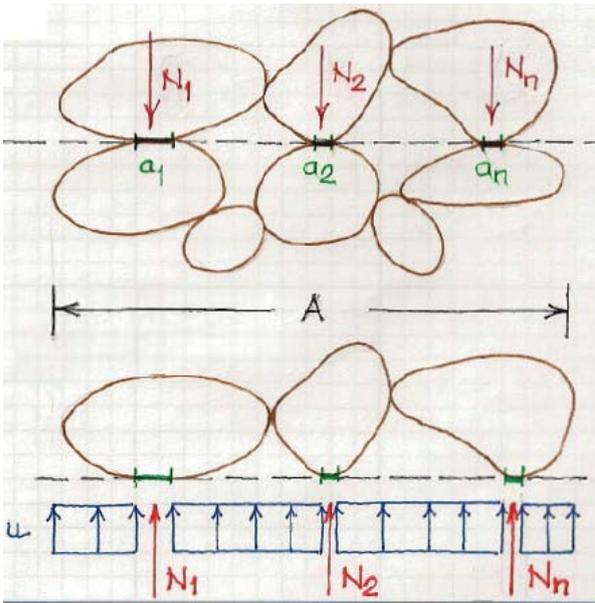


Figura 2.4 - Interpretação física da tensão efetiva (Martins 2013, adaptada).

$$u(A - \sum_{i=1}^n a_c) + \sum_{i=1}^n N_i = \sigma_z A \quad (2.11)$$

Dividindo-se ambos os membros por a , tem-se:

$$u \left(1 - \frac{\sum_{i=1}^n a_c}{A} \right) + \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{A} = \sigma_z \quad (2.12)$$

$$u + \sigma'_z = \sigma_z \quad (2.13)$$

2.1.3 Conceito de tensões efetivas

Terzaghi (1936) constatou que a tensão normal total num plano qualquer deve ser considerada como a soma de duas parcelas:

- 1) A tensão transmitida pelos contatos entre as partículas, por ele chamada de tensão efetiva, caracterizada pelo símbolo σ' ;
- 2) A pressão da água, denominada poro-pressão.

A partir dessa constatação, Terzaghi (1936) estabeleceu o princípio das tensões efetivas, que pode ser expresso em duas partes:

Primeira Parte: Definição da tensão efetiva

A primeira parte é definida por Martins (2013) da seguinte forma: as tensões em qualquer ponto de uma massa de solo podem ser computadas a partir das tensões principais totais σ_1, σ_2 , e σ_3 que atuam neste ponto. Se os vazios do solo estiverem preenchidos com água sob uma pressão u , as tensões principais consistem de duas parcelas. Uma parcela de valor u que age na água e na parte sólida, em todas as direções, com igual magnitude (porém sem empurrar os grãos uns contra os outros). Essa parcela é denominada poro-pressão. As parcelas remanescentes são sentidas exclusivamente pelo esqueleto sólido do solo. Estas parcelas das tensões principais totais são denominadas tensões principais efetivas.

Equação fundamental do princípio das tensões efetivas: $\sigma'_v = \sigma - u$ (válida para qualquer plano).

Segunda parte: Importância das tensões efetivas

Todos os efeitos mensuráveis oriundos da variação do estado de tensões tais como compressão, distorção e variação de resistência ao cisalhamento são devidas exclusivamente à variação do estado de tensões efetivas.

Conceito de adensamento

Segundo Martins (2013), adensamento é o processo de compressão ao longo do tempo de um solo saturado ocasionado pela expulsão de uma quantidade de água igual à redução do volume de vazios como resultado da transferência gradual do excesso de poro-pressão, gerado pelo carregamento, para a tensão efetiva. Entende-se por compressão a relação entre a variação de volume do solo e o estado de tensões efetivas sob condições de equilíbrio.

2.1.4 Deformações devidas a carregamentos verticais

As deformações devidas a carregamentos verticais, também conhecidas como recalques, são de grande interesse da engenharia geotécnica. Para prever tais deformações, é necessária a realização de ensaios de campo e de laboratório para determinação dos parâmetros correspondentes.

2.1.4.1 Ensaio de compressão edométrica

Pinto (2006) descreve o ensaio edométrico da seguinte maneira: o ensaio consiste na compressão do solo contido dentro de um anel metálico que impede qualquer deformação lateral. O ensaio simula o comportamento do solo quando ele é comprimido pela ação do peso de novas camadas depositadas sobre ele.

O anel metálico impede que haja quaisquer deformações laterais. O carregamento é feito por etapas. Para cada carga aplicada, registra-se a deformação a diversos intervalos de tempo, até que as deformações fiquem estáveis. Cessados os recalques, as cargas são elevadas para o dobro do seu valor anterior, principalmente quando se está ensaiando argilas saturadas.

Os índices de vazios finais em cada estágio de carregamento são calculados a partir do índice de vazios inicial do corpo de prova e da redução de altura (Terzaghi, 1943). A maneira convencional de apresentar os resultados é apresentar a curva índice de vazios versus tensão vertical efetiva.

Segundo Pinto (2006), uma amostra é colocada num anel rígido ajustado numa célula de compressão edométrica, conforme Figura 2.4. Acima e abaixo da amostra, são colocadas duas pedras porosas, que permitem a saída da água. A célula de compressão edométrica é colocada numa prensa, para aplicação das cargas axiais.

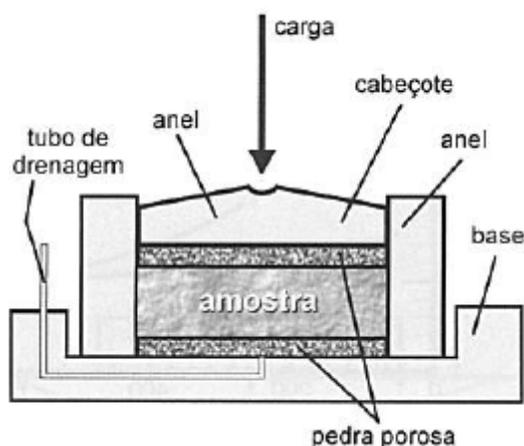


Figura 2.4 – Esquema do ensaio edométrico (Pinto, 2006).

2.2 Adensamento das argilas saturadas

Segundo Pinto (2006), o processo de deformação nas argilas saturadas se dá pela expulsão da água existente em seus vazios. O tempo de duração deste processo depende da permeabilidade da argila, que é muito baixa, e da compressibilidade.

Quando as tensões verticais efetivas são plotadas em escala logarítmica, distinguem-se três trechos de comportamento distintos do solo: o trecho de recompressão, o trecho de compressão virgem e o trecho de expansão, conforme ilustra a Figura 2.5.

O trecho de recompressão é caracterizado pelo comportamento menos compressível do solo, indicado pela pequena inclinação da curva de compressão. Quando a tensão vertical efetiva atinge o valor da tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), há um aumento brusco da compressibilidade do solo, dando-se início ao trecho de compressão virgem. O trecho de expansão é aquele correspondente à fase de descarregamento do ensaio edométrico.

O comportamento do solo sob condição edométrica é representado por estes trechos da curva de compressão unidimensional, que por sua vez, são definidos pelos seus parâmetros de compressibilidade: tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), índice de recompressão (C_r), índice de compressão (C_c) e índice de expansão (C_s).

A tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) é o máximo valor de tensão vertical efetiva a que o solo esteve submetido durante a sua história. Dentre os diferentes métodos existentes para sua determinação, os mais utilizados no Brasil são o método de Casagrande (1936) e o método de Pacheco Silva (1970). No presente trabalho foi utilizado o de Pacheco Silva (1970) para a determinação de σ'_{vm} , conforme detalhado no item 2.2.1.

A partir da tensão de sobreadensamento, o índice de vazios varia linearmente com o logaritmo da tensão efetiva, pelo menos num trecho após essa tensão, conforme será visto adiante. Esse trecho retilíneo da curva é denominado reta virgem.

Terzaghi (1943) definiu o índice de compressão (C_c) como a inclinação dessa reta virgem. Na Figura 2.5, pode-se observar a reta virgem, e também o trecho de descompressão (C_d) e recompressão (C_r).

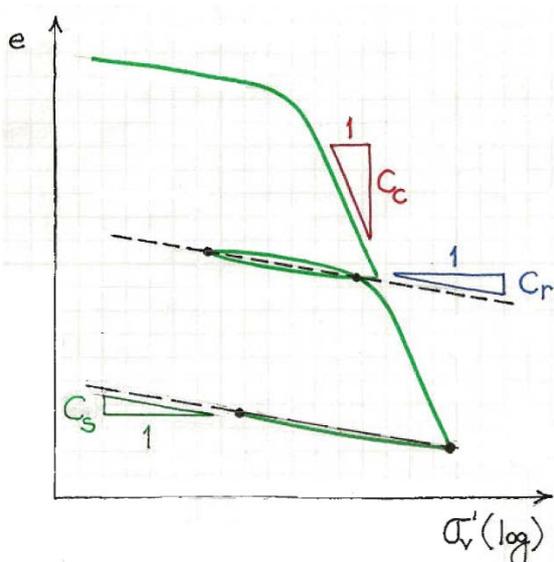


Figura 2.5 – Curva índice de vazios versus log da tensão efetiva, destacando os trechos de compressão, recompressão e descompressão (Martins, 2013).

Tem-se, assim, que:

$$C_c = - \left(\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'} \right) \quad (2.14)$$

$$C_r = - \left(\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'} \right) \quad (2.15)$$

$$C_d = - \left(\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'} \right) \quad (2.16)$$

onde:

Δe é a variação do índice de vazios

$\Delta \log \sigma'$ é a variação da tensão vertical efetiva, na escala logaritma.

2.2.1 Determinação da tensão de sobreadensamento – Método de Pacheco Silva (1970)

Segundo Pacheco Silva (1970), para determinação gráfica da tensão de sobreadensamento é necessário traçar o gráfico de índice de vazios versus logaritmo da tensão efetiva, conforme ilustra a Figura 2.6. Para obtenção de σ'_{vm} são necessários os seguintes procedimentos:

- 1) Traçar uma reta horizontal (h) pelo índice de vazios inicial da amostra (e_0).
- 2) Prolongar o trecho de compressão virgem até que o prolongamento toque a reta horizontal (h) no ponto 1.
- 3) Traçar pelo ponto 1 uma reta vertical até que a curva de compressão seja interceptada no ponto 2.
- 4) Traçar pelo ponto 2 uma reta horizontal e determinar σ'_{vm} na interseção da reta horizontal assim traçada com o prolongamento do trecho de compressão virgem (ponto 3).

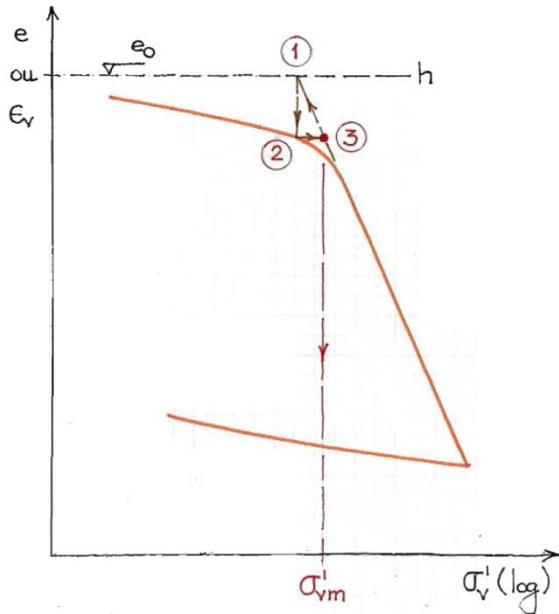


Figura 2.6 – Ilustração do método de Pacheco Silva (1970) (Martins, 2013).

2.2.2 Razão de Sobreadensamento

Segundo Casagrande (1936) citado por Martins (2013), se a tensão efetiva atuante num determinado solo for a maior tensão vertical efetiva a que o solo já se submeteu durante toda sua história, diz-se que este solo está normalmente adensado.

Se um solo já tiver sido submetido no passado a uma tensão vertical efetiva maior que a tensão vertical atuante no presente ele é dito sobreadensado.

Define-se razão de pré-adensamento de um solo, e denota-se por OCR (do inglês overconsolidation ratio), a relação $OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_v}$, onde σ'_{vm} é a maior tensão vertical efetiva a que o solo já se submeteu em toda sua história, chamada de tensão de sobreadensamento ou pré-adensamento, e σ'_v a tensão efetiva atuante no presente.

Sendo σ'_i a tensão efetiva inicial no solo, a trajetória desenvolvida em um carregamento se inicia sobre o trecho anterior à tensão de sobreadensamento.

Quando um solo se encontra com tensão efetiva abaixo da tensão de pré-adensamento (ponto A), um carregamento pode elevá-la até um valor abaixo da tensão de adensamento (ponto B) ou acima dele (ponto C), conforme se pode observar na trajetória da Figura 2.7.

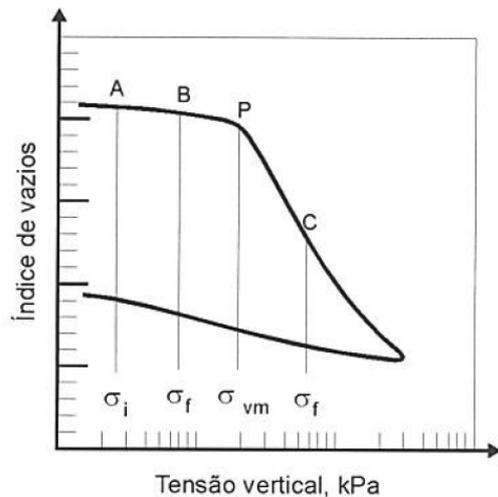


Figura 2.7 – Trajetória desenvolvida pelo carregamento (Pinto, 2006).

Fisicamente, a tensão de pré-adensamento marca o ponto onde há uma mudança brusca de compressibilidade do solo (Martins, 2013). Pode-se dizer que ela é uma divisora de comportamento do regime de pequenas deformações (trecho sobreadensado) do regime de grandes deformações (trecho normalmente adensado).

2.3 Teoria do adensamento (Terzaghi, 1943)

Segundo Pinto (2006), na analogia apresentada por Taylor (1948) para a teoria de Terzaghi (1943), considera-se que a estrutura sólida do solo seja semelhante a uma mola, cuja deformação é proporcional à carga sobre ela aplicada, como mostrado na Figura 2.8. O solo saturado seria representado por uma mola dentro de um pistão cheio de água, no êmbolo do qual existe um orifício de reduzida dimensão pelo qual a água só passa lentamente (a pequena dimensão representa a baixa permeabilidade).

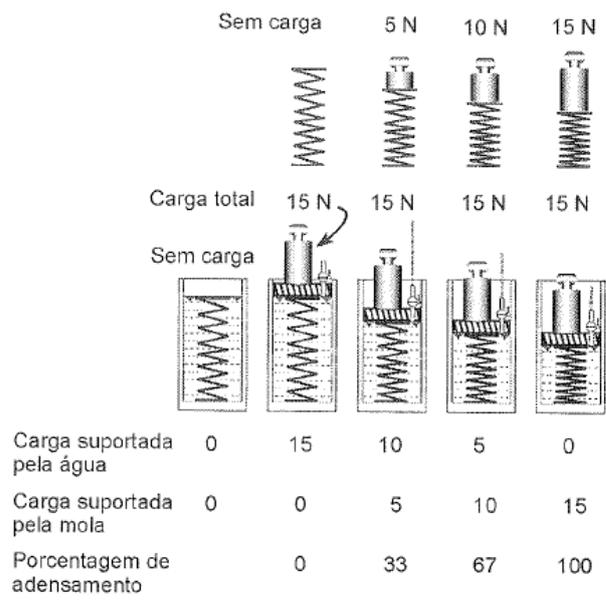


Figura 2.8 – Analogia mecânica para o processo de adensamento segundo Terzaghi (Taylor, 1948, adaptada por Pinto 2006).

Ao se aplicar uma carga sobre o pistão, no instante imediatamente seguinte a mola não se deforma, pois ainda não terá ocorrido qualquer saída de água, e a água é muito menos compressível do que a mola. Neste caso toda a carga aplicada estará suportada pela água. Estando a água em carga, ela procura sair do pistão, já que o exterior está sob pressão atmosférica. Num instante qualquer, a quantidade de água expulsa terá provocado uma deformação da mola que corresponde a uma certa carga (por exemplo, 5 N). Neste instante, a carga total de 15 N está sendo parcialmente suportada pela água (10 N) e parcialmente suportada pela mola (5 N). A água ainda em carga continuará a sair do pistão; simultaneamente, a mola estará se comprimindo e, portanto, suportando cargas cada vez maiores. O processo continua até que toda a carga esteja suportada pela mola. Não havendo mais sobrecarga na água, cessa sua saída do êmbolo. Vale mencionar que no campo acontece um fenômeno semelhante, no caso de um aterro, de dimensão infinita. Devido a um acréscimo de carga há um aumento da poro-pressão de um valor igual ao acréscimo da pressão aplicada, enquanto a tensão efetiva não se altera. A esse aumento de poro-pressão dá-se o nome de excesso de poro-pressão, por ser adicional à parcela da poro-pressão pré-existente, devida à profundidade em relação ao lençol freático. Neste instante, não há deformação do solo, pois só variação de tensões efetivas provocam deformações do solo.

Estando a água em carga superior à que estabeleceria equilíbrio com o meio externo, passa a ocorrer percolação desta água, em direção às áreas de menor carga hidráulica. A saída da água indica que está havendo redução do índice de vazios, ou seja, está havendo deformação da estrutura sólida do solo. Com isso a tensão aplicada passa a ser suportada pelo solo, logo há um aumento da tensão efetiva. Em qualquer instante, a soma do acréscimo de tensão efetiva com a poro-pressão será igual ao acréscimo de tensão total aplicada. O processo continua até que toda pressão aplicada tenha se tornado acréscimo de tensão efetiva e o excesso de poro-pressão tenha se dissipado.

2.3.1 As hipóteses da teoria do adensamento (Terzaghi, 1936)

As hipóteses que Terzaghi admitiu foram:

- 1) O solo é homogêneo.
- 2) O solo é saturado.
- 3) Compressibilidades dos grãos e da água dos vazios do solo são desprezíveis se comparadas à compressibilidade do esqueleto sólido.
- 4) Não há diferença entre comportamento entre as camadas de argila de pequenas e grandes espessuras.
- 5) A compressão é unidimensional (vertical).
- 6) O fluxo de água é unidimensional (vertical).
- 7) Vale a lei de Darcy ($v = ki$).
- 8) Admitem-se constantes certos parâmetros físicos que em verdade variam durante o processo.
- 9) Vale a relação idealizada entre índice de vazios (e) e tensão vertical efetiva σ'_v , na qual o índice de vazios varia linearmente com o aumento da tensão efetiva durante o adensamento.

Sobre estas hipóteses, Martins (2013) comentou o seguinte: as três primeiras hipóteses indicam que a teoria se restringe à compressão edométrica, com fluxo unidimensional e a solos saturados.

A hipótese 8 não se verifica por que a medida que o solo adensa, muitas de suas propriedades se alteram, como, por exemplo, o índice de vazios diminui e conseqüentemente a permeabilidade diminui.

A hipótese 9 também não se verifica, pois o índice de vazios não varia linearmente em função da tensão efetiva (Figura 2.9). Para pequenas variações de tensão no trecho sobreadensado (valores inferiores ao σ'_{vm}) essa aproximação se aproxima bastante da realidade, para valores maiores, um trecho da curva (depois que ultrapassado o valor de σ'_{vm}) é retilíneo quando se apresenta o eixo das abscissas em logaritmo da tensão efetiva, conforme Figura 2.9.

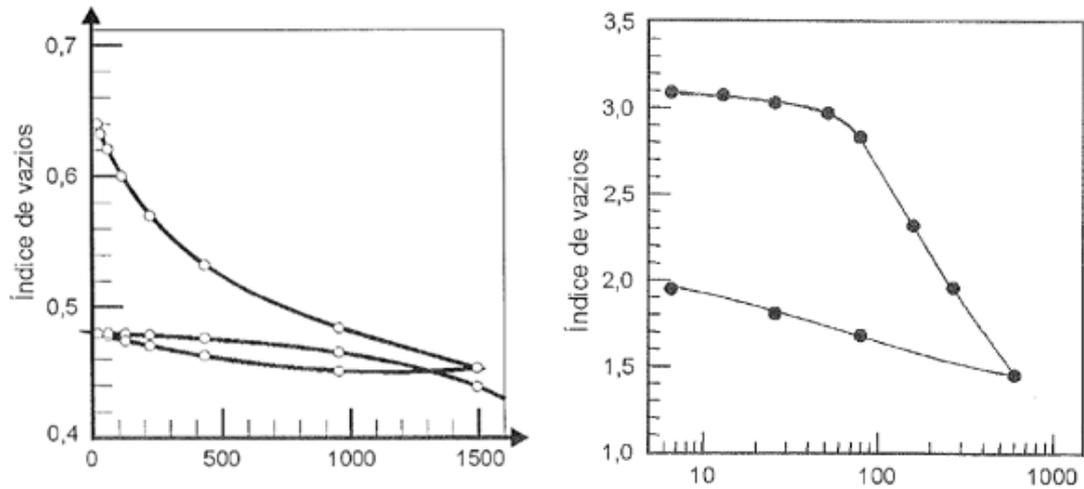


Figura 2.9 – a) Curva índice de vazios pela tensão efetiva (Pinto, 2006) e b) Curva índice de vazios pelo logaritmo da tensão efetiva (Pinto, 2006).

2.3.2 Grau de adensamento

Terzaghi definiu como grau de adensamento a relação entre a deformação (ε) ocorrida num elemento numa certa posição, caracterizada pela sua posição z , num determinado tempo (t) e a deformação deste elemento quando todo processo de adensamento tiver ocorrido (ε_f):

$$U_z = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_f} \quad (2.17)$$

A deformação final devida ao acréscimo de tensão é dada pela expressão 2.18.

$$\varepsilon = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \quad (2.18)$$

Num instante t qualquer, o índice de vazios será e , e a deformação ocorrida até este instante será:

$$\varepsilon = \frac{e_1 - e}{1 + e_1} \quad (2.19)$$

Das relações apresentadas, tem-se:

$$U_z = \frac{\frac{e_1 - e}{1 + e_1}}{\frac{e_1 - e_2}{1 + e_1}} \quad (2.20)$$

$$U_z = \frac{e_1 - e}{e_1 - e_2} \quad (2.21)$$

De acordo com Pinto (2006), pode-se dizer que o grau de adensamento é a relação entre a variação do índice de vazios até o instante t e a variação total do índice de vazios devida ao carregamento.

Considere-se, agora, a hipótese de variação linear entre as tensões efetivas e os índices de vazios, representada na Figura 2.10 (hipótese 9 do teoria do adensamento).

Um elemento de solo está submetido à tensão efetiva σ'_1 com um índice de vazios e_1 . Ao ser aplicado um acréscimo de tensão total $\Delta\sigma$, surge instantaneamente um excesso de poro-pressão, u_i , e não há variação de índice de vazios no instante inicial. Num momento posterior a poro-pressão começa a se dissipar, até que todo o acréscimo de tensão aplicado seja suportado pela estrutura sólida do solo (tensão efetiva $\sigma'_2 = \sigma'_1 + \Delta\sigma'$) e o índice de vazios se reduz a e_2 .

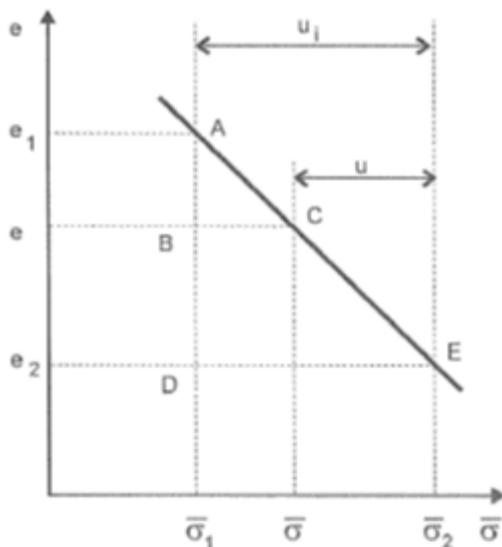


Figura 2.10 – Variação linear do índice de vazios com a tensão efetiva (Pinto, 2006)

Por semelhança de triângulos, obtém-se:

$$U_z = \frac{AB}{AD} = \frac{BC}{DE} \quad (2.22)$$

$$U_z = \frac{\sigma' - \sigma'_1}{\sigma'_2 - \sigma'_1} \quad (2.23)$$

Logo se pode afirmar que o Grau de Adensamento é equivalente ao Grau de Acréscimo de Tensão Efetiva, que é a relação entre o acréscimo de tensão efetiva ocorrido até o instante t e o acréscimo total de tensão efetiva no final do adensamento, que corresponde ao acréscimo total de tensão aplicada.

Segundo Pinto (2006), pode-se expressar a porcentagem de adensamento em função das poro-pressões. No instante de carregamento:

$$\sigma'_2 - \sigma'_1 = u_i \quad (2.24)$$

No instante t :

$$\sigma'_2 - \sigma' = u \quad (2.25)$$

e

$$\sigma' - \sigma'_1 = u_i - u \quad (2.26)$$

$$\text{Logo } U_z = \frac{\sigma' - \sigma'_1}{\sigma'_2 - \sigma'_1} = \frac{u_i - u}{u_i} \quad (2.27)$$

Segundo Pinto (2006), pode-se dizer que o grau de adensamento é igual ao grau de dissipação da poro-pressão, ou seja, a relação entre a poro-pressão dissipada até o instante t e a poro-pressão total provocada pelo carregamento e que vai se dissipar durante o adensamento.

2.3.3 Dedução da teoria (segundo Pinto, 2006)

Segundo Pinto (2006), o objetivo da teoria é determinar, em qualquer instante e em qualquer posição da camada que está adensando, o grau de adensamento, ou seja, as deformações, os índices de vazios, as tensões efetivas e as poro-pressões correspondentes.

Considere-se um elemento de solo submetido ao processo de adensamento, conforme ilustra a Figura 2.11, e a hipótese que o fluxo é unidimensional.

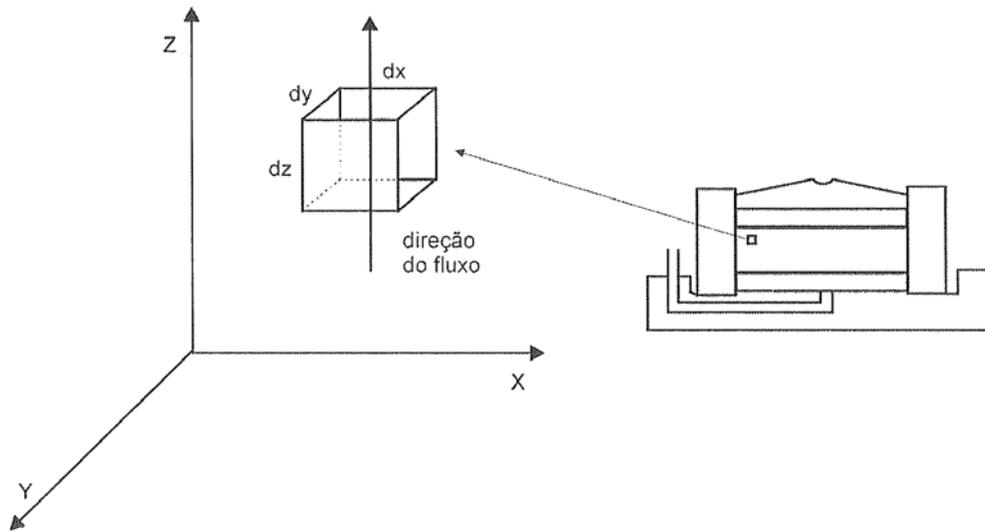


Figura 2.11 – Elemento infinitesimal do solo (Pinto, 2006).

Com base na equação do fluxo tridimensional, que considera que não há variação de volume do elemento, pode-se concluir que o volume de água que entra e sai do elemento num certo intervalo (t) é o mesmo, portanto a vazão de saída e de entrada segundo as três direções é a mesma.

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \left(k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) dx dy dz = 0 \quad (2.28)$$

No adensamento unidimensional, há variação de volume ao longo do tempo, e o fluxo se dá só na direção vertical. Logo:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \left(k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) dx dy dz = 0 \quad (2.29)$$

A variação de volume do solo corresponde à variação de seu índice de vazios, então se pode ilustrar a estrutura do solo conforme a Figura 2.12.

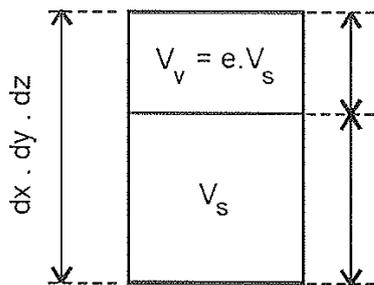


Figura 2.12 – Esquema da estrutura do solo (Pinto, 2006).

Tem-se, por definição, que o índice de vazios é o volume de vazios V_v sobre o volume de sólidos V_s , dado pela equação:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2.30)$$

Assim:

$$V_v = e V_s \quad (2.31)$$

Logo, tem-se:

$$V_v + V_s = 1 \quad (2.32)$$

$$V_v = 1 - V_s$$

$$1 - V_s = eV_s$$

$$1 = V_s + eV_s \rightarrow 1 = V_s(e + 1)$$

$$V_s = \left(\frac{1}{e+1}\right) dx dy dz \quad (2.33)$$

Analogamente, tem-se:

$$V_v = e.V_s$$

$$V_v = e \left(\frac{1}{e+1}\right)$$

$$V_v = \left(\frac{e}{e+1}\right) dx dy dz \quad (2.34)$$

Então a variação de volume é dada por:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{e}{1+e}\right) dx dy dz \text{ ou } \frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial e}{\partial t} \frac{dx dy dz}{1+e} \quad (2.35)$$

Sabe-se que $\frac{dx dy dz}{1+e}$ é o volume dos sólidos e, portanto, invariável com o tempo, ao se igualar essa expressão com a obtida considerando a percolação, e simplificando o fator comum $dx dy dz$, tem-se:

$$k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{\partial e}{\partial t} \frac{1}{1+e} \quad (2.36)$$

Sabe-se que o fluxo é devido à diferença de carga hidráulica, sendo assim, só a carga em excesso à hidrostática provoca fluxo. Portanto, a carga h pode ser substituída pela pressão na água, u , dividida pelo peso específico da água, γ_0 .

Se a_v é igual a $\frac{de}{du}$, tem-se:

$$k \frac{\partial^2 (u/\gamma_w)}{\partial z^2} = a_v \frac{\partial u}{\partial t} \cdot \frac{1}{1+e} \quad (2.37)$$

$$\frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.38)$$

O termo $k(1+e)/a_v \gamma_w$ reflete as características do solo (permeabilidade, compressibilidade e porosidade) e é denominado coeficiente de adensamento (c_v).

$$c_v = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \text{ ou } k = \frac{c_v a_v \gamma_w}{1+e} \quad (2.39)$$

A equação diferencial do adensamento assume a seguinte forma:

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.40)$$

Esta equação diferencial mostra a variação da pressão, ao longo da profundidade, através do tempo. Pode-se dizer que a variação da poro-pressão é a própria variação das deformações, uma vez que se admite a hipótese linear entre índice de vazios e tensão vertical efetiva.

Para o problema de adensamento unidimensional, as condições de contorno são as seguintes (no caso de ensaio de densamento).

- 1) Existe completa drenagem nas duas extremidades da amostra. Então, para $t = 0$, a poro-pressão nas duas extremidades é nula ($z = 0$ e $z = 2.H_d$) sendo H_d a metade da espessura da amostra H . H_d é portanto a maior distância de percolação da água.
- 2) A poro-pressão inicial, constante ao longo de toda altura, é igual ao acréscimo de pressão aplicada. Na integração da equação do adensamento, a variável tempo sempre aparece associada ao coeficiente de adensamento e à maior distância de percolação, pela expressão:

$$\frac{c_v.t}{H_d^2} = T \quad (2.41)$$

O símbolo T é denominado fator tempo e é adimensional. Ele correlaciona os tempos de recalques às características do solo, através de c_v , e à condição de drenagem do solo, através de H_d .

O resultado da integração da equação, para as condições de contorno acima, é dada pela expressão:

$$U_z = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \left(\sin \frac{M.z}{H_d} \right) \cdot e^{-TM^2}, \text{ com } M = \frac{\pi}{2} (2m + 1) \quad (2.42)$$

Onde U_z é o grau de adensamento ao longo da profundidade, pois a dissipação da poro-pressão não se dá uniformemente ao longo da profundidade.

2.3.4 Fórmulas aproximadas relacionando recalques com o fator tempo (segundo Pinto, 2006)

A evolução das porcentagens de recalques em função do tempo, resultante da teoria do adensamento, é dada pela equação 2.43, que não é aplicada na prática em virtude de sua complexidade.

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-TM^2} \quad (2.43)$$

Duas equações empíricas ajustam-se muito bem à equação teórica, cada uma a um trecho da reta:

Para $U \leq 0,6$ (60%)

$$T = \left(\frac{\pi}{4}\right) \cdot U^2, \quad (2.44)$$

e para $U > 0,6$ (60%)

$$T = -0,933 \cdot \log(1 - U) - 0,085 \quad (2.45)$$

2.3.5 Obtenção do coeficiente de adensamento a partir do ensaio

O valor de c_v pode ser determinado a partir do ensaio de adensamento. Em cada estágio do carregamento traça-se a curva leitura do extensômetro pelo logaritmo do tempo ou pela raiz quadrada do tempo, onde é possível calcular o valor de c_v de maneira gráfica, pelo método de Taylor (raiz de t) e de Casagrande (log t).

2.3.5.1 Método de Casagrande (logaritmo do tempo)

Este método, descrito em Pinto (2006), baseia-se no formato da curva de porcentagem de recalque, U , em função do fator tempo, T , lançada em escala semilogarítmica, como mostrado na Figura 2.13a. Os dados do ensaio, quando colocados em função do logaritmo do tempo, realçam o trecho de adensamento primário, como é mostrado na Figura 2.13b.

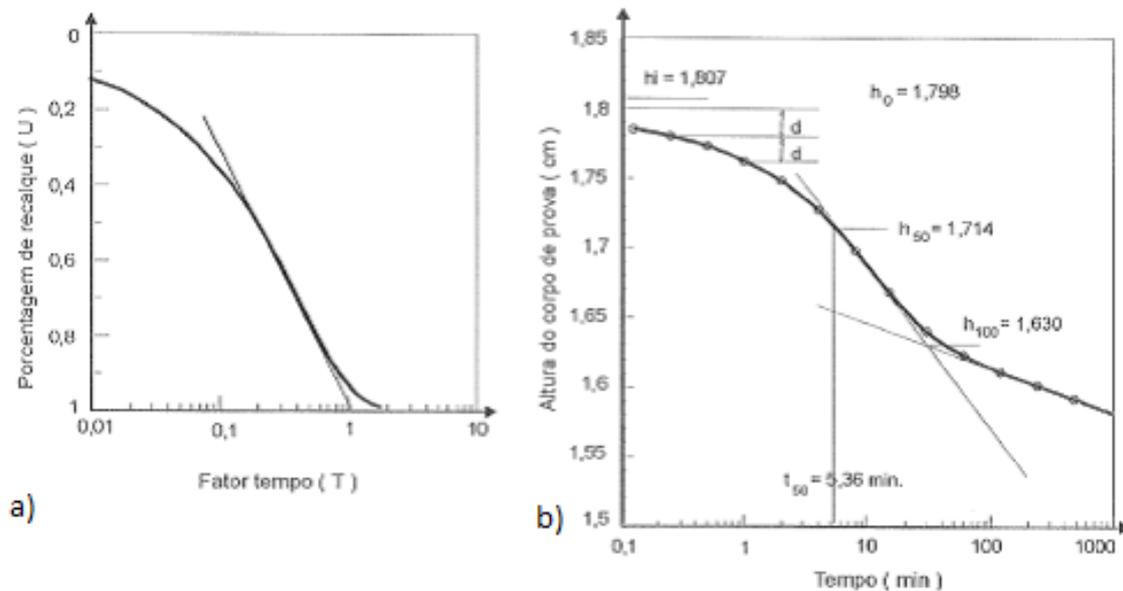


Figura 2.13 – Determinação de c_v pelo método de Casagrande (Pinto 2006, adaptada).

As operações são as seguintes (Pinto, 2006):

- 1) Determina-se a altura do corpo de prova correspondente ao início do adensamento primário, que não é necessariamente a altura antes da aplicação da carga, em virtude da compressão inicial. Como a parte inicial da curva é parabólica, conforme visto acima, toma-se a ordenada para um tempo qualquer no trecho inicial, t , verifica-se sua diferença com a ordenada para um tempo $4t$ e soma-se esta diferença com a ordenada para um tempo t , obtendo-se assim a ordenada correspondente ao início do adensamento primário. O procedimento pode ser verificado repetindo-se para dois ou mais tempos t na parte inicial da curva e comparando-se os resultados.
- 2) Estima-se a altura do corpo de prova correspondente ao final do adensamento primário pela ordenada da interseção da tangente ao ponto de inflexão da curva com a assíntota ao trecho final da curva, que na escala logarítmica é linear e que corresponde ao adensamento secundário.
- 3) Determina-se a altura do corpo de prova quando 50% do adensamento tiver ocorrido, que é a média dos dois valores obtidos anteriormente.
- 4) Verifica-se, pela curva, o tempo em que teriam ocorrido 50% dos recalques por adensamento primário.
- 5) Calcula-se o coeficiente de adensamento pela equação (2.46).

$$c_v = \frac{0,197 H_d^2}{t_{50}} \quad (2.46)$$

Onde:

$T = 0,197$ é o fator tempo correspondente a 50% de adensamento,

t_{50} = corresponde ao tempo em que ocorreu 50% de recalque,

H_d = a metade da altura média do corpo de prova.

2.3.5.2 Método de Taylor (raiz quadrada do tempo)

Este método baseia-se no formato da curva de U em função de T , quando a raiz quadrada do fator tempo é colocada em abscissas, como mostrado na Figura 2.14a. Esta representação realça o trecho inicial da curva que, por ser parabólico, apresenta-se como uma reta nesta representação. Pinto (2006) descreve este método da seguinte forma:

Os dados do ensaio são colocados em função da raiz quadrada do tempo, como se mostra na Figura 2.14b. O trecho inicial é aproximadamente uma reta, como o trecho correspondente da curva teórica. A interseção desta reta com o eixo das ordenadas indica a altura do corpo de prova antes do adensamento. A diferença entre este ponto e a altura do corpo de prova antes do carregamento indica a compressão inicial.

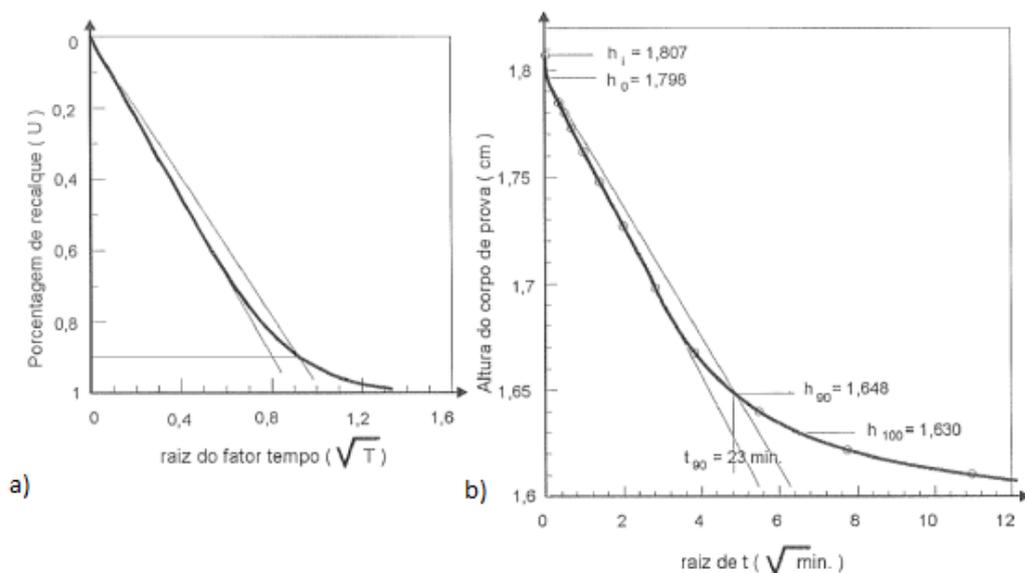


Figura 2.14 – Determinação do c_v pelo método de Taylor (Pinto, 2006, adaptada).

Do início do adensamento primário, traça-se uma reta com abscissas iguais a 1,15 vezes as abscissas correspondentes da reta inicial. A interseção desta reta com a curva do ensaio indica o ponto em que teriam ocorrido 90% dos recalques. Tal afirmativa é decorrente da equação parabólica da parte inicial da curva de adensamento para $U = 0,9$, $T = 0,64$, cuja raiz quadrada é 0,80. Pela solução da teoria do adensamento, para $U = 0,9$, $T = 0,848$, cuja raiz quadrada é 0,92, ou seja, 15% maior do que 0,80.

Definido o ponto correspondente a 90% de recalque, em que isto ocorreu, o tempo, t_{90} , é determinado, e o coeficiente de adensamento pode, então, ser calculado pela equação 2.47:

$$c_v = \frac{0,848 H_d^2}{t_{90}} \quad (2.47)$$

O coeficiente de adensamento varia para os diversos incrementos de carga. Seu cálculo é feito para cada estágio de carregamento e os resultados são apresentados em função da média do intervalo de pressões aplicada.

2.4 Amolgamento

Segundo Martins (2013), em argilas moles saturadas o amolgamento é a destruição parcial ou total da estrutura original por deformação de distorção, sem que haja variação de volume, ou seja, sem perda de umidade.

2.4.1 Causas do amolgamento

Os procedimentos de amostragem, transporte, armazenamento e moldagem de corpos de prova inevitavelmente alteram o estado de tensões em que o solo estava submetido no campo. Muitas vezes estes procedimentos, quando realizados de forma inadequada, provocam deformações na amostra de tal ordem que alteram a estrutura do solo, alterando as suas propriedades, como a compressibilidade e a resistência não-drenada.

As operações mais críticas que acabam ocasionando o amolgamento das amostras são: a extração no campo e o transporte, em geral pelo desconhecimento dos efeitos prejudiciais que o amolgamento traz à amostra e ou pelo não cumprimento da norma brasileira que regulamenta estes procedimentos (*NBR-9820/97 – Coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência em furos de sondagem*), de acordo com Martins (2013).

No caso de argilas moles saturadas o amolgamento se dá de forma não-drenada, ou seja, sem variação de volume, significando que a destruição da estrutura do solo ocorre devido apenas às deformações cisalhantes. O solo amostrado sofre distorções nas seguintes ocasiões (ver Ladd & DeGroot, 2003 para maiores detalhes):

a) Distorção por extensão devida ao alívio de tensão vertical total pela abertura do furo para amostragem.

Uma forma de minimizar este efeito é realizar todo o procedimento de execução do furo e amostragem com o mesmo cheio de lama bentonítica, mantendo o tubo de revestimento acima do nível do terreno e com o nível de lama o mais alto possível.

b) Distorção dos elementos do solo amostrado junto à parede interna do amostrador durante sua cravação.

Quanto maior o diâmetro do amostrador e mais fina a sua parede menor é a perturbação da amostra, devendo-se lembrar que a região central da amostra é a menos afetada pelo amolgamento.

c) Distorção dos elementos do solo junto à parede interna do amostrador durante a extração da amostra.

Para evitar mais esta perturbação, Ladd & DeGroot (2003) recomendam cortar o tubo amostrador em segmentos e com um fio de aço, introduzido com o auxílio de uma agulha, destacar a amostra do segmento de tubo já cortado.

Aguiar (2008), Andrade (2009) e Jannuzzi (2013) apresentam detalhadamente as especificações técnicas para coleta de amostras indeformadas e o procedimento de moldagem dos corpos de prova para realização dos ensaios de adensamento. Em Jannuzzi (2013), verificou-se claramente a importância dos cuidados no processo de amostragem para a obtenção de amostras de excelente qualidade. Nesta pesquisa as forças de cravação e extração do amostrador foram medidas e um estudo detalhado sobre o assunto foi realizado.

2.4.2 Efeitos do amolgamento na curva de compressão edométrica

Segundo Martins e Lacerda (1994), quem primeiro se atentou para o problema da influência da qualidade da amostra no ensaio de compressão unidimensional foi Casagrande (1936). Entretanto, Rutledge (1944) foi quem primeiro descreveu os primeiros efeitos do amolgamento sobre a curva e versus σ'_v (log).

Os efeitos do amolgamento tornam-se evidentes ao se compararem os resultados de ensaios em amostras de boa e má qualidade, como mostra a Figura 2.15. Para isso, tomem-se, por exemplo, os resultados obtidos por Coutinho (1976) na argila do Sarapuí.

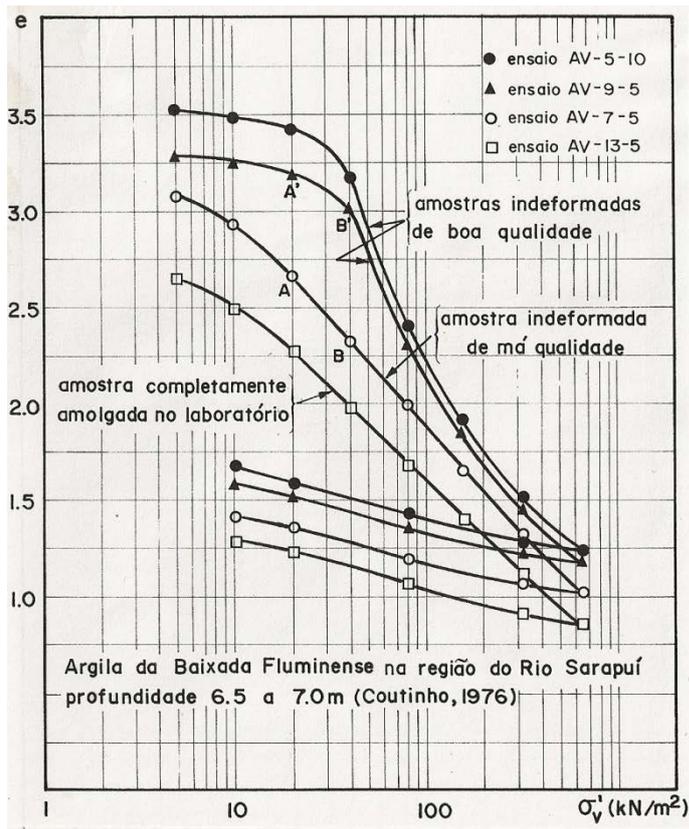


Figura 2.15 - Efeitos do amolgamento da amostra nas curvas de compressão edométrica (Coutinho, 1976).

Os efeitos mais marcantes do amolgamento das amostras sobre a curva e versus $\log \sigma'_v$, abordados por Martins e Lacerda (1994), são:

a) Qualquer que seja a tensão vertical efetiva (σ'_v), o índice de vazios (e) é menor para amostras de qualidade inferior.

b) O trecho de maior curvatura do gráfico e versus $\log \sigma'_v$ torna-se menos acentuado, dificultando a determinação da tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}).

c) Redução do valor estimado para σ'_{vm} .

d) Aumento da compressibilidade na região de recompressão.

e) Decréscimo da compressibilidade no trecho de compressão virgem.

f) Eliminação da concavidade da curva e versus $\log \sigma'_v$ no trecho virgem, resultando em uma linha aproximadamente reta.

2.5 Qualidade da amostra

2.5.1 Generalidades

De acordo com Jannuzzi (2013), corpo de prova pode ser definido como uma porção de solo moldado a partir de uma amostra para se realizar ensaios. Assim, o que é chamado qualidade da amostra é na realidade qualidade do corpo de prova, uma vez que, na maioria dos casos, o que é avaliado ao final é a qualidade do corpo de prova para a realização do ensaio e não da amostra. Entretanto, o termo qualidade da amostra tornou-se tão consagrado que será mantido no presente trabalho.

A qualidade da amostra depende de vários fatores, envolvendo os processos desde a recuperação da amostra no processo de amostragem até a extrusão (quando realizada) e o processo de moldagem até a colocação no equipamento de ensaio.

Não existe método definitivo para se determinar a qualidade absoluta da amostra (Ladd & DeGroot, 2003). Tal como comentado no item 2.4.2, a influência do amolgamento no caso de curvas de compressão edométrica se manifesta na diminuição da tensão de sobreadensamento, (ou da razão de sobreadensamento), e do índice de compressão, já no trecho de recompressão há um aumento do valor do índice de recompressão. Além disso, a curva em formato de “S” é característica de uma boa qualidade da amostra, tal como ilustrada, por exemplo, por Coutinho (1976) para a argila mole de Sarapuí I.

As observações acima são de natureza qualitativa. Alguns poucos critérios quantitativos para se avaliar a qualidade da amostra foram propostos, e a sugestão de Lunne *et al.* (1997) é muito utilizada atualmente.

O uso do critério de Lunne *et al.* (1997) implica na necessidade de realização do ensaio. Para se avaliar a qualidade da amostra a priori podem-se realizar ensaios, tal como raio X, usado há muitos anos (Hvorslev, 1949). Medidas da sucção inicial da amostra, comparação entre as velocidades de onda cisalhante obtidas no corpo de prova no laboratório e no campo têm sido utilizadas (e.g., Hight e Leroueil, 2003, Landon, 2004, Lunne e Long, 2006, Tanaka e Nishida, 2007).

2.5.2 Critério quantitativo proposto por Lunne *et al.* (1997), as modificações sugeridas por Coutinho (2007) e Andrade (2009)

Lunne *et al.* (1997) basearam sua proposta na relação $\Delta e/e_0$, sendo $\Delta e = e - e_0$ a diferença observada entre o índice de vazios inicial da amostra e_0 e o índice de vazios associado à tensão vertical efetiva sob a qual a amostra se encontrava submetida no campo, e . A tabela 2.1 apresenta a classificação proposta por Lunne *et al.* (1997).

Tabela 2.1 - Classificação da qualidade da amostra (Lunne *et al.*, 1997).

| OCR | $\Delta e/e_0$ | | | |
|-----|-----------------------|---------------|-----------|-------------|
| | Muito boa a excelente | Boa a regular | Pobre | Muito pobre |
| 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 |

Cabem ainda os seguintes comentários quanto à proposta de Lunne *et al.* (1997):

Com base nos resultados de ensaios em argilas moles brasileiras, Coutinho (2007) propôs alterações nos limites da tabela de Lunne *et al.* (1997), tornando o critério menos rigoroso (ver tabela 2.2). As argilas ensaiadas por Coutinho (2007) possuem OCR entre 1 e 2,5.

Tabela 2.2 - Classificação da qualidade da amostra (Coutinho, 2007).

| OCR | $\Delta e/e_0$ | | | |
|-------|-----------------------|---------------|-----------|-------------|
| | Muito boa a excelente | Boa a regular | Pobre | Muito pobre |
| 1-2,5 | <0,05 | 0,05-0,08 | 0,08-0,14 | >0,14 |

Andrade (2009) sugeriu uma modificação da proposta de Coutinho (2007) - definindo melhor os intervalos -, a qual está apresentada na tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Classificação da qualidade da amostra (Andrade, 2009).

| OCR | $\Delta e/e_0$ | | | | | |
|-------|-----------------------|-----------------|---------------|-----------------|---------------------|-------------|
| | Muito boa a excelente | Muito boa a boa | Boa a regular | Regular a pobre | Pobre a muito pobre | Muito pobre |
| 1-2,5 | <0,05 | 0,05-0,065 | 0,065-0,08 | 0,08-0,11 | 0,11-0,14 | >0,14 |

Vale ressaltar que, mesmo com todos os cuidados desde a amostragem até a moldagem do corpo de prova no laboratório, nenhuma das amostras de Andrade (2009), utilizando o critério de Lunne *et al.* (1997), mais rigoroso, foi classificada como muito boa a excelente. De fato, dos 32 corpos de prova, 72% podem ser classificados como de qualidade boa a regular. Por outro lado, usando-se o critério de Coutinho (2007), 91% dos corpos de prova são de qualidade muito boa a excelente ou boa a regular. Sabe-se que Andrade (2009) teve o máximo de zelo possível desde a amostragem até a moldagem dos corpos de prova. Jannuzzi (2013) aprimorou o procedimento de amostragem e obteve em quase totalidade de suas amostras resultados de excelente qualidade pelo critério de Lunne *et al.* (1997), onde se pode concluir que não há necessidade de flexibilização deste critério.

CAPÍTULO 3

METODOLOGIA

3.1 O equipamento de ensaio de DSS utilizado na presente pesquisa

O equipamento de ensaio de DSS, de fabricação Geocomp, empregado na presente pesquisa é composto de duas partes principais, além de computador e acessórios.

i) Quadro de carregamento, que inclui os componentes que geram as forças (vertical e horizontal) no corpo de prova, bem como os sensores que medem as forças e os deslocamentos verticais e horizontais.

ii) Caixa de cisalhamento, onde é inserido o corpo de prova, mantendo água em seu entorno. Inclui top cap e elementos porosos de topo e base. O equipamento tem a possibilidade de realização de ensaios de cisalhamento direto e DSS, sendo nesse caso empregados anéis justapostos. O diâmetro do corpo de prova é de 63,5 mm.

O equipamento, que pode ser visualizado na Figura 3.1, é totalmente automatizado, tanto na fase de adensamento do corpo de prova como na fase de cisalhamento. Diagramas esquemáticos do equipamento, fornecidos pelo fabricante, estão incluídos nas Figuras 3.2 e 3.3. Este equipamento foi inicialmente instalado no Laboratório de Mecânica dos Solos Fernando Emmanuel Barata da Escola Politécnica, onde foi utilizado, sobretudo para ensaios de cisalhamento direto. No caso de DSS foi utilizado para ensaios em areias por estudantes de iniciação científica do professor Leonardo Becker. Atualmente ele está instalado no Laboratório de Ensaio de Campo e Instrumentação onde várias pesquisas estão sendo realizadas com o equipamento, como (Jannuzzi, 2013, e presente pesquisa).

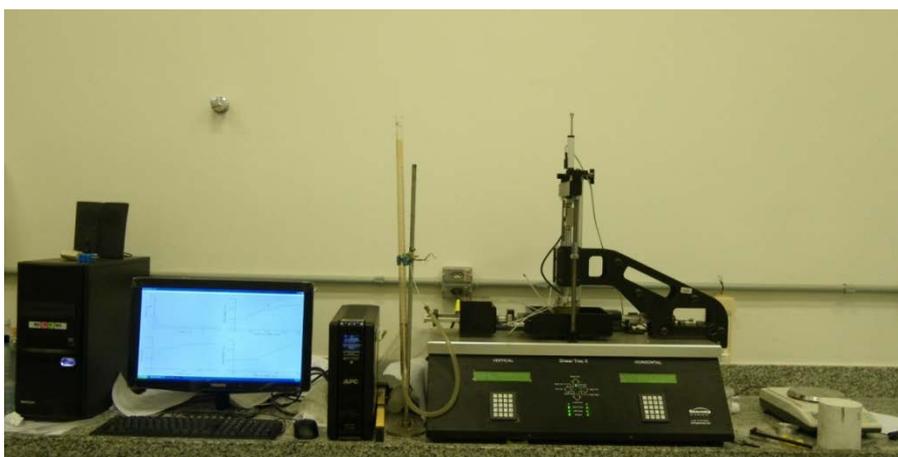


Figura 3.1 – Vista geral do equipamento instalado no Laboratório de Ensaio de Campo e Instrumentação (Jannuzzi, 2013).

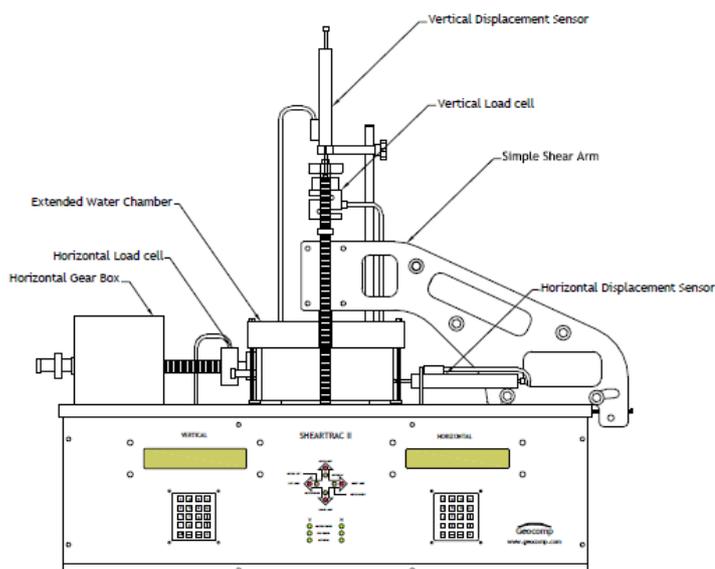


Figura 3.2 – Diagrama esquemático da parte frontal do equipamento Geocomp (Jannuzzi, 2013).

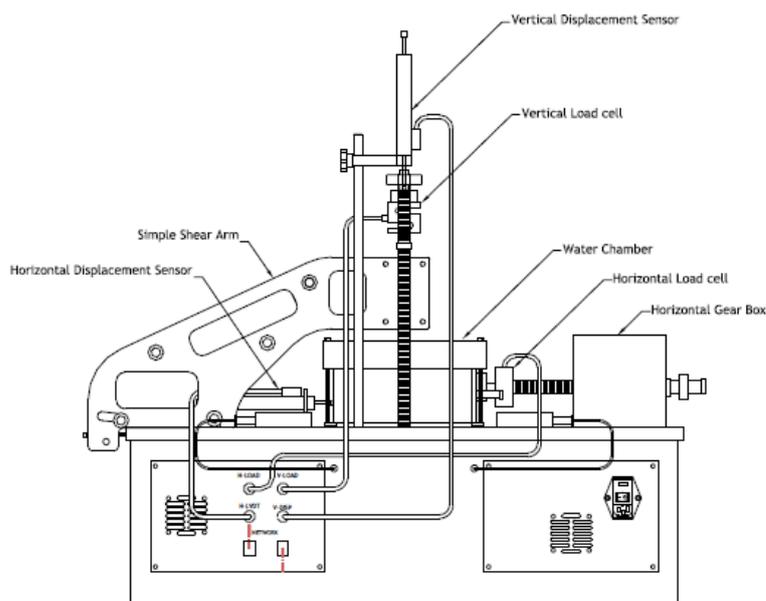


Figura 3.3 - Diagrama esquemático da parte traseira do equipamento Geocomp (Jannuzzi, 2013).

De acordo com Jannuzzi (2013), dois aspectos precisam ser modificados no equipamento. O primeiro diz respeito ao top cap e à haste de fixação correspondente, ambos de aço inox. Seu peso é de ordem a gerar tensões significativas quando comparadas a tensões in situ de amostras a pequenas profundidades. Isso não seria problema se houvesse um sistema de compensação desse peso, com um braço, à semelhança do equipamento do NGI. O segundo é a ausência de pinos nos elementos porosos, o que pode contribuir para o deslizamento do top cap em relação ao corpo de

prova. Dessa forma, Jannuzzi (2013) sugere a fabricação de top cap e haste de fixação mais leves e de novos elementos porosos do topo e da base com pinos.

3.2 Procedimentos de preparação de corpos de prova para equipamento DSS com anéis justapostos

Segundo Jannuzzi (2013), uma das principais dificuldades associadas ao emprego do equipamento Geocomp diz respeito à moldagem dos corpos de prova, especialmente indeformados.

A moldagem dos corpos de prova da presente pesquisa foi realizada com emprego de anel simples (biselado), da mesma forma como são moldados os corpos de prova para os ensaios de adensamento, seguindo o procedimento utilizado por Jannuzzi (2013), tendo sido necessária a fabricação de um dispositivo permitindo a extrusão do corpo de prova para possibilitar sua inserção no equipamento de DSS.

A Figura 3.4 ilustra a cravação do anel (lubrificado com óleo de silicone) utilizado com o DSS em uma amostra, com o emprego de torno.



Figura 3.4 – Cravação do anel de DSS para a moldagem do corpo de prova (Jannuzzi, 2013).

Após a cravação do anel, passa-se a agulha com fio de violão e retira-se a amostra do tubo, conforme ilustra a Figura 3.5. Parte da amostra é destinada à obtenção do teor de umidade. A moldagem da amostra referente à regularização de sua parte superior está ilustrada na Figura 3.6.



Figura 3.5 – Retirada da amostra do tubo amostrador e determinação do teor de umidade (Jannuzzi, 2013).



Figura 3.6 – Moldagem da amostra (Jannuzzi, 2013).

Após a moldagem o anel com o corpo de prova é colocado na base do DSS (bottom cap), conforme ilustra a Figura 3.7. O passo seguinte consiste na retirada do

anel, que não pode ser efetuada pela base, apenas pela parte superior. Assim, posiciona-se o dispositivo fabricado – consistindo de disco de plástico de baixa densidade com diâmetro igual ao do corpo de prova, fixado em uma haste metálica –, sobre o corpo de prova (Figura 3.8a). Puxa-se, em seguida, o anel, conforme ilustrado na Figura 3.8b.

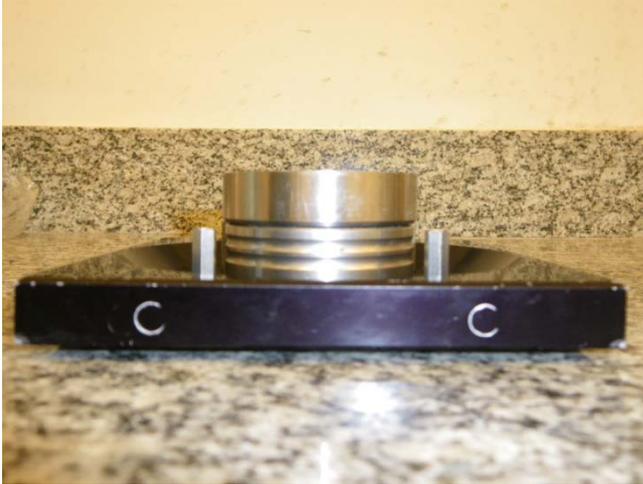


Figura 3.7 – Anel com corpo de prova na base do DSS (Jannuzzi, 2013).



Figura 3.8 – (a) Dispositivo para a retirada do anel; (b) anel de DSS sendo retirado (Jannuzzi, 2013).

Coloca-se a seguir a membrana de borracha no anel específico para esse fim (anel de vácuo), liga-se o vácuo, insere-se o conjunto em torno do corpo de prova, desliga-se o vácuo e retira-se o anel (Figura 3.9).

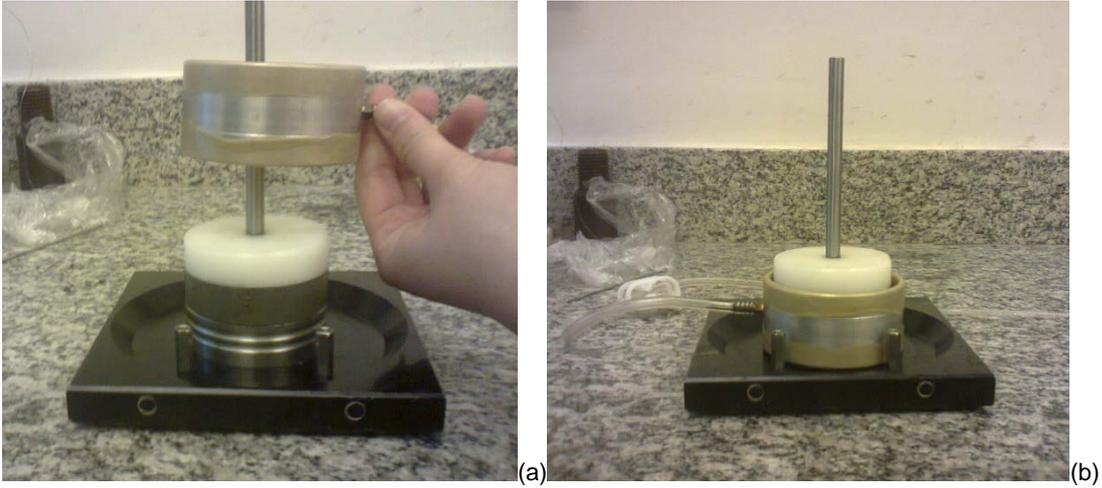


Figura 3.9 – (a) Descida do anel com a membrana de borracha; (b) Posicionamento em torno do corpo de prova (Jannuzzi, 2013).

Após a retirada do dispositivo empregado para a remoção do anel, coloca-se a parte superior com o elemento poroso (top cap), conforme ilustra a Figura 3.10. Retira-se o anel de vácuo, colocam-se os “o-rings” no bottom cap e no top cap. Em seguida são colocados os anéis justapostos (Figura 3.11).



Figura 3.10 – Top cap sendo colocado no topo do corpo de prova (Jannuzzi, 2013).



Figura 3.11 – Anéis justapostos e o-ring do top cap colocados no corpo de prova (Jannuzzi, 2013).

Após a montagem do conjunto, este é pesado e em seguida posicionado no equipamento de DSS para a realização do ensaio, conforme ilustram as Figura 3.12 a e b.

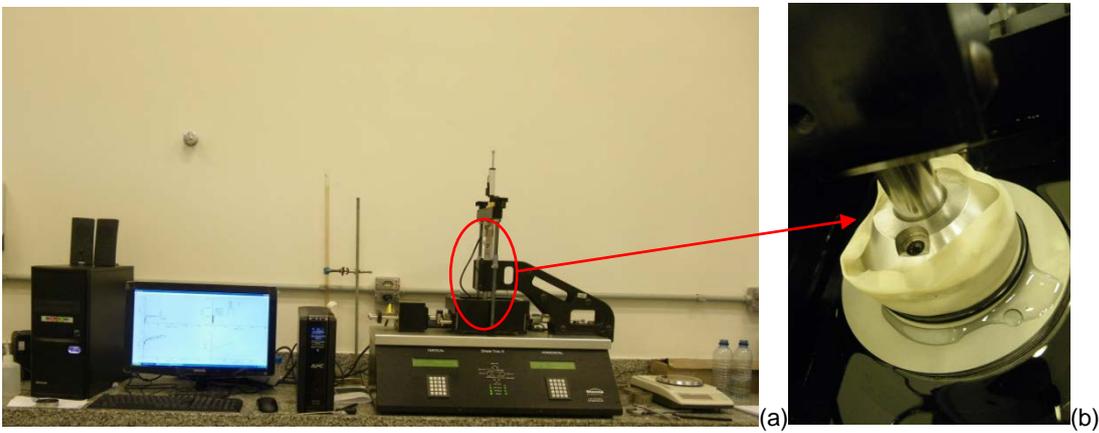


Figura 3.12 – (a) Ensaio de DSS sendo realizado; (b) Detalhe do corpo de prova durante o ensaio (Jannuzzi, 2013).

Após a realização do ensaio, desmonta-se o conjunto, tal como ilustrado na figura 3.13.

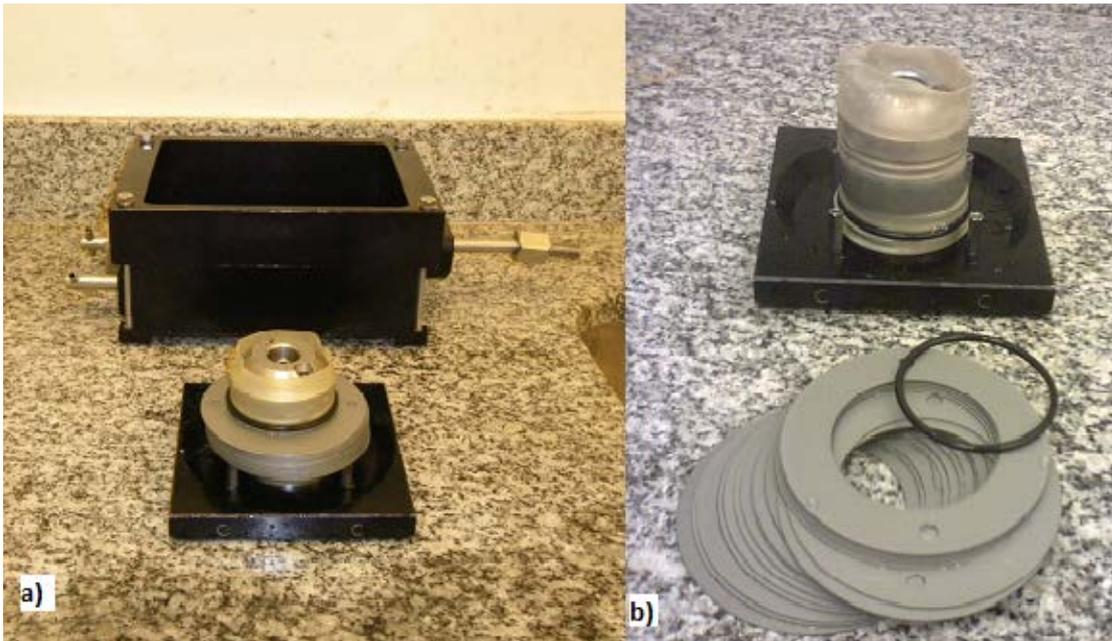


Figura 3.13 – (a) Desmontagem do ensaio de DSS; (b) retirada dos anéis (Jannuzzi, 2013).

3.3 Descrição das amostras

Neste trabalho foram consideradas as profundidades nominais de 3 m e 6 m. As amostras utilizadas na presente pesquisa foram coletadas com o novo amostrador, que foi considerada por Jannuzzi (2013) o amostrador que forneceu amostras de melhor qualidade dentre os amostradores diferentes empregados por aquela pesquisadora.

Os ensaios de adensamento padrão 24 horas realizados na prensa de adensamento, no Laboratório de Reologia da COPPE/UFRJ, estão detalhados em Jannuzzi (2013). A presente pesquisa irá descrever as amostras obtidas nos ensaios de adensamento realizados no equipamento de DSS. A Figura 3.14, mostra a posição do tubo amostrador de onde foram retiradas as amostras. A sigla TCC – Ad Indeformado identifica os ensaios de adensamento realizados no presente projeto de final de curso.

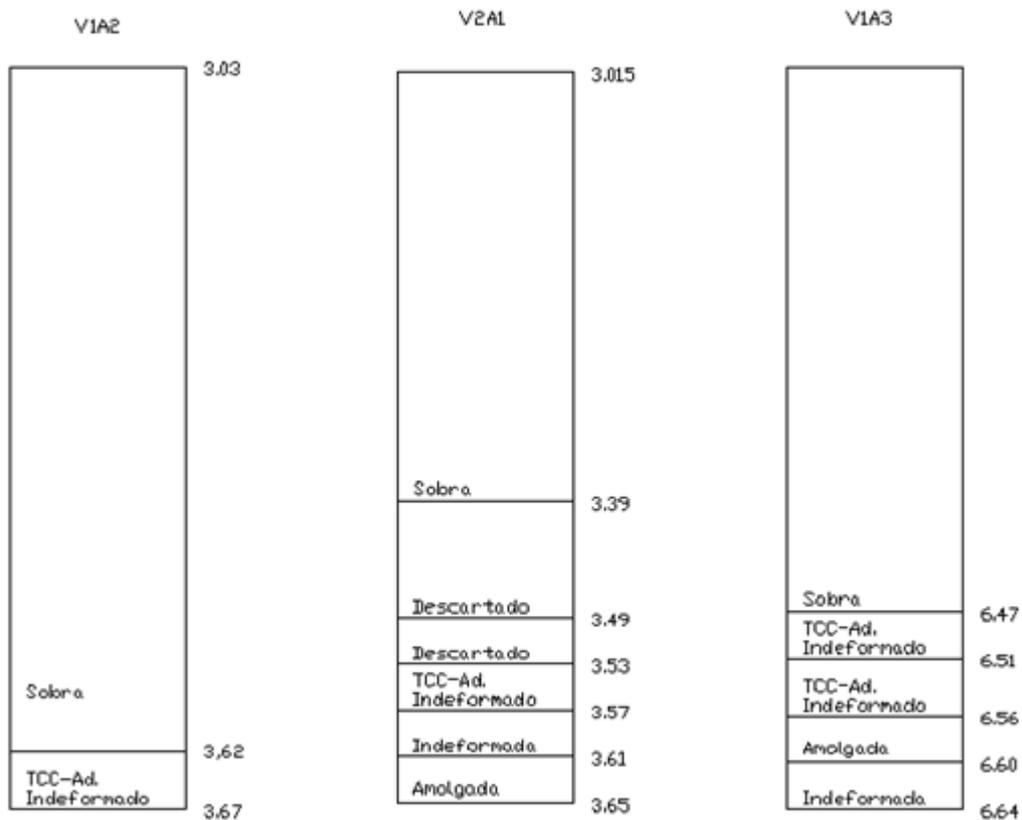


Figura 3.14 – Representação esquemática da posição das amostras nos tubos amostradores.

3.3.1 Amostras na profundidade de 3 m.

A primeira amostra, na profundidade de 3,53 m - 3,57 m, de profundidade média 3,55 m, foi retirada do mesmo tubo amostrador utilizado para a realização dos ensaios de adensamento padrão 24 horas. A argila apresentava coloração cinza claro e não aparentava fragmentos de concha significativos, conforme ilustra a Figura 3.15. Após o ensaio, o corpo de prova foi analisado e verificou-se de fato a não existência de fragmentos de conchas, conforme ilustra a Figura 3.16.



Figura 3.15– Moldagem do corpo de prova, profundidade média de 3,55 m.



Figura 3.16 – Amostra seca e aberta após a realização do ensaio, profundidade média de 3,55 m.

A segunda amostra, na profundidade de 3,63 m - 3,67 m, de profundidade média 3, 65 m, não foi possível ser moldada devido à grande concentração de conchas, algumas inteiras e fechadas, outras abertas, além de muitos fragmentos; nas extremidades da amostra as conchas encontravam-se fechadas. Outro fragmento de tubo foi cortado, com uma espessura maior de 10 cm, que corresponde à profundidade de 3,39 m – 3,49 m, e, novamente não foi possível moldar o corpo de prova devido à

grande concentração de conchas conforme descrito anteriormente. A Figura 3.17 mostra a amostra e a Figura 3.18 mostra as conchas retiradas da amostra.

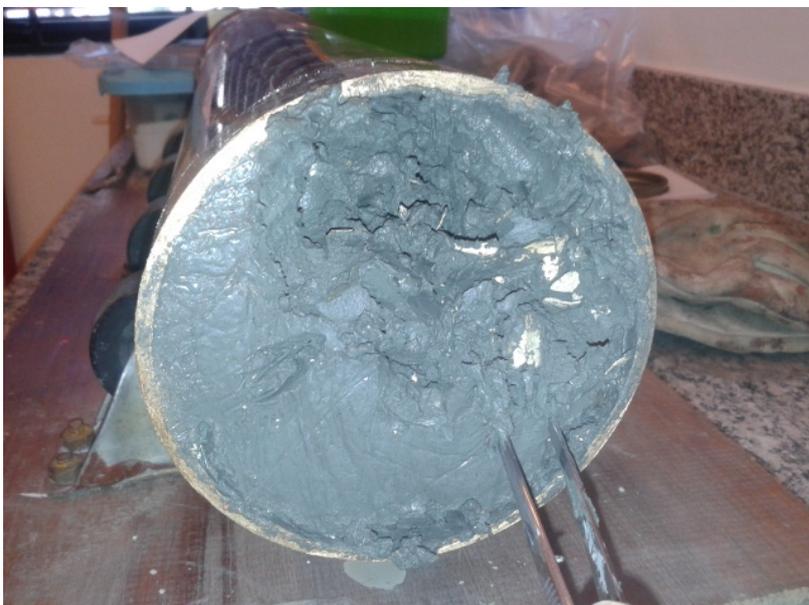


Figura 3.17 – Amostra com fragmentos de conchas, profundidade de 3,39 – 3,49 m.



Figura 3.18 – Fragmentos de conchas retiradas da profundidade de 3,39 – 3,49 m.

Optou-se assim por realizar os ensaios com outro tubo, na mesma profundidade nominal.

A amostra na qual foi moldado o corpo de prova na profundidade de 3,63 m-3,67 m apresentou grande concentração de fragmentos de conchas, conchas inteiras abertas e fechadas. A Figura 3.19 ilustra a amostra com os fragmentos de conchas,

podendo-se verificar uma concentração no lado direito do amostrador; na Figura 3.20 podem ser observadas as conchas fechadas.



Figura 3.19 - Amostra com os fragmentos de conchas, profundidade de 3,63 - 3,67 m.



Figura 3.20 - Amostra com conchas fechadas, profundidade de 3,63 - 3,67 m.

As conchas e a maioria dos fragmentos de conchas foram removidas e o corpo de prova foi moldado e ensaiado. Após o ensaio o corpo de prova foi aberto, tendo-se verificado ainda a presença de fragmentos de conchas em seu interior. A Figura 3.21 mostra o corpo de prova após o ensaio.



Figura 3.21 – Corpo de prova após a realização do ensaio ainda com fragmentos de conchas, profundidade de 3,63 - 3,67 m.

3.3.2 Amostras na profundidade de 6 m

O tubo amostrador utilizado para a realização dos ensaios da presente pesquisa foi o mesmo utilizado por Jannuzzi (2013) para os ensaios de adensamento padrão 24 horas.

Foram moldados dois corpos de prova nas profundidades de 6,51 m - 6,56 m, de profundidade média 3,53m, e 6,47 m - 6,51 m, de profundidade média 6,49 m, em ambos foi encontrada grande concentração de matéria orgânica e na profundidade de 6,51 m - 6,56 m foi encontrada uma lente de areia, que foi removida durante a moldagem. As Figuras 3.22 e 3.23 mostram a matéria orgânica. A Figura 3.24 mostra a lente de areia, e a Figura 3.25 um fragmento de matéria orgânica retirado da amostra.



Figura 3.22 - Concentração de matéria orgânica, profundidade de 6,51 m - 6,56 m.

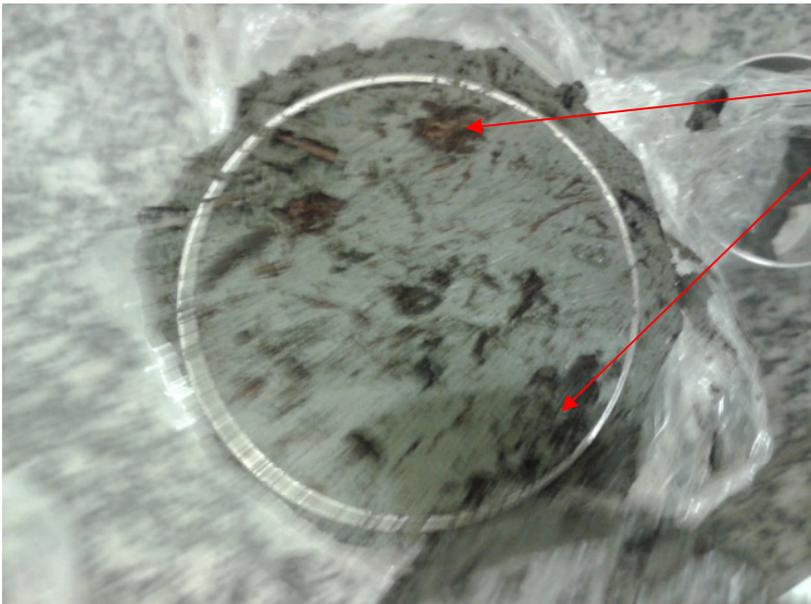


Figura 3.23 - Concentração de matéria orgânica, profundidade de 6,51 m - 6,56 m.



Figura 3.24 – Lente de areia, profundidade de 6,51 m - 6,56 m



Figura 3.25 – Matéria orgânica, profundidade de 6,51 m - 6,56 m.

3.4 Procedimento de ensaio

Foram realizados ensaios de adensamento com duração de 3 horas de cada estágio. A primeira tensão aplicada é 3,2 kPa, oriunda do próprio peso do top cap, e em seguida são efetuados carregamentos com incrementos do dobro do anterior: 6,25 kPa; 12,5 kPa; 25 kPa; 50 kPa; 100 kPa; 200 kPa; 400 kPa e descarregamento de 400 para 200 kPa e de 200-100 kPa semelhante ao realizado no ensaio de adensamento padrão 24 horas.

CAPÍTULO 4

REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS E APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

4.1 Genaralidades

O primeiro ensaio realizado foi relativo à profundidade média 3,55 m. Neste ensaio, o cursor que sustenta o extensômetro chegou ao limite antes que acabasse o ensaio, fazendo com que fosse interrompido no sexto estágio. O ensaio foi interrompido, e o equipamento foi reprogramado para começar o ensaio do sétimo estágio. No segundo ensaio aconteceu problema semelhante no fim do oitavo estágio, último estágio de carregamento. O ensaio foi interrompido e reprogramado, todavia, houve um descarregamento que não pode ser medido.

Os ensaios realizados na profundidade de 6 m não apresentaram problemas.

Foi utilizado um umidificador de ar para que a amostra não perdesse umidade, e em todos os ensaios foi feita a determinação do teor de umidade, de acordo com a norma NBR 06457/1986.

O software do equipameto da Geocomp fornece os resultados já trabalhados em forma de relatório e os dados brutos da leitura do extensômetro nos tempos definidos. Na presente pesquisa optou-se por, a partir dos dados brutos, calcular todos os parâmetros desejados, uma vez que seria necessário detalhar o programa para usar o relatório pronto fornecido por ele. Assim, os dados brutos foram exportados para planilhas Excel, onde foram trabalhados, possibilitando que as curvas, leitura do extensômetro versus log do tempo, leitura do extensômetro versus raiz do tempo, a deformação volumétrica versus tensão vertical efetiva, e índice de vazios versus tensão vertical efetiva, fossem plotadas.

4.2 Qualidade do corpo de prova

A classificação da qualidade do corpo de prova foi obtida através do método de Lunne *et al.* (1997) e as modificações de Coutinho (2007) e Andrade (2009), incluída na tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Qualidade de cada amostra, métodos de Lunne *et al.* (1997), e sugestões de Coutinho (2007) e Andrade (2009).

| Profundidade (m) | $\Delta e/e_0$ | OCR | Classificada por | | |
|------------------|----------------|-----|----------------------------|-----------------|----------------|
| | | | Lunne <i>et al.</i> (1997) | Coutinho (2007) | Andrade (2009) |
| 3,55 | 0,01 | 2,5 | Excelente | Excelente | Excelente |
| 3,65 | 0,04 | 1,9 | Boa a Regular | Excelente | Excelente |
| 6,49 | 0,04 | 1,8 | Excelente | Excelente | Excelente |
| 6,54 | 0,03 | 1,8 | Excelente | Excelente | Excelente |

4.3 Deformação volumétrica

Foram calculadas as deformações verticais ao final de cada estágio, em porcentagem, da seguinte maneira:

$$\varepsilon_v = (\Delta H/H)100\% \quad (4.1)$$

Onde:

ε_v é a deformação vertical,

ΔH é a variação da altura do corpo de prova em cada estágio e

H é a altura inicial do corpo de prova.

Os resultados obtidos nas profundidades médias de 3,55 m, 3,65 m, 6,49 m e 6,53 m encontram-se ilustrados nas Figuras 4.1, 4.2, 4.3 e 4.4 respectivamente.

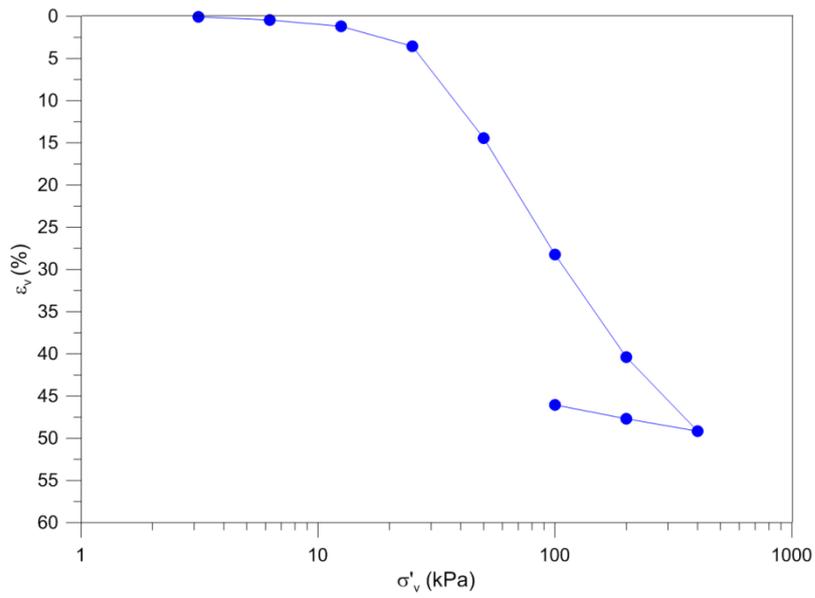


Figura 4.1 – Gráfico deformação volumétrica pela tensão vertical efetiva na profundidade média 3,55 m.

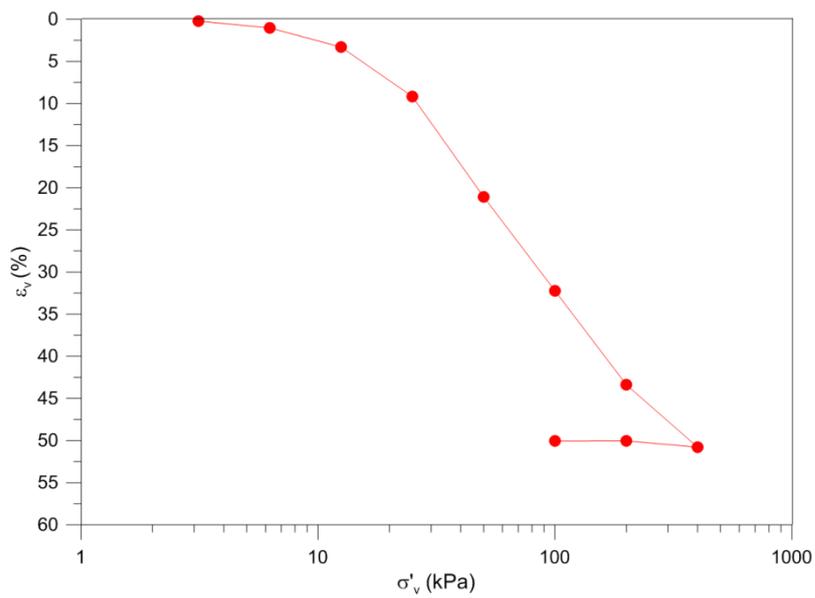


Figura 4.2 – Gráfico deformação volumétrica pela tensão vertical efetiva na profundidade média 3,65 m.

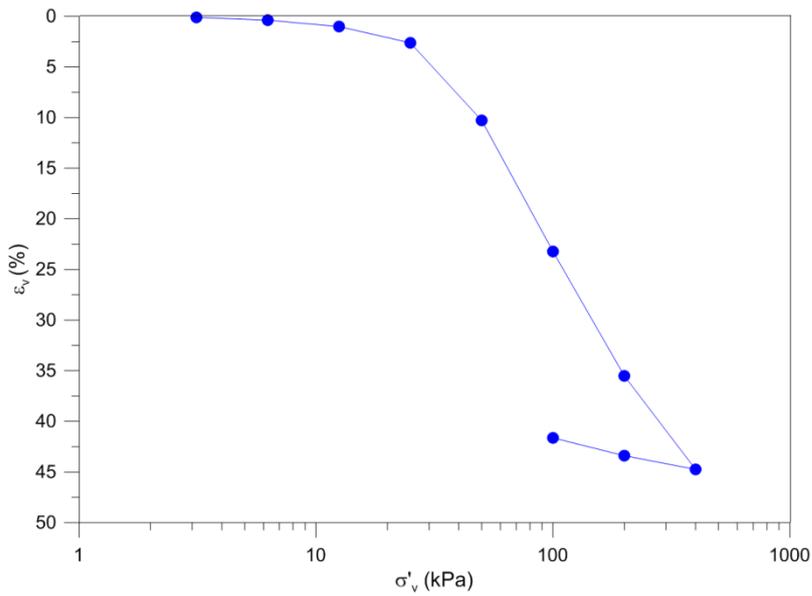


Figura 4.3 – Gráfico deformação volumétrica pela tensão vertical efetiva na profundidade média 6,49 m.

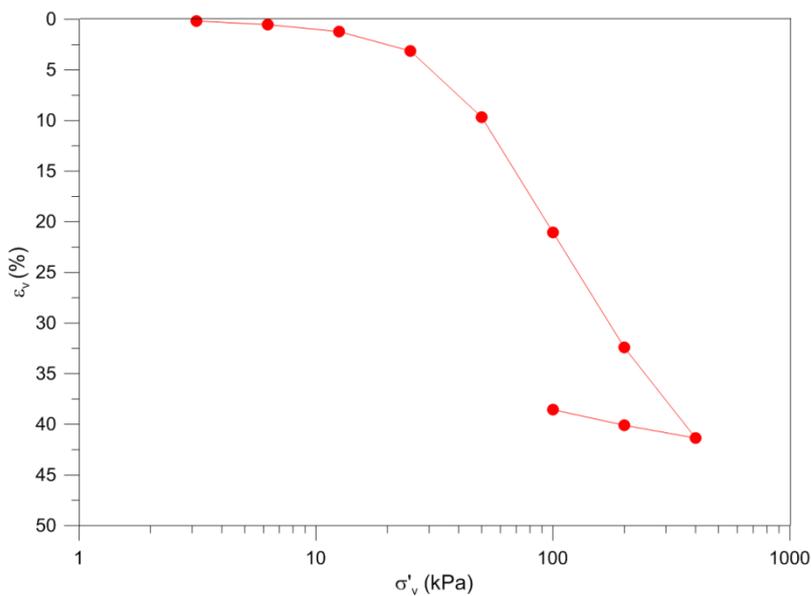
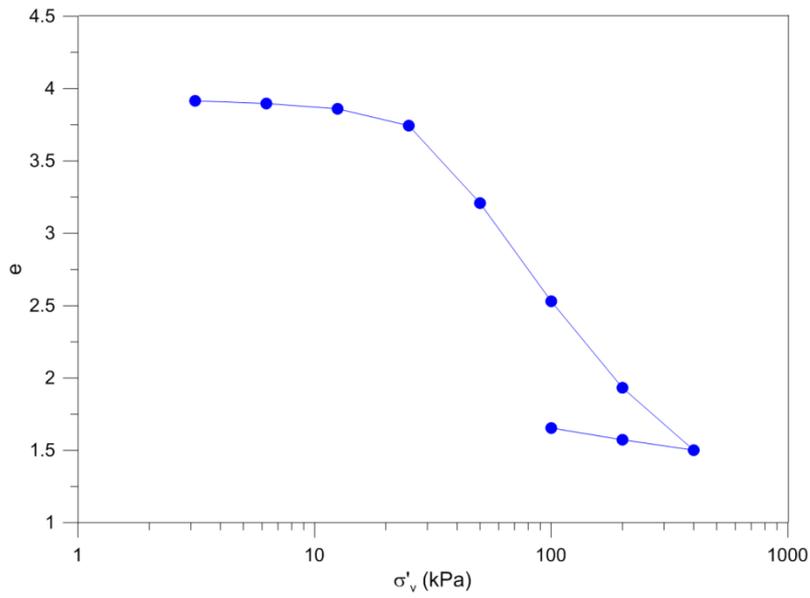


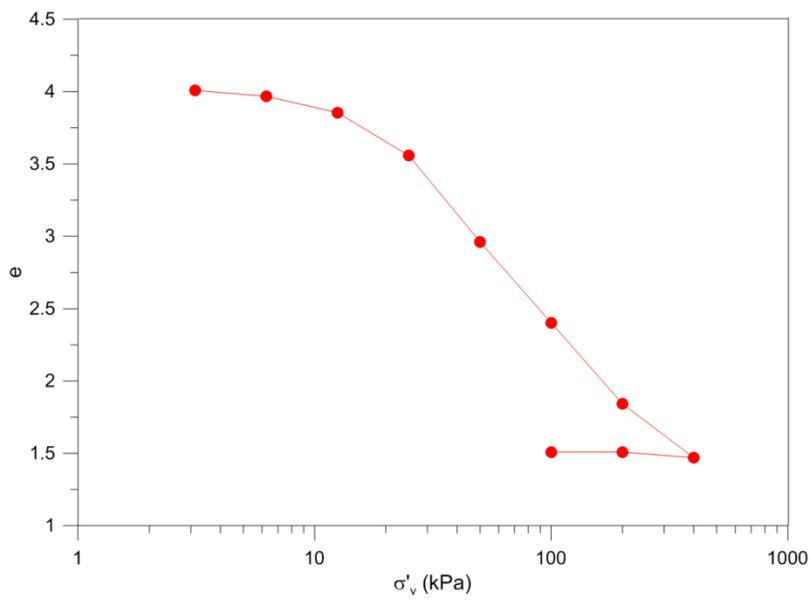
Figura 4.4 – Gráfico deformação volumétrica pela tensão vertical efetiva na profundidade média 6,53 m.

4.4 Índices de vazios

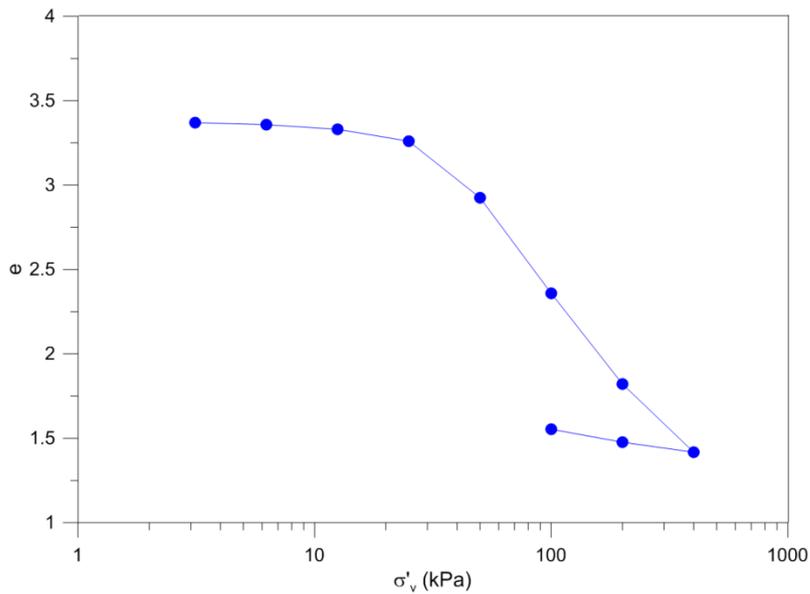
Para os ensaios realizados, foram calculados os índices de vazios ao final de cada estágio. Os resultados obtidos nas profundidades médias de 3,55 m, 3,65 m, 6,49 m e 6,53 m encontram-se ilustrados nas Figuras 4.5, 4.6, 4.7 e 4.8 respectivamente.



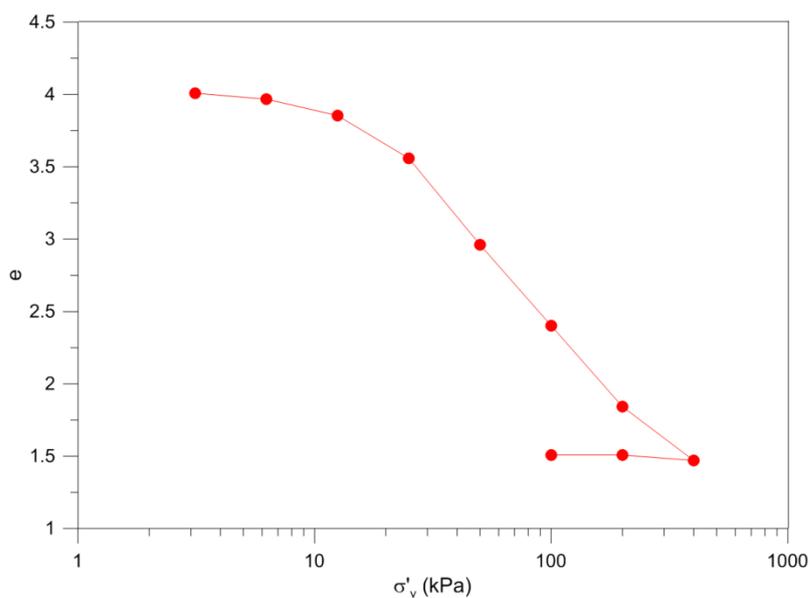
Curva 4.5 – Gráfico índices de vazios pela tensão vertical efetiva na profundidade média 3,55 m.



Curva 4.6 – Gráfico índices de vazios pela tensão vertical efetiva na profundidade média 3,65 m



Curva 4.7 – Gráfico índice de vazios pela tensão vertical efetiva na profundidade média 6,49 m.



Curva 4.8 – Gráfico índices de vazios pela tensão vertical efetiva na profundidade média 6,53 m.

4.5 Tensão de sobreadensamento

Para os ensaios realizados foram calculados as tensões de sobreadensamento pelo método de Pacheco Silva (1970), descrito do capítulo 2. Os valores obtidos encontram-se na tabela 4.2, que relaciona o tipo de equipamento, a profundidade e o valor de σ'_{vm} (kPa).

Tabela 4.2 – Valores das tensões de sobreadensamento para cada ensaio.

| Equipamento | Profundidade (m) | σ'_{vm} (kPa) |
|-------------|------------------|----------------------|
| DSS | 3,55 | 25,10 |
| DSS | 3,65 | 19,18 |
| Prensa | 3,54 | 28,40 |
| DSS | 6,49 | 35,70 |
| DSS | 6,54 | 34,11 |
| Prensa | 6,53 | 45,04 |

4.6 Índices de compressão, recompressão, e descompressão

Para cada ensaio, foram calculados os seguintes parâmetros: índice de compressão, índice de recompressão e índice de descompressão que foram detalhados no capítulo 2 e ilustrados na tabela 4.3, que relaciona cada índice com a profundidade.

Tabela 4.3 - Resumo dos valores obtidos para os índices de compressão, recompressão e descompressão, das amostras ensaiadas.

| Prof. Média (m) | 3,55 | 3,64 | 6,49 | 6,54 |
|-----------------|------|------|------|------|
| C_c | 2,00 | 2,00 | 1,82 | 1,62 |
| C_r | 0,26 | 0,35 | 0,17 | 0,23 |
| C_s | 0,25 | 0,13 | 0,22 | 0,21 |

4.7 Coeficiente de adensamento c_v

Os coeficientes de adensamento c_v foram calculados pelos métodos de Taylor e de Casagrande. Os resultados obtidos do coeficiente de adensamento (c_v) versus tensão vertical efetiva nas profundidades médias de 3,55 m, 3,65 m, 6,49 m e 6,53 m encontram-se ilustrados nas Figuras 4.9, 4.10, 4.11 e 4.12 respectivamente.

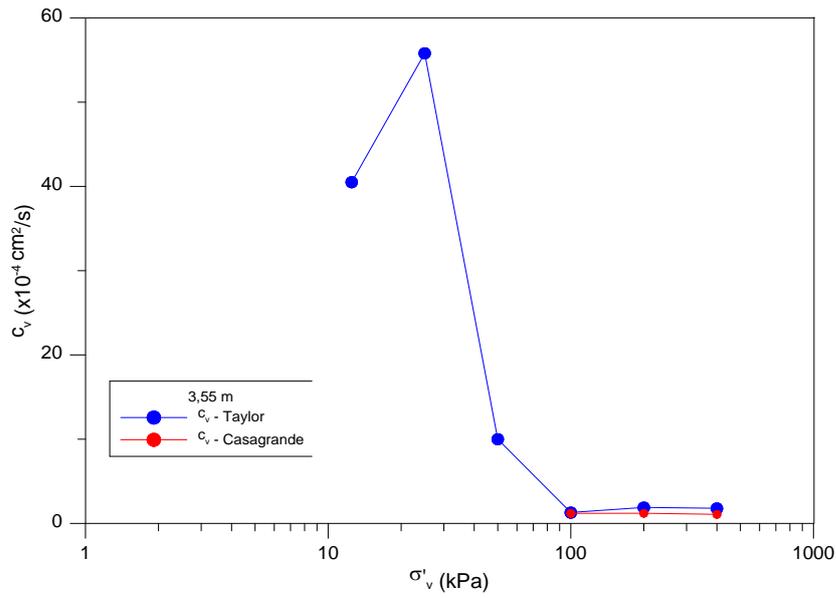


Figura 4.9 - Coeficientes de adensamento para a profundidade de 3,55 m.

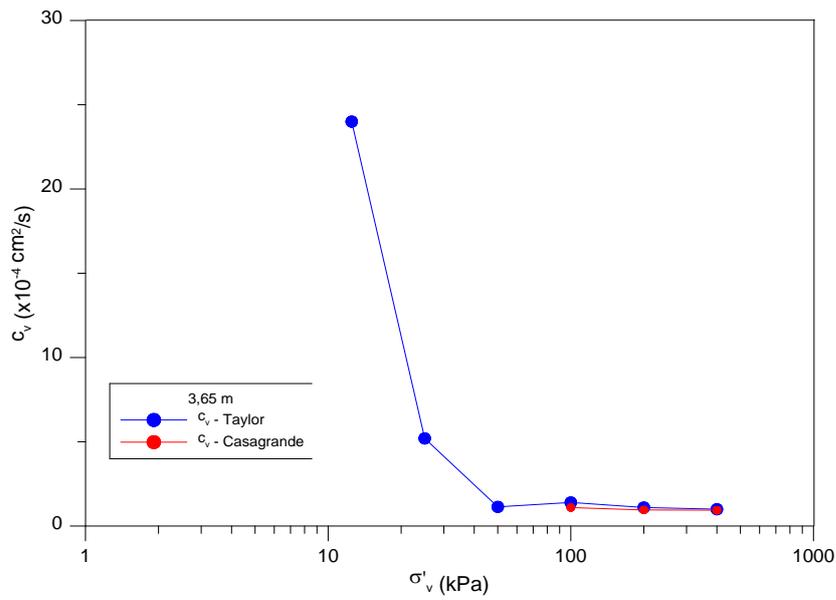


Figura 4.10 - Coeficientes de adensamento para a profundidade de 3,65 m.

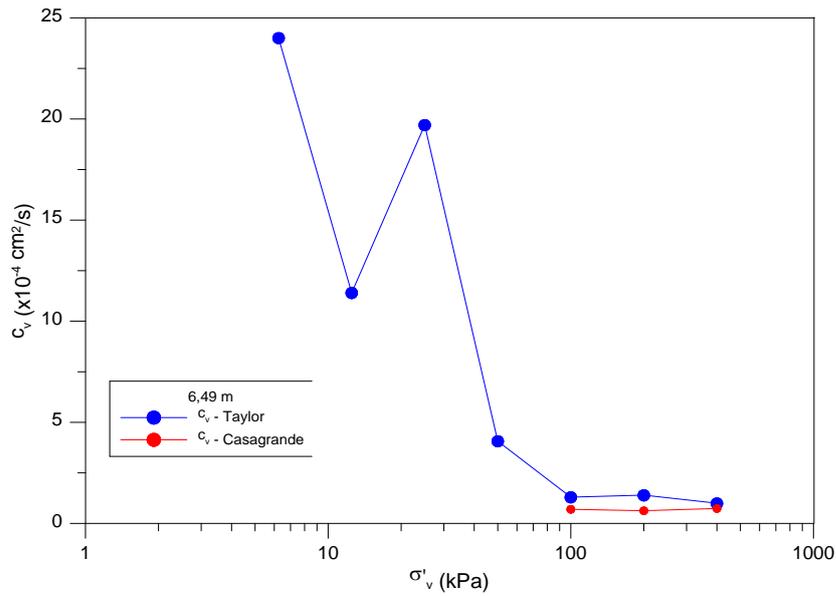


Figura 4.11 - Coeficientes de adensamento para a profundidade de 6,49 m.

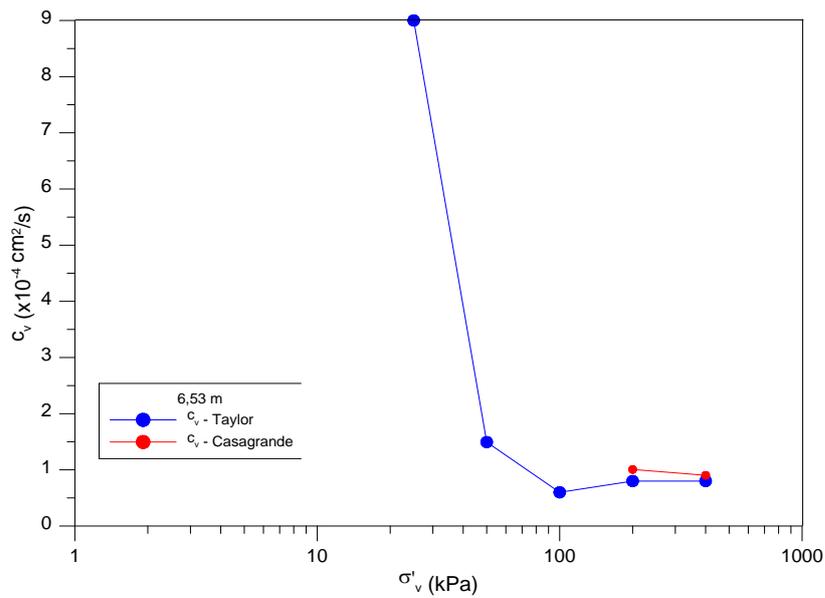


Figura 4.12 - Coeficientes de adensamento para a profundidade de 6,53 m.

4.8 Permeabilidade

Para as profundidades ensaiadas foi calculada a permeabilidade, através da equação 4.2.

O cálculo foi feito através da expressão:

$$k = \frac{c_v a_v \gamma_w}{1+e} \quad (4.2)$$

onde:

K é o coeficiente de permeabilidade,

c_v é o coeficiente de adensamento,

a_v é o coeficiente de compressibilidades,

γ_w é o peso específico da água, adotado igual a 9,81 kN/m³.

Os resultados obtidos encontram-se plotados versus tensão vertical efetiva nas Figuras 4.13, 4.14, 4.15 e 4.16 para as profundidades médias de 3,55 m, 3,65 m, 6,49 m e 6,53 m.

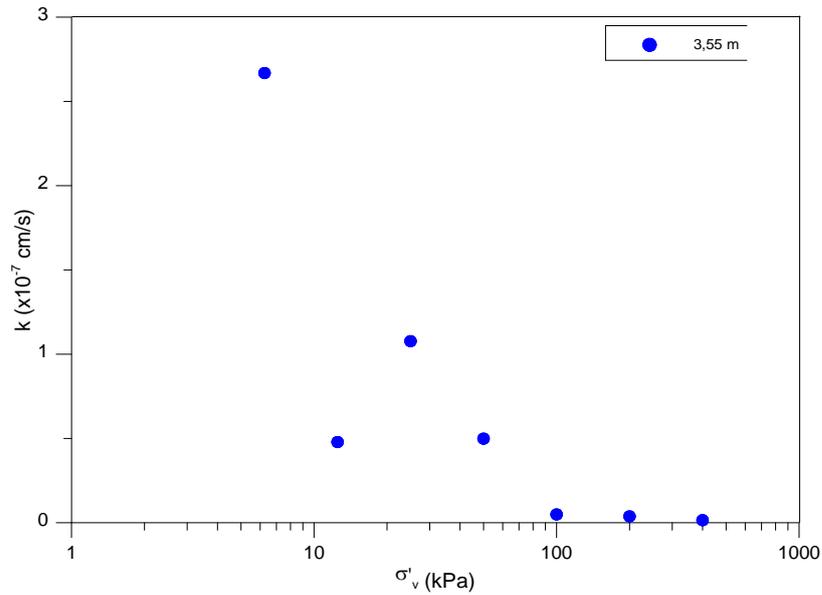


Figura 4.13 - Valores de permeabilidade para a profundidade média de 3,55 m.

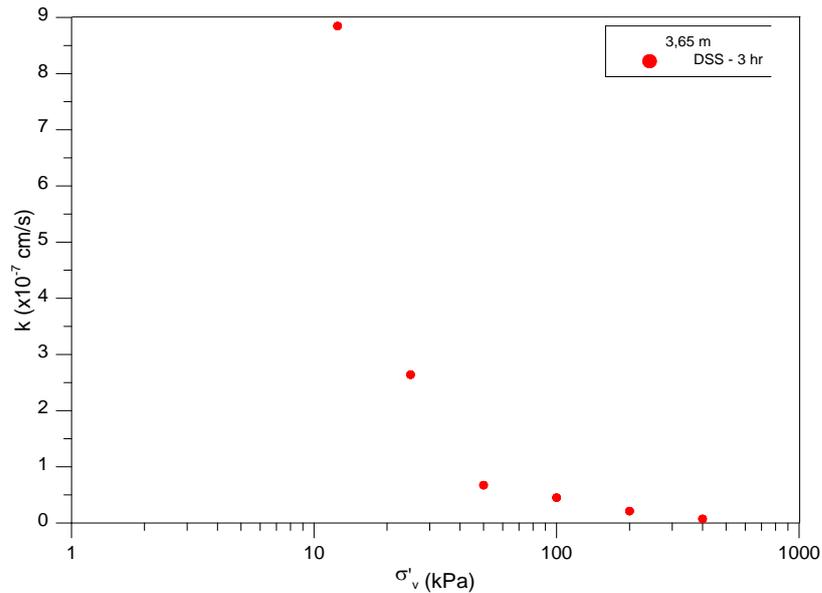


Figura 4.14 - Valores de permeabilidade para a profundidade média de 3,65 m.

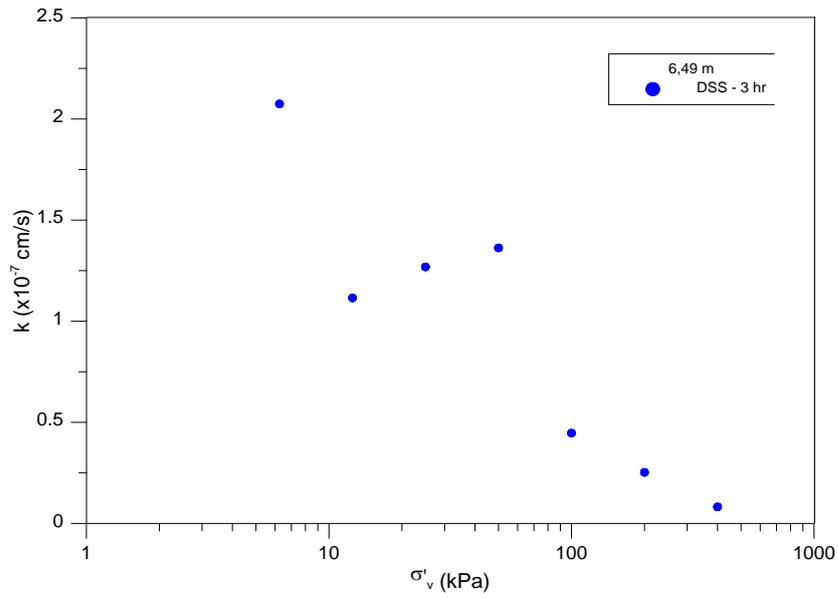


Figura 4.15 - Valores de permeabilidade para a profundidade de 6,49 m.

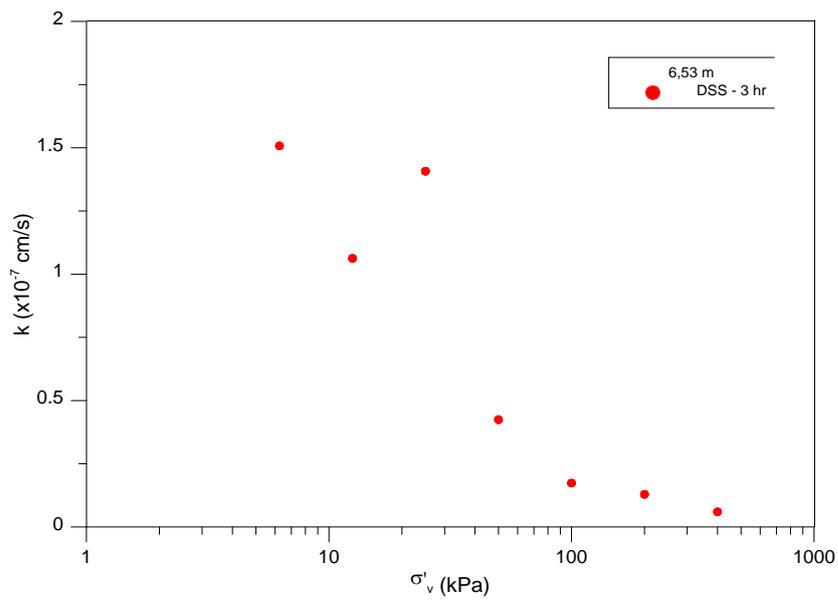


Figura 4.16 - Valores de permeabilidade para a profundidade de 6,53 m.

CAPÍTULO 5

ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 Qualidade das amostras

A classificação da qualidade do corpo de prova obtida através dos métodos de Lunne *et al.* (1997), com as alterações de Coutinho (2007) e Andrade (2009) foi apresentada na tabela 4.1 e na tabela 5.1 é realizada a comparação entre os ensaios de adensamento feitos no equipamento de DSS e na prensa de adensamento.

Tabela 5.1 – Classificação das amostras através dos métodos de Lunne *et al.* (1997), com as alterações de Coutinho (2007) e Andrade (2009).

| Profundidade média (m) | Equipamento | $\Delta e/e_0$ | OCR | Classificado por | | |
|------------------------|-------------|----------------|-----|----------------------------|-----------------|----------------|
| | | | | Lunne <i>et al.</i> (1997) | Coutinho (2007) | Andrade (2009) |
| 3,55 | DSS | 0,01 | 2,5 | Excelente | Excelente | Excelente |
| 3,65 | DSS | 0,04 | 1,9 | Boa a Regular | Excelente | Excelente |
| 3,54 | Prensa | 0,02 | 2,9 | Excelente | Excelente | Excelente |
| 6,49 | DSS | 0,04 | 1,8 | Excelente | Excelente | Excelente |
| 6,54 | Prensa | 0,03 | 1,8 | Excelente | Excelente | Excelente |
| 6,53 | DSS | 0,04 | 2,3 | Boa a Regular | Excelente | Excelente |

Pode-se verificar que os corpos de provas foram de excelente qualidade, menos a de 6,53 m, que foi classificado como bom a regular, o que pode ser atribuído à presença de matéria orgânica. Assim, pode-se dizer que não há a necessidade da flexibilização do método de Lunne *et al.*, 1997, pelas sugestões de Coutinho (2007) e Andrade (2009), conforme já havia sido verificado por Jannuzzi (2013) para os ensaios de adensamento realizados na prensa de adensamento..

A Figura 5.1 ilustra o valor de $\Delta e/e_0$ versus profundidade.

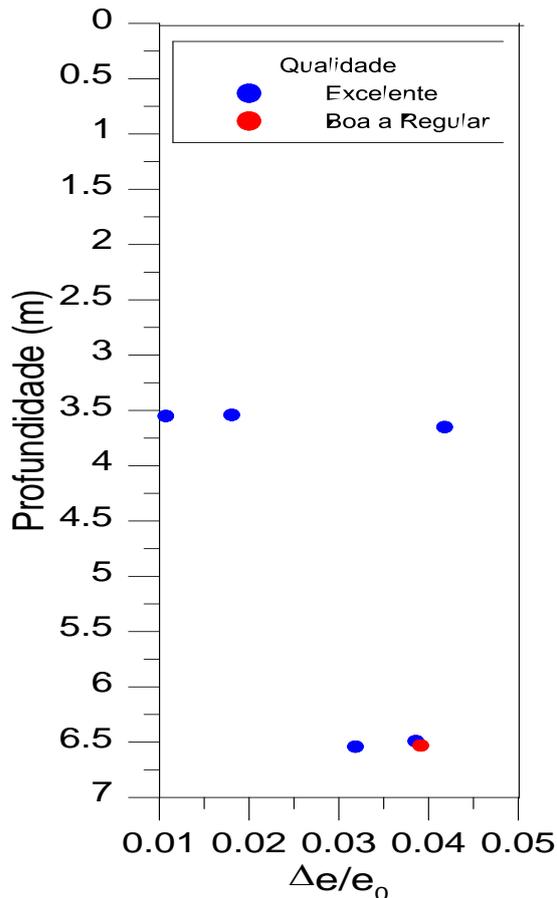


Figura 5.1 - $\Delta e/e_0$ versus profundidade.

5.2 Deformação volumétrica

Para a profundidade nominal de 3 metros, os dois ensaios realizados no equipamento de DSS, com estágios de 3 horas de duração, quando comparados com o ensaio realizado na prensa de adensamento, com estágios de 24 horas, mostra que os corpos de prova tiveram deformações volumétricas semelhantes (Figura 5.2). Isso significa que, apesar dos ensaios realizados no equipamento de DSS não possuírem o anel de adensamento, que impede as deformações laterais, os anéis justapostos não permitem que as mesmas ocorram, pelo menos não de forma significativa, o que corrobora que a fase de adensamento do ensaio de DSS apresenta resultados confiáveis.

Na curva correspondente ao ensaio na profundidade média de 3,65 m, houve um problema durante o ensaio, impossibilitando que a fase de descarregamento fosse registrada corretamente, principalmente o último ponto do descarregamento. Pode-se observar que índice de vazios – conforme será visto no item 5.3 -, é diferente para os corpos de provas na profundidade nominal de 3 m. Observa-se que o índice de vazios na profundidade de 3,65 m é maior do que os demais, o que resultou numa maior deformação do corpo de prova no decorrer do ensaio.

Para a profundidade nominal de 6 metros (Figura 5.3), o corpo de prova da profundidade média de 6,49 m apresenta deformação maior do que a dos demais, possivelmente devido ao maior índice de vazios inicial do corpo de prova. A deformação volumétrica para os ensaios realizados com o equipamento de DSS também é semelhante aos realizados na prensa de adensamento, o que reafirma a capacidade do equipamento de DSS de realizar a fase de adensamento corretamente.

Esperava-se uma maior deformação para os ensaios realizados com estágios de 24 horas de duração, o que não se verificou, conforme será visto no item 5.3

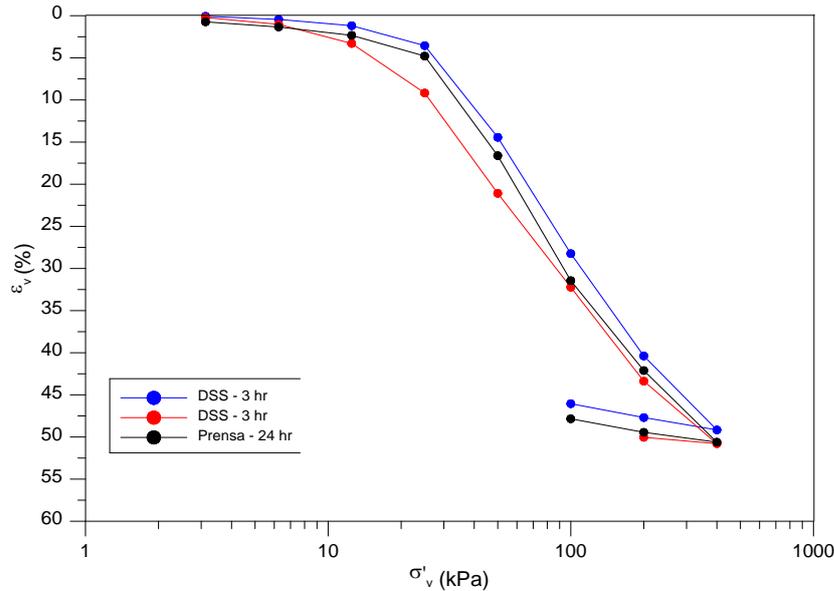


Figura 5.2 – Curvas deformação volumétrica versus logaritmo da tensão vertical efetiva, profundidade nominal de 3 m.

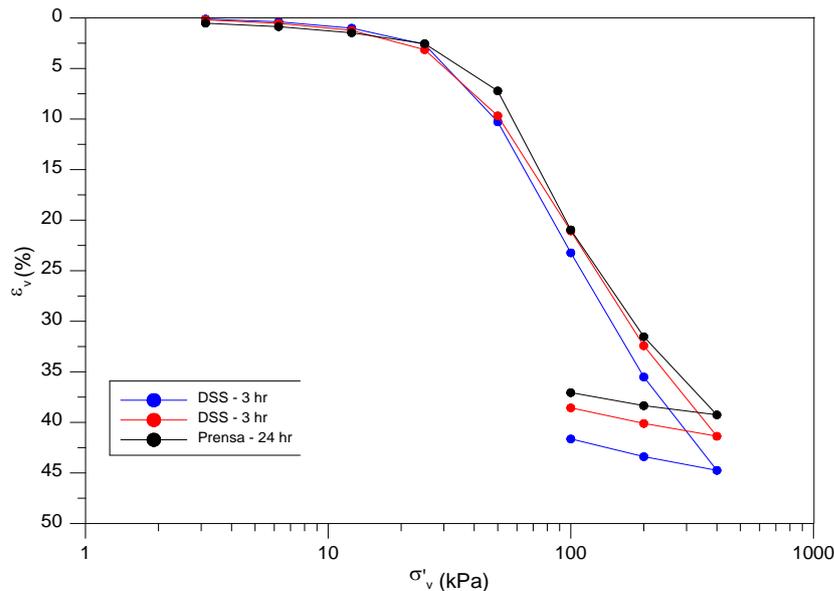


Figura 5.3 – Curvas deformação volumétrica versus logaritmo da tensão vertical efetiva, profundidade nominal de 6 m.

5.3 Índice de vazios

Para os ensaios realizados na profundidade nominal de 3 m e 6 m, quando comparado com o ensaio com estágio de 24 horas, observa-se, que as curvas não são coincidentes, uma vez que os índices de vazios inicial não são iguais, observa-se também que as curvas são paralelas, o que é coerente, já que a deformação volumétrica, em porcentagem, é semelhante. A diferença entre os índices de vazios inicial de cada corpo de prova pode ser devido à heterogeneidade do solo, ou à perda de umidade da amostra no armazenamento ou no procedimento de moldagem.

A Figura 5.4, mostra a curva índice de vazios versus tensão vertical efetiva para a profundidade de 3 m e a Figura 5.5 para a profundidade de 6 m.

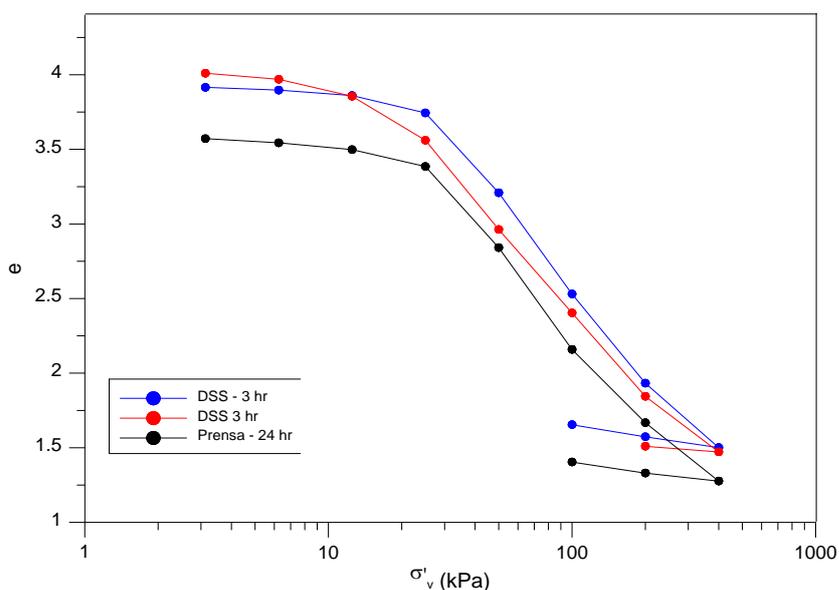


Figura 5.4 - curva índice de vazios versus tensão vertical efetiva, profundidade de 3m.

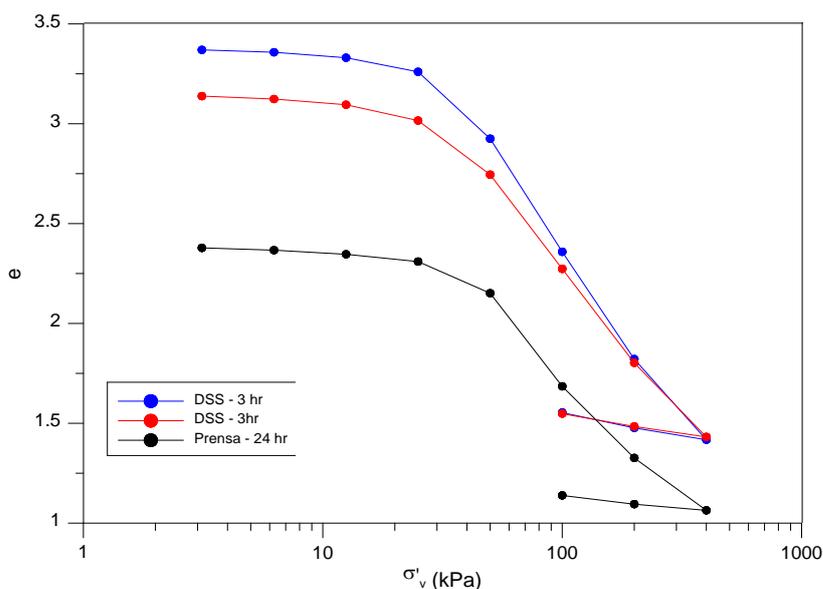


Figura 5.5 - Curva índice de vazios versus tensão vertical efetiva, profundidade de 6m.

5.4 Tensão de sobreadensamento σ'_{vm}

Os valores de σ'_{vm} encontrados nos ensaios padrão 24 horas realizados na prensa de adensamento foram maiores que os resultados encontrados nos ensaios realizados no equipamento de DSS com 3 horas de duração, a diferença entretanto é devida à variação do índice de vazios inicial de cada corpo de prova, a duração dos estágios de adensamento, a profundidade do ensaio bem como σ'_{vm} podem ser visto na tabela 5.2.

Para as amostras na profundidade nominal de 3 m, o valor de σ'_{vm} com estágios de 24 horas realizado prensa foi semelhante ao realizado com equipamento de DSS com estágio de 3 horas de duração na profundidade de 3,55 m e diferente do realizado da profundidade de 3,65 m, esta diferença pode estar associada aos diferentes índices de vazios iniciais de cada amostra. Já para a profundidade de 6 m, o valor de σ'_{vm} foi nitidamente maior para o ensaio realizado na prensa (na profundidade de 6,53 m) do que para os realizados no equipamento de DSS, uma vez que o índice de vazios inicial do corpo de prova (na profundidade de 6,53 m) é bem menor do que a dos demais.

Tabela 5.2 – Valores encontrados para tensão de pre-adensamento para os ensaios com estágios de 24 horas de duração.

| Estágio | Prof. (m) | σ'_{vm} (kPa) |
|----------|-----------|----------------------|
| 3 horas | 3,55 | 25,10 |
| | 3,65 | 19,18 |
| 24 horas | 3,54 | 28,40 |
| 3 horas | 6,49 | 35,70 |
| | 6,54 | 34,11 |
| 24 horas | 6,53 | 45,04 |

5.5 Coeficiente de recompressão, de compressão e de descarregamento

Os valores de C_r , C_c e C_s obtidos com os ensaios de adensamento realizados no equipamento de DSS e na prensa de adensamento foram semelhantes. A pequena diferença pode ser atribuída ao estágio de carregamento ser de 3 horas ao invés de 24 horas. Na profundidade de 3,65 m, houve um problema no equipamento, que não mediu corretamente o descarregamento, por esse motivo este valor não foi apresentado.

Tabela 5.3 – Mostra os valores encontrados de C_c , C_r , C_s .

| Tipo de ensaio | 3 horas | | 24 horas |
|----------------|---------|------|----------|
| Prof. (m) | 3,55 | 3,65 | 3,54 |
| C_c | 2,00 | 2,00 | 2,30 |
| C_r | 0,26 | 0,35 | 0,39 |
| C_s | 0,25 | - | 0,20 |
| Prof. (m) | 6,49 | 6,54 | 6,53 |
| C_c | 1,82 | 1,62 | 1,44 |
| C_r | 0,17 | 0,23 | 0,27 |
| C_s | 0,22 | 0,21 | 0,15 |

5.6 Coeficiente de adensamento c_v

A Figura 5.6 mostra a comparação entre os valores encontrados para o método de Taylor, na profundidade nominal de 3 m, e a Figura 5.7 para a de 6 m.

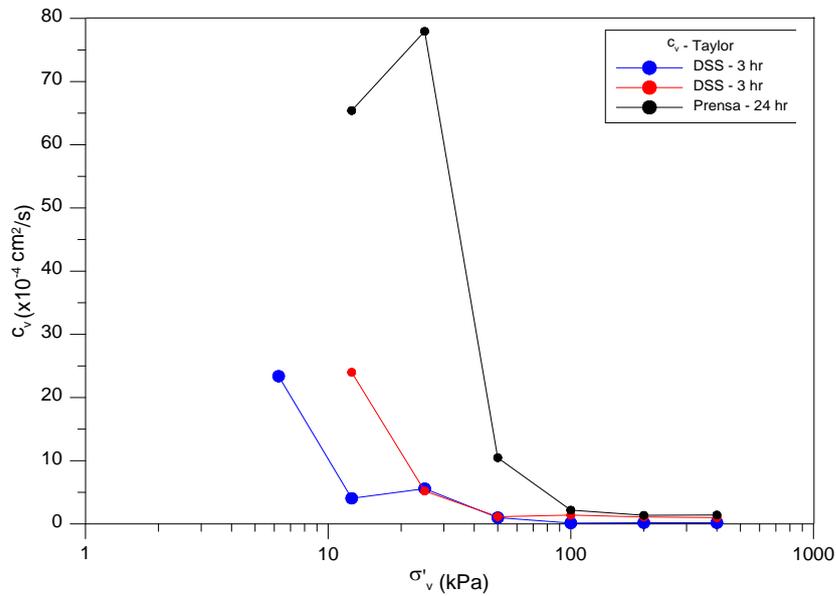
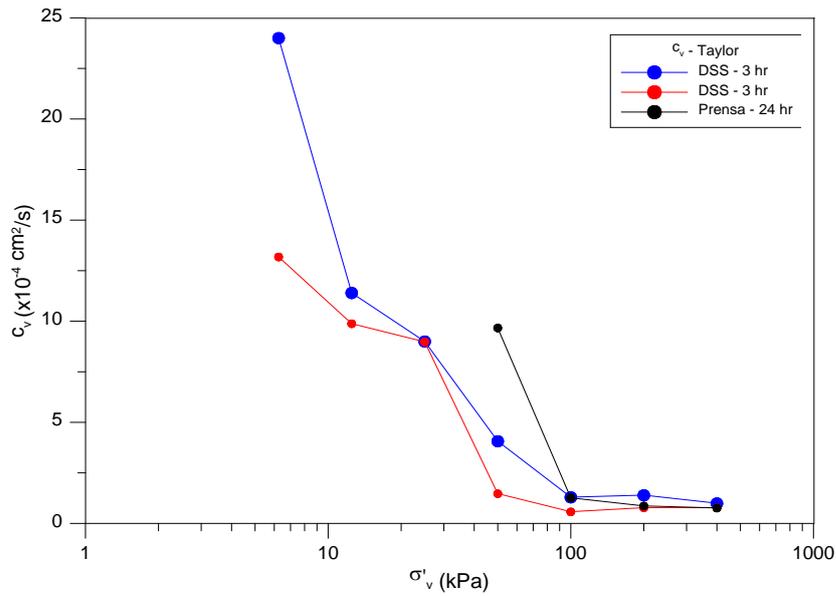


Figura 5.6 - Comparação entre os valores encontrados para o método de Taylor, profundidade nominal de 3 m.



A Figura 5.7 - Comparação entre os valores encontrados para o método de Taylor, profundidade nominal de 6 m.

A Figura 5.8 mostra a comparação dos resultados encontrados pelo método de Casagrande, na profundidade nominal de 3 m e a Figura 5.9 na de 6 m.

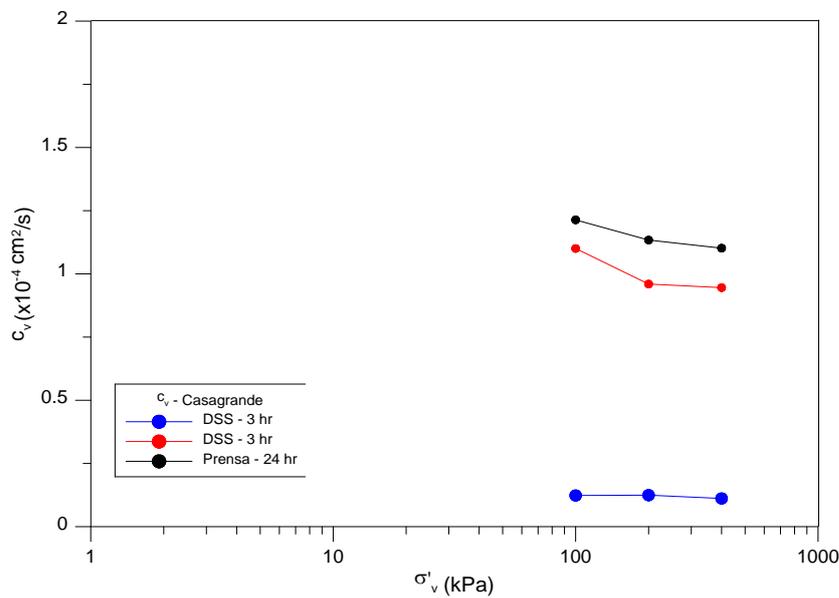


Figura 5.8 - Comparação entre os valores encontrados para o método de Casagrande, profundidade nominal de 3 m.

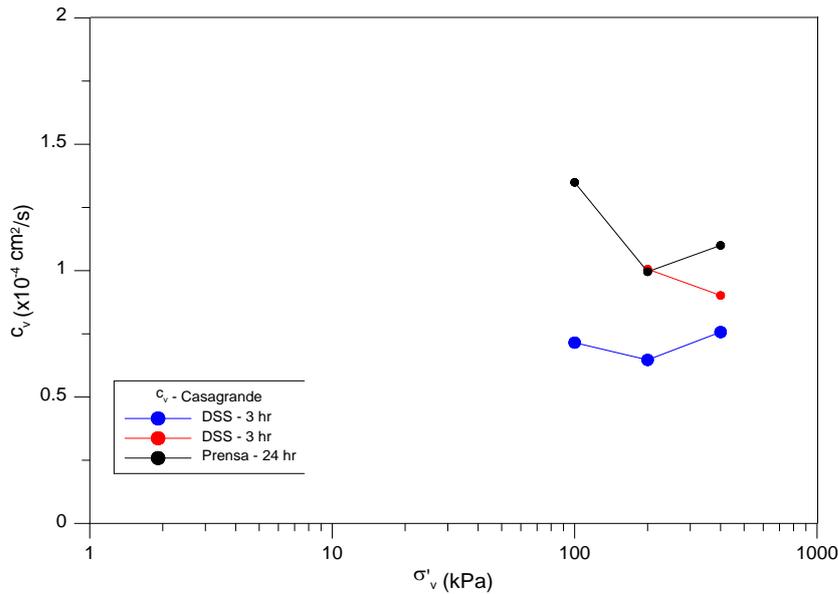


Figura 5.9 - Comparação entre os valores encontrados para o método de Casagrande, profundidade nominal de 6 m.

Observa-se no caso do método de Taylor que os valores do coeficiente de adensamento são maiores para o trecho sobreadensado do que para o normalmente adensado. Para tensões acima de 100 kPa tanto para a profundidade de 3 m quanto para profundidade de 6 m os valores de c_v encontrados tanto pelo Método de Taylor quanto pelo método de Casagrande foram da mesma ordem de grandeza $1 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$.

Ao se comparar os coeficientes de adensamento obtido pelo método de Taylor e de Casagrande, percebe-se – como era de se esperar - que os valores obtidos por Taylor são maiores do que os obtidos por Casagrande, uma vez que o método de Taylor não leva em consideração o adensamento secundário.

5.7 Permeabilidade

Percebe-se nitidamente a diminuição do coeficiente de permeabilidade com a redução do índice de vazios.

Através do cálculo do coeficiente de permeabilidade, considerando a profundidade de 3 e 6 m, percebe-se que na parte sobreadensada e na normalmente adensada os valores de coeficiente de permeabilidade obtidos variam com ordem de grandeza de 10^{-7} a 10^{-9} cm/s , respectivamente.

Para e os trechos iniciais, observa-se que os valores encontrados para o coeficiente de permeabilidade na profundidade de 3 m são maiores do que os encontrados na profundidade de 6 m, mas apresentam a mesma ordem de grandeza de 10^{-7} , já para os estágios finais, os valores foram semelhantes nas duas profundidade, com de ordem grandeza de 10^{-9} cm/s .

Os valores de coeficiente de permeabilidade encontrados em Sarapuí II encontram-se na mesma ordem de grandeza dos valores obtidos em Sarapuí I, e.g. Coutinho (1976) e Ortigão (1980). As argilas de Sarapuí II são praticamente impermeáveis de acordo com a classificação de Lambe e Whitman (2000).

A Figura 5.10 mostra os valores da permeabilidade versus tensão vertical efetiva, na profundidade de 3 m e a Figura 5.11 na profundidade de 6 m. A Figura 5.12 mostra a comparação entre as duas profundidades.

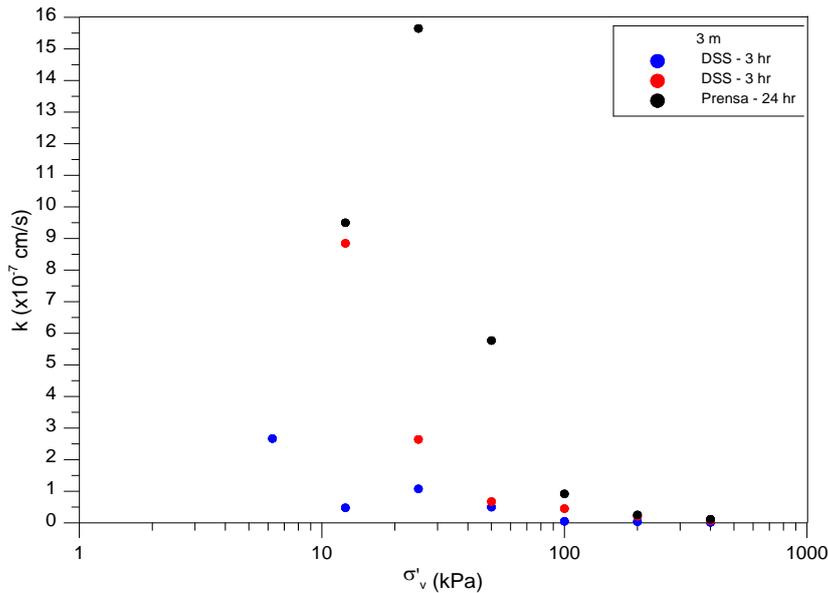


Figura 5.10 - Valores do coeficiente de permeabilidade versus tensão vertical efetiva, profundidade nominal de 3 m.

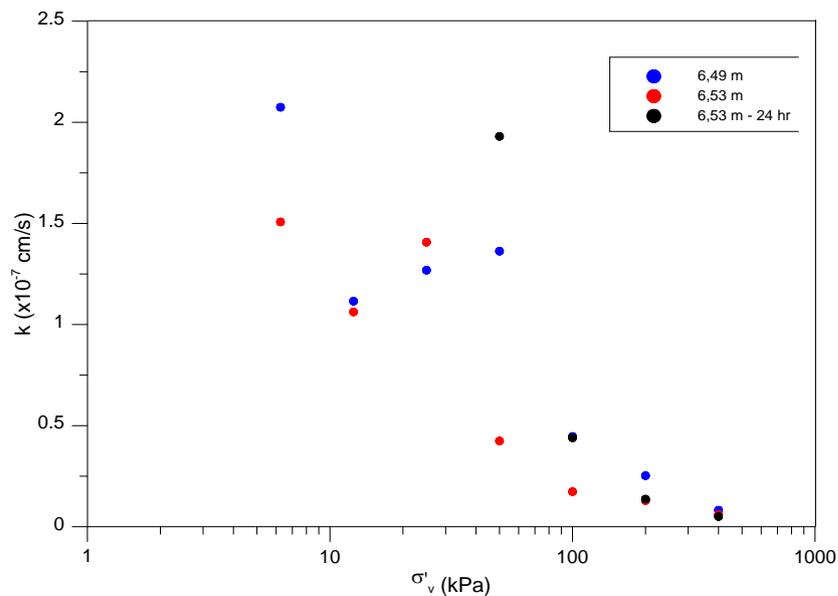


Figura 5.11 - Valores do coeficiente permeabilidade versus tensão vertical efetiva, profundidade nominal de 6 m.

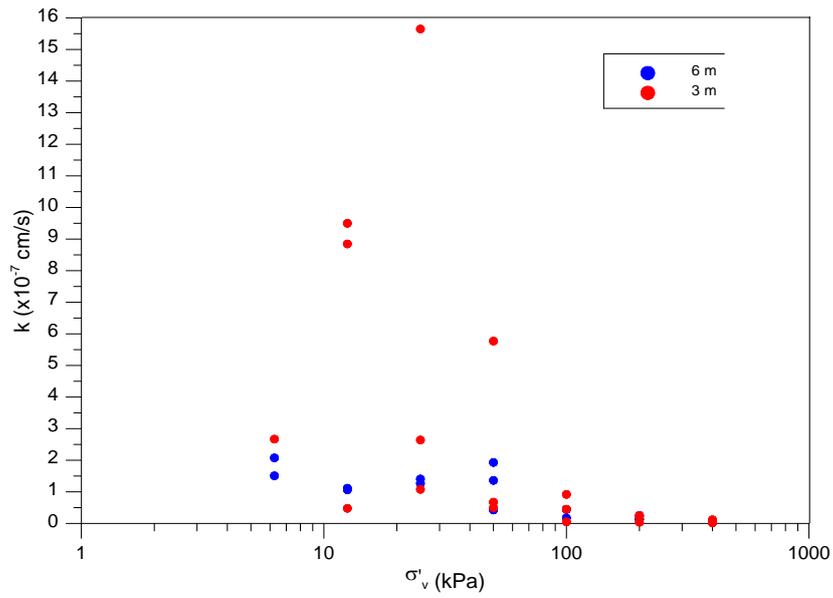


Figura 5.12 – Comparações entre os valores dos coeficientes de permeabilidade, profundidades nomiais de 3 e 6 m.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

6.1 Conclusões

A moldagem dos corpos de prova para os ensaios realizados com estágio de 3 horas foram feitos com os anéis justapostos, o que permite certa deformação lateral, enquanto os realizados com estágio de 24 horas foram feitos com anel metálico que impede totalmente a deformação lateral da amostra, garantindo a deformação apenas na direção vertical.

Comparando-se os gráficos deformação vertical por logaritmo da tensão efetiva, verifica-se que a deformação lateral utilizando os anéis justapostos não é significativa, podendo ser desprezada.

Pode-se dizer que o equipamento de DSS com anéis justapostos se mostrou uma ferramenta capaz de realizar ensaios de adensamento, o que corrobora que a fase de adensamento do ensaio de DSS é corretamente realizada no equipamento de DSS.

Para argilas muito compressíveis no qual a variação de altura do corpo de prova ultrapassar a capacidade máxima do curso do equipamento de DSS, este não deve ser utilizado.

Analisando-se os resultados obtidos para a qualidade do corpo de prova, percebe-se que não é necessária a flexibilização do método de Lunne *et al.* (1997) para o solo ensaiado.

Verificou-se que, mesmo tomando todos os cuidados durante os procedimentos e transporte da amostra, pode-se ter uma qualidade inferior da amostra devido à concentração de conchas – e os reparos necessários no corpo de prova - e matéria orgânica.

É imprescindível o ajuste do equipamento para garantir que toda a deformação do corpo de prova seja medida corretamente.

Os valores de σ'_{vm} encontrados nos ensaios padrão 24 horas realizados na prensa de adensamento foram maiores que os resultados encontrados nos ensaios realizados no equipamento de DSS, devido à variação do índice de vazios inicial do corpo de prova.

Observa-se pelos valores de c_v calculados pelo método de Taylor que os valores do coeficiente de adensamento são maiores para o trecho pré-adensado (15×10^{-4} cm²/s) do que para o normalmente adensado (1×10^{-4} cm²/s).

Verifica-se a impossibilidade de calcular o c_v pelo método de Casagrande para os estágios iniciais uma vez que a curva que define o fim do adensamento primário e destaca o secundário não fica bem definida.

6.2 Sugestões para pesquisa futuras

Realizar mais ensaios no equipamento de DSS com duração de 3 horas a fim de aumentar o banco de dados e melhorar a comparação realizada entre os ensaios de adensamento realizados na prensa de adensamento e no equipamento de DSS.

Realizar ensaios de adensamento do equipamento de DSS com duração de 24 horas de cada estágio para melhor comparação com os ensaios 24 horas realizados na prensa de adensamento.

Fabricar um top cap mais leve a fim de se poder ensaiar amostras superficiais.

Fabricar um anel rígido para a realização do ensaio de adensamento no equipamento de DSS a fim de se efetuar comparações entre os anéis justapostos e o anel rígido no mesmo equipamento.

Realizar ensaios de adensamento com membrana reforçada e comparar os realizados no equipamentos convencional.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUIAR, V.N., 2008, “Características de Adensamento da Argila do Canal do Porto de Santos na Região da Ilha Barnabé”, Dissertação de M.Sc, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

ALMEIDA, M.S.S.; FUTAI, M.M.; LACERDA, W.A.; MARQUES, M.E.S., 2008. “Laboratory Behaviour of Rio de Janeiro Soft Clays - Part1”, *Soils & rocks*, v. 31, p. 69-75.

ALVES, A.M.L., 2004, A influência da Viscosidade do Solo e do Tempo Após a Cravação na Interação Dinâmica Estaca-Solo em Argilas. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ANDRADE, M. E. S., 2009, “Contribuição ao estudo das argilas moles da cidade de Santos”, Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

CaSAGRANDE, A., “The Determination of the Pre-Consolidation Load and its Practical Significance,” *Proc. Int. Conf. Soil Mechanics*, Vol. III, Harvard University, 1936.

CAVALCANTE, E.H., GIACHETI, H.L., DANZIGER, F.A.B., COUTINHO, R.Q., 2006, “Workshop Campos Experimentais de Fundações”. In: *Proceedings of the XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, Curitiba.

COUTINHO, R.Q., 1976, “Características de adensamento com drenagem radial em argila mole da Baixada Fluminense, Rio de Janeiro”, Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

COUTINHO, R.Q., 2007, *Characterization and engineering properties of Recife soft clays - Brazil. Characterization and Engineering Properties of Natural Soils*, Taylor and Francis – Balkema, Editors Tan, Phoon, Hight and Leroueil, v. 3, pp. 2049-2100.

FRANCISCO, G.M., 2004, *Estudo dos Efeitos do Tempo em Estacas de fundação em Solos Argilosos*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

HIGHT, D.W. & LEROUÉIL, S., 2003, *Characterisation of soils for engineering purposes. Characterization and engineering properties of natural soils*, Balkema, v. 1, pp. 255-360.

JANNUZZI, G.M.F., 2009, *Caracterização do Depósito de Solo Mole de Sarapuí II Através de Ensaios de Campo*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

JANNUZZI, G.M.F., 2013, Inovadoras, modernas e tradicionais metodologias para a caracterização geológico-geotécnica da argila mole de Sarapuí II. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

LADD, C., DEGROOT, D. 2003, Recommended practice for soft ground site characterization: Arthur Casagrande Lecture. In: Proceedings of the 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Boston, v. 1, pp. 3-57.

Lambe, T.W., e Whitman R.V. Soil Mechanics. New York: John Wiley & Sons (1970).

LANDON, M.M., 2004, Field quantification of sample disturbance of a marine clay using Bender Elements. M.Sc. Thesis, University of Massachusetts, Amherst, MA.

LUNNE, T., BERRE, T. e STRANDVIK, S., 1997, "Sample Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay", Recent Developments in Soil and Pavement

Mechanics, Almeida (ed), Balkema, Rotterdam.

LUNNE, T. LONG, M., 2006, Review of long seabed samplers and criteria for new sampler design. marine geology, v. 226, n. 1-2, pp. 145-165.

MARTINS, I. S. M. & LACERDA, W. A., 1994, "Sobre a Relação Índice de Vazios - Tensão Vertical Efetiva na Compressão Unidimensional", Solos e Rochas, vol.17, n.3, pp.157-166, São Paulo.

MARTINS, I. S. M., 2013, Notas de aula de adensamento.

NBR-9820/97 – Coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência em furos de sondagem.

NBR 06457/1986 - Amostras de Solo - Preparação Para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização.

NBR 12007/1992 – Ensaio de adensamento unidimensional.

PACHECO SILVA, F, 1953, "Shearing Strength of a soft clay deposit near Rio de Janeiro". Geotechnique, v.3, pp. 300-305.

ORTIGÃO, J.A.R., 1980, "Aterro levado à ruptura na argila cinza do Rio de Janeiro".

Tese D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

TANAKA, H., NISHIDA, K., 2007, Suction and Shear Wave Velocity Measurements for Assessing Sample Quality. Studia Geotechnica et Mecanica, Vol. XXIX, No. 1-2, pp. 163-175.

TAYLOR, D. Fundamentals of soil Mechanics. New York: John Wiley & Sons, 1948.

TERZAGHI, K., PECK, R. Soil Mechanics in Engineering Practice. New York: John Wiley & Sons, 1948.