

## 8

# Comportamento tensão-deformação-resistência: aspectos experimentais e de interpretação dos resultados

### 8.1.

#### Introdução

Neste capítulo é apresentada a metodologia utilizada para o estudo da influência de processos de saturação, empregados em laboratórios comerciais e de pesquisa, na estrutura e, conseqüentemente, no comportamento tensão-deformação-resistência de solos residuais quando submetidos a ensaios de compressão triaxial. Além disso, algumas observações e considerações referentes à interpretação dos resultados são destacadas.

Além da análise dos dados convencionais obtidos, a variação de volume total dos corpos de prova, determinada através do sistema de medição descrito no capítulo 4, foi monitorada durante a fase de saturação de alguns ensaios. De acordo com Mathyas e Radhakrishna (1968) e Baldi *et al.* (1988), esta é uma das maneiras de se detectar se o processo de saturação afeta a estrutura do solo.

Dentre os materiais caracterizados foi dada prioridade nesta etapa aos solos DC02, pertencente à feição melanocrática do perfil de migmatito, por ser o mais homogêneo e por apresentar uma estrutura cimentada, e ao solo residual de rocha alcalina (T) por pertencer a uma litologia diferente, pouco estudada. Além disso, ambos os solos praticamente não possuem quartzo e partículas de grandes dimensões, minimizando assim a influência da penetração da membrana na medida de variação de volume total durante o processo de saturação.

Pretendia-se inicialmente executar tanto ensaios triaxiais de compressão isotrópica não-drenados (CIU) como drenados (CID). Para Vaughan (1985), a maneira mais simples de se analisar a influência da estrutura de um solo no seu comportamento mecânico é através da trajetória de tensões de ensaios triaxiais adensados não drenados (CIU). Ensaios CID com medida de deformação interna (radial e axial) também têm sido empregados principalmente para a detecção de pontos de plastificação da estrutura a pequenas deformações (Vaughan, 1988; Martins, 2001; Leroueil e Hight, 2003; Rigo, 2005; Boszczowski, 2008). No

entanto, devido ao tempo demandado para a montagem do equipamento triaxial, apenas ensaios CIU sem medidas internas de deformação, foram executados.

As técnicas de saturação foram avaliadas inicialmente mediante a execução de ensaios triaxiais CIU com tensão efetiva de adensamento de 25 kPa, para que a mesma não interferisse na estrutura do solo sobrepondo-se ao efeito do processo de saturação. Apenas nestes ensaios foram realizadas medidas de variação de volume total para uma análise comparativa qualitativa. Como sugerido por Martins (2001), um ensaio CIU com amostra reconstituída com o teor de umidade natural também foi executado para melhor avaliar a influência da estrutura do solo em seu comportamento. Em seguida, ensaios com tensões efetivas de adensamento maiores foram executados empregando a maioria das técnicas testadas.

Além disso, ensaios CID em amostras reconstituídas no teor de umidade natural e índice de vazios de campo e um ensaio em amostra indeformada do solo DC02 foram executados para melhor definir a envoltória de resistência de estado último, totalizando 28 ensaios. O programa de ensaios seguido consta na Tabela 43.

Tabela 43 – Programa de ensaios triaxiais

<b>Solo</b>	<b><math>\sigma'_c</math> (kPa)</b>	<b>Amostra Indeformada (CIU)</b>	<b>Amostra Reconstituída CIU</b>	<b>Amostra Reconstituída CID</b>
DC02	25	4*	1	1
	75	3		1
	150	3		
	300	2		1
	500	1		
T	25	5**	1	-
	75	2	-	-
	150	2	-	-
	300	1		

\*Ensaio executado com medida de variação de volume total durante o processo de saturação. \*\*Apenas alguns ensaios foram executados com medida de variação de volume total do corpo de prova.

## 8.2. Metodologias

### 8.2.1. Equipamentos

Os ensaios triaxiais CIU em amostras indeformadas adensadas com tensão efetiva de 25 kPa foram executados na prensa triaxial de tensão e

deformação controlada descrita no capítulo 4, assim como os ensaios com controle automático de tensões.

Os demais ensaios foram realizados em prensas triaxiais convencionais de deformação controlada da marca “Wykeman Farrance” disponíveis no laboratório de Geotecnia da PUC-Rio. As medições de tensão confinante e contrapressão foram executadas com transdutores de pressão Schaevitz de 1,03MPa de capacidade. A célula de carga interna “Wykeman Farrance” possuía capacidade máxima de 5kN.

O monitoramento das deformações axiais dos corpos de prova foi realizado externamente através de transdutores do tipo LVDT. De Campos e Marinho (1986) alertam que não se consegue obter informações confiáveis para baixos níveis de deformação (cerca de 0,2%) caso seja utilizada instrumentação externa. Leroueil e Hight (2003) recomendam o uso de um sistema de medição interno concomitantemente com a instrumentação externa, principalmente em solos onde há formação de planos de cisalhamento, pois, após a ruptura, dependendo da posição dos transdutores internos, os mesmos deixam de registrar corretamente a variação de altura.

O volume de água que entra ou sai do corpo de prova foi medido por intermédio de um medidor de variação volumétrica desenvolvido na PUC-Rio (Marinho, 1986). A aquisição de dados foi feita com sistema automático CAT. Detalhes sobre estes equipamentos podem ser encontrados em Carvalho (2006).

### **8.2.2.**

#### **Moldagem dos corpos de prova e montagem dos ensaios**

Em cada ensaio, antes de moldar os corpos de prova, todas as linhas das prensas triaxiais eram saturadas com água deaerada e as pedras porosas do topo e da base saturadas através de fervura e aplicação de sucção. Como recomendado pela norma britânica BS 1377:1990 Parte 8, a membrana de látex era deixada submersa por 24 horas para garantir sua saturação, diminuindo assim o fluxo de ar através da mesma. Antes de ser empregada no ensaio, o excesso de água era retirado com auxílio de papel toalha.

O corpo de prova com 3,81 cm de diâmetro e 7,81 cm de altura foi moldado em um pedestal a partir de um bloco reduzido com auxílio de estilete, facas e régua metálica. Em seguida, o mesmo era acomodado em um berço metálico, pesado e medido.

Os corpos de prova com material reconstituído na umidade natural e índice de vazios de campo foram produzidos a partir dos blocos. Inicialmente, o solo era destorroado manualmente, acondicionado em um saco plástico e o teor de umidade medido. A partir das propriedades físicas do solo e da umidade natural, a massa de material a ser colocada em um molde tripartido com dimensões padrões de, 7,80cm de altura e 3,81 de diâmetro, era calculada. Este material era então separado em 5 partes iguais, correspondente cada uma a 1/5 da altura do corpo de prova resultante. Cada camada foi colocada dentro do molde para então ser realizada a conformação até a altura desejada com o auxílio de um “pilão” de haste metálica e extremidade circular (ver Figura 162). O esforço de compactação por pressão estática foi executado manualmente. Cada camada foi seguida de escarificação executada com a finalidade de proporcionar uma melhor adesão. Na execução da última camada, adicionava-se um anel metálico para garantir uma melhor regularização do topo do corpo de prova. Em seguida, o corpo de prova era acomodado em um berço metálico, pesado e medido.



Figura 162 – Molde tripartido e haste metálica com extremidade de acrílico circular utilizados na produção de corpos de prova com material reconstituído para execução de ensaios triaxiais.

Após a moldagem, posicionava-se o corpo de prova, indeformado ou reconstituído, na prensa de forma cuidadosa. Em seguida, o mesmo era envolto pela membrana, colocada de modo a eliminar o máximo possível de bolhas de ar. Como procedimento padrão do Laboratório de Geotecnia da PUC-Rio, dois conjuntos de anéis de borracha (*o-rings*) são utilizados para fixar a membrana na base e no *top cap*. O excesso de membrana é então virado sobre os anéis (ver Figura 163).

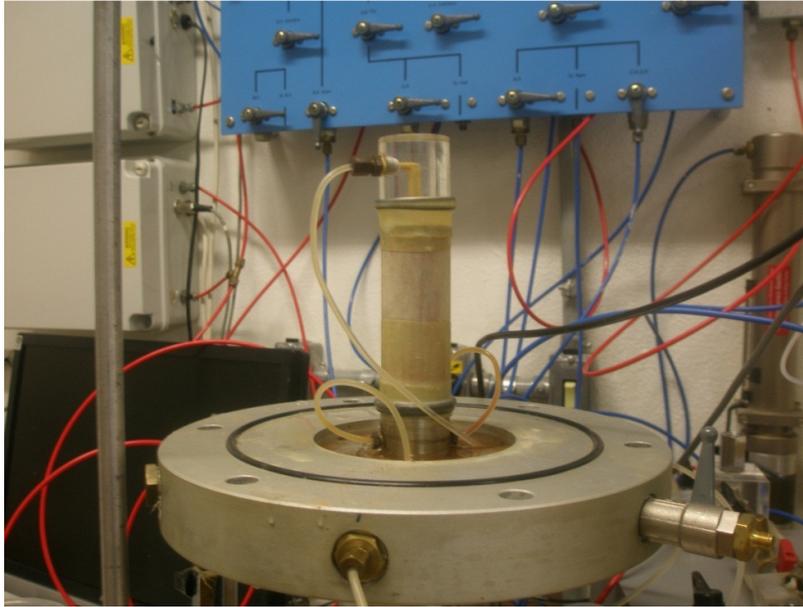


Figura 163 – Montagem do corpo de prova para execução de ensaios triaxiais

A definição da metodologia para o preenchimento da câmara interna dos ensaios com medida de variação de volume total demandou certo tempo. No primeiro ensaio executado no solo T foi seguida a metodologia empregada na calibração do equipamento onde, após a colocação da câmara dupla e preenchimento da mesma por gravidade até a altura desejada com água do reservatório comum a todos os equipamentos do laboratório, aplicava-se uma sucção elevada (cerca de 80 kPa) para retirada das bolhas de ar que pudessem estar aprisionadas em partes da câmara interna e, desta forma, interferir na medida de variação de volume total. Porém, ao serem abertas as drenagens, houve uma entrada excessiva de água no corpo de prova instantaneamente (superior a 6 cm<sup>3</sup>). Após alguns testes, optou-se por preencher a câmara interna aplicando-se na parte superior uma sucção em torno de 20kPa, permitindo assim a entrada lenta de água deaerada pela parte inferior. Para garantir a perfeita adesão da membrana, uma sucção de mesma magnitude foi imposta na drenagem de topo do corpo de prova. As sucções na câmara e na amostra eram aplicadas simultaneamente através de uma bomba de vácuo adaptada para duas saídas e com válvula de controle. Preenchida a câmara até o nível desejado, a válvula de entrada de água na câmara era fechada e a sucção mantida durante um período de 15 minutos para então ser reduzida a zero. Em seguida, uma pressão de 10 kPa de confinamento era imposta e a válvula que conecta a câmara interna ao sistema de medida de variação de volume total

aberta. Estabilizada a medida de massa da balança, iniciava-se o processo de saturação.

É interessante notar aqui que, ao final das análises de variação de volume total dos solos constatou-se uma variação de volume total de até 8,8 cm<sup>3</sup>, podendo este ser um indicativo da permanência de bolhas de ar na câmara.

### **8.2.3. Técnicas de saturação**

As rotinas de saturação consistiram em combinar técnicas de percolação de água (duas) e de aplicação de contrapressão (três), descritas a seguir.

#### **i. Percolação de água**

A percolação de água através do corpo de prova, apesar de não constar em nenhuma norma, é recomendada na literatura (e. g. Lacasse e Berre, 1998; Baldi *et al.* 1988). Esta etapa precede a de saturação por contrapressão, pois, ao aplicar este procedimento, aumenta-se o grau de saturação do corpo de prova, diminuindo assim a magnitude da tensão efetiva gerada devido ao aumento da tensão confinante. Além disso, menores tensões e tempo são necessários para obter a saturação, como exposto no capítulo 2.

#### Percolação de água (P):

Esta técnica é aplicada corriqueiramente no laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio em solos residuais com baixo grau de saturação. O fluxo de água através do corpo de prova é induzido mediante o ajuste da tensão confinante em 50 kPa e das tensões no topo e na base do corpo de prova iguais, respectivamente, a 33kPa e 40 kPa, de modo a gerar um fluxo ascendente com gradiente hidráulico em torno de 10.

Um volume de água igual a duas vezes o volume de vazios é percolado pelo corpo de prova.

#### Percolação de água – Aplicação de sucção (S):

Nestes ensaios, o fluxo de água é desencadeado devido a uma sucção de 7 kPa gerada através da coluna d'água formada pela linha ligada ao topo do corpo de prova. Uma carga igual a 0 é mantida na base através da conexão de uma bureta a uma das duas linhas da drenagem da base do corpo de prova. Nesta etapa, a outra linha da base fica ligada ao sistema e permanece fechada, como mostrado nas Figuras 164 a e b. Uma tensão confinante de apenas 10 kPa é mantida durante a percolação. Para manter a linha saturada e,

consequentemente, o valor desejado de sucção, em intervalos regulares de tempo circulava-se água proveniente do MVV mediante o fechamento da válvula de ligação com o corpo de prova (Figura 164b). Após a finalização desta fase, a válvula que liga a bureta ao corpo de prova é fechada, sendo a contrapressão na base aplicada nas etapas seguintes do ensaio (adensamento e cisalhamento) através da linha que permanece conectada ao sistema. O critério de finalização é o mesmo da técnica anterior.

A diferença básica entre estas duas metodologias de percolação é a forma de imposição do fluxo e a magnitude da tensão confinante. Ao aplicar sucção na drenagem de topo espera-se que o volume de ar retirado seja superior ao do outro método, sendo geradas, desta forma, menores ciclos de tensões na etapa de aplicação de contrapressão. Como se desejava que o gradiente imposto nos dois métodos fosse o mesmo, a tensão confinante imposta no último foi de 10 kPa.

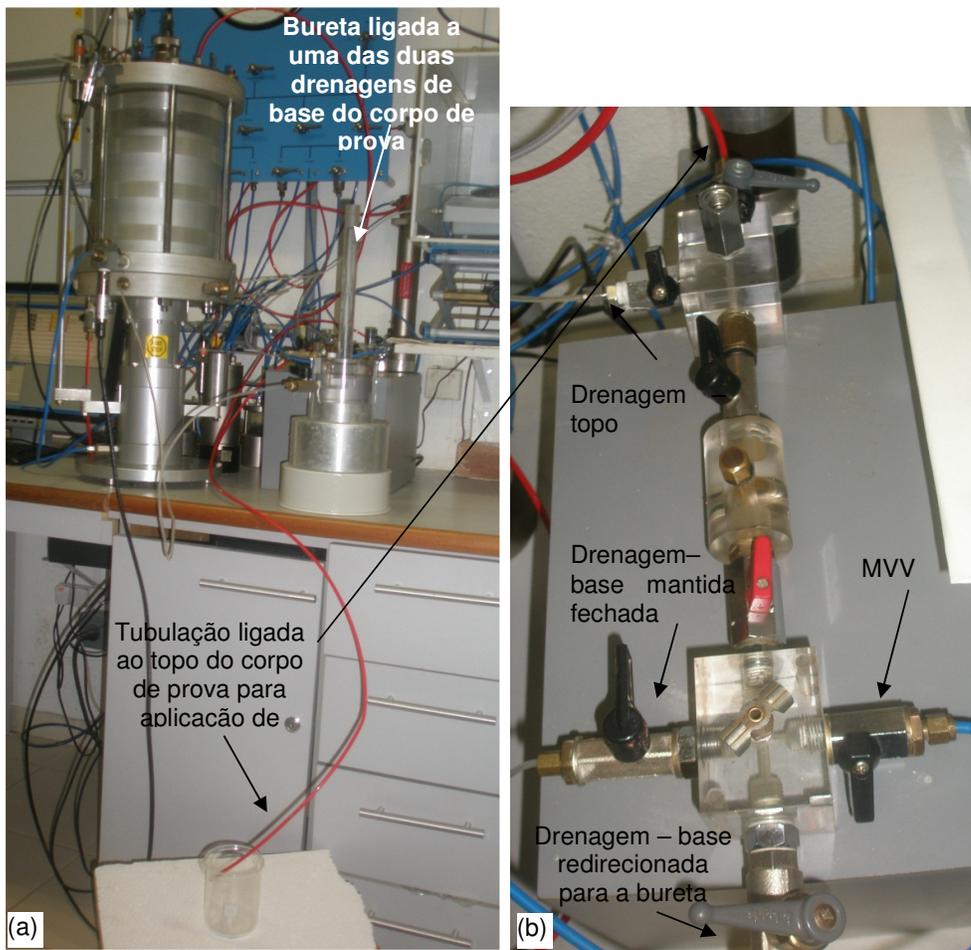


Figura 164 – Aplicação de sucção no topo do corpo de prova para percolação de água (a) Visão geral e (b) sistema de válvulas para aplicação de contrapressão no topo e na base do corpo de prova.

## ii. Aplicação de contrapressão

Diversas formas de aplicação de contrapressão podem ser utilizadas para a saturação de corpos de prova em ensaios triaxiais como mostrado no capítulo 3. As avaliadas dentre essas são descritas a seguir.

### Incremento de contrapressão em estágios (IE)

Este é o procedimento mais empregado no laboratório de Geotecnia da PUC-Rio e em laboratórios comerciais por não ser necessário o controle automático de tensões.

Nos ensaios do presente trabalho, o aumento de contrapressão foi realizado em etapas, sendo o primeiro ajuste executado para uma tensão confinante de 50 kPa, seguido por mais um aumento de 50 kPa, com subsequentes acréscimos de 100 kPa, como recomendado por Head (1986). Após o aumento não-drenado da tensão confinante, a contrapressão era ajustada de modo a se ter uma diferença entre tensões de 10 kPa em cada estágio. Tanto a drenagem de topo como a de base estavam ligadas ao MVV.

A norma britânica BS1377:1990 recomenda que o tempo de aplicação de cada incremento de contrapressão deva ser mantido durante 12 horas ou deixado de um dia para o outro, podendo estender o processo de saturação por dias, o que é impraticável em laboratórios comerciais. Head (1986) estima este tempo entre 5 e 10 minutos, para que todo o sistema se acomode à nova tensão aplicada. No entanto, acredita-se que o tempo que cada estágio deva ser mantido dependerá do tipo de solo e do grau de saturação inicial do mesmo. Logo, o critério adotado foi o de estabilização do medidor de variação de volume que aplica a contrapressão. Após a curva do volume de água que entra no corpo de prova tender para uma assíntota horizontal, o corpo de prova ainda era deixado cerca de 30 minutos submetido às tensões de cada estágio para equalização de pressões, minimizando assim a magnitude das tensões efetivas geradas, principalmente no centro do corpo de prova, ao ser aplicado um novo acréscimo de tensão confinante. Para os solos estudados, estes estágios não eram superiores a duas horas. Entretanto, eventualmente, era necessário deixar tensões aplicadas de um dia para o outro. Após cada incremento de tensão, o parâmetro B era medido. O solo era considerado saturado quando este parâmetro era superior a 0,96 ou quando um acréscimo de tensões não ocasionava fluxo de água para o interior do corpo de prova. Este critério foi empregado em todos os métodos de saturação. A saturação foi atingida, de forma geral, para tensões confinantes de no máximo 600 kPa.

### Incremento em um único estágio (IU)

Este procedimento consiste em aumentar a contrapressão em um único estágio a um nível alto o suficiente para dissolver o ar dos vazios. Após ajustar a tensão confinante para 600 kPa, as drenagens de topo e base eram abertas para que uma contrapressão de 590kPa fosse aplicada no corpo de prova. Mediante a estabilização das medidas do MVV, a tensão confinante era acrescida em 25 kPa e o parâmetro B medido, assim como o fluxo de água para dentro do corpo de prova monitorado. Esta técnica foi aplicada apenas no solo residual DC02.

### Incremento automático (IA)

Nestes ensaios, a pressão confinante e a contrapressão são ajustadas de modo a se ter uma diferença entre as mesmas de 10 kPa. Quando esta fase é precedida de percolação de água por aplicação de sucção ou caso nenhum procedimento tenha sido realizado, a tensão confinante inicial imposta era de 20 kPa. Já quando executada após a percolação de água com confinante de 50 kPa, esta etapa teve início a partir desta tensão. Este último procedimento só foi executado no solo de Tanguá em um único ensaio.

Após o ajuste das pressões, estas são aumentadas automaticamente de forma contínua a uma taxa de 25 kPa/h até ser atingida a tensão estabelecida. Esta velocidade foi considerada suficientemente baixa para minimizar variações de tensões que possam ocorrer no centro do corpo de prova. Não existe um critério para a taxa de aumento de tensões. Ferreira (1998) adotou uma velocidade de 50kPa por hora ao estudar o comportamento de um solo residual de arenito, já Boszczowski (2008), ao estudar um solo residual de granito-gnaiss adotou uma taxa de 10 kPa/h, sendo a contrapressão aplicada apenas pela base.

Nos ensaios onde não houve percolação prévia de água, o carregamento foi programado para ser finalizado quando a tensão confinante atingisse 600 kPa, tensão necessária para saturar por incremento em estágios. Caso contrário, como a percolação aumenta o grau de saturação inicial, uma tensão confinante de 375 kPa foi estabelecida como limite inicial.

Completada a etapa de elevação de pressões, a migração de água para dentro do corpo de prova era monitorada. Cessado o fluxo de água, um pequeno aumento de tensão confinante, não superior a 25 kPa, era realizado com o intuito de se medir o parâmetro B e verificar se o fluxo de água para dentro do corpo de prova persistia. Não estando saturado, um novo aumento de tensões é induzido até a saturação do corpo de prova ser obtida.

### iii. Procedimentos de saturação aplicados em cada solo

As rotinas de saturação adotadas consistiram na combinação dos métodos de percolação e incremento de contrapressão apresentados.

Os solos DC02 e T apresentam grau de saturação inferior a 70%, ou seja, tem-se a presença de ar na forma de canalículos interconectados nos corpos de prova, o que dificulta de forma demasiada a obtenção da saturação. Para tal grau de saturação, a pressão mínima requerida de acordo com a equação proposta por Lowe e Johnson (1960) para atingir um grau de saturação de 99% seria de no mínimo 1100 kPa, muito superior, inclusive a necessária nos ensaios sem percolação prévia de água.

Inicialmente, optou-se por submeter os corpos de prova à percolação de água em todos os ensaios, pois, desta forma, outros dois fatores importantes, tempo demandado e magnitude das tensões geradas, seriam também minimizados. Devido à baixa permeabilidade do solo DC02, como será comentado adiante, processos de saturação sem percolação de água foram incluídos no programa de ensaios.

As combinações avaliadas no solo T constam na Tabela 44. A fase 1 desta tabela corresponde ao método de percolação e a fase 2 ao de aplicação de contrapressão. A rotina de saturação PIE-T foi escolhida por ser a adotada na maioria dos ensaios executados no Laboratório de Geotecnia da PUC-Rio. O processo de saturação com percolação de água associado ao incremento automático e contínuo de pressões (ensaios PIA-T e SIA-T) tem sido utilizado em trabalhos de pesquisa de grandes centros (e.g. PUC-Rio, UFRGS, USP, UFPR). Este método é considerado por muitos autores o mais adequado para solos com baixo grau de saturação (e.g. Silveira, 2005; Boszowski, 2008). Os principais benefícios gerados por este método são: diminuição da concentração de bolhas de ar interconectadas devido ao aumento do grau de saturação, facilitando assim a posterior dissolução das mesmas; redução da tensão e do tempo requeridos para atingir a saturação; não exposição do solo a ciclos de acréscimo de tensão confinante que possam gerar tensões efetivas elevadas no corpo de prova.

O primeiro procedimento de saturação realizado no solo DC02 consistia no aumento do teor de umidade do corpo de prova através da percolação de água por sucção seguido do aumento contínuo e automático das tensões (ensaio SIA-DC02). O tempo mínimo requerido para percolar a quantidade de água equivalente a duas vezes o volume de vazios foi de no mínimo 3 dias. Este comportamento, aliado ao fato do solo apresentar uma tensão de plastificação

da estrutura elevada, cerca de 600kPa, fez com que os demais procedimentos fossem realizados sem percolação prévia de água. A tensão confinante imposta no ensaio realizado com um único incremento de contrapressão (IU-DC02) foi igual ao valor da tensão de cedência deste solo quando submetido ao ensaio de adensamento isotrópico. As técnicas de saturação testadas neste solo são apresentadas na Tabela 44.

Tabela 44 – Rotinas de saturação avaliadas em cada solo.

Solo	Rotina de saturação avaliada		Identificação da rotina de saturação
	Fase 1	Fase 2	
T	Percolação de água (P)	Incremento de contrapressão em estágios (IE)	PIE-T
	Percolação de água (P)	Incremento automático (IA)	PIA-T
	Percolação de água – sucção (S)	Incremento automático (IA)	SIA-T
DC02	Percolação de água – sucção (S)	Incremento automático (IA)	SIA-DC02
	-	Incremento automático (IA)	IA-DC02
	-	Incremento em um único estágio (IU)	IU-DC02
	-	Incremento de contrapressão em estágios (IE)	IE-DC02

Na Tabela 45 consta o programa de ensaios executados com o intuito de avaliar cada rotina de saturação apresentada na Tabela 44. Os primeiros ensaios foram executados com a tensão efetiva de adensamento mais baixa (25Pa), onde medidas de variação de volume total dos corpos de prova foram realizadas. A partir das observações realizadas nos ensaios com  $\sigma'_c=25\text{kPa}$  no solo T, ensaios com tensões efetivas superiores foram executados com os métodos PIE-T e SIA-T. No caso do solo DC02, das quatro técnicas testadas, três foram replicadas em ensaios com tensão efetiva superior.

Tabela 45 – Programa de ensaios CIU empregando cada método de saturação.

Solo	Rotina de saturação	Tensão efetiva de adensamento - $\sigma'_c$ (kPa)				
		25	75	150	300	500
Solo residual de rocha alcalina (T)	PIE-T	4*	1	1	1	-
	PIA-T	1	-	-	-	-
	SIA-T	1	1	1	-	-
Solo residual de migmatito (DC02)	IE-DC02	2*	1	1	1	1
	IA-DC02	1	-	-	-	-
	IU-DC02	1	1	1	1	-
	SIA-DC02	1	1	1	-	-

\*1 ensaio foi executado com material reconstituído.

## **8.2.4. Variação de volume total durante a saturação**

### **8.2.4.1. Procedimentos de execução**

Nos ensaios SIA, onde a percolação de água é feita no início do processo de saturação, após aplicar a confinante de 10 kPa, abria-se a válvula que conecta a câmara interna ao recipiente sobre a balança responsável pela estimativa da variação de volume total. Nesta etapa, as drenagens eram mantidas fechadas. Esperava-se então a estabilização da leitura da balança para começar a percolar água. Todo o processo de percolação, assim como o de aplicação de contrapressão, teve a variação de volume total e variação de temperatura monitorada.

Nos demais ensaios, onde não havia percolação de água ou a mesma era realizada com a tensão confinante de 50 kPa como, por exemplo, nos ensaios PIE, a medida de variação de volume total era realizada a partir do ajuste da confinante em 20 kPa e a contrapressão em 10 kPa.

Nos ensaios com incremento de contrapressão em estágios (IE), a variação de volume entre aumentos consecutivos de tensão confinante era medida a partir da diferença da massa da balança no final de estágios consecutivos.

### **8.2.4.2. Considerações relativas à interpretação dos resultados**

A variação de volume total (VVT) como indicativo de dano estrutural durante o processo de saturação deve ser considerada de forma cuidadosa, pois outros fatores além da compressão ou expansão do esqueleto do solo podem interferir em tal medida.

Uma das fontes de erro na medida de variação de volume total é o ar que fica aprisionado entre a membrana e o corpo de prova durante a montagem do ensaio. Bishop e Henkel (1962) estimam que este volume de ar gire em torno de  $0,2\text{cm}^3$  em corpos de prova de solos argilosos com 38mm de diâmetro, podendo ser maior em solos com granulometria mais grosseira. As interfaces entre corpo de prova, pedra porosa e top cap também tendem a manter ar aprisionado. Durante o processo de saturação, este volume de ar pode ser diminuído através da percolação de água. A aplicação de contrapressão no processo de saturação provoca inicialmente a compressão de bolhas de ar

segundo a Lei de Boyle de forma mais ou menos intensa caso haja percolação prévia de água ou não, interferindo na medida de variação volume total. O aumento progressivo da contrapressão desencadeará então a dissolução do ar na água como previsto na Lei de Henry de solubilidade. Processo semelhante ocorre com o ar dentro do corpo de prova, mas este não influencia na medida de variação de volume total.

Para minimizar a interferência do ar aprisionado entre a membrana e o corpo de prova na medida da variação de volume total, os ensaios foram montados de forma cuidadosa, de modo a eliminar o máximo possível de bolhas de ar entre a amostra e a membrana. Além disso, a sucção aplicada no corpo de prova durante o preenchimento da câmara também contribuía para uma melhor aderência da membrana.

A penetração da membrana com o aumento da tensão confinante nos vazios da superfície do corpo de prova e entre corpo de prova, pedra porosa e *top cap* é outra fonte geradora de erro na medida de VVT. Tentou-se minimizar este efeito ao empregar solos de granulometria fina com concentração baixíssima de minerais angulares como o quartzo.

Como indicado na metodologia de montagem apresentada no item 8.2.2, após a colocação dos *o-rings* no topo e na base no corpo de prova para prender a membrana, o excesso da mesma era virado sobre os *o-rings*. Apenas após a execução de alguns ensaios, notou-se que bolhas de ar ficavam aprisionadas na membrana dobrada. Acredita-se que a sucção aplicada na câmara interna (20kPa) durante o seu preenchimento possa não ter removido completamente estas bolhas de ar, como em outras partes da câmara interna.

Outro aspecto relevante quanto à medida de VVT é a permeabilidade da membrana ao ar. O fluxo pode se dar tanto do corpo de prova, não-saturado, para a câmara preenchida com água deaerada, como pode ocorrer o caminho inverso caso se tenha o solo saturado e a câmara preenchida com água não-deaerada. Para minimizar o fluxo de água através da membrana por difusão, a mesma era saturada antes da montagem de cada ensaio, como recomendado pela norma britânica BS 1377:1990 Parte 8. Outras técnicas como o emprego de papel laminado ao redor do corpo de prova, aplicação de silicone ao redor da membrana também podem minimizar este processo.

Vale ainda ressaltar a interferência da temperatura na medida de variação de volume total, como mostrado no capítulo 4. Para combater este efeito e também o de difusão de ar pela membrana, a fase de saturação foi executada,

preferencialmente, em no máximo 30 horas. Além disso, os ensaios foram executados em ambiente com controle de temperatura.

### **8.2.5. Adensamento**

Os corpos de prova foram adensados isotropicamente mantendo-se a contrapressão atingida no final da saturação, sempre que possível, e aumentando a tensão confinante. Reduzir a contrapressão para um nível abaixo de 150 kPa pode fazer com que o ar dissolvido volte para a solução em forma de bolhas (Head, 1986). No entanto, observações experimentais no laboratório de Geotecnia da PUC-Rio têm mostrado que esta pressão não deve ser inferior a 300 kPa. Desta forma, nos ensaios com tensão efetiva de adensamento elevada, onde não era possível aumentar a tensão confinante devido à limitação do compressor de ar, um limite de 400 kPa foi imposto.

Durante o adensamento, a drenagem se deu pela base e topo. A análise da evolução da curva variação de volume x raiz quadrada do tempo permitia identificar o término do adensamento primário. Os estágios de adensamento foram inferiores a 4 horas para ambos os solos.

### **8.2.6. Cisalhamento**

Concluída a fase de adensamento, iniciava-se a fase de cisalhamento. A velocidade de cisalhamento de cada ensaio foi estimada de acordo com a proposição de Bishop e Henkel (1962). Ao final dos ensaios, determinou-se o teor de umidade de cada corpo de prova.

#### **8.2.6.1. Considerações relativas à interpretação dos resultados: tipos de ruptura**

Nos ensaios CIU executados nas amostras indeformadas e reconstituída do solo T, as deformações durante o cisalhamento foram predominantemente do tipo “barril”, com alguns corpos de prova de amostras indeformadas apresentando uma leve tendência de formação de plano de cisalhamento (Figura 165). Sendo assim, para minimizar os erros na estimativa da tensão desviadora, a área do corpo de prova foi corrigida segundo a recomendação de Head (1986) a partir da seguinte equação:

$$\sigma_d = \frac{P \times (100 - \varepsilon_a \%) }{A_0 \times 100}$$

### Equação 1

Onde:

$\sigma_d$  = tensão desviadora ou cisalhante;

P = força axial;

$\varepsilon_a$  = deformação axial;

$A_0$  = área do corpo de prova após o adensamento.

Outra correção sugerida na literatura para a correção da tensão desviadora em ensaios cujo corpo de prova apresenta este tipo de ruptura é a da membrana (e.g. Bishop e Henkel, 1962). Wesley (1975) estimou o erro em menos de 3% na medida da tensão desviadora e Sandroni (1977), para uma amostra de 38 mm de diâmetro e membrana de 0,2mm de espessura, constatou que a correção da tensão desviadora correspondente a uma deformação axial de 20 % devido à membrana é de 2 kPa. Gens (1982) *apud* Head (1986) sugere que nenhuma correção é necessária. Desta forma, optou-se neste trabalho por não aplicar tal correção.



Figura 165 – Tipo de ruptura típica do solo residual T (a) Ensaio SIA-T-25 e (b) PIE-T-75

No caso do solo DC02, em todos os ensaios em amostras indeformadas houve a formação de plano de cisalhamento, como indicado na Figura 166. Quando este tipo de ruptura ocorre, a área efetiva empregada para o cálculo da tensão desviadora diminui com o aumento do deslocamento vertical. Chandler

(1966) recomenda que a correção da tensão desviadora seja feita a partir da formação do plano, multiplicando a partir de então a tensão desviadora calculada pelo seguinte fator:

$$f_s = \frac{\pi}{2(\beta - \sin\beta\cos\beta)}$$

Onde:

$f_s$  = fator de correção da tensão desviadora devido à formação do plano de cisalhamento;

$\cos\beta = 2.\epsilon_s.tg\theta$ , sendo  $\epsilon_s$  a deformação axial medida a partir da formação do plano e  $\theta$  a inclinação da superfície de ruptura em relação ao eixo vertical.

De acordo com o mesmo, o momento da formação do plano deve ser estimado através da medida do deslocamento relativo entre as porções ao final do ensaio. Da mesma forma, La Rochelle *et al.* (1988) vinculam a correção da área a medidas pós ensaio do corpo de prova, incluindo a área transversal. Entretanto, na maioria dos ensaios executados com o solo DC02, notava-se o deslocamento entre as partes quando o carregamento era cessado na desmontagem e/ou durante a retirada da membrana, além do descolamento das partes, em alguns casos, assim que a membrana era removida, impossibilitando tal medida. Nos ensaios realizados com tensões efetivas de adensamento baixas, a formação do plano poderia ser vinculada facilmente a maior tensão desviadora, o que possibilitaria a aplicação da correção sugerida por Chandler (1966) a estes ensaios, mas não faria sentido empregar a correção da área em alguns ensaios e em outros não.

Outra fonte geradora de erro na medida da tensão desviadora neste tipo de ruptura é a membrana. Novamente, a correção está vinculada ao momento da formação do plano de cisalhamento. Outro parâmetro considerado é a espessura da membrana. No entanto, nos ensaios executados, assim como na maioria dos laboratórios, as membranas foram reutilizadas. Ao final de cada ensaio, notava-se que a membrana ficava visivelmente menos espessa e mais flexível, principalmente nas regiões próximas a superfície de cisalhamento.



Figura 166 – Ruptura típica do solo residual DC02 indeformado: formação de plano de cisalhamento.

O principal ponto de interesse é a avaliação do processo de saturação no comportamento do solo. Este efeito é refletido principalmente na resistência na ruptura, que neste material ocorre para pequenas deformações. Além disso, como destacado por Leroueil e Height (2003), a tensão pós-ruptura nestes ensaios quando se tem uma queda abrupta está próxima ou coincide com o estado crítico. Associando estes fatores aos possíveis problemas encontrados caso as correções fossem realizadas, considerou-se que seria mais coerente não corrigir a área nestes ensaios. Para a estimativa da resistência última, foram executados ensaios em amostras reconstituídas com o teor de umidade natural e com índice de vazios próximo ao de campo. Nestes ensaios, como esperado, a forma do corpo de prova ao longo do cisalhamento foi do tipo “barril”, sendo empregada a correção correspondente a este tipo de ruptura.

#### 8.2.6.2.

#### **Considerações relativas à interpretação dos resultados: critérios de ruptura adotados**

A determinação das envoltórias e parâmetros de resistência na ruptura depende do critério de ruptura a ser adotado. O critério de máxima tensão

desviadora ou de pico da curva tensão-deformação é um dos mais empregados. Entretanto, nem sempre a curva tensão-deformação apresenta pico, sendo necessário o estabelecimento de outro critério. O critério de máxima razão entre as tensões principais efetivas ( $\sigma'_1/\sigma'_{3\text{máx}}$ ) é particularmente útil em ensaios triaxiais não-drenados em solos nos quais a tensão desviadora continua a aumentar com o crescimento das deformações. Em solos onde grandes deformações são necessárias para mobilizar a resistência cisalhante, uma condição de deformação limite pode ser mais apropriada.

Em determinados ensaios, quando o solo se comporta de maneira *strain-hardening*, não há um ponto corresponde à ruptura bem definido na curva tensão-deformação. De Campos e Carrillo (1995) sugerem que, nestes casos, a ruptura seja assumida quando a curva tensão-deformação passa a ter uma inclinação constante, sendo a tensão cisalhante de ruptura a correspondente ao início do comportamento linear, como representado na Figura 167.

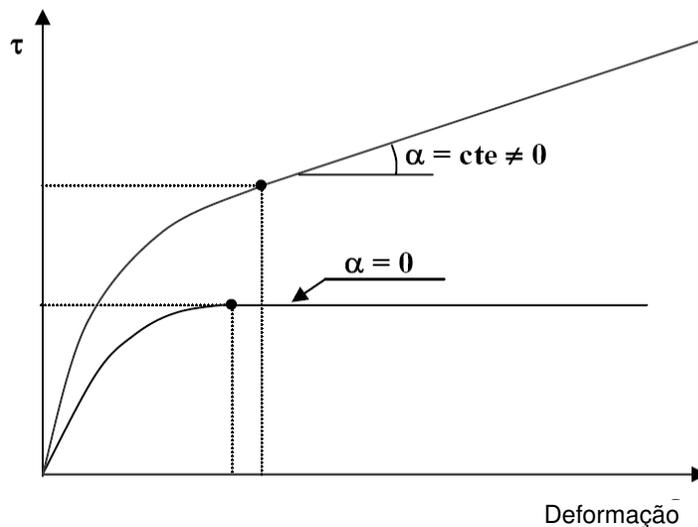


Figura 167 - Definição da tensão cisalhante na ruptura (de Campos e Carrillo, 1995).

Nos ensaios CIU executados, dois critérios de ruptura foram adotados. O primeiro foi o de tensão desviadora máxima. Nos casos em que o material apresentou comportamento *strain-hardening*, o critério de Campos e Carrillo (1995) foi empregado. O outro critério foi o de máxima razão das tensões principais efetivas. Nos ensaios em que a curva  $\sigma'_1/\sigma'_{3\text{ máx}} \times \epsilon_a$  tendeu a um patamar sem apresentar pico após perda significativa de rigidez, o critério proposto por de Campos e Carrillo (1995) para  $\alpha = 0$  foi aplicado nestas curvas.