

GERSONITO DA SILVA VIEIRA

**DESENVOLVIMENTO DE EQUIPAMENTO PARA ENSAIOS CRS COM
SUCÇÃO CONTROLADA E ENSAIOS EM SOLOS NÃO SATURADOS
CIMENTADOS ARTIFICIALMENTE**

Dissertação apresentada à
Universidade Federal de Viçosa, como
parte das exigências do Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil,
para obtenção do título de “Magister
Scientiae”.

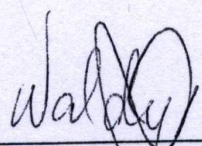
VIÇOSA
MINAS GERAIS - BRASIL
2006

GERSONITO DA SILVA VIEIRA

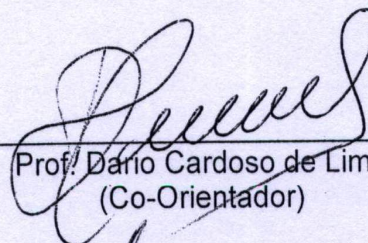
**DESENVOLVIMENTO DE EQUIPAMENTO PARA ENSAIOS CRS COM
SUCÇÃO CONTROLADA E ENSAIOS EM SOLOS NÃO SATURADOS
CIMENTADOS ARTIFICIALMENTE**

Dissertação apresentada à
Universidade Federal de Viçosa, como
parte das exigências do Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil,
para obtenção do título de "Magister
Scientiae".

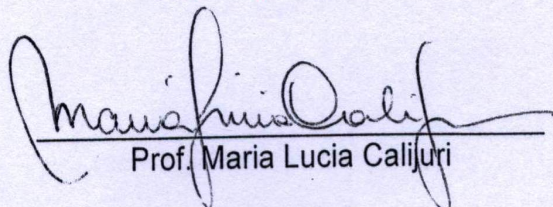
APROVADA: 28 de julho de 2006



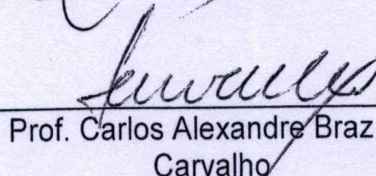
Prof. Waldyr Lopes de Oliveira Filho



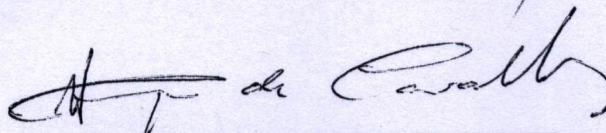
Prof. Dario Cardoso de Lima
(Co-Orientador)



Prof. Maria Lucia Calijuri
(Co-Orientador)



Prof. Carlos Alexandre Braz de
Carvalho



Prof. Cláudio Henrique de Carvalho Silva
(Orientador)

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, José Maria Vieira e Zenilda da Silva Vieira.

À minha esposa Marinalva pelo amor, dedicação e compreensão.

Aos meus familiares e amigos.

Aos Mestres: Paulo Sérgio de Almeida Barbosa, Cláudio Henrique de Carvalho Silva, Dario Cardoso de Lima, Carlos Alexandre Braz de Carvalho, Maria Lúcia Calijuri, Enivaldo Minette, Eduardo Antônio Gomes Marques.

Aos laboratoristas: Júlio Carlos dos Santos, José Mário Duarte, Paulo Afonso da Silva, Vicente de Paulo Silva Paiva, Jorge Luis de Araújo e o graduando Henrique de Paula Santos

Ao amigo e Torneiro Mecânico Francisco Martins Moreira.

À Cristina Beatriz Schemes Costa

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela concessão da bolsa de estudo.

À Universidade Federal de Viçosa pela oportunidade de desenvolvimento deste trabalho.

BIOGRAFIA

Gersonito da Silva Vieira, filho de José Maria Vieira e Zenilda da Silva Vieira, nasceu no dia 24 de janeiro de 1970, na cidade de Pará de Minas, Estado de Minas Gerais.

Em fevereiro de 1995, iniciou o Curso de Engenharia Civil, na Universidade Federal de Viçosa concluindo-o em março de 2001.

Em março de 2004, iniciou o curso de Mestrado em Geotecnia, no Departamento de Engenharia Civil na Universidade Federal de Viçosa, concentrando seus estudos na área de solos não saturados.

Em Julho de 2006, submeteu-se ao exame final de defesa de dissertação.

CONTEÚDO

LISTA DE QUADROS	vi
LISTA DE FIGURAS	vii
RESUMO	ix
ABSTRACT	x
1 INTRODUÇÃO	1
2 OBJETIVOS E JUSTIFICATIVAS	3
3 REVISÃO DE LITERATURA	5
3.1 ADENSAMENTO	5
3.2 SOLOS NÃO SATURADOS	7
3.3 UM MODELO CONSTITUTIVO PARA SOLOS NÃO SATURADOS	8
3.3.1 FORMULAÇÃO DE UM MODELO PARA ESTADO DE TENSÃO ISOTRÓPICO	8
3.3.2 LEI DE ENRIJECIMENTO	10
3.3.3 MODELO PARA ESTADOS TRIAXIAIS DE DEFORMAÇÃO	10
3.4 ENSAIOS CRS	12
3.5 AR NOS VAZIOS	14
3.6 TÉCNICA DE TRANSLAÇÃO DE EIXOS	15
3.7 CIMENTAÇÃO	15
4 MATERIAIS E MÉTODOS	18
4.1 MATERIAIS	18
4.2 MÉTODOS	21
5 DESENVOLVIMENTO DE EQUIPAMENTOS	27
5.1 PROJETO E CONSTRUÇÃO DAS CÉLULAS	27
5.2 MEDIDOR DE VOLUME DE ÁGUA EXTRAÍDA DO CORPO-DE-PROVA	38

5.3	SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS	41
5.4	SISTEMA DE ENERGIA	43
6	RESULTADOS DOS ENSAIOS	44
6.1	COLAPSO INICIAL A BAIXAS TENSÕES	44
6.2	VARIAÇÃO DA PORCENTAGEM DE CIMENTO	47
6.3	VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS	48
6.4	TENSÃO DE PLASTIFICAÇÃO	49
6.5	TEMPO DE APLICAÇÃO DA SUCÇÃO	53
6.6	VOLUME DESLOCADO.....	53
6.7	ENSAIOS ADICIONAIS.....	55
6.8	CONSIDERAÇÕES FINAIS	60
7	CONCLUSOES E RECOMENDAÇÕES	63
7.1	CONCLUSÕES	63
7.2	RECOMENDACOES PARA TRABALHOS FUTUROS	64
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	66

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Granulometria (ABNT), limite de liquidez, limite de plasticidade, índice de plasticidade e peso específico dos sólidos dos solos (Modificado FRANÇA; 2003).	20
Quadro 2 - Identificação dos solos pelas classificações HRB e USC (Modificado FRANÇA; 2003).	21
Quadro 3 - Peso específico dos sólidos do cimento utilizado no estudo.	21

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Formato da curva LC para os parâmetros $P0^*$, r e β (ALONSO et al.; 1990).	9
Figura 2 - Definição da sucção de plastificação (ALONSO et al.; 1990).	9
Figura 3 - Curvas LC e SI (ALONSO et al.; 1990).	10
Figura 4 - Superfície de plastificação no espaço (p, q) (ALONSO et al.; 1990).	11
Figura 5 - Superfície de plastificação no espaço (p, s) (ALONSO et al.; 1990).	11
Figura 6 - Vista tridimensional da superfície de plastificação no espaço de tensões (p, q, s) (ALONSO et al.; 1990).	12
Figura 7 - Curva granulométrica (ABNT) dos solos SP e VS (Modificado FRANÇA; 2003).	20
Figura 8 - Sistema de aquisição de dados e células de adensamento.	23
Figura 9 - Conjunto êmbolo, colar e anel para moldagem estática.	24
Figura 10 - Anéis de moldagem e anel biselado.	28
Figura 11 - Células CRS UFV 25 e CRS UFV 15 desenvolvidas na UFV.	29
Figura 12 - Célula CRS aberta com pedra porosa de 3 bar e base da pedra porosa reserva com pedra de 1 bar.	30
Figura 13 - Desenho esquemático da base intercambiável.	31
Figura 14 - Base intercambiável mostrando o detalhe da espiral.	31
Figura 15 - Detalhe da guia do êmbolo localizado no topo da célula.	32
Figura 16 - Detalhe da guia do êmbolo.	33
Figura 17 - Desenho esquemático da célula CRS UFV 25 e o tubo de alimentação de ar na base da célula.	35
Figura 18 - Detalhe do anel de vedação localizado na base.	35
Figura 19 - Detalhe do “top cap” e pedra porosa convencional.	36
Figura 20 - Célula CRS UFV 15.	36
Figura 21 - Desenho esquemático da célula CRS UFV 15.	37
Figura 22 - Célula de transição ao alto.	38
Figura 23 - Detalhe do medidor de volume e acessórios.	39
Figura 24 - Transdutor de pressão da marca Validyne.	40
Figura 25 - Conjunto temporizador e transformador 6 V.	41
Figura 26 - Diagrama dos blocos do programa de aquisição de dados.	43

Figura 27 - Curva tensão x deformação de amostras do solo SP com 0% de cimento e amostra indeformada.	45
Figura 28 - Curva tensão x deformação de amostras do solo SP com 2% de cimento submetidas a diferentes níveis de sucção.	46
Figura 29 - Curva de tensão x deformação de amostras do solo SP com 4% de cimento submetidas a diferentes níveis de sucção.	46
Figura 30 - Curva de tensão x deformação de amostras do solo SP, com 6% de cimento, submetidas a diferentes níveis de sucção.	47
Figura 31 - Amostras do solo SP submetidas a 50 kPa com variação da porcentagem de cimento.	48
Figura 32 - Amostras do solo SP submetidas a 50 kPa de sucção e variação do índice de vazios.	49
Figura 33 - Curva de tensão x deformação de amostras do solo SP com 0 kPa de sucção de cimento submetidas a diferentes níveis de cimentação.	50
Figura 34 - Curva de tensão x deformação de amostras do solo SP com 50 kPa de sucção de cimento submetidas a diferentes níveis de cimentação.	50
Figura 35 - Curva de tensão x deformação de amostras do solo SP com 100 kPa de sucção de cimento submetidas a diferentes níveis de cimentação.	51
Figura 36 - Curva de tensão x deformação de amostras do solo SP com 200 kPa de sucção de cimento submetidas a diferentes níveis de cimentação.	51
Figura 37 - Curva de caminho de tensões de plastificação do solo SP em função da sucção.	52
Figura 38 - Tempo de estabilização das leituras do volume de água deslocado do corpo-de-prova.	53
Figura 39 - Volume deslocado durante a fase de adensamento de corpos-de-prova do solo SP.	54
Figura 40 - Volume deslocado em função da tensão durante a fase de adensamento de corpos-de-prova do solo SP.	55
Figura 41 - Comparação entre dois solos distintos moldados sem cimento.	56
Figura 42 - Resultados do ensaio de compactação do solo SP (modificado FRANÇA, 2003).	57
Figura 43 - Resultados dos ensaios CRS com o solo VS.	58
Figura 44 - Resultados de ensaios CRS de amostras indeformadas.	59

RESUMO

VIEIRA, Gersonito da Silva, M.S., Universidade Federal de Viçosa, Julho 2006. **Desenvolvimento de equipamento para ensaios CRS com sucção controlada e ensaios em solos não saturados cimentados artificialmente.** Orientador: Cláudio Henrique de Carvalho Silva. Co-Orientadores: Dario Cardoso de Lima, e Maria Lúcia Calijuri.

Este trabalho apresenta o desenvolvimento de equipamentos para ensaios CRS com sucção controlada e ensaios em solos não saturados cimentados artificialmente. Foram projetadas e construídas quatro células no Laboratório de Geotecnia da Universidade Federal de Viçosa. As células têm em sua base uma pedra porosa, de alto valor de entrada de ar, intercambiável. Também foram desenvolvidos um aparato de medição de volume de água deslocado do corpo-de-prova e um programa de aquisição de dados. Utilizaram-se dois solos residuais jovens de Minas Gerais. Foram usadas amostras remoldadas por compactação com o intuito de assegurar a homogeneidade e evitar desvios nos resultados dos testes e na interpretação dos dados. Os ensaios foram conduzidos com diferentes níveis de sucção. Parte das amostras foi preparada com a adição de teores de cimento Portland para gerar uma estruturação no solo. Após o período de cura, as amostras com adição de cimento foram saturadas e submetidas ao ensaio CRS, usando os aparatos desenvolvidos. Observou-se uma quebra da estrutura com baixos níveis de tensão devido ao método adotado na elaboração das amostras. Constatou-se um bom funcionamento dos equipamentos desenvolvidos.

ABSTRACT

VIEIRA, Gersonito da Silva, M.S., Universidade Federal de Viçosa, July 2006.
Development of equipment for CRS testes with controlled suction and tests with artificially cemented unsaturated soils. Adviser: Cláudio Henrique de Carvalho Silva. Co-Advisers: Dario Cardoso de Lima, and Maria Lúcia Clijuri.

This research presents the development of equipment for CRS tests with controlled suction and tests with artificially cemented unsaturated soils. It was designed and constructed four apparatus at the geotechnical laboratory of the Federal University of Viçosa. The cells have an interchangeable high air entry value ceramic disk on its base. It was also designed a software for data acquisition and an apparatus for measurement of the volume of water dislocated from the sample. It was used two residual soils from Minas Gerais. Samples prepared by compaction were used in order to assure homogeneity and to avoid deviations in test results and interpretation. The tests were carried out with different levels of applied suction. Part of the samples was prepared with the addition of different amounts of Portland cement to simulate soil matrix. After cure, these samples added with cement were saturated and subjected to CRS compression tests, using the consolidation test apparatus developed. It was noticed a structure failure at low tension levels because of the sample elaboration method. the equipment was testified as functional.

1 INTRODUÇÃO

Nos primórdios da Mecânica dos Solos devido ao pouco conhecimento a respeito das teorias que governam os solos e o fato de que os estudos foram baseados em solos sedimentares e de regiões de clima temperado levaram ao estudo da condição mais desfavorável para estes solos. Desta forma, pôde-se fazer uma redução no número de incógnitas, de forma a permitir uma modelagem mais simplificada da situação estudada. Atualmente, sabe-se que os solos tropicais têm características bem diferenciadas em relação aos solos temperados e que é necessário levar isto em conta ao se fazer um estudo destes solos. Em alguns casos a condição saturada não representa a condição mais desfavorável de um solo, situação enfatizada na Mecânica dos Solos Clássica. Solos tropicais muitas vezes apresentam estruturas colapsíveis que podem gerar grandes deformações muito antes de se atingir a condição saturada.

O desenvolvimento da Mecânica dos Solos Não Saturados é de grande importância para as regiões de clima tropical. Cita-se o fato que a maioria dos casos reais das obras de engenharia ocorre em solos não saturados. A condição não saturada é uma condição muito mais complexa, envolvem um grande número de variáveis e necessita de estudos cada vez mais elaborados com o intuito de aprofundar cada vez mais nos conhecimentos do comportamento dos solos.

O estudo dos solos saturados pode ser considerado como uma situação especial dos solos não saturados. Com isso, se for possível entender como atuam

os mecanismos que regem os solos não saturados, também será definido como é o comportamento dos solos saturados.

Quando se fala em solos não saturados torna-se necessário a compreensão de o que é a “coesão” de um solo. Para solos não saturados a “coesão” passa a ser composta por duas partes: a coesão efetiva e uma “parcela coesiva” devido à sucção. A coesão efetiva é a coesão tradicional da Mecânica dos Solos Clássica. A “parcela coesiva” devido à sucção, surge com a introdução do conceito da sucção. Esta parcela independe da cimentação interpartículas e é resultante do surgimento de forças devido à interação das partículas do solo com os fluidos (geralmente água e ar) que as envolvem e podem apresentar-se de duas formas:

- i) tensão capilar: a combinação de atração de água à superfície da partícula de solo e a tensão superficial da água causam uma atração aparente entre partículas em solos não saturados.
- ii) forças mecânicas aparentes: a geometria da partícula e o seu grau de empacotamento podem apresentar uma coesão aparente em sistemas em que há a ausência de atração físicas ou químicas entre partículas do solo.

De uma forma geral, a compreensão destes fatores tem pouca aplicabilidade prática já que o número de variáveis que influenciam a resistência ao cisalhamento de um solo não pode ser reduzida a uma quantidade tão pequena, mas o entendimento desta pequena parcela poderá servir de base para se desvendar caminhos para a compreensão de fatores mais complexos de seu comportamento mecânico.

Pode-se dizer que avanços significativos no estudo da Mecânica dos Solos estão sendo feitos à luz da Mecânica dos Solos Não Saturados. É necessário, portanto, o desenvolvimento de pesquisas nessa área com o intuito de se poder adequar os resultados obtidos em ensaios aos valores reais que governam as obras geotécnicas.

2 OBJETIVOS E JUSTIFICATIVAS

Por meio do estudo combinado da sucção e estrutura, foram analisados os efeitos da cimentação na compressibilidade de um solo e, além disto, foi avaliada também, a influência da sucção neste comportamento, com o intuito de investigar qual a parcela da compressibilidade é função da estruturação e qual é governada pela sucção.

Para tanto, buscou-se implementar um estudo na área de solos não saturados, com os seguintes objetivos:

- projetar, construir e tornar operantes células de adensamento capazes de realizar ensaios com sucção controlada;
- calibrar e testar o aparato de compressão edométrica com sucção controlada desenvolvido;
- contribuir para a formação de um banco de dados para pesquisas futuras na área dos solos não saturados e cimentados.

Este estudo tem justificativa baseada nos seguintes fatos:

- a grande maioria dos casos reais de obras de engenharia ocorrem em solos não saturados. Assim, o não reconhecimento das particularidades do comportamento destes casos pode gerar elevação dos custos das obras geotécnicas;

- é de interesse prático o desenvolvimento de métodos e equipamentos mais baratos e eficazes, capazes de fornecerem dados geotécnicos a respeito do comportamento de solos da Zona da Mata Norte de Minas Gerais;
- contribuir para o avanço da Mecânica dos Solos Não Saturados.

3 REVISÃO DE LITERATURA

A busca pelo entendimento do comportamento mecânico dos solos tem levado ao desenvolvimento de técnicas e equipamentos cada vez mais elaborados e capazes de esmiuçar os diferentes tipos de solos e condições em que estes são encontrados no estado natural ou em uma condição específica imposta pelo meio antrópico. Durante muito tempo, buscou-se desenvolver estudos relacionados à Mecânica dos Solos Clássica. No entanto, notou-se, que esta abordagem tem-se mostrado falha. Para uma melhor compreensão de aspectos relativos aos solos, tornou-se necessário uma abordagem mais ampla do seu comportamento, englobando a Mecânica dos Solos Não Saturados.

Na seqüência, apresentam-se alguns assuntos relevantes que foram abordados no desenvolvimento deste estudo.

3.1 ADENSAMENTO

Ao longo dos anos o ensaio de adensamento edométrico convencional tem sido um valioso e eficaz meio de obtenção, em laboratório, dos parâmetros utilizados na teoria de TERZAGHI (1943) para definir a compressibilidade e a evolução do adensamento de um solo. Usualmente executado em vários estágios de carga, cada um com vinte e quatro horas de duração e uma razão unitária

entre o incremento de tensão e a tensão do estágio anterior, sendo um ensaio relativamente demorado (CARVALHO et al.; 1993). Nesse caso, é utilizado o conceito de solo totalmente saturado e aplica-se a teoria unidimensional do adensamento proposto por TERZAGHI (1943). Mas, essa situação não corresponde à maioria dos casos geotécnicos.

Deve-se lembrar que a determinação das características de compressibilidade é um dos requisitos mais importantes de qualquer investigação de solos. A compreensão mais detalhada dos fatores que influenciam a previsão do desenvolvimento de recalques leva, portanto, à necessidade de constantes avanços nesta área da geotecnia. Deve-se levar em conta a existência de solos não saturados e as deformações e fluxos tridimensionais. Embora, em certos casos, a aplicação da teoria unidimensional possibilite obter boas aproximações da realidade, em casos gerais é necessária a aplicação de teorias mais elaboradas (KOCHEN; 1984).

Podemos ainda citar, que amostras indeformadas, analisadas em termos de resistência ao cisalhamento, têm mostrado claramente que a diferença entre as classes de solos podem ser convenientemente interpretadas em referência às suas propriedades físicas e, em particular, à sua massa específica seca e porosidade que controlam os valores de ângulo de atrito efetivo. Na condição não saturada, a definição da envoltória de resistência ao cisalhamento para as diferentes classes de solos mostra-se mais complexo por causa da heterogeneidade dos solos (BILOTTA et al.; 2005). Ensaio elaborado por MENDOÇA et al. (1993) indicam que dentre os parâmetros de caracterização do solo, a massa específica e o índice de vazios, confirmam que a propriedade física mais indicativa da susceptibilidade ao colapso é a macroporosidade. Isto se confirma neste estudo onde se pode constatar que comportamento dos solos compactados é influenciado pela massa específica aparente seca, microestrutura e grau de saturação, fatores que dependem do processo de compactação. O histórico de tensões e a variação de umidade também impõem influência no comportamento das amostras compactadas (FERREIRA e LACERDA; 1993).

Ainda relacionado ao colapso, podemos dizer que um solo colapsível apresenta, em sua condição natural, elevada porosidade e baixo teor de umidade.

Essa estrutura porosa geralmente se associa à presença de agentes cimentantes, tais como óxidos ou hidróxidos de ferro e de alumínio e carbonatos. Essa cimentação, aliada a uma sucção suficientemente elevada, confere a esse solo uma resistência temporária elevada, que pode ser destruída com a inundação, levando-o a um colapso estrutural (AGNELLI e ALBIERO; 1997).

3.2 SOLOS NÃO SATURADOS

Para FERREIRA e LACERDA (1993), solos não saturados podem ser encontrados em diversas condições na natureza: em argilas expansivas de alta plasticidade, em solos residuais saprolíticos e lateríticos, em depósitos naturais de solos aluviais, coluviais e eólicos. Alguns desses solos têm seu comportamento típico relacionado à instabilidade volumétrica: expansão e contração nas argilas expansivas e colapso em solos de estruturas porosas, metaestáveis, com grãos de areias interligados por argilas ou agentes cimentantes. Mais uma vez, fica ressaltada a abrangência dos solos não saturados e a importância de estudos que envolvem os aspectos citados acima.

Para prever a resistência ao cisalhamento de solos não saturados é necessário medir os parâmetros de resistência c e ϕ como função da sucção, bem como assumir valores realistas de tensão e sucção *in situ*. Em princípio, ensaios de laboratório com controle de sucção podem ser realizados para a determinação dos parâmetros de resistência do solo, sendo sua aplicação a projetos geotécnicos condicionada à determinação da sucção *in situ*. Contudo, esses ensaios de laboratório não são usualmente aplicados em situações práticas, devido às limitações econômicas e longa duração dos mesmos, bem como às dificuldades associadas à interpretação dos resultados e à estimativa da magnitude da sucção no campo (SCHNAID et al.; 1995).

3.3 UM MODELO CONSTITUTIVO PARA SOLOS NÃO SATURADOS

No trabalho de ALOSNO et al. (1990), os autores apresentam um modelo capaz de descrever o comportamento da tensão-deformação de um solo não saturado. Esse é formulado segundo o princípio de enrijecimento plástico usando duas variáveis: o excesso de tensão total menos a poro-pressão de ar e a sucção. O modelo representa, de forma consistente e unificada, as características fundamentais do comportamento de solos não saturados. Ao atingir a saturação, o modelo se torna um modelo convencional de estado crítico. Devido à importância do entendimento sobre o comportamento do solo não saturado é apresentado a seguir as idéias propostas pelos autores no trabalho acima citados.

3.3.1 FORMULAÇÃO DE UM MODELO PARA ESTADO DE TENSÃO ISOTRÓPICO

No estudo de solos não saturados, o estado de tensão isotrópico pode ser adequadamente definido em um plano de tensões versus sucção (p, s) onde $P = \sigma_m - u_a$ sendo $\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ e S é a sucção matricial ($u_a - u_w$). A fim de entender as relações de estado de deformações em relação ao comportamento volumétrico de solos não saturados os autores propõem uma equação que explica não apenas o aumento aparente de tensão de pré-adensamento associado ao aumento da sucção, como também contempla o fenômeno de colapso observado no processo de saturação. Esta equação é denominada curva de plastificação LC. A Figura 1 ilustra o formato da curva LC para valores selecionados de P_0^* , r e β .

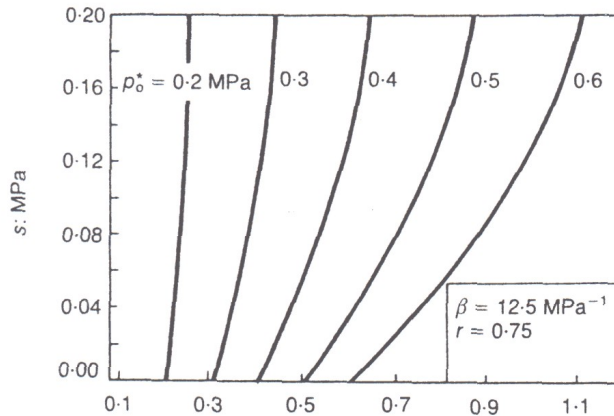


Figura 1 - Formato da curva LC para os parâmetros P_0^* , r e β (ALONSO et al.; 1990).

Não se pode, porém, deixar de ressaltar que um aumento na sucção também pode induzir deslocamentos irreversíveis. É proposto que quando um solo atinge um valor máximo pré-existente de sucção S_0 , deformações irreversíveis vão começar a se desenvolver. Adotando a seguinte condição de plastificação: $s = s_0 = \text{constante}$, onde S_0 é limite entre o estado elástico e a região plástica quando a sucção é aumentada (Figura 2).

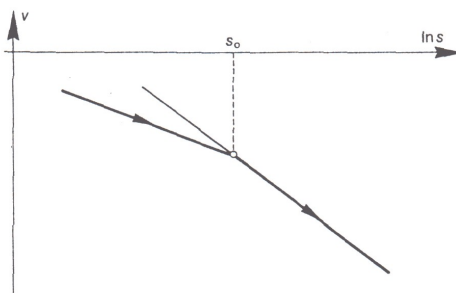


Figura 2 - Definição da sucção de plastificação (ALONSO et al.; 1990).

Esta região de plastificação é denominada SI. Tanto LC quanto SI delimitam uma região, no plano (p, s) , onde as deformações são elásticas (Figura 3).

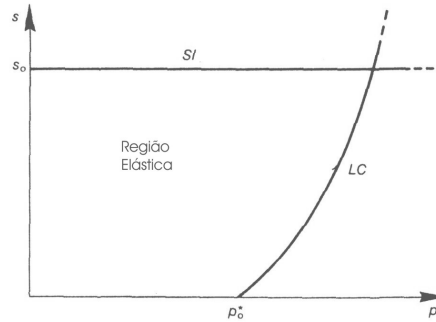


Figura 3 - Curvas LC e SI (ALONSO et al.; 1990).

3.3.2 LEI DE ENRIJECIMENTO

Deformações irreversíveis controlam a posição das curvas de plastificação LC e SI. Este tipo de enrijecimento implica em uma movimentação independente das duas curvas de plastificação. Evidências experimentais sugerem, contudo, uma ligação definida entre elas. Desse modo, uma forma simples de se amarrar as duas curvas de plastificação é definir suas posições em função da deformação volumétrica total plástica.

3.3.3 MODELO PARA ESTADOS TRIAXIAIS DE DEFORMAÇÃO

Na abordagem de um estudo não saturado, além do proposto nos itens anteriores, um terceiro parâmetro de tensão, $q=(\sigma_1- \sigma_3)$, tem que ser incorporado para ser incluído a tensão cisalhante efetiva. O estado de deformação é definido por $\varepsilon_v = (\varepsilon_1+2\varepsilon_3)$, deformação volumétrica, $\varepsilon_s = (2/3(\varepsilon_1-\varepsilon_3))$, deformação de cisalhamento. Visando à simplicidade, é adotado o Cam-Clay que dá uma descrição qualitativa adequada do comportamento de um solo (**Erro! Fonte de referência não encontrada.**).

A curva de plastificação de uma amostra à sucção constante é descrito por uma elipse que exibiria uma tensão de pré-adensamento isotrópico dado pelo

previamente definido valor P_0 que se localiza na curva de plastificação LC como mostrado na **Erro! Fonte de referência não encontrada..**

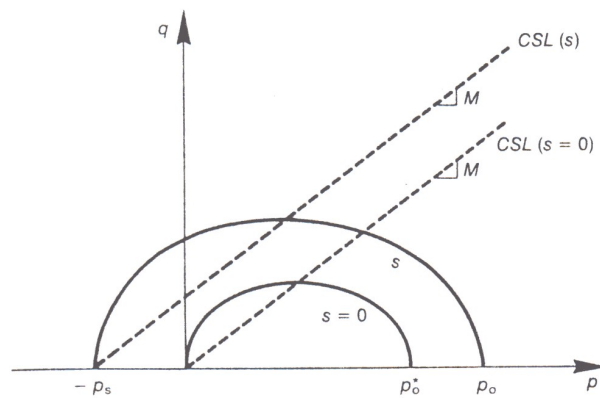


Figura 4 - Superfície de plastificação no espaço (p, q) (ALONSO et al.; 1990).

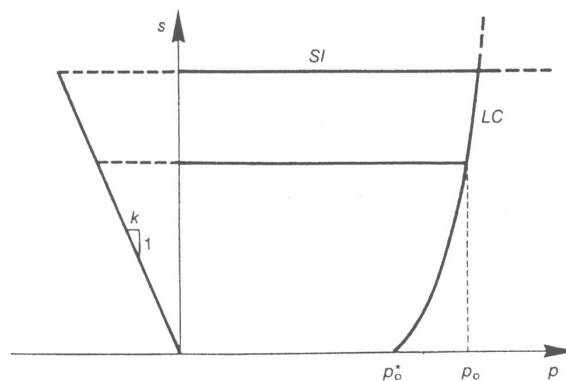


Figura 5 - Superfície de plastificação no espaço (p, s) (ALONSO et al.; 1990).

Juntando-se as duas figuras anteriores tem-se como resultado final um gráfico tridimensional representado na Figura 6. Este modelo é capaz de representar tanto o comportamento de um solo não saturado como um solo saturado.

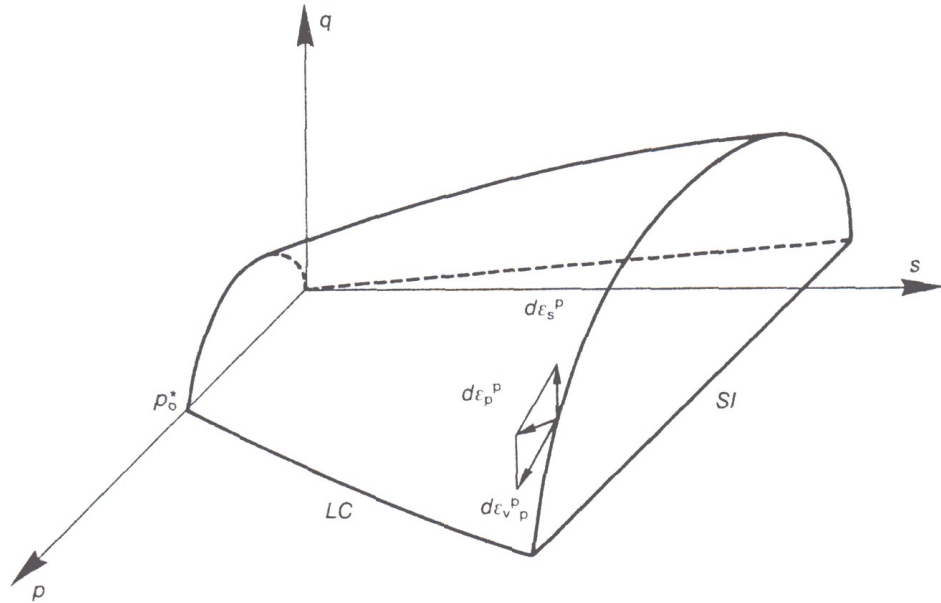


Figura 6 - Vista tridimensional da superfície de plastificação no espaço de tensões (p , q , s) (ALONSO et al.; 1990).

Há vários outros trabalhos que descrevem e modelam o comportamento dos solos não saturados. Cada um com uma abordagem que difere, na maioria das vezes, no tratamento matemático adotado.

3.4 ENSAIOS CRS

Como citado anteriormente, o ensaio edométrico convencional tem sido vastamente utilizado ao longo de décadas. Este ensaio se caracteriza pela simplicidade, tanto da metodologia quanto do equipamento empregado, sendo o mais comum dos ensaios de adensamento. Devido às suas características, o tempo demandado na sua execução é relativamente longo, não menos que dez dias. Buscando técnicas mais apuradas e agilidade no processamento dos ensaios, desenvolveram-se ensaios de curta duração de tempo. Um dos ensaios propostos é o adensamento com velocidade controlada (CRS). A preferência por esse se dá devido à simplicidade do mecanismo de transmissão de força ao corpo-de-prova, representado pela prensa mecânica com controle de velocidade

de carregamento e comumente empregada em ensaios triaxiais (CARVALHO et al.; 1993).

A velocidade é um fator decisivo na qualidade dos resultados e existem inúmeras pesquisas abordando este tema. Segundo CARVALHO et al. (1993), a velocidade teria seu limite superior determinado pela condição de que não seja violada a suposta distribuição parabólica para as tensões efetivas ao longo do corpo-de-prova. O limite inferior da velocidade relaciona-se com a necessidade da existência de um valor mínimo de pressão hidrostática na base que permita o cálculo de C_v e também pelo fato de que o ensaio não deve se estender por um período igual ou superior ao método convencional.

De acordo com HEAD (1984) e seguindo o procedimento descrito pela ASTM – D4186-82, o uso de contra-pressão na fase de saturação e de execução do ensaio é obrigatório. A escolha da taxa de deformação é feita com base em uma tabela que relaciona a velocidade de ensaio com o limite de liquidez do solo. Ao longo do ensaio é possível um ajuste da velocidade de forma a atender o critério de que a poro-pressão na base do corpo-de-prova deve permanecer numa faixa entre 3% e 20% da tensão vertical total aplicada.

CARVALHO et al. (1993) descrevem em seus trabalhos um método fundamentado num paralelo que pode ser traçado entre as condições de adensamento existentes nos ensaios CRS e edométrico convencional. Em síntese, consiste em adotar no ensaio CRS a mesma velocidade com que se desloca o topo do corpo-de-prova submetido ao ensaio edométrico convencional, considerando um dado grau de adensamento médio de um estágio de carregamento.

Entre os ensaios contínuos, tem-se o ensaio de adensamento de fluxo restringido em que a dissipação, na face drenante, do excesso de poro-pressão devido à aplicação de um carregamento se dá a uma velocidade controlada pela eficiência de um restritor de fluxo que mantém o gradiente de excesso de poro-pressão entre as duas faces do corpo-de-prova a valores próximo de zero. A velocidade de dissipação é controlada de tal forma que a distribuição do excesso de poro-pressão seja a mais uniforme possível ao longo do corpo-de-prova,

promovendo, com isso, uma uniformização do índice de vazios no perfil da amostra (BARBOSA et al.; 1993).

Vale, contudo, notar que a retirada de amostras indeformadas em solos com estrutura porosa e metaestável requer cuidados especiais para preservar tanto a estrutura original como a umidade natural da amostra (FERREIRA e LACERDA; 1993).

3.5 AR NOS VAZIOS

No estudo da deformação de solos não saturados, deve-se ressaltar a importância da presença de ar nos vazios sobre a compressibilidade dos mesmos, podendo-se destacar os seguintes fatos (SANTOS NETO e ALMEIDA; 1993):

i) ar na forma contínua: o fluxo é controlado pela permeabilidade do ar nos vazios, e faz com que as deformações ocorram rapidamente. A sucção atinge níveis baixíssimos, o que mantém a água fixa ao esqueleto sólido e tem influência decisiva no comportamento do solo. O aumento do grau de saturação gera a redução da sucção, podendo ocorrer o brusco colapso da estrutura do solo;

ii) ar ocluso: a permeabilidade da água é que controla o fluxo nos vazios. A sucção torna-se praticamente nula e a água pode fluir. Desta forma, em solos finos, há um processo clássico de deformações diferidas. É comum admitir-se que, em amostras compactadas a oclusão ocorre em torno da umidade ótima. Em solos naturais, pode-se admitir que esta oclusão ocorre quando o grau de saturação supera 85%.

SCHNAID et al. (1995), também argumentam que solos não saturados contêm fluido e ar nos vazios intersticiais, e variações no estado de tensões causam, em geral, variações imediatas de volume devido à compressibilidade e/ou ao fluxo de ar, seguido de novas variações volumétricas devido à drenagem da água.

A aplicação de uma carga em um solo não saturado, segundo FREDLUND e RAHARDJO (1993), resulta no aumento de poro-pressão na fase gasosa e na

fase líquida. O excesso de poro-pressão é dissipado com o tempo e, eventualmente, tende a retornar aos valores iniciais. Esse processo é denominado de adensamento e leva a uma redução de volume no solo. A teoria utilizada para descrever esse comportamento resulta em duas equações de fluxo que regem o movimento de massas: o fluxo de água e o fluxo de ar.

3.6 TÉCNICA DE TRANSLAÇÃO DE EIXOS

Devido às dificuldades em se obterem leituras de pressões negativas na fase líquida do solo sem a ocorrência de cavitação foi desenvolvida, por HILF (1956), a técnica da translação dos eixos. Esta técnica é comumente utilizada em ensaios de solos não saturados com intuito de evitar medições de poro pressões abaixo do zero absoluto (-1 atm). O procedimento envolve a translação da referência ou da poro-pressão de ar. A técnica consiste em aplicar uma pressão de ar externa a amostra. A poro-pressão iguala-se à pressão externa. Como resultado, a poro-pressão de água varia igualmente à variação de pressão de ar aplicada. Desta forma, a sucção matricial permanece constante a não ser pelo deslocamento de ambos os valores de poro-pressão de ar e de água. Portanto, a poro-pressão de água pode ser elevada para um valor positivo e, desta forma, pode ser medida sem a ocorrência de cavitação (FREDLUND e RAHARDJO; 1993). A chave para se conseguir sucções elevadas, utilizando-se o princípio da translação de eixo de Hilf, em amostras no laboratório é o emprego de pedras porosas de alto valor de entrada de ar. Estas pedras permitem, dentro de valores específicos, uma seletividade em termos de porosidade, sendo permeável à água ao mesmo tempo em que restringe a passagem de ar por seus poros.

3.7 CIMENTAÇÃO

Os engenheiros geotécnicos muitas vezes lidam com materiais cimentados e consolidados. Tensão–deformação, rigidez, capacidade de suporte e parâmetros mecânicos de solos cimentados são afetados pelo tipo e quantidade de

cimentação. O efeito da cimentação é especialmente importante a baixas pressões de confinamento onde a coesão efetiva tem um papel importante na estabilidade de estruturas de terra próximas a superfície como no caso de taludes. Solos granulares (areia, areia grossa, cascalho fino) ocorrem mundialmente. Taludes naturalmente íngremes e cortes próximos à verticalidade podem permanecer estáveis em tais solos. Uma instabilidade súbita pode, contudo, ocorrer quando as ligações são desfeitas. Solos naturalmente cimentados podem ter diversas fontes de cimentação, com se segue:

i) a existência de agentes como sílica, hidro silicatos, hidro óxidos de ferro e depósitos de carbonato entre grãos;

ii) ligação por congelamento entre grãos do solo;

iii) presença de uma matriz composta por silte e partículas granulares.

Pesquisas experimentais com solos de cimentação natural são raras, pois a aquisição de amostras indeformadas de solos granulares é difícil e solos de cimentação natural são heterogêneos, por variarem o grau de cimentação e a densidade. Devido a esse fato, a maioria dos trabalhos sobre o comportamento de solos cimentados tem sido feita por meio de amostras cimentadas artificialmente (HAERI et al.; 2005).

De acordo com ASGHARI et al. (2003), em quase todos os programas experimentais relatados na literatura, amostras artificialmente cimentadas têm sido usadas, tanto para estabelecer um entendimento do fundamento do comportamento de solos naturais, como para desenvolver métodos de estabilização de solos usando um agente cimentante.

Além desses fatos, solos cimentados possuem características geotécnicas que, em geral, os diferenciam dos materiais tradicionalmente tratados na Mecânica dos Solos Clássica, mais voltada para depósitos sedimentares. Metodologias de projetos geotécnicos aplicados a areias, sob condições drenadas, ou argilas, sob condições não drenadas, não são necessariamente válidas para estes materiais. Por exemplo, projetos de fundações podem requerer considerações específicas que quantifiquem o efeito da quebra da estrutura ou o

mecanismo de ruptura por puncionamento no comportamento carga-recalque. Em particular, os recalques de fundações superficiais assentes em camadas de solos cimentados são de difícil previsão devido às características específicas do comportamento mecânico do solo (LEROUEIL e VAUGHAN; 1990).

4 MATERIAIS E MÉTODOS

Este trabalho foi realizado no Laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa (UFV). Foram executados ensaios para a determinação de massa específica dos sólidos do solo, massa específica dos sólidos do cimento, ensaios de adensamento CRS e ensaios de adensamento edométrico incremental em solos residuais jovens, de grande ocorrência na Zona da Mata Norte de Minas Gerais. Para a realização da parte experimental da pesquisa em laboratório foi necessária a elaboração do projeto, construção e montagem de células de adensamento CRS com sucção controlada. Foi também necessária a elaboração de um programa para aquisição de dados, montagem, adaptação e manutenção de diversos equipamentos instalados na sala de Mecânica dos Solos Não Saturados e utilizados nesta pesquisa.

4.1 MATERIAIS

Para a realização deste estudo, qualquer solo poderia ser escolhido, porque serviria apenas como material de trabalho na elaboração dos ensaios de verificação da eficiência do equipamento desenvolvido. Com o intuito de enriquecer ainda mais os estudos, optou-se por trabalhar com um solo residual jovem. Adotou-se um solo saprolítico de grande ocorrência na região da Zona da

Mata Norte de Minas Gerais. Este solo foi amplamente estudado no decorrer de várias pesquisas do programa de pós-graduação em geotecnia desta instituição, podendo-se referir os trabalhos de AZEVEDO (1999), FRANÇA (2003) e TRINDADE (2006).

AZEVEDO (1999) descreve esse solo como sendo um solo saprolítico de gnaiss (denominado SP) – solo do manto saprolítico, horizonte C, resultado de um perfil de intemperismo de solo desenvolvido do gnaiss do Pré-Cambriano, com camada de espessura às vezes superior a 20 m. Esse solo exhibe a presença de mica e mostra-se com um tom róseo mais avermelhado, devido à presença de hematita, e apresenta textura areno-silto-argilosa. A amostra foi obtida aproximadamente a 12 m do topo do talude, na rodovia que liga Viçosa à Paula Candido, em frente à entrada do bairro Romão dos Reis, nas coordenadas geográficas 20° 46' 48,2" de latitude Sul e 42° 52' 52" de longitude Oeste de Greenwich.

No decorrer dos ensaios foi utilizado outro solo da região (denominado VS), também classificado como solo do manto saprolítico, horizonte C, residual de gnaiss com tom cinza claro tendendo a branco. A textura é areno-silto-argilosa, apresentando uma curva granulométrica muito bem distribuída, muito similar à curva ideal de Fuller-Talbot, para $n = 0,5$. O material foi coletado num talude nas proximidades da Vila Secundino – Campus da UFV, com coordenadas geográficas 20° 45' 47,9" de latitude Sul e 42° 51' 29,7" de longitude Oeste de Greenwich. Maiores informações sobre esse solo podem ser encontrados em França (2003) e em Trindade (2006).

O Quadro 1 mostra os resultados dos ensaios de granulometria, limites de liquidez e plasticidade e peso específico dos sólidos e a

Figura 7 apresenta as curvas granulométricas (FRANÇA; 2003) dos solos estudados.

Quadro 1 - Granulometria (ABNT), limite de liquidez, limite de plasticidade, índice de plasticidade e peso específico dos sólidos dos solos (Modificado FRANÇA; 2003).

Solos	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	γ_s (kN/m ³)
SP	18	23	59	31	18	13	26,79
VS	7	12	81	29	19	10	26,15

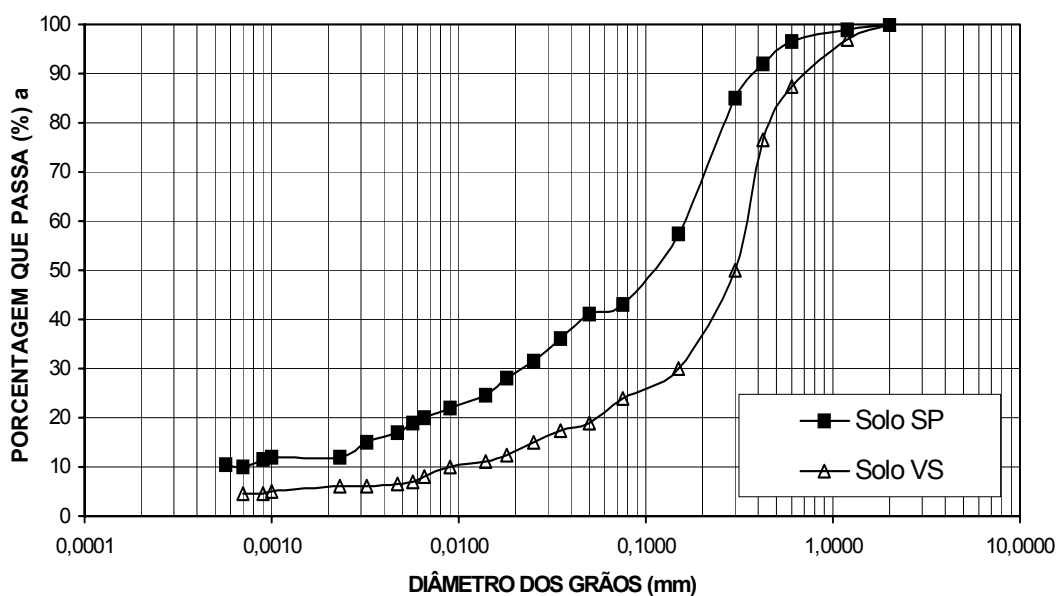


Figura 7 - Curva granulométrica (ABNT) dos solos SP e VS (Modificado FRANÇA; 2003).

O Quadro 2 contém a identificação dos solos pelas classificações HRB e USC.

Quadro 2 - Identificação dos solos pelas classificações HRB e USC (Modificado FRANÇA; 2003).

Solos	Sistema de Classificação	
	HRB	USC
SP	A-2-6 (3)	SC
VS	A-2-4 (0)	SC

Utilizou-se cimento Portland CP-V ARI da marca CIMINAS adquirido no comércio local e que foi armazenado em embalagem hermética, com o intuito de preservar as suas características originais. Optou-se por utilizar um cimento de alta resistência inicial para reduzir o tempo de cura dos corpos-de-prova e acelerar o processo investigativo (Quadro 3).

Quadro 3 - Peso específico dos sólidos do cimento utilizado no estudo.

Cimento	γ_s (kN/m ³)
CP-V ARI	28,57

4.2 MÉTODOS

Iniciaram-se os trabalhos com a elaboração de plantas esquemáticas e desenhos técnicos com o objetivo de se fazer um levantamento dos materiais

necessários para a elaboração de quatro células, instrumentação dos ensaios, montagem do equipamento e da sala onde os ensaios seriam realizados.

Foram coletadas amostras deformadas de três solos distintos, dois areno-silto-argilosos e um argiloso-siltoso. Optou-se por trabalhar apenas com os dois primeiros.

O material coletado foi destorroado e em seguida seco ao ar. O material foi peneirado na peneira de malha nº10 (2 mm de abertura). Depois de homogeneizado, determinou-se o teor de umidade e estocou-se em vasilhame hermético. Determinou-se o teor de umidade do cimento e armazenou-se em vasilhame hermético.

Realizaram-se ensaios de massa específica dos sólidos tanto para os solos quanto para o cimento. Os ensaios de determinação da massa específica dos sólidos do solo foram realizados de acordo com a NBR 6508/1984 e os de determinação de massa específica dos sólidos do cimento, segundo a NBR 6474/1984.

Foram construídas quatro células, sendo três de 15,0 cm de diâmetro e outra maior de 25,2 cm. Esta última permitirá, futuramente, a inclusão de instrumentos de medição no seu interior, com intuito de aumentar a acurácia das medições de deformação das amostras ensaiadas.

Foi também elaborado um programa de aquisição de dados juntamente com a calibração do transdutor de deslocamento, da célula de carga e do transdutor de pressão. Este programa foi desenvolvido com o auxílio de um “software” especialmente elaborado para este propósito.

Em seguida, fez-se a montagem dos painéis contendo os reguladores de pressão e os medidores de variação de volume, bem como as bombas de circulação de água e expurgo de ar (Figura 8).



Figura 8 - Sistema de aquisição de dados e células de adensamento.

Foram realizados ensaios com variação da porcentagem de cimento para gerar diferentes níveis de estruturação no solo, e variação da sucção para analisar a sua influência na estruturação da amostra. Trabalhou-se com porcentagens de cimento em relação à massa seca de solo de 0%, 2%, 4%, 6% e valores de sucção de 0, 50, 100, 200 kPa.

Para a realização dos ensaios de compressão edométrica com velocidade de deformação e sucção controladas, as amostras foram moldadas estaticamente, utilizando-se um conjunto colar e anel em aço inoxidável onde o solo era depositado e, em seguida, compactado com auxílio de um êmbolo. Este êmbolo foi fabricado com um ressalto no topo para limitar a altura do corpo-de-prova. Sendo assim, basta comprimir o solo até que o ressalto toque a borda do colar, de forma a garantir sempre à mesma altura final do corpo-de-prova. O conjunto, colar

e êmbolo, foi projetado para gerar um corpo-de-prova 2 mm maior que o anel. Este excesso de 2 mm de solo foi cortado após a compactação, com um estilete afiado, para eliminar imperfeições no topo do corpo-de-prova (Figura 9).



Figura 9 - Conjunto êmbolo, colar e anel para moldagem estática.

A preparação e ensaio dos corpos-de-prova obedeceram a uma seqüência para permitir a reprodutibilidade e homogeneidade das amostras. As quantidades de cada componente (solo, cimento e água) foram medidas em balança eletrônica com resolução de centésimo de grama, em ambiente com temperatura e umidade controladas. Adicionou-se primeiramente cimento ao solo e, em seguida, esta mistura foi passada na peneira para garantir sua homogeneização. Em seguida adicionou-se água e novamente o material foi passado na peneira. Moldou-se o corpo-de-prova, anotando-se o seu peso e o teor de umidade. Após o período de cura do corpo-de-prova a amostra foi inundada por duas horas, para garantir que todos os corpos-de-prova partissem do mesmo grau de saturação. A inundação por um tempo fixo tem o objetivo de eliminar a influência da histerese.

A preparação e ensaio dos corpos-de-prova obedeceram a seguinte seqüência:

- pesagem e medição dos diâmetros dos anéis;
- pesagem do solo, do cimento e da água;
- homogeneização da mistura de cimento e solo;
- peneiramento da mistura;
- adição da água. Nesta etapa adicionou-se água à mistura dentro de um saco plástico para evitar perda de umidade;
- peneiramento da mistura solo-cimento-água dentro de uma câmara úmida para evitar a perda de umidade;
- homogeneização da mistura solo-cimento-água dentro do saco plástico;
- pesagem da massa para compactação;
- compactação estática do corpo-de-prova;
- eliminação do excesso no topo do corpo-de-prova com auxílio de um estilete afiado;
- pesagem da massa final do corpo-de-prova mais anel;
- colocação dos corpos-de-prova em sacos plásticos e recipientes de plástico;
- deposição em câmara úmida;
- pesagem dos corpos-de-prova após quinze dias de cura;
- saturação da pedra porosa de alto valor de entrada de ar, enchendo-se a célula com água, e aplicação de pressão de ar no interior da célula;
- montagem do corpo-de-prova na célula;
- saturação do corpo-de-prova por inundação por um período de duas horas;
- leitura da coluna de água na bureta de variação de volume;
- elevação da pressão de ar no interior da célula, correspondente à sucção desejada;
- manutenção da pressão definida por sete dias;
- leitura da coluna de água na bureta de variação de volume (para amostras com sucção igual a zero, eliminam-se estas três últimas etapas);
- montagem da célula na prensa;
- ajuste da velocidade de ensaio;
- início do programa de aquisição de dados;

- início do ensaio;
- para ensaios com sucção, em torno do valor de quinze por cento de deformação, tornava-se a inundar o corpo-de-prova, com o ensaio em andamento, com a finalidade de se verificar o colapso. Os ensaios foram encerrados ao atingir o valor de vinte por cento de deformação;
- retirada do corpo-de-prova e lavagem da célula;
- saturação da pedra porosa de alto valor de entrada de ar. A célula foi mantida com água até o próximo ensaio. Em seguida, esta foi substituída por água deaerada, repetindo-se o procedimento de saturação da pedra pela aplicação de pressão de ar na célula;
- os ensaios foram realizados a uma temperatura controlada de $23^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$.

5 DESENVOLVIMENTO DE EQUIPAMENTOS

5.1 PROJETO E CONSTRUÇÃO DAS CÉLULAS

O objetivo principal deste trabalho é a realização de ensaios de adensamento CRS com sucção controlada. Para tanto, foram necessários o projeto e construção de equipamentos, tais como: células, circuladores de água, interfaces, painéis de controle de pressão, medidores de volume, moldes e equipamentos para moldagem dos corpos-de-prova, programa de aquisição de dados, além de montar e testar os aparatos desenvolvidos. No decorrer do projeto, procurou-se dar ênfase a qualidade e durabilidade dos equipamentos, visando também à qualidade dos ensaios. Um fator importante neste trabalho foi o enfoque dado à redução de custos, à economia de material, tempo e mão-de-obra.

Em termos de durabilidade e qualidade do produto final, o melhor material para a construção do corpo da célula é o aço inoxidável, pela ótima resistência física e química. Optou-se, entretanto, pelo alumínio. Peças de menor dimensão e fisicamente mais solicitadas foram elaboradas em latão, como por exemplo: tirantes, base da pedra porosa, “top cap”, conectores, entre outros.

Os anéis de moldagem foram elaborados em aço inox, pois deveriam ter paredes delgadas e indeformáveis aos níveis de tensão a que seriam submetidos.

Os anéis foram trabalhados a partir de um tarugo maciço de aço inox que foi vazado com broca e depois torneado até o diâmetro desejado. Optou-se depois por utilizar um tubo em aço inox ao invés do tarugo. Abandonou-se o diâmetro inicialmente proposto e modificou-se a base da célula para adequar-se às medidas deste tubo, de medidas comerciais. Os anéis têm diâmetro interno de 54,1 mm e altura de 20 mm. Inicialmente previram-se apenas ensaios com corpos-de-prova reconstituídos (amostras deformadas), mas no decorrer da pesquisa, foram necessários ensaios de amostras indeformadas. Anéis com uma das extremidades em bisel foram elaborados para facilitar a moldagem destes corpos-de-prova (Figura 10).



Figura 10 - Anéis de moldagem e anel biselado.

Boa parte do projeto baseou-se nos conhecimentos adquiridos pelo professor Paulo Sergio de Almeida Barbosa do Departamento de Engenharia Civil da UFV, na Université Laval, Quebec CA. Portanto, várias sugestões e modificações foram feitas antes mesmo da elaboração dos desenhos, o que tornou possível o avanço de várias etapas.

Foram elaboradas quatro células para esta pesquisa. Inicialmente, foi elaborada uma célula de 25,2 cm de diâmetro externo da base, 12,0 cm de diâmetro interno e altura de 21,0 cm denominada CRS UFV 25. Posteriormente, foram construídas outras três células com diâmetro externo de 15,0 cm, diâmetro interno de 8,8 cm e altura de 21,0 cm denominadas CRS UFV 15.

As células são compostas de duas partes, topo e base. O corpo da base foi elaborado em alumínio. Por ter maior dimensão, optou-se por colocar as conexões para alimentação de água e ar na base da célula (Figura 11).



Figura 11 - Células CRS UFV 25 e CRS UFV 15 desenvolvidas na UFV.

No centro da base da célula encontra-se uma base intercambiável feita em latão. Nessa peça, é colada, por meio de resina epóxi, a pedra porosa de alto valor de entrada de ar. Foram produzidos alguns conjuntos “base - pedra porosa” com os valores de entrada de ar de 1, 3 e 5 bar. Na parte inferior existe uma rosca que permite a fácil troca do conjunto, com diferentes valores de sucção, otimizado o sistema, reduzindo custo e tempo (

Figura 12). A vedação entre a base da célula e a base intercambiável foi feita por meio de um anel de vedação (Figura 13).



Figura 12 - Célula CRS aberta com pedra porosa de 3 bar e base da pedra porosa reserva com pedra de 1 bar.

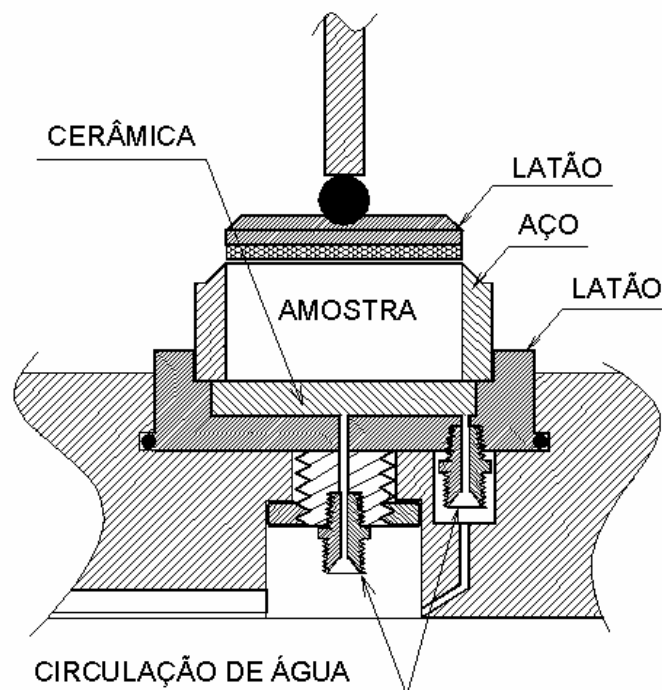


Figura 13 - Desenho esquemático da base intercambiável.

Para melhorar a eficiência da base intercambiável, foi elaborado um sulco em espiral com dois furos localizados nas extremidades. Estes furos mais o sulco têm o objetivo de expurgar o ar acumulado na base da pedra porosa. A água proveniente do medidor de volume é injetada por um dos orifícios, circula pelo sulco e sai na extremidade oposta impelindo o ar acumulado para o medidor de volume (Figura 14).



Figura 14 - Base intercambiável mostrando o detalhe da espiral.

O corpo da célula é composto basicamente por dois discos de alumínio, um na parte superior e outro na parte inferior e um tubo de acrílico. O disco inferior é vazado em grande diâmetro para fornecer rigidez ao conjunto superior da célula, além de servir de acabamento para atuação do anel de vedação da interface base-topo. O disco superior é a tampa do conjunto e nela localiza-se uma peça elaborada em latão que serve com guia para o eixo de aplicação de carga (Figura 15).



Figura 15 – Detalhe da guia do êmbolo localizado no topo da célula.

A guia permite um deslocamento vertical do eixo com pouco atrito. Para diminuir o atrito e tornar mais eficiente a transmissão das cargas aplicadas no corpo-de-prova, foi desenvolvido um sistema composto por um calço hidráulico. Na peça há uma cavidade onde é injetado um fluido, com a mesma pressão que se encontra no interior da célula, formando assim um calço hidráulico e, ao mesmo tempo, um selo hidráulico. Este selo é fundamental, pois a manutenção adequada da sucção depende da estabilidade da pressão aplicada no interior da célula. O sistema funciona da seguinte forma: como o interior da célula e o interior do dispositivo estão sob mesma pressão, o gradiente entre o interior da célula e o

dispositivo é praticamente nulo, não há vazamento de ar do interior da célula para o dispositivo; por outro lado, há um valor elevado de gradiente entre o interior do dispositivo e o meio externo, fazendo com que o fluido vaze para o meio externo; um reservatório contendo o fluido sob mesma pressão realimenta o sistema. Garante-se com isso a estabilidade da pressão interna da célula (Figura 16).

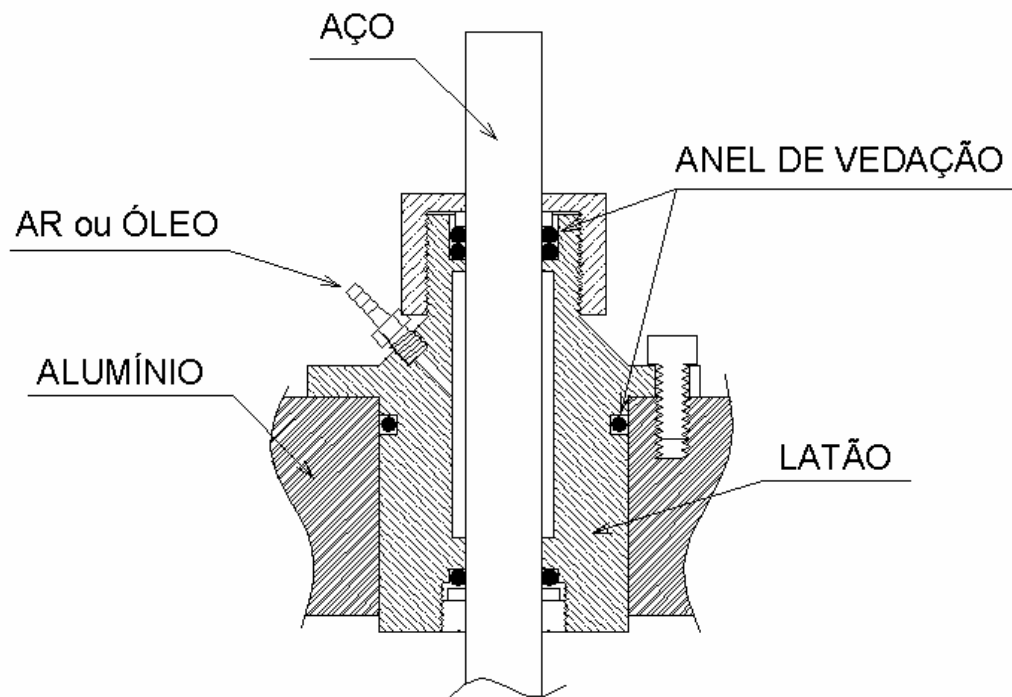


Figura 16 – Detalhe da guia do êmbolo.

Entre os dois discos de alumínio encontra-se um tubo de acrílico com espessura de 3,0 mm de parede, diâmetro interno de 12,0 cm e 10 cm de altura. O acrílico foi utilizado para facilitar as observações de andamento dos ensaios e tornar o aparato mais didático. A vedação entre o alumínio e o acrílico foi feita por meio de anéis de vedação. Os discos são unidos por meio de um tirante tubular, prensando o acrílico e formando um conjunto bem rígido. O conjunto não tem o propósito de ser desmontado, a não ser por motivos de manutenção dos anéis de vedação. O topo da célula é fixado à base por meio de quatro tirantes que passam por dentro dos tirantes tubulares do topo. Na extremidade superior do tirante têm-se manípulos de baquelite que permite um manuseio fácil e ágil e também evita apertos excessivos do conjunto.

Estes manípulos devem possuir excelente qualidade, pois suportam toda a pressão aplicada na célula. Manípulos de baixa qualidade podem sofrer deformações e, conseqüentemente, vazamentos. No início dessa pesquisa os manípulos eram de baixa qualidade e deformaram devido à pressão aplicada e o disco inferior que compõe o conjunto do corpo da célula sofreu um empeno de mais de 1 mm. O conjunto foi desmontado e novamente aplainado no torno mecânico.

A água para saturação da amostra e a pressão de ar para aplicação da sucção foram introduzidos na célula por meio de registros acoplados à base. Por praticidade, optou-se por utilizar conectores do tipo “engate rápido” para as tubulações de ar comprimido.

Aprendeu-se durante os ensaios que a alimentação de ar e de água feito na base não é a configuração mais indicada. No caso desta célula, há um tubo ligado a um pequeno conector na base que conduz o ar até um nível acima do nível de água para não provocar a aeração da água. O ideal é colocar a tomada de água na base e o ar no topo da célula. Esta nova configuração foi adotada nas outras três células (Figura 17).

A vedação da base com o corpo da célula é feito por meio de um anel de vedação alojado em um sulco simples na base da célula. O ideal seria um sulco do tipo “dove tail” (mais difícil de ser executado). Esse sulco é em formato trapezoidal, o topo do sulco é mais estreito que a base, permitindo que o anel tenha a folga necessária, mas não deixando que ele saia do sulco ao virar a peça para baixo. Apesar da complexidade, o anel no topo tem a vantagem de não acumular detritos com tanta facilidade, aumentando a eficiência em termos de vedação, especialmente se for trabalhar a pressões mais elevadas (Figura 18).

O “top cap” é feito em latão e tem diâmetro ligeiramente inferior ao valor do diâmetro interno do anel, para não gerar atrito ao ser deslocado. No topo da sua estrutura encontram-se vários orifícios que permitem a passagem de água até a pedra porosa que compõe esta peça. Essa pedra é uma pedra porosa convencional. A pedra é colada ao latão por meio de resina epóxi (Figura 19).

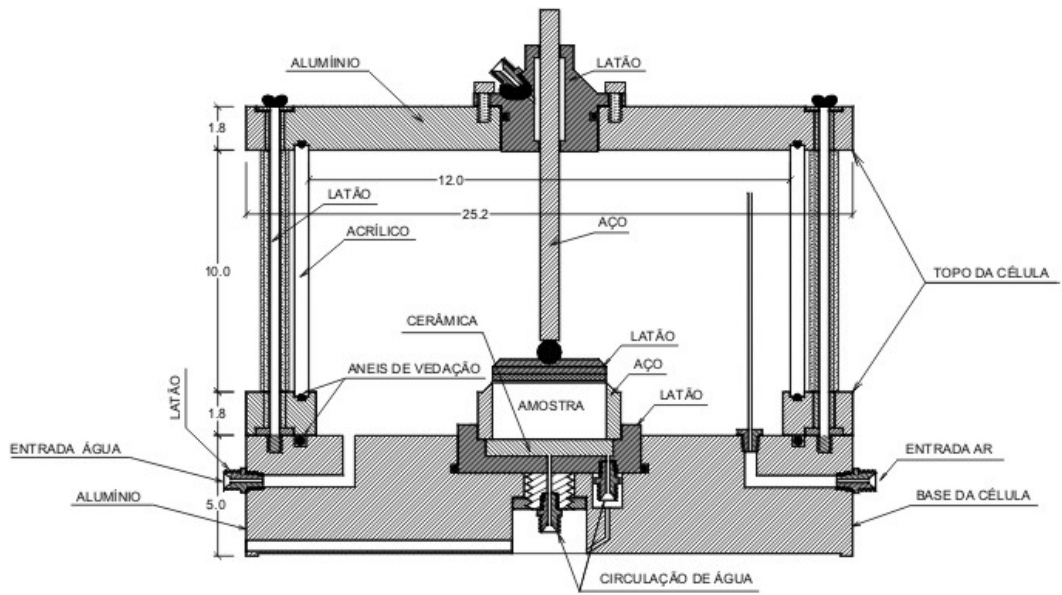


Figura 17 Desenho esquemático da célula CRS UFV 25 e o tubo de alimentação de ar na base da célula.

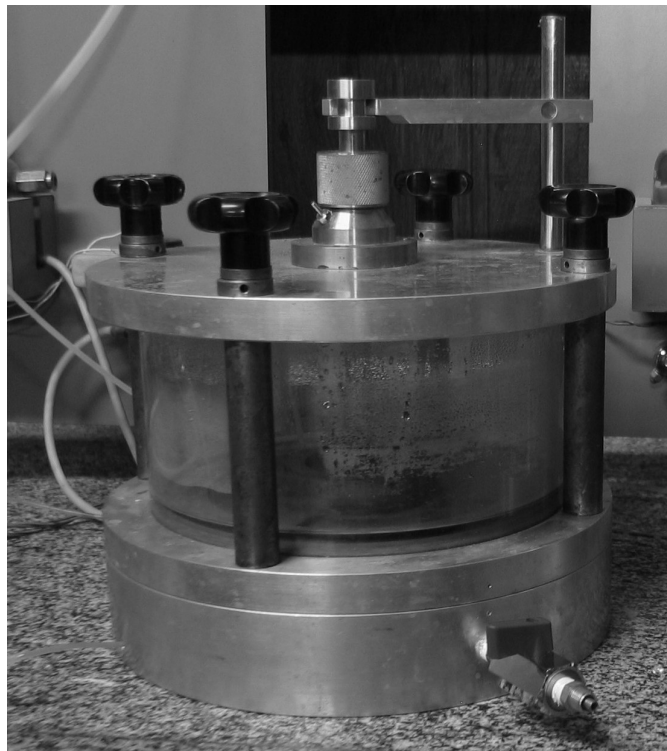


Figura 18 - Detalhe do anel de vedação localizado na base.

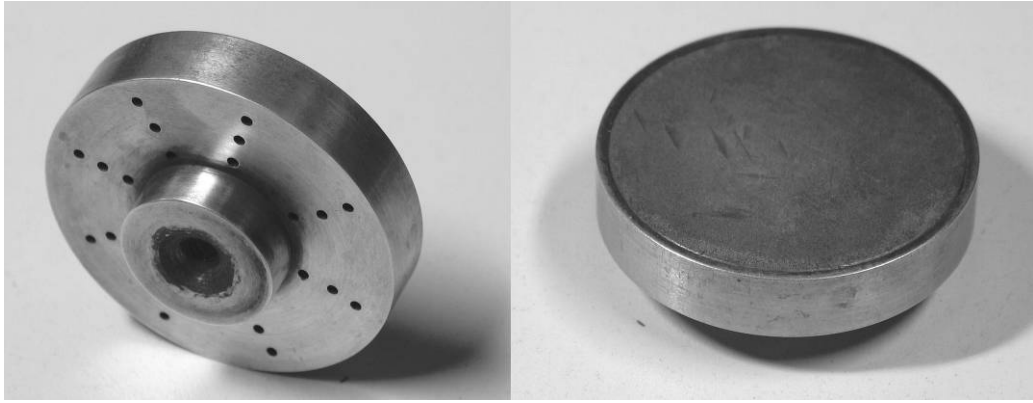


Figura 19 - Detalhe do “top cap” e pedra porosa convencional.

As outras três células foram elaboradas com diâmetro menor para otimizar o material utilizado, gerando uma grande economia de custos e tornando o conjunto mais leve, facilitando o seu manuseio (Figura 20).



Figura 20 - Célula CRS UFV 15.

Aproveitou-se para melhorar o sistema, mudando-se a tomada de ar para o topo. Estas células menores têm a vantagem de gastar uma menor quantidade de água deaerada (Figura 21).

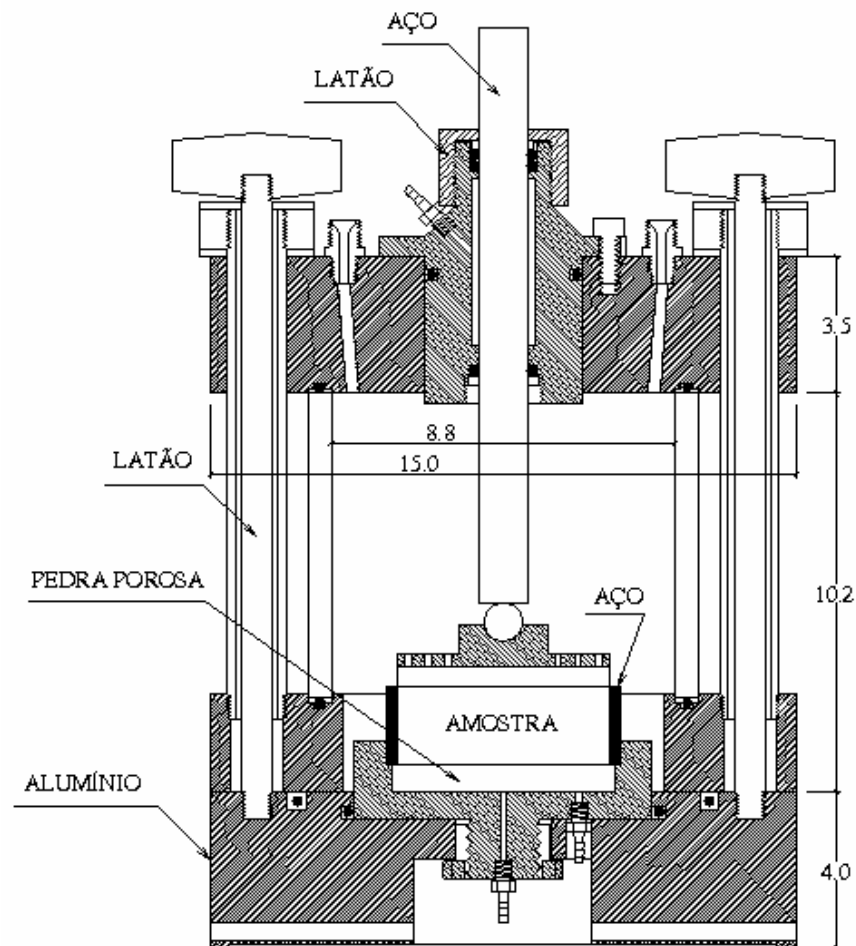


Figura 21 - Desenho esquemático da célula CRS Ufv 15.

Dependendo das características da pedra porosa de alto valor de entrada de ar, o fluxo de água que passa pela pedra é bem elevado. Neste caso, a célula de menor volume é menos vantajosa, pois a etapa de saturação e manutenção da saturação da pedra porosa é mais trabalhosa. É necessário a todo instante completar o nível de água no interior da célula. Este processo é feito por meio de uma célula de transição. A célula de transição é um reservatório de água na qual se aplica uma pressão igual a pressão no interior da célula de ensaio. Para possibilitar a passagem de água da célula de transição para a célula de ensaio é

necessário gerar um pequeno gradiente no sistema. Isto é feito, elevando-se a célula de transição em relação ao nível da célula de ensaio. Permite-se assim, a passagem de água de uma para a outra, mantendo-se a pressão no interior da célula de ensaio praticamente constante (Figura 22).

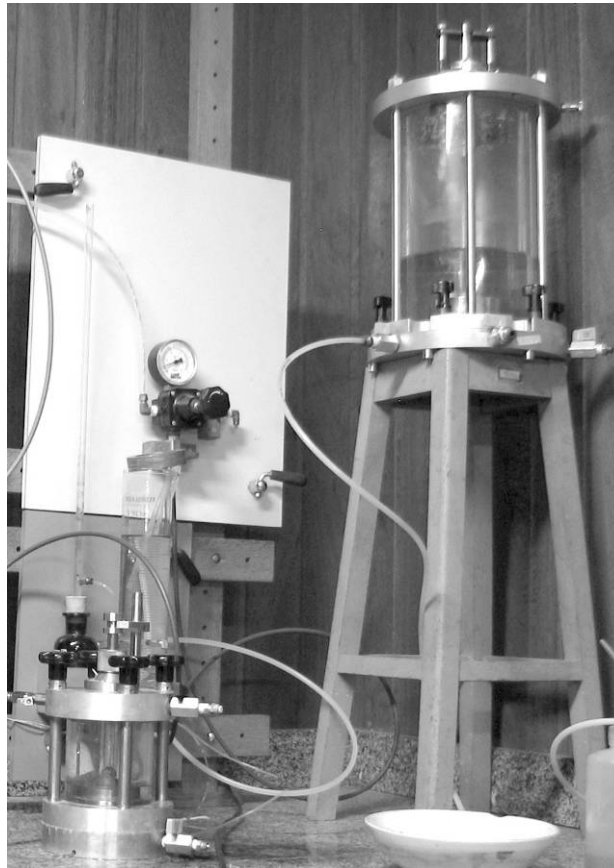


Figura 22 Célula de transição ao alto.

5.2 MEDIDOR DE VOLUME DE ÁGUA EXTRAÍDA DO CORPO-DE-PROVA

Os ensaios de adensamento com taxa de deformação constante (CRS) e sucção controlada apresentam algumas dificuldades devido ao longo tempo de duração e às pequenas variações de volume que precisam ser determinadas com acurácia.

O ensaio requer um aparato que permite a manutenção da saturação da pedra porosa, e o expurgo do ar dissolvido na água que acaba por transpor a

pedra, além de medir o volume de água que sai do corpo-de-prova no decorrer do ensaio, tanto na fase de estabelecimento da sucção quanto na fase de compressão.

Com base no trabalho de ARARUNA et al. (1995), desenvolveu-se um procedimento para medir as variações de volume de água em um tubo de vidro de forma acurada e econômica (Figura 23).

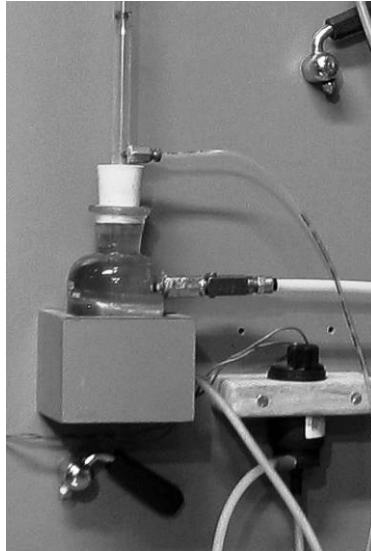


Figura 23 - Detalhe do medidor de volume e acessórios.

Estudaram-se duas formas para se obter o volume de água: fazendo-se leitura direta da coluna de água no tubo do medidor de volume (por meio de uma escala) ou através da medição da pressão exercida pela coluna de água na base do medidor de volume.

Para facilitar os procedimentos dos ensaios, optou-se por utilizar a leitura de pressão como forma indireta de se realizar a leitura de volume. Utilizou-se um transdutor de pressão P55D da Validyne, montado com uma membrana nº 26 (3,5 kPa) conectado ao computador através da placa de aquisição de dados DT 2801 da Data Translation (Figura 24). Os transdutores de força e de deslocamento foram ligados à unidade de aquisição de dados da Wykeham Farrance modelo 17920, que foi conectado à porta serial do computador.



Figura 24 - Transdutor de pressão da marca Validyne.

Segundo as Leis de Boyle e de Henry, sob efeito da pressão no interior da célula, uma quantia de ar se dissolve na água. Esta água aerada ao passar pela pedra porosa libera bolhas de ar que vão se acumulando sob a pedra porosa. Este ar deve ser expurgado para permitir a medição correta do volume de água que foi drenado através da pedra e também para garantir a manutenção dos meniscos dos poros da pedra porosa e a sucção.

Para fazer a circulação de água na base da pedra porosa utilizou-se no início uma mini bomba peristáltica originalmente empregada no arrefecimento de processador de computadores. Posteriormente optou-se por uma bomba centrífuga, de 12 volts, de lavador de pára-brisa de automóveis.

Os materiais adotados na elaboração dos medidores de volume foram obtidos de sucata de laboratório tais como: recipientes de vidro, tubos de vidro e pedaços de tubos de nylon aproveitados de restos de experimentos anteriores.

Também foi projetado e fabricado um temporizador que permitiu o acionamento intermitente da bomba, tornando o processo automatizado. Este temporizador faz com que a bomba permaneça alguns segundos ligada e alguns minutos desligada. Os tempos de permanência podem ser ajustados por meio de dois potenciômetros (Figura 25). O temporizador foi alimentado pela fonte do computador.

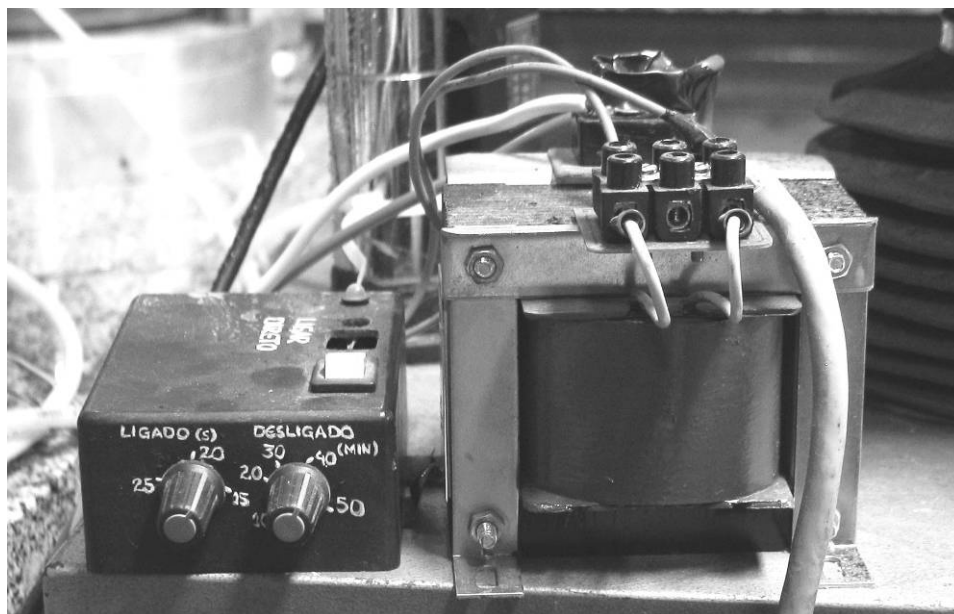


Figura 25 - Conjunto temporizador e transformador 6 V.

Na montagem final foi utilizado simultaneamente quatro células CRS e, portanto, quatro bombas para expurgo do ar. Para o acionamento das bombas empregou-se um transformador com tensão de 6 VDC e 6 A. Foi adotado esta tensão para reduzir a pressão gerada pela bomba e evitar um refluxo na pedra porosa.

5.3 SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS

Foi elaborado um programa de aquisição de dados com o auxílio do “software” NoteBook Pro da Labtech.

O programa fornece ao operador uma interface de fácil leitura e monitoramento dos ensaios. Nos ensaios propostos, tem-se como fonte de dados o transdutor de deslocamento, transdutor de pressão e célula de carga. O computador utilizado foi um Pentium 166 com 32 MB de memória RAM e 2 GB de disco rígido.

O programa foi escrito para fazer leituras a cada cinco minutos e armazenar estes dados em um “buffer” temporário, que era descarregado para um arquivo de

dados a cada trinta minutos. Este intervalo de leituras foi escolhido para não se acumular um número excessivo de dados em função da baixa velocidade dos ensaios (0,0015 mm/min) e, conseqüentemente, sua longa duração, mas que também fosse capaz de representar com fidelidade o comportamento do ensaio. O ideal seria utilizar dois intervalos de leituras, um para o início, onde há uma necessidade de leituras menos espaçadas e outro com freqüência menor para o restante do ensaio.

O programa de aquisição é formado por blocos, e cada bloco é uma unidade lógica de comando. O primeiro bloco comanda os intervalos de leituras. Em um nível abaixo e conectados diretamente a este bloco, vêm os blocos secundários. Por um lado, os dados coletados a cada segundo são tratados (multiplicados por um fator de escala) e logo em seguida estes dados são processados por outro bloco que gera uma saída gráfica para os resultados. Esta saída gráfica é a tela de monitoramento do ensaio, que tem uma taxa de atualização de um segundo. Também conectado ao primeiro bloco, existe um outro que ainda faz um tratamento dos dados e lança-os a um terceiro nível de blocos que faz uma leitura a cada cinco minutos. O bloco final é responsável por armazenar estes dados em um "buffer" e a cada trinta minutos os grava em um arquivo de dados. Paralelo a este bloco final há dois blocos que geram a data e a hora que os dados foram processados. Um último bloco foi adicionado para gerar um contador temporal que é lançado no bloco da saída gráfica, marcando o tempo decorrido do ensaio em minutos (Figura 26).

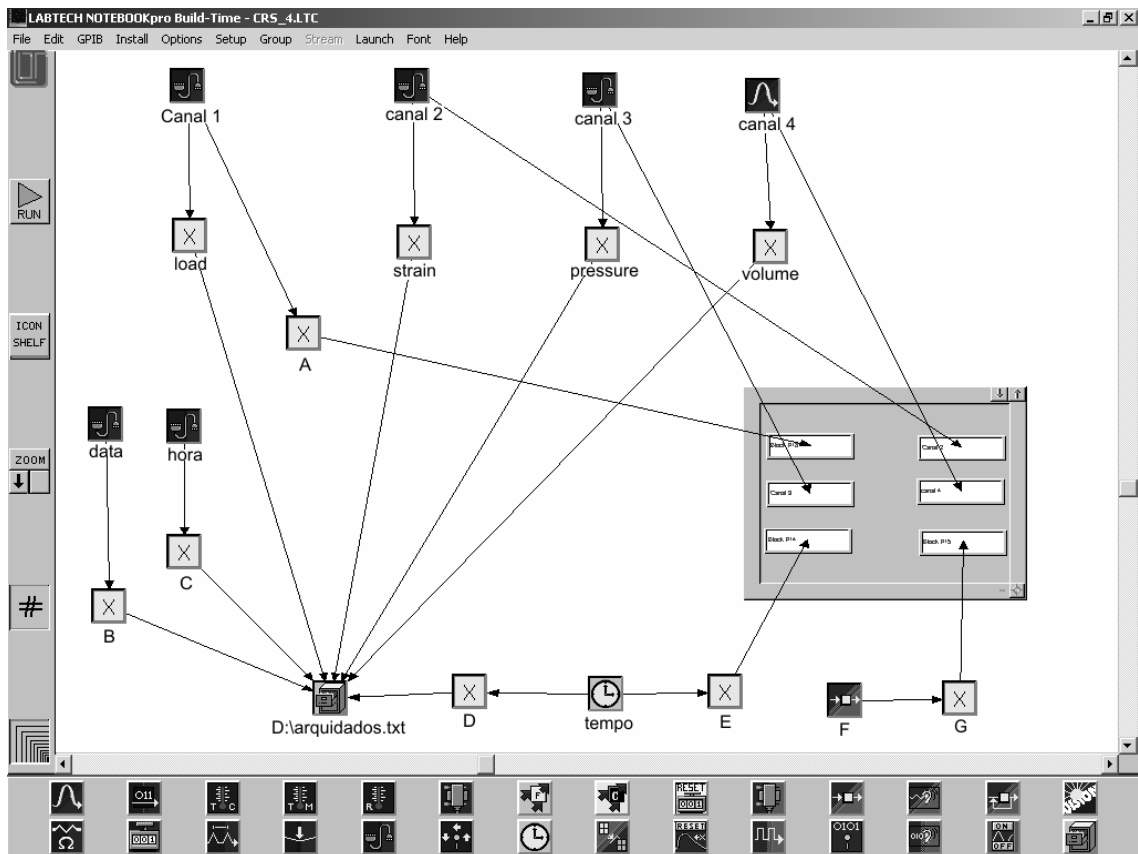


Figura 26 - Diagrama dos blocos do programa de aquisição de dados.

5.4 SISTEMA DE ENERGIA

Os ensaios têm um tempo de duração de 24 dias, desde a moldagem, passando pela cura de quinze dias mais aplicação da sucção e o período de compressão. A manutenção da sucção e a aquisição dos dados são fundamentais para a realização dos ensaios. Para garantir a continuidade dos ensaios e não correr o risco de faltar energia durante a fase de adensamento e conseqüente perda de 23 dias de preparação da amostra, optou-se por utilizar um banco de baterias e uma unidade de “no-break” capaz de alimentar todo o sistema de bombas, unidade de aquisição de dados, transdutores, computador e prensa por um período mínimo de 8 horas.

6 RESULTADOS DOS ENSAIOS

6.1 COLAPSO INICIAL A BAIXAS TENSÕES

No decorrer da pesquisa foram realizados 54 ensaios com o solo SP. Todas as amostras apresentaram uma grande deformação a níveis de tensões baixas e constantes ao serem adensados. Os corpos-de-prova apresentaram essa deformação sem a variação da sucção. Não se poderia, portanto, considerar este fato como um simples colapso. Não se pode, entretanto, afirmar que isso seja um escoamento, pois não se nota características de plastificação do material.

Neste trabalho esse fato será denominado como “colapso inicial”. Deixa-se claro que não se trata de um colapso tradicional e nem de um escoamento como conhecido na literatura. Nos ensaios ficou evidente a presença desse colapso inicial.

Devemos notar que na primeira fase do estudo a amostra é de um solo reconstituído e, portanto, não apresenta uma tensão de pré-adensamento. Foi, porém, possível identificar um ponto em que há uma mudança brusca da inclinação da curva, o que evidencia uma mudança de um comportamento elástico para um comportamento elasto-plástico. Tecnicamente, este ponto não pode ser chamado de tensão de pré-adensamento, deste modo, denominou-se neste trabalho este ponto como “Ponto de Plastificação”.

Primeiramente atribuiu-se esse colapso inicial a alguma falha no equipamento desenvolvido e para tentar identificar as causas deste efeito foram feitas mudanças no ensaio. Fez-se um estudo da influência da velocidade de carregamento; trocou-se a prensa de compressão; fez-se uma recalibração dos transdutores; substituiu-se a célula de carga por um anel dinamométrico; entre outras possibilidades. Observou-se que apenas a redução do índice de vazios e a redução do teor de umidade de moldagem do corpo-de-prova geraram efeito em relação ao fato aqui denominado escoamento. Por último foram ensaiados corpos-de-prova moldados de amostras indeformadas, os quais não apresentaram colapso inicial. Este fato pode ser observado na Figura 27.

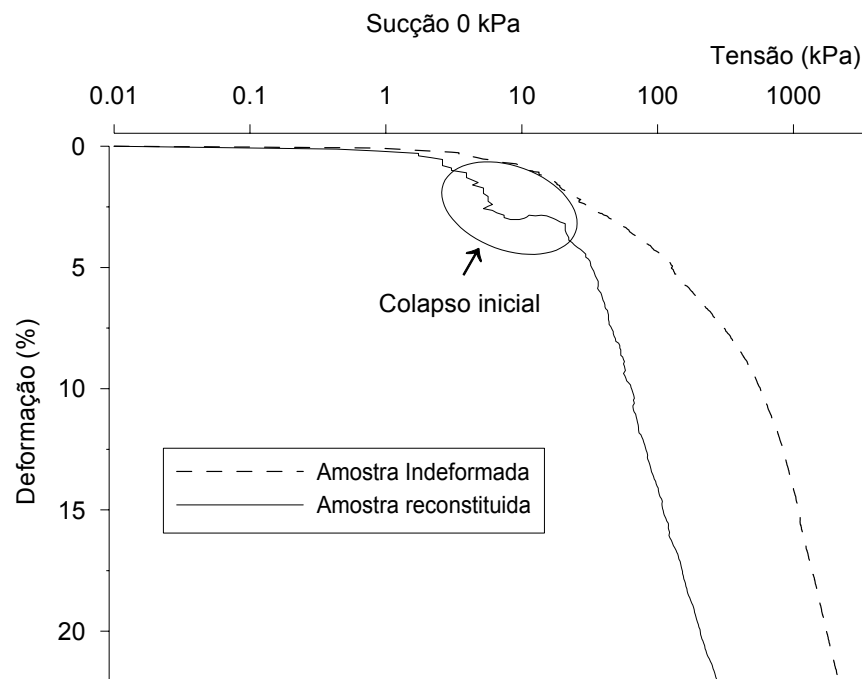


Figura 27 - Curva tensão x deformação de amostras do solo SP com 0% de cimento e amostra indeformada.

Como representado nas Figuras Figura 28, Figura 29 e Figura 30, nota-se que há uma tendência a se obter um colapso inicial menor à medida que se aumenta a sucção. Isto se repetiu em todos os três valores de cimentação.

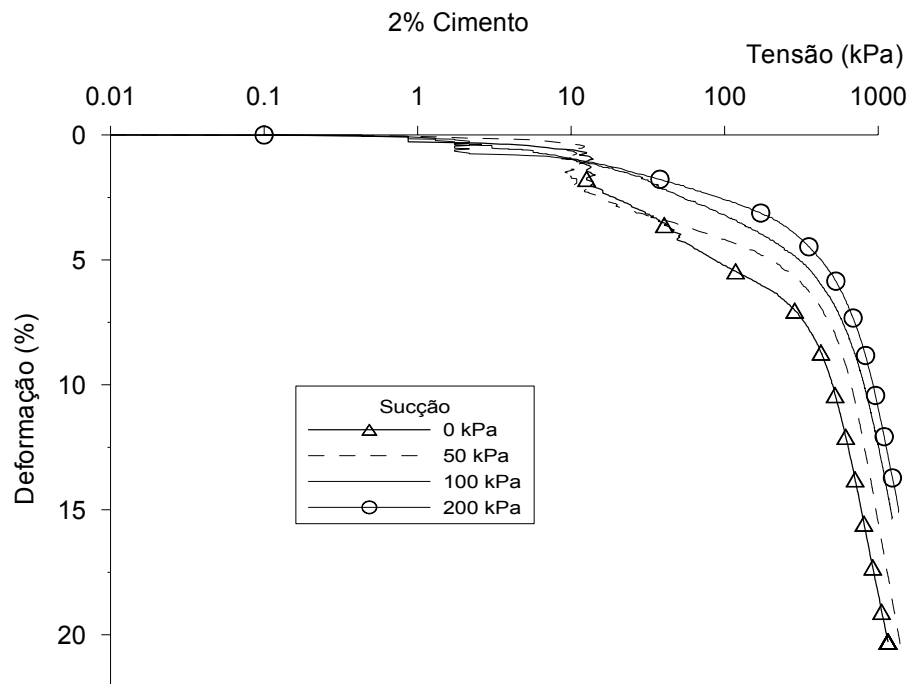


Figura 28 - Curva tensão x deformação de amostras do solo SP com 2% de cimento submetidas a diferentes níveis de sucção.

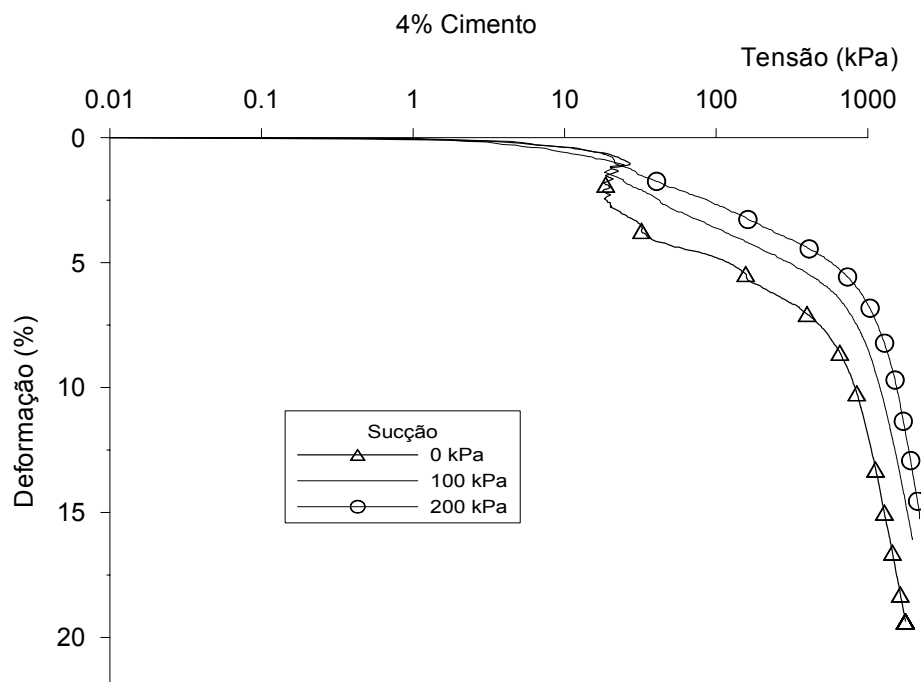


Figura 29 - Curva de tensão x deformação de amostras do solo SP com 4% de cimento submetidas a diferentes níveis de sucção.

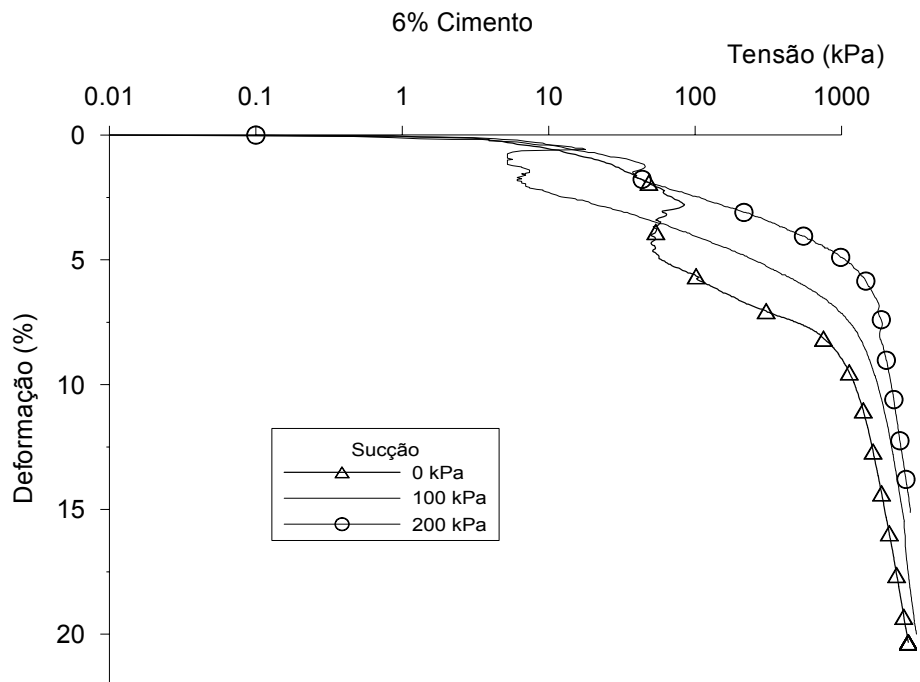


Figura 30 - Curva de tensão x deformação de amostras do solo SP, com 6% de cimento, submetidas a diferentes níveis de sucção.

Mesmo havendo o colapso inicial, ainda é possível notar um aumento do valor do ponto de plastificação das amostras. Este aumento é devido ao aumento da sucção aplicada.

6.2 VARIAÇÃO DA PORCENTAGEM DE CIMENTO

Os corpos-de-prova do solo SP com 2, 4 e 6 por cento de cimento os quais apresentaram um colapso inicial de 0,5, 1,0 e 1,5 por cento, respectivamente, sob uma tensão sempre abaixo de 100 kPa. No caso da Figura 31, a tensão de sucção foi de 50 kPa e o índice de vazios médio inicial foi de 1,31. Nota-se, nesta figura, que com o aumento da cimentação há uma redução do colapso inicial. Provavelmente, com o aumento da cimentação formam-se ligações mais resistentes entre os grumos formados na elaboração dos corpos-de-prova. Há a ruptura parcial das ligações formadas pela cimentação, a outra parcela que resiste passa a gerar o ganho de resistência do ponto de plastificação.

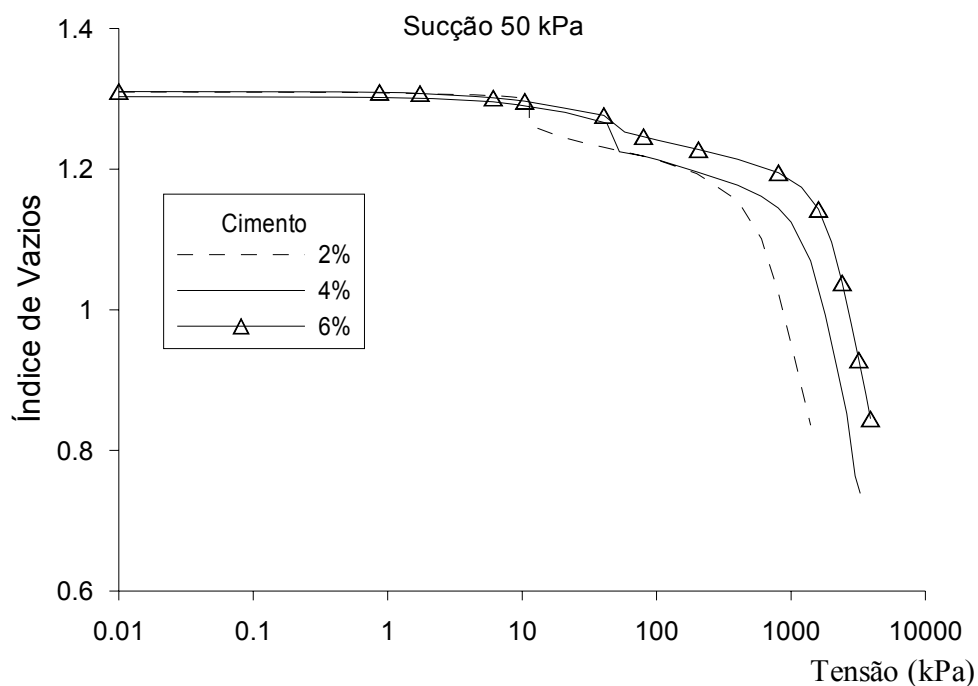


Figura 31 - Amostras do solo SP submetidas a 50 kPa com variação da porcentagem de cimento.

6.3 VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS

Estudou-se também a influência do índice de vazios inicial da amostra do solo SP no colapso inicial. Variou-se o índice de vazios inicial nos valores de 1,3 e 1,1 comparando estes valores com o índice de vazios de uma amostra de solo natural. O colapso inicial sempre ocorreu em tensões inferiores a 100 kPa e, uma redução do índice de vazios inicial gerou uma tendência de redução do valor do ponto de plastificação. Obteve-se um colapso inicial de 1,5% de deformação para a amostra com índice de vazios inicial de 1,3 e um valor 0,5% para a amostra com índice de vazios inicial de 1,1. A amostra indeformada não apresentou colapso inicial como visto na Figura 32.

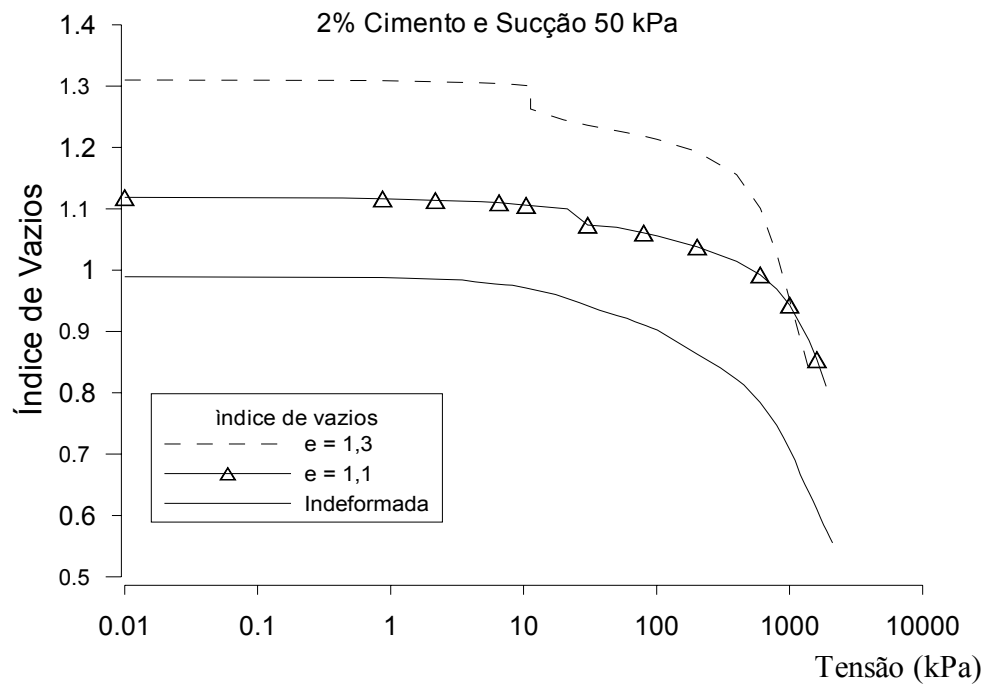


Figura 32 - Amostras do solo SP submetidas a 50 kPa de sucção e variação do índice de vazios.

6.4 TENSÃO DE PLASTIFICAÇÃO

Analisando-se a influência da cimentação na resistência mecânica do solo SP, verificou-se que com o aumento no teor de cimento, houve um ganho de resistência e um aumento do valor do ponto de plastificação das amostras, representados nas Figura 33, Figura 34, Figura 35 e Figura 36.

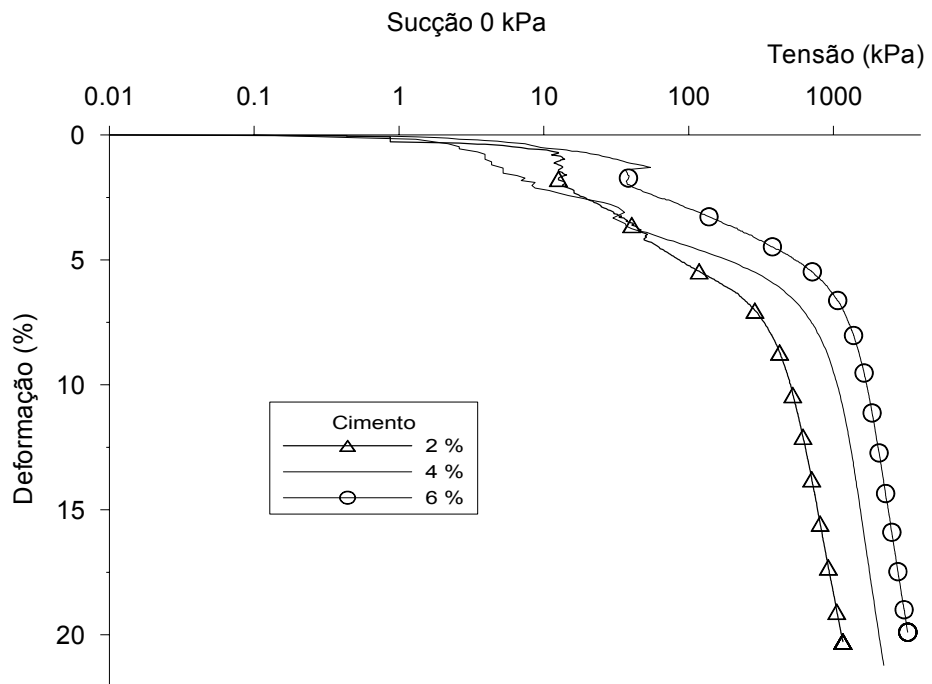


Figura 33 Curva de tensão x deformação de amostras do solo SP com 0 kPa de sucção de cimento submetidas a diferentes níveis de cimentação.

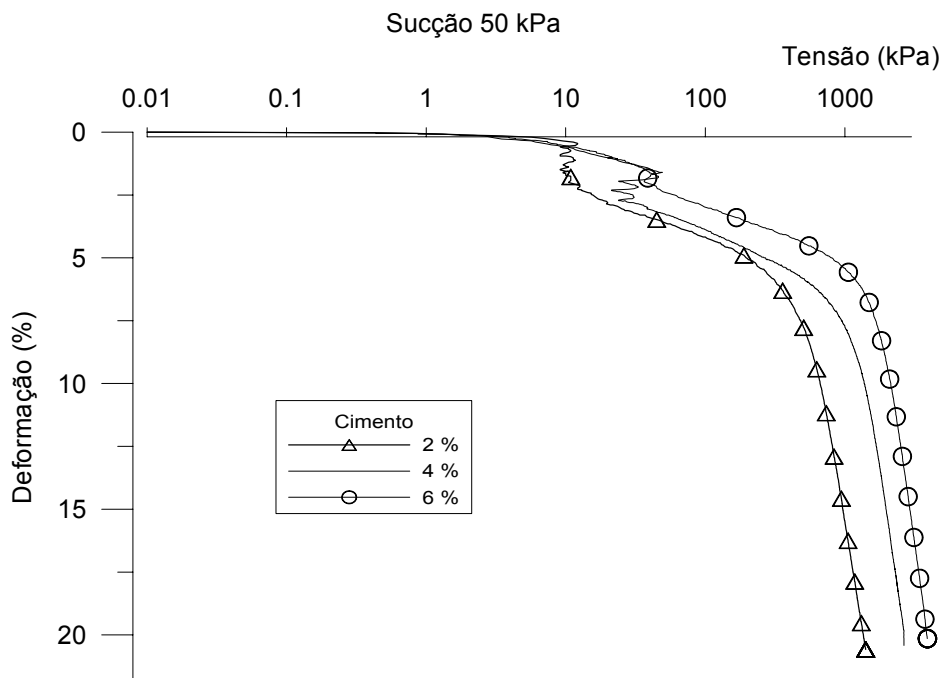


Figura 34 - Curva de tensão x deformação de amostras do solo SP com 50 kPa de sucção de cimento submetidas a diferentes níveis de cimentação.

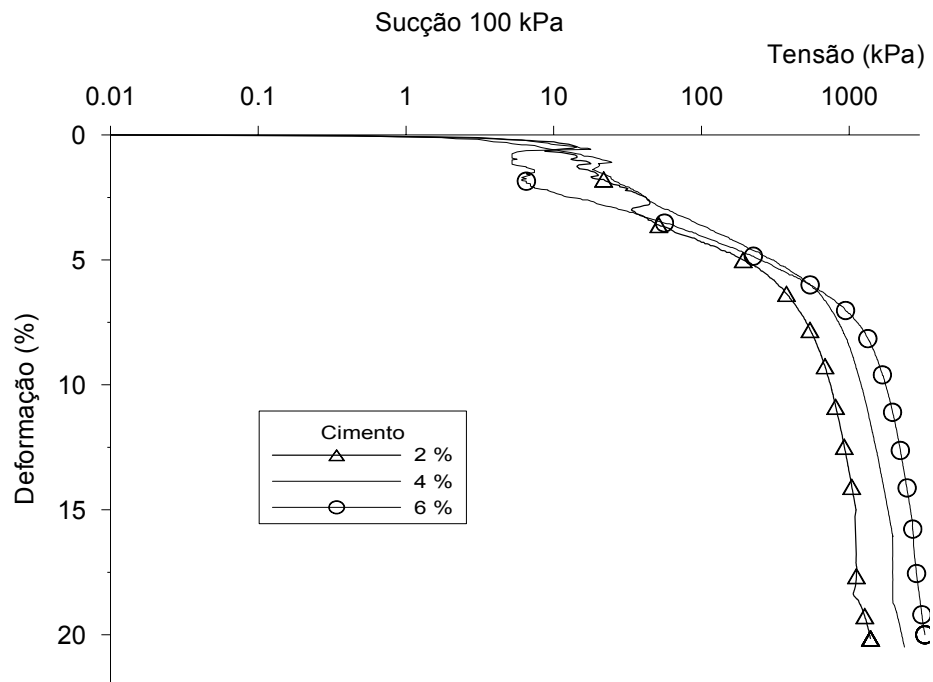


Figura 35 - Curva de tensão x deformação de amostras do solo SP com 100 kPa de sucção de cimento submetidas a diferentes níveis de cimentação.

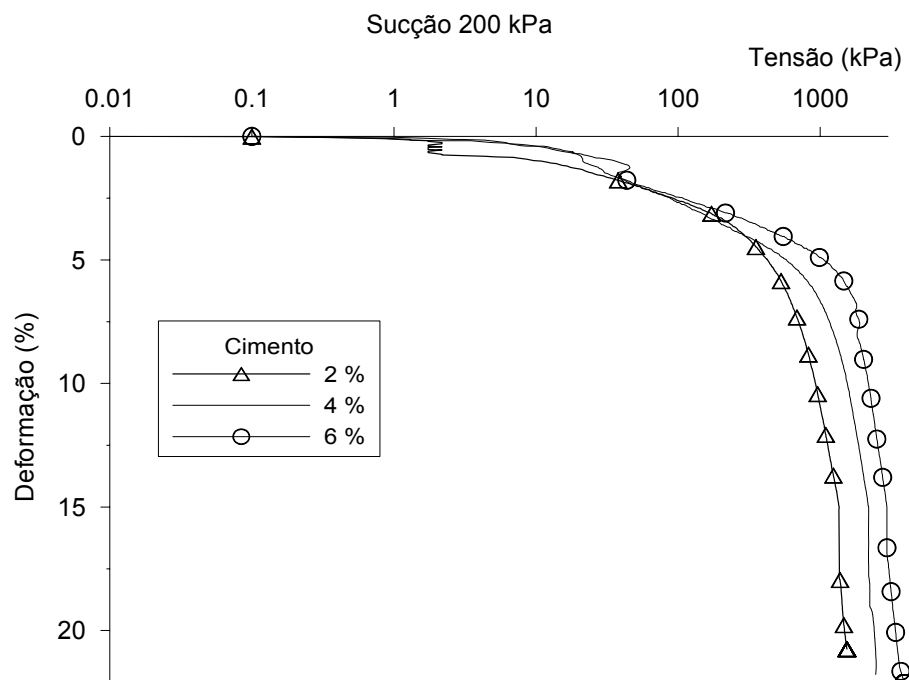


Figura 36 - Curva de tensão x deformação de amostras do solo SP com 200 kPa de sucção de cimento submetidas a diferentes níveis de cimentação.

A Figura 37 apresenta o aumento do valor do ponto de plastificação das amostras em função do aumento da sucção. Nota-se que apenas a curva de 2% de cimento apresentou um comportamento de acordo com os fundamentos apresentados por ALONSO et al. (1987), (1990). Apesar das amostras de 4% e 6% de cimento apresentarem um menor efeito do colapso inicial, elas não tiveram um ganho de resistência condizente com o proposto pelos autores acima citados. Possivelmente, o ganho de resistência obtidos nas amostras de 4% e 6% submetidos a 100 kPa de sucção sofreu uma perda maior de resistência do que nos outros valores de cimentação e sucção devido à quebra estrutural no início do ensaio. Nota-se com a elevação do teor de cimento que há uma redução da influência da sucção sobre a resistência da amostra. Provavelmente, o mais adequado para os solos estudados seria um percentual menor de cimento de forma a gerar uma estruturação mais branda.

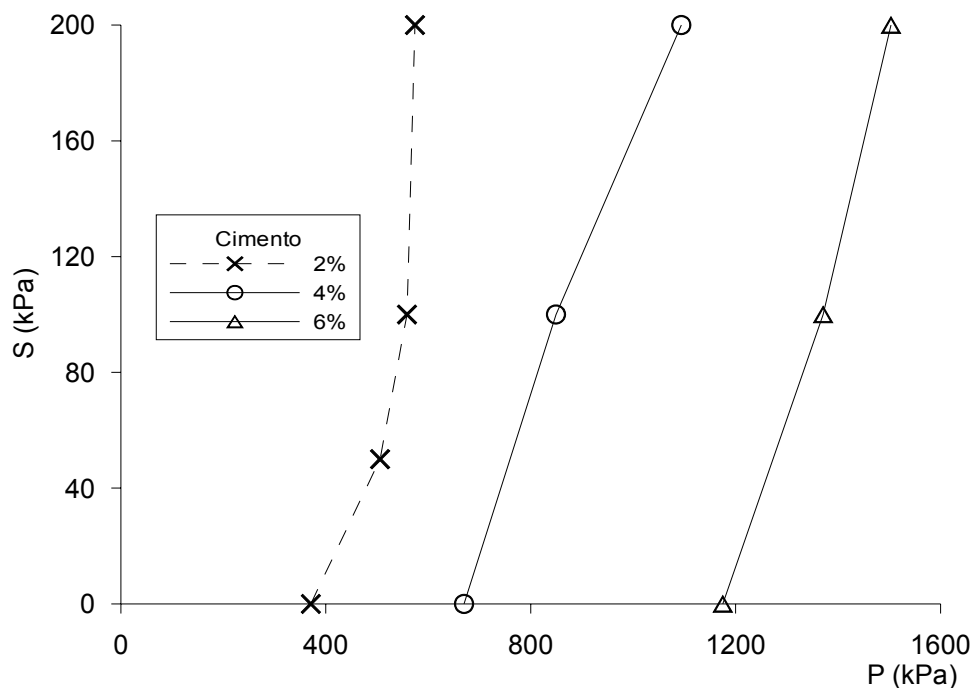


Figura 37 - Curva de caminho de tensões de plastificação do solo SP em função da sucção.

6.5 TEMPO DE APLICAÇÃO DA SUCÇÃO

O tempo de aplicação da sucção é função de vários fatores: tipo de material, dimensões do corpo-de-prova, índice de vazios inicial, grau de saturação e da temperatura, dentre outros. Neste trabalho, os corpos-de-prova têm 20 mm de altura, 54,1 mm de diâmetro e 1,3 de índice de vazios. A metodologia empregada assegurou que todos os corpos-de-prova partissem do mesmo grau de saturação. O tempo de estabilização da sucção foi de cinco dias (Figura 38). Para garantir uma maior homogeneidade das amostras foram adotados sete dias de aplicação de sucção.

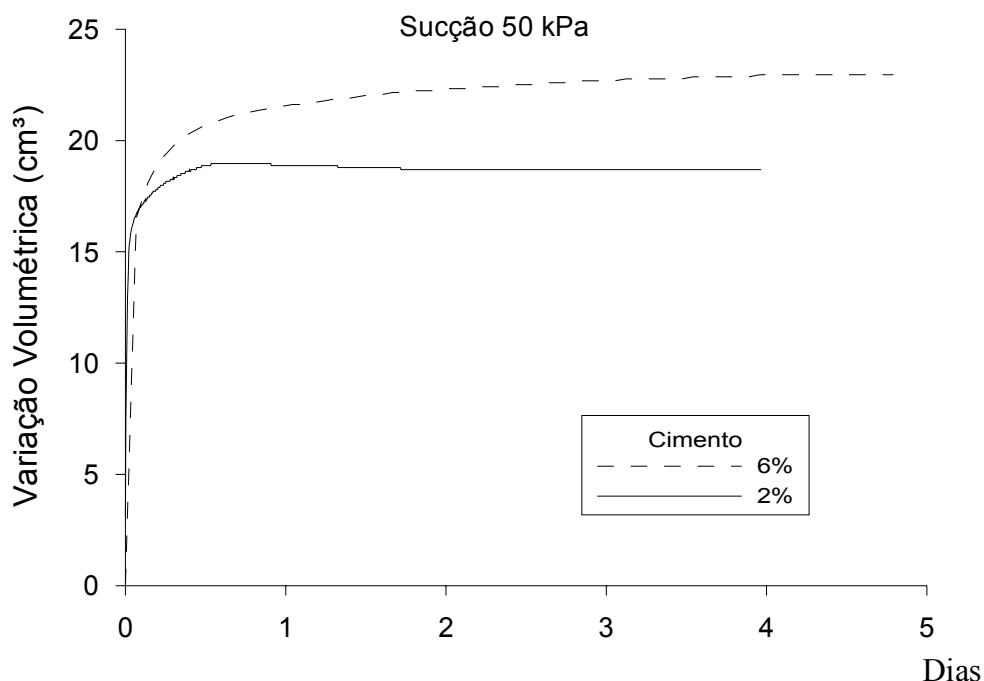


Figura 38 - Tempo de estabilização das leituras do volume de água deslocado do corpo-de-prova.

6.6 VOLUME DESLOCADO

O volume de água deslocado na fase de instalação da sucção foi, na maioria das vezes, medido por meio de uma escala, avaliando-se a variação da coluna de água diretamente no tubo de vidro do medidor de volume. Para esta pesquisa foi

disponibilizado apenas um transdutor de pressão, mas foram realizados simultaneamente quatro ensaios. Deu-se prioridade à coleta de dados via unidade de aquisição de dados para a fase de adensamento. Verificou-se, entretanto, que a aquisição deveria ter sido feita desde o início da aplicação da sucção até o fim do adensamento. Para isto seriam necessários quatro transdutores e uma unidade de aquisição de dados de maior capacidade. No caso das Figura 39 e Figura 40, os dados foram coletados via unidade de aquisição de dados.

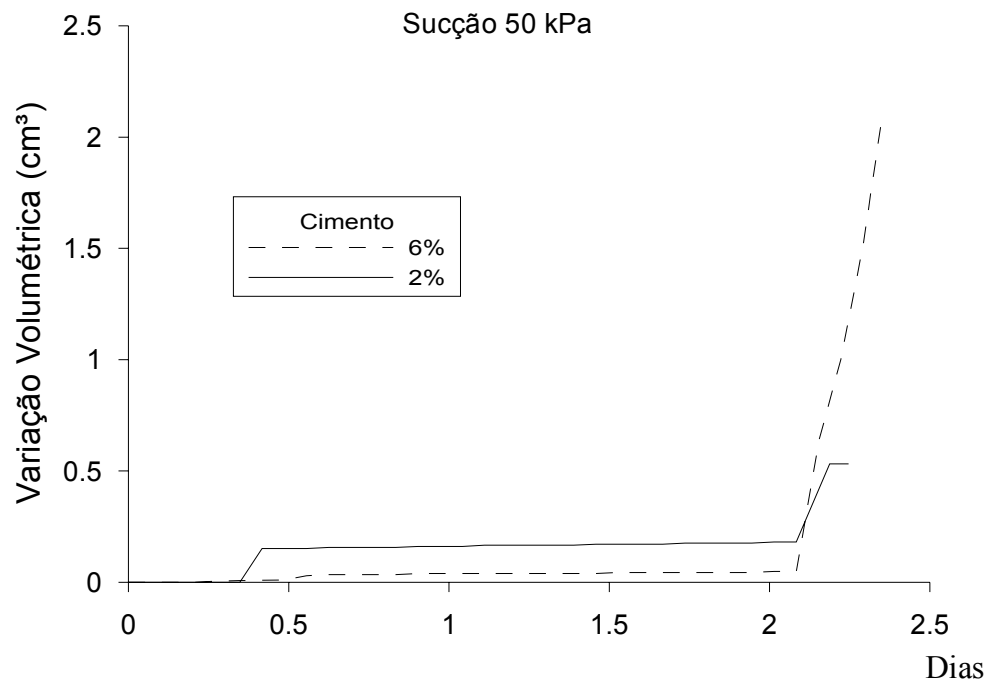


Figura 39 - Volume deslocado durante a fase de adensamento de corpos-de-prova do solo SP.

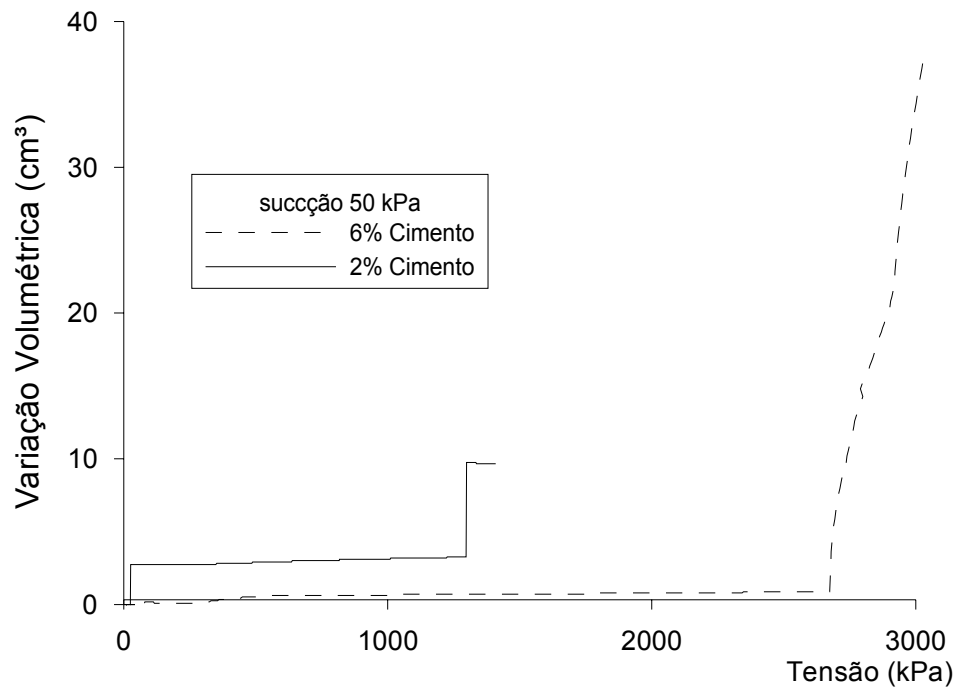


Figura 40 - Volume deslocado em função da tensão durante a fase de adensamento de corpos-de-prova do solo SP.

6.7 ENSAIOS ADICIONAIS

Com o intuito de compreender o efeito relatado como quebra da estrutura do solo fez-se uma série de ensaios com o solo VS. Inicialmente foi moldado um corpo-de-prova com índice de vazios de 1,1% e 24% de umidade. A esta amostra não foi adicionado cimento e obteve-se uma curva com as mesmas características dos ensaios sem cimento do solo SP elaborados com 24% de umidade, 0 kPa de sucção e índice de vazios de 1,3 (Figura 41).

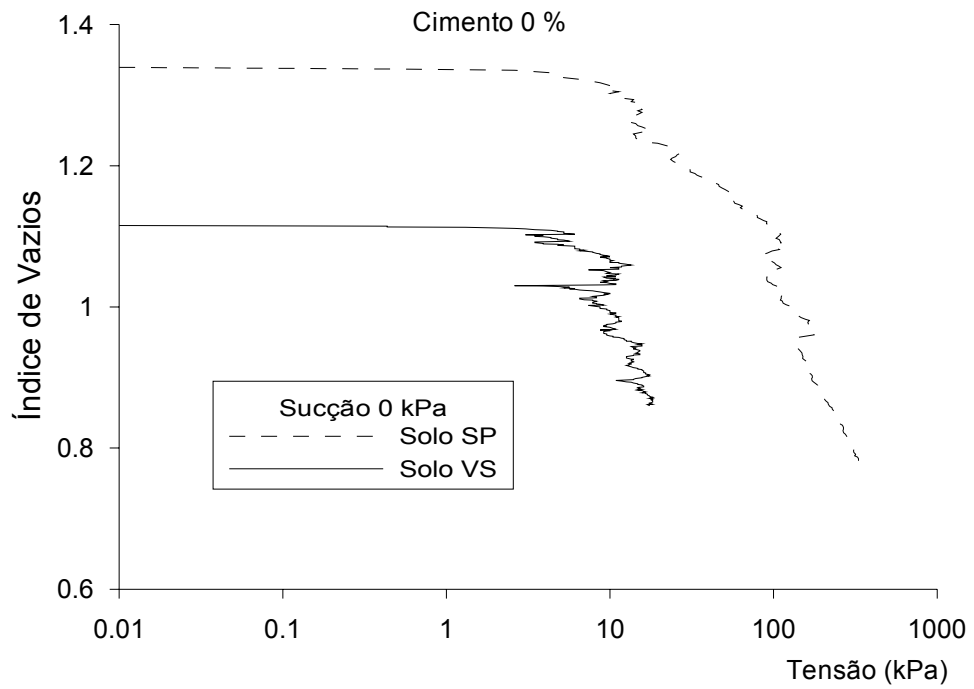


Figura 41 - Comparação entre dois solos distintos moldados sem cimento.

Em seguida foi moldada uma amostra com 2% de cimento, 0 kPa de sucção, $e = 1,1$ e teor de umidade em torno de 14%. Neste caso, notou-se o efeito da quebra da estrutura bem acentuada. Optou-se por reduzir o teor de umidade com base no teor de umidade ótimo da curva de compactação do proctor normal apresentada por FRANÇA (2003) conforme se ilustra na Figura 42 para o solo SP.

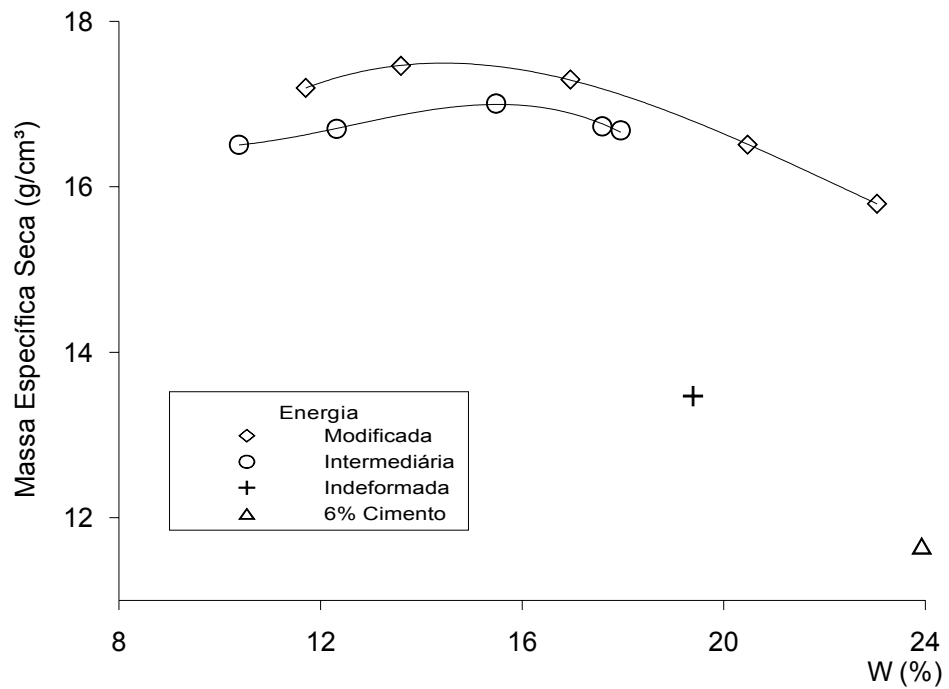


Figura 42 - Resultados do ensaio de compactação do solo SP (modificado FRANÇA, 2003).

Na seqüência, foi ensaiado um corpo-de-prova com 2% de cimento, 0 kPa de sucção, 14% de teor de umidade e reduziu-se o índice de vazios para 1,16. Observou-se que houve uma nítida redução no efeito da quebra de estrutura do solo. Em uma quarta tentativa, ensaiou-se um corpo-de-prova com 2% de cimento, 0 kPa de sucção, 1,16 de índice de vazios e, desta vez, reduziu-se o teor de umidade para 8%. Neste caso, praticamente, foi eliminado o efeito da quebra de estrutura do solo (Figura 43).

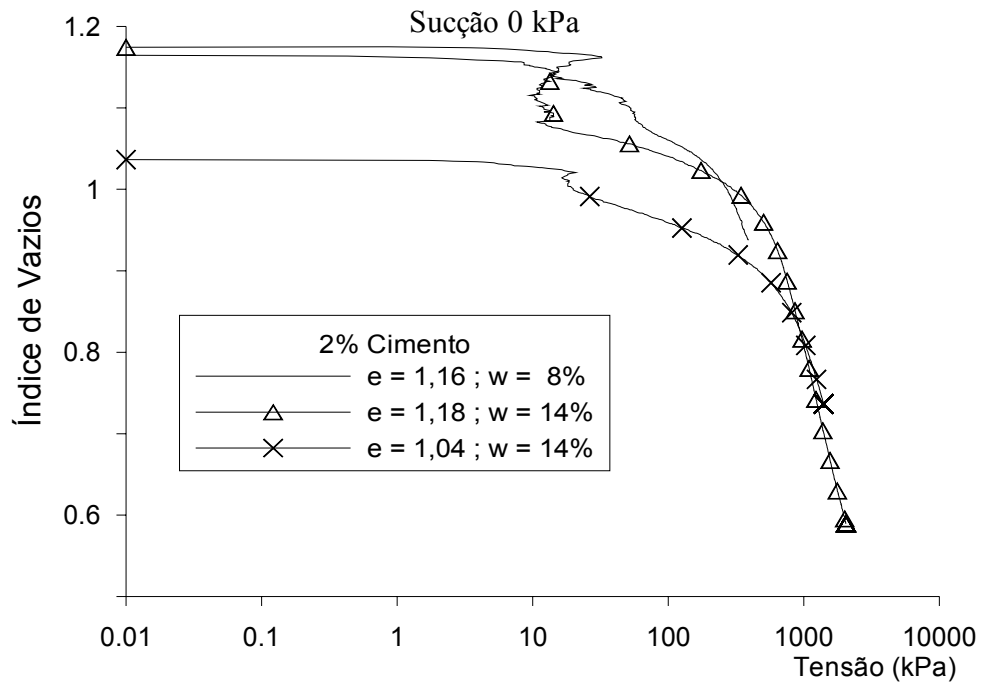


Figura 43 - Resultados dos ensaios CRS com o solo VS.

Observa-se, portanto, que a redução do teor de umidade exerceu uma maior influência sobre a amostra, em termos do efeito citado, que a variação do índice de vazios. Também, pôde ser constatado que o efeito da quebra da estrutura não é exclusivo do solo SP, pois o mesmo fato foi constatado no solo VS.

Foram feitos estudos em amostras indeformadas. Inicialmente moldou-se um corpo-de-prova a partir de um bloco indeformado de solo proveniente de uma jazida de minério de ferro. Até então não havia a intenção de se fazer ensaios em amostras indeformadas, devido aos propósitos estipulados no início do trabalho, portanto, lançou-se mão de um solo qualquer de fácil disponibilidade. Este solo foi ensaiado de forma idêntica aos outros. E, no caso específico, não houve evidência do efeito relatado anteriormente nos outros ensaios, como se apresenta na Figura 38. Com isso, foi necessária uma investigação mais aprofundada deste fato e procedeu-se à coleta de um bloco indeformado do solo SP. Os ensaios em corpos-de-prova das amostras indeformadas de solo SP, também não apresentaram quebra da estrutura, conforme se ilustra na Figura 38. É possível deduzir-se que o solo não apresenta tal comportamento, tratando-se da técnica adotada na preparação e moldagem dos corpos-de-prova (Figura 44).

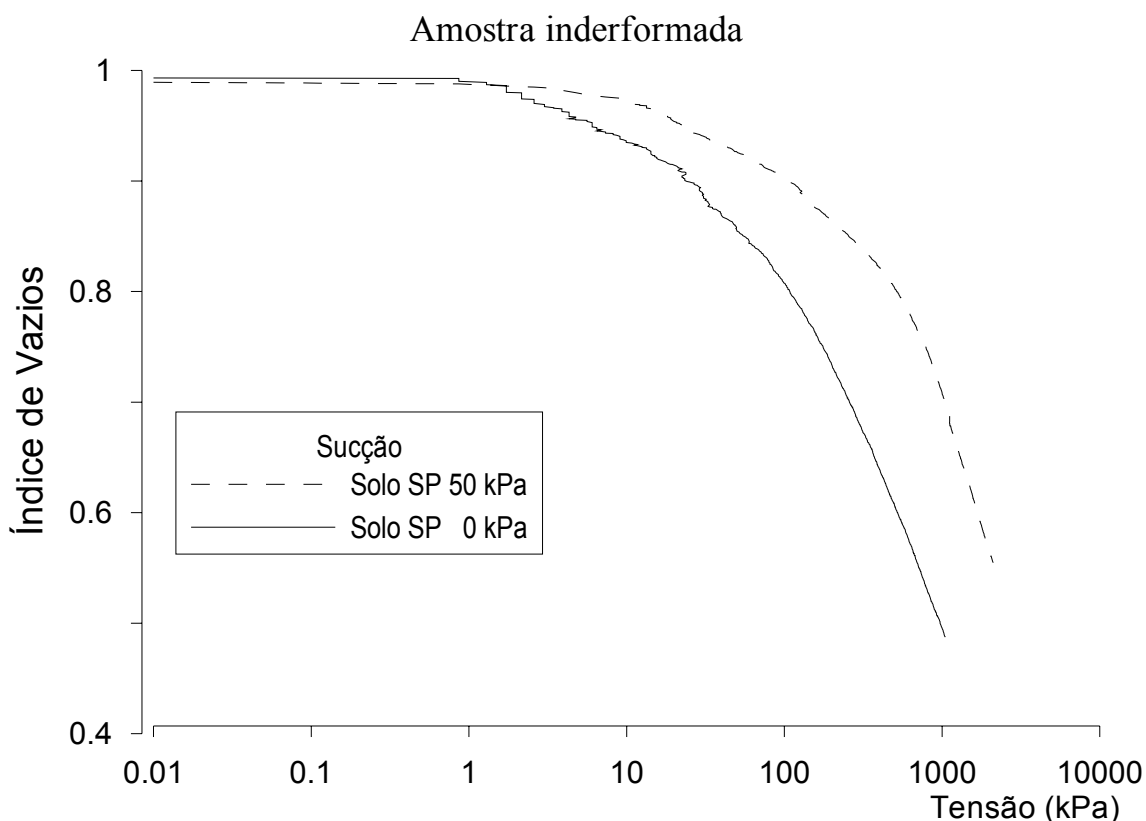


Figura 44 - Resultados de ensaios CRS de amostras indeformadas.

No processo investigativo foi testada a influência da velocidade de carregamento nos resultados dos ensaios. Utilizou-se uma velocidade de 0,0009 mm/min ao invés do valor adotado nos ensaios de 0,015 mm/min, de forma a verificar se esta velocidade poderia gerar um aumento na poro-pressão na base do corpo-de-prova. Os resultados dos ensaios não indicaram qualquer alteração devido à redução da velocidade. A hipótese de aumento da poro-pressão só teria sentido no caso dos ensaios saturados.

Também foram realizados ensaios com o emprego de um anel dinamométrico, substituindo a rigidez da célula de carga por um aparato mais elástico. Neste caso, assumiu-se que se a amostra viesse a experimentar um colapso mínimo, a célula de carga, por ser muito rígida, iria gerar uma descompressão da amostra que seria notada no gráfico tensão x deformação. No entanto, notou-se o colapso inicial mesmo com o emprego do anel dinamométrico. Ficou evidente que o anel retardou a resposta gerada na aquisição de dados, mascarando o problema.

Uma outra abordagem foi o aumento no tempo de inundação das amostras, passando de 2 para 24 horas de inundação. Notou-se que este aumento do tempo de inundação não exerceu influência nos resultados. Foi proposto um tempo maior de saturação pensando-se na possibilidade de não ter sido atingido um grau de saturação adequado.

Provavelmente, a influência da saturação afetaria apenas os ensaios inundados e não geraria um colapso por perda da sucção nos ensaios com sucção controlada. Nos ensaios inundados, poder-se-ia imaginar a presença de uma parcela de sucção que não foi desfeita pela inundação supostamente ineficaz. Ao se aplicar o carregamento, a redução do índice de vazios provocaria um aumento no grau de saturação da amostra e, conseqüentemente, uma redução na sucção. Com a perda da sucção, poderia haver uma diminuição da resistência ao cisalhamento da amostra, desencadeando o colapso. Este fato não foi detectado e foi desconsiderado por falta de evidências experimentais, pois o colapso citado acima só poderia ocorrer em amostras ensaiadas com inundação ou sem aplicação de sucção. Não seria razoável a ocorrência deste fato nas amostras com sucção controlada.

Cabe enfatizar que a sucção controlada implica na manutenção da pressão de sucção num dado valor ajustado, mesmo com a redução do índice de vazios, pois a condição de sucção, neste caso, é mantida pela diferença da poro-pressão do ar menos a poro-pressão da água. Devido à baixa velocidade dos ensaios, pode-se considerar a poro-pressão da água como sendo a pressão atmosférica. Neste equipamento não é possível a leitura da poro-pressão na base do corpo-de-prova devido a questões construtivas.

6.8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados dos ensaios permitiram inferir que houve quebra da estrutura do solo a baixos níveis de tensão aqui denominada de colapso inicial. Este fato pode ser devido à formação de uma macroestrutura que experimentou deformações relativamente grandes mesmo quando solicitada sob pequenos

níveis de tensão. Possivelmente, a metodologia adotada na moldagem e preparação das amostras foi o responsável pelo surgimento desse colapso inicial. Após o rearranjo das partículas (colapso), a microestrutura passou a ter dominância no comportamento do solo. O surgimento desta macroestrutura possivelmente está ligado ao relativamente elevado índice de vazios e ao teor de umidade de moldagem das amostras. A elucidação completa deste fato necessita de um estudo mais abrangente, possivelmente com um estudo microscópico deste material.

Notou-se que a sucção tem grande influência sobre o valor da tensão em que ocorre o colapso inicial, que decresce proporcionalmente com o aumento da sucção. A sucção promoveu um aumento da resistência ao cisalhamento com o aumento do ponto de plastificação das amostras.

Observou-se que o nível de cimentação também influenciou o valor do colapso inicial e que o colapso foi menor para amostras com maiores teores de cimento. Percebeu-se que parte da estruturação foi preservada e passou a influenciar a segunda fase do adensamento, onde se percebeu um ganho de resistência e um ponto de plastificação maior. Após o colapso inicial, o corpo-de-prova passou a apresentar um comportamento similar ao de ensaios edométricos clássicos.

Foram feitos alguns ensaios para tentar minimizar o colapso inicial e notou-se que o índice de vazios e a umidade de moldagem influenciam no colapso inicial. Como poderia ser previsto, índices de vazios mais baixos geraram menor colapso inicial. No entanto, teores de umidades de moldagem mais baixos têm maior influência neste comportamento do que a redução do índice de vazios.

Verificou-se também que as leituras obtidas na fase de aplicação da sucção deram uma visão muito acurada do momento em que ocorre o equilíbrio da sucção, evidenciado pela finalização da expulsão de água do corpo-de-prova. As leituras obtidas na fase de adensamento permitiram observar o volume de água deslocado à medida que se reduzia o índice de vazios da amostra. O aparato de medição de volume permitiu leituras da variação de volume de forma acurada, além de permitir a automação que é fundamental devido ao tempo demandado

pelo ensaio. Neste caso o tempo gasto nos ensaios foi de 7 dias de condicionamento das amostras e mais 44 horas de adensamento.

7 CONCLUSOES E RECOMENDAÇÕES

7.1 CONCLUSÕES

Foram projetados, construídos e tornados operacionais células de adensamento com sucção controlada e equipamentos acessórios com relativo sucesso para a realização de ensaios CRS com sucção controlada. A análise dos resultados dos ensaios indicam que:

- as células desenvolvidas tiveram desempenho adequado para o proposto;
- o programa de aquisição permitiu uma automação ao sistema;
- o medidor de volume tornou possível a medição do volume que sai do corpo-de-prova ao longo de todas as fases do ensaio.

E ainda, os resultados dos ensaios com sucção controlada realizados para se analisar o efeito sucção e da cimentação na estruturação dos solos indicam que:

- o tempo gasto para a equalização da sucção nos corpos de prova foi de cinco dias. O tempo recomendado para aplicação de sucção para estes solos é de 7 dias
- com um aumento da cimentação há um aumento no ponto de plastificação das amostras;

- o incremento de sucção também induz um aumento no ponto de plastificação das amostras;

Devido ao colapso inicial não foi possível um estudo mais detalhado para determinar o grau de influência da estruturação e da sucção no comportamento dos solos estudados.

7.2 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Dentre as principais lições aprendidas durante a realização da fase experimental e de análise dos dados, algumas recomendações para futuros trabalhos são enumeradas a seguir:

- as grandes dificuldades encontradas nas medições de volume indicam que é necessário o aprimoramento do medidor de volume, pois este aparato foi desenvolvido de forma ainda rudimentar e necessita de alguns ajustes para a otimização das leituras e funcionalidade do sistema;
- é desejável a automação do sistema de aplicação de carregamento e de sucção de forma a tornar possíveis ensaios com taxa de carregamento constante;
- é interessante a automação do ensaio CRS, pois no final dos ensaios com sucção era feito a inundação das amostras e em consequência da perda da sucção há um colapso da estrutura. Para simular as condições reais de campo é necessário acelerar o deslocamento do prato da prensa de forma manual para manter a tensão constante ao longo do período de colapso. Esta aceleração pode ser implementada via “software”, eliminando erros e variações de tensões que podem atrapalhar o andamento do ensaio;
- estudo da estrutura do solo nas várias etapas do ensaio, e realização de ensaios com diferentes tipos de solos para compreender melhor as causas do escoamento relatado neste trabalho;

- melhoria no sistema de ar comprimido do Laboratório de Mecânica dos Solos, composto por um compressor de maior pressão e capaz de fornecer ininterruptamente pressões elevadas por longos períodos tempo;
- para trabalhos mais elaborados como no caso de ensaios triaxiais com sucção controlada, devido ao tempo demandado pelo ensaio, é interessante a aquisição de um grupo gerador trifásico capaz de manter o compressor e equipamentos eletrônicos em funcionamento constante.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGNELLI, N.; ALBIERO, J.H. Aspectos físicos, químicos e mecânicos de um solo colapsível, inundado com diferentes líquidos. **Solos e Rochas**, n. 20, v. 2, p. 79-95, 1997.
- ALONSO E.E.; GENS, A.; WIGHT, D.W. Ninth European Conference. General Report (session 5). X ICSMFE, Dublin, 1987.
- ALONSO E.E.; GENS, A.; JOSA, A. A constitutive model for partly saturated soils. **Geotechnique**, v. 40, n. 3, p. 405-430, 1990.
- ARARUNA, J.T.; HARWOOD, A.H.; CLARKE, B.G. A practical, economical and precise volume change measurement device. **International journal of rock mechanics and mining sciences and geomechanics abstract**, v.33, n. 2, p. 70A, 1996.
- ASGHARI, E.; TOLL, D.G.; HAERI, S.M. Triaxial behavior of a cemented gravely sand, Tehran alluvium. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 21, p. 1-28, 2003.
- AZEVEDO, M.A.A. **Contribuição ao estudo geotécnico de solos de Viçosa – MG**: Viçosa, 169 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – DEC, UFV. 1999.
- BARBOSA, P.S.A., ALMEIDA, M.S.S., SILLS, G. Ensaio de adensamento de fluxo restringido na argila de Sarapuí. **Solos e Rochas**, n. 16, v. 4, p. 305-312, 1993.
- BILOTTA, E.; CASCINI, L.; FORESTA, V.; SORBINO, G. Geotechnical characterization of pyroclastic soils involved in huge flow slides. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 23, p. 365-402, 2005.

- CARVALHO, S.R.L.; ALMEIDA, M.S.S.; MARTINS, I.S.M. Ensaio de adensamento com velocidade controlada: proposta de um método para definição da velocidade. **Solos e Rochas**, São Paulo, n. 16, v. 3, p. 185-196, 1993.
- CHO, S.E.; LEE, S.R. Instability of unsaturated soil slope due to infiltration. **Computer and Geotechnics**, v. 28, p. 185-208, 2001
- COKCA, E.;EROL, O.; ARMANGIL, F. Effects of compaction moisture content on the shear strength of an unsaturated clay. Technical Note **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 22, p. 285–297, 2004.
- FERREIRA, S.R.M.; LACERDA, W.A. Variações de volume em solo colapsível medidas através de ensaios de laboratório e campo. **Solos e Rochas**, n. 16, v. 4, p. 245-253, 1993.
- FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils**. New York, John Wiley & Sons, Inc., p. 517. 1993
- FREDLUND, D.G.; MORGENSTERN, N.R. Constitutive relation for volume change in unsaturated soils, **Can Geotech, J.**, v.13, p. 261-276, 1976.
- HAERI, S. M.; HOSSEINI, S. M.; TOLL, D.G.; YASREBI, S.S. The behavior of an artificially cemented sandy gravel. **Geotechnical and Geological Engineering**, n. 23, p. 537-560, 2005.
- HEAD, K.H. **Manual of soil testing**. Pentech Press, London, v. 3, p. 1208-1213, 1984.
- HILF, J.W. An investigation of pore pressures in compacted cohesive soils. Technical memorandum, **US Department of the Interior Bureau of Reclamation**, Denver, Colorado, p. 654, 1956.
- KOCHEN, R. Considerações sobre o adensamento de solos não saturados. **Solos e Rochas**, São Paulo, n. 7, v. 1, p. 71-84, 1984.
- LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R. General and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. **Geotechnique**. v. 40, p. 467-88. 1990
- MAAITAH, O.N.; MAHADIN, S.A. Variation on shear strength of unsaturated subgrade causes road cracks. **Journal of Applied Sciences**, v. 4, n. 3, p. 335-339, 2004.
- MACHADO, S. L. **Aplicação de conceitos de elastoplasticidade a solos não saturados**. Dissertação de Doutorado, São Carlos, p. 361, 1998.
- MENDONÇA, M.B.M.; MAHLER, C.F.; PEREIRA, J.H.F. Ensaio de laboratório em solos colapsíveis da região de Bom Jesus da Lapa – Bahia. **Solos e Rochas**, n. 16, v. 3, p. 159-172, 1993.
- MITCHELL, J. K. **Fundamentals of soil behavior**. New York, John Wiley & Sons, Inc., 1993, 2 ed., p. 437.

- MOECKEL, A.; MOREIRA, H. **modelo_dissertacao_ppgte.doc**. Modelo de referência para estruturação de dissertações do PPGTE. Programa de Pós-Graduação em Tecnologia do CEFET-PR. Curitiba, 20 out. 2003. Arquivo (172 Kbytes); Word 2000. Disponível em: <http://www.ppgte.cefetpr.br/download/modelo_dissertacao_ppgte.zip> Acesso em: 21 out. 2003.
- SANTOS NETO, P.M.S; ALMEIDA, M.S.S. Cálculo de recalques por adensamento em solos não-saturados com bolhas de ar oclusas. **Solos e Rochas**, n. 16, v. 4, p. 235-243, 1993.
- SCHNAID, F.; CONSOLI, N.S.; MANTARAS, F.M. O uso do ensaio pressiométrico na determinação de parâmetros de solos não saturados. **Solos e Rochas**, n. 18, v. 4, p. 129-137, 1995.
- SRIDHARAN, A.; GURTUG Y. Compressibility characteristics of soils. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 23, p. 615-634, 2005.
- TERZAGHI, K. Recording Results of Field Tests on Soils. **Civil engineering**, v 13, n. 12, p. 585-587, 1943.