

## **5 Investigação geotécnica**

### **5.1. Introdução**

O reconhecimento das condições do subsolo constitui pré-requisito para projetos geotécnicos seguros e econômicos, os quais são normalmente executados com base em ensaios de laboratório e/ou campo. As investigações devem permitir uma definição da estratigrafia do subsolo e uma estimativa das propriedades geomecânicas dos materiais envolvidos. Os ensaios têm grande importância para obtenção dos parâmetros que representem as características de tensão x deformação x resistência, além de indicar os fatores que influenciam o comportamento do material.

Além da realização de ensaios de laboratório e/ou campo, é relevante a utilização de instrumentação de campo, que permite a observação do comportamento do solo "in situ". Esta estabelece uma ligação entre as hipóteses de projeto e os mecanismos de comportamento da obra. Particularmente, no caso de projetos de estabilização de taludes, o desempenho deve ser aferido por meio de instrumentação e interpretação adequadas (Lacerda, 2000). Segundo Fonseca (1986), na execução de uma contenção de encosta é indispensável que as obras sejam acompanhadas, observadas e avaliadas em suas condições de projeto e execuções iniciais. Sem esses cuidados, pode haver gastos adicionais relevantes, em reparos e manutenções.

### **5.2. Programa experimental**

#### **5.2.1. Programação geral**

O programa experimental no laboratório teve como objetivo a caracterização completa e a determinação dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos constituintes do talude grampeado. Os resultados obtidos serviram de subsídio para a interpretação da instrumentação geotécnica de campo e o entendimento do comportamento tensão-deformação-resistência da massa de solo grampeado.

Os ensaios foram, em geral, realizados no Laboratório de Geotecnia da PUC-Rio. Alguns ensaios de resistência foram feitos no Laboratório da Geomecânica Engenharia Ltda. A quantidade de ensaios executados é apresentada na Tabela 29:

Tabela 29. Ensaio de laboratório realizados

Ensaio		Nº de ensaios
Determinação da Densidade dos Grãos		8
Granulometria (Peneiramento + Sedimentação)		8
Limites de Consistência (LL e LP)		8
Cisalhamento Direto		15
Triaxiais Drenados	Carregamento Axial	14
	Descarregamento Lateral	12*
Compressão Confinada		2
Curva Característica		2

\* realizados no Laboratório da Geomecânica Engenharia Ltda.

Para a realização dos ensaios de laboratório foram coletadas amostras indeformadas (blocos cúbicos com arestas de aproximadamente 30cm) e deformadas, em cotas pré-definidas, conforme indicado na Tabela 30. estas amostras foram extraídas durante as escavações para a obra “Museu 1”. Tendo em vista a movimentação de terra e escavação na região próxima à seção-tipo (seção 03), todas as amostras obtidas foram coletadas entre as seções 05 e 07 (Figuras 83 e 84), com exceção dos blocos B3MS e B6MS. Estes foram coletados na obra “Museu 2” (Saré, 2007) e foram destinados aos ensaios triaxiais drenados de descarregamento lateral (CID-E). Maiores detalhes sobre a classificação e caracterização destes materiais serão apresentados por Saré (2007).

Os blocos foram talhados com espátula e faca. Quando o bloco já possuía o volume desejado, ele era envolvido com papel laminado e plástico PVC, e protegido com uma camada de parafina. Estas medidas visaram garantir a integridade do bloco e minimizar as variações de umidade e de temperatura. Finalizadas estas operações, o material era colocado em caixotes de madeira com serragem.

Tabela 30. Descrição e localização das amostras coletadas

Denominação		Cota(m)	Observações e identificação tátil-visual
Amostras deformadas	M01	+56,00	próximo ao Bloco B1M (cor vermelha - residual maduro)
	M02	+56,00	próximo ao Bloco B2M (cor amarela - residual maduro)
	M03	+52,00	próximo ao Bloco B3M (solo próximo ao falhamento)
	M04	+52,00	próximo ao Bloco B4M (textura mais arenosa)
	M05	+52,00	entre os Blocos B3M e B4M (textura mais arenosa)
	M06	+29,00	na face do talude (na cota da rua)
Blocos	B1M	+56,00	cor vermelha - residual maduro
	B2M	+56,00	cor amarela - residual maduro
	B3M	+52,00	material com xistosidades e planos de fraqueza (caulim) - residual jovem
	B4M	+52,00	material com xistosidades e planos de fraqueza (caulim) - residual jovem
	B5M	+39,00	solo residual jovem
	B6M	+39,00	solo residual jovem
	B3MS	+34,00	cor vermelha - residual maduro (20 x 20 x 20cm)
	B6MS	+28,00	cor amarela - residual jovem (20 x 20 x 20cm)

Os blocos apresentaram coloração variando entre amarelo e vermelho. Foi observada nos blocos B3M e B4M a ocorrência de pequenas descontinuidades e planos de fraqueza. Todos os blocos foram retirados durante o dia com temperaturas médias entre 30°C e 35°C. A Figura 103 ilustra o processo de obtenção do bloco B1M na crista do talude.



(a) Coleta de bloco indeformado



(b) Proteção do bloco com parafina

Figura 103. Processo de obtenção das amostras indeformadas.

As amostras deformadas foram coletadas próximas aos blocos indeformados e foram devidamente preservadas em sacos plásticos. Vale ressaltar que todo o material coletado foi adequadamente acondicionado na

câmara úmida do laboratório. Os materiais foram ensaiados conforme uma programação e procedimentos pré-estabelecidos. Os procedimentos e resultados estão descritos a seguir.

### 5.2.2. Densidade dos grãos

A densidade real dos grãos ( $G_s$ ) foi determinada nas amostras de solo deformadas e em material coletado de cada bloco. Os procedimentos seguiram a norma NBR-6508 (Método do Picnômetro). O material era seco ao ar e destorroado, com os ensaios sendo executados no material passante na peneira nº 40 (abertura da malha de 0,42mm). A Tabela 31 mostra os valores de densidade dos grãos ( $G_s$ ) obtidos.

Tabela 31. Densidade dos grãos

Amostra	Ensaio	$G_s$
M01	01	2,711
M02	02	2,927
M03	03	2,725
M04	04	2,723
M05	05	2,622
M06	06	2,706
B2M	07	2,721
B6M	08	2,713

Os valores obtidos para a densidade dos grãos, de todos os solos ensaiados situam-se entre 2,622 e 2,725, com valor médio de 2,703. Os valores obtidos estão dentro da faixa de valores sugerida por Lambe e Whitman (1969) e são característicos dos minerais constituintes do solo (feldspato e quartzo). O valor elevado, obtido para a amostra M02, pode estar associado a eventuais diferenças nas características dos sólidos deste material (excesso de óxidos de Ferro produzido pelo intemperismo, por exemplo) ou erro de pesagem, não sendo representativo em comparação com os outros resultados obtidos.

### 5.2.3. Caracterização geotécnica e classificação do material

Foram realizados ensaios de caracterização (ensaio de granulometria e determinação dos limites de consistência) nas amostras de solo deformadas e em amostras retiradas de cada bloco. As etapas experimentais foram baseadas nas prescritas pelas normas NBR-6459, NBR-7180 e NBR-7181 da ABNT. A Tabela 32 apresenta um resumo dos parâmetros obtidos a partir dos resultados dos ensaios de caracterização.

Tabela 32. Resultados dos ensaios de caracterização

Amostra	CNU	CC	Forma da curva granulométrica	LL	LP	IP	Sistema Unificado de Classificação
M01	124,9	119,8	bem graduado	47%	33%	14%	Areia argilosa
M02	107,1	93	bem graduado	47%	29%	18%	Areia argilosa
M03	29,8	29,2	bem graduado	39%	23%	16%	Areia siltosa
M04	281,6	1,3	bem graduado	45%	24%	21%	Areia siltosa
M05	82,4	0,5	mal graduado	43%	25%	18%	Areia siltosa
M06	304,1	4,2	bem graduado	33%	23%	10%	Areia siltosa
B2M	218,9	0,1	mal graduado	46%	33%	13%	Areia argilosa
B6M	280,3	2,7	bem graduado	30%	23%	7%	Areia siltosa

Obs:  $CNU = \frac{D_{60}}{D_{10}}$  e  $CC = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ , onde CNU=coeficiente de não uniformidade; CC=coeficiente

de curvatura;  $D_{60}$ =diâmetro abaixo do qual se situam 60% em peso das partículas;  $D_{30}$ =diâmetro abaixo do qual se situam 30% em peso das partículas;  $D_{10}$ =diâmetro abaixo do qual se situam 10% em peso das partículas.

Os resultados fornecidos na Tabela 32 indicam a predominância de solos grossos, classificados como areno-siltoso e areno-argiloso, e em geral, sem predominância de grãos de mesmo diâmetro (solos bem graduados). Os valores de limites de consistência estão, de certa forma, entre aqueles esperados para solos residuais de gnaiss (Pinto, 2002).

Convém ressaltar que a identificação dos solos através dos diversos sistemas de classificação propostos na literatura (por ex.: SUCS), os quais se baseiam nas características dos grãos que constituem os solos, deve ser feita com atenção. Estes sistemas, que foram desenvolvidos para classificar solos de países de clima temperado, não apresentam, em certos casos, resultados satisfatórios na classificação de solos tropicais (saprolíticos e lateríticos), cuja

gênese é bastante diferenciada daquela dos solos para os quais estas classificações foram elaboradas (Pinto, 2002).

Finalmente, durante a execução de cada furo para a colocação dos grampos e posterior injeção, realizou-se um acompanhamento, de forma expedita, dos materiais perfurados. A identificação táctil-visual era anotada em um boletim de perfuração padrão. Este procedimento de classificação do material foi realizado em cerca de 400 grampos, sendo as perfurações nas Faces C e G (instrumentadas), acompanhadas na boca do furo por um geólogo (Gomes Silva, 2005). A partir dessas informações, e com base nos boletins de sondagens e mapeamento geológico, foi elaborado modelo geológico-geotécnico tridimensional do talude estudado (Gomes Silva, 2006). Detalhes estão apresentados nas Figuras 104 a 107. A instrumentação e o monitoramento geotécnico da obra serão descritos no item 5.3.

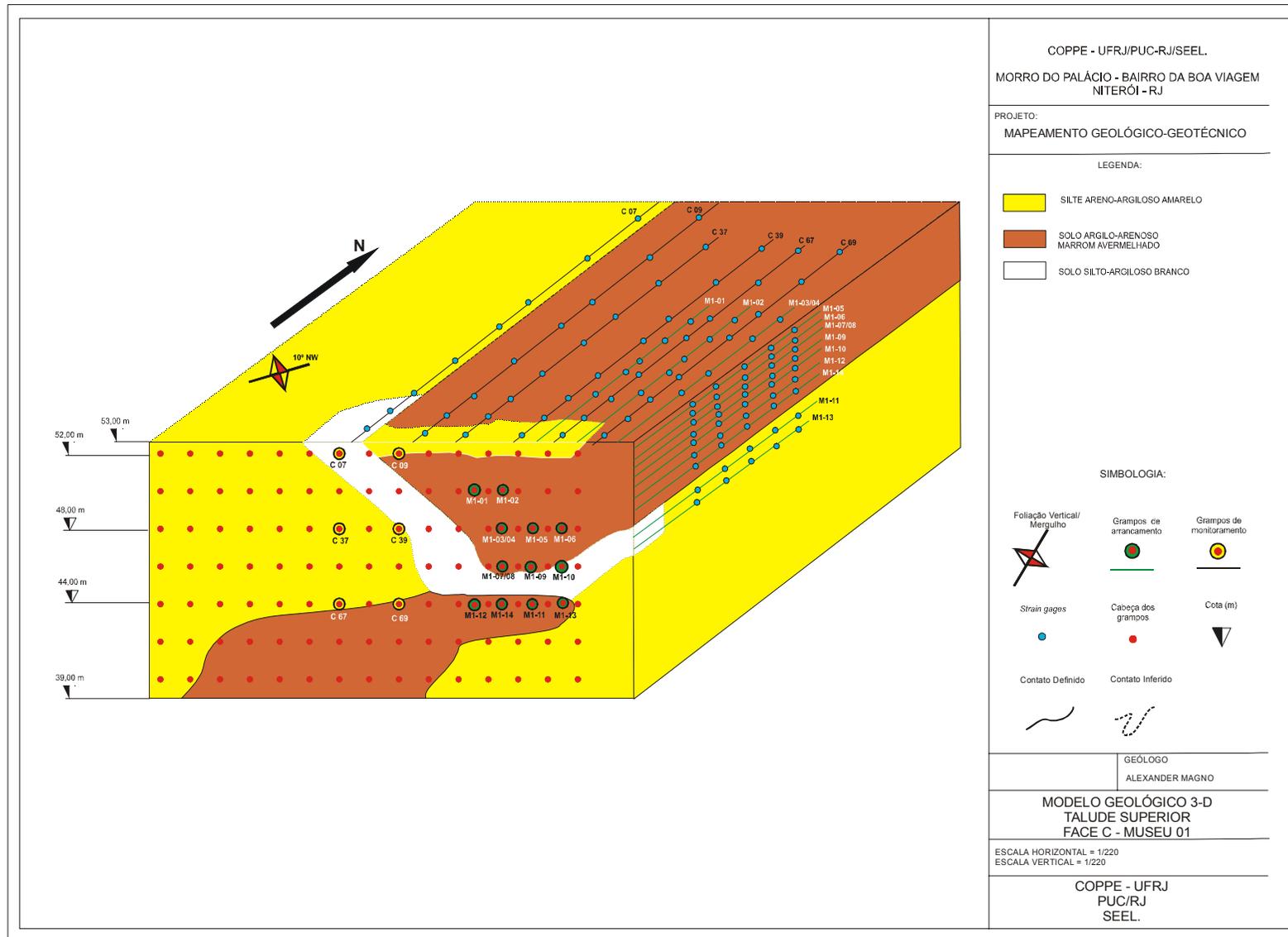


Figura 104. Modelo geológico-geotécnico 3D da face C – “Museu 1” (Gomes Silva, 2006).

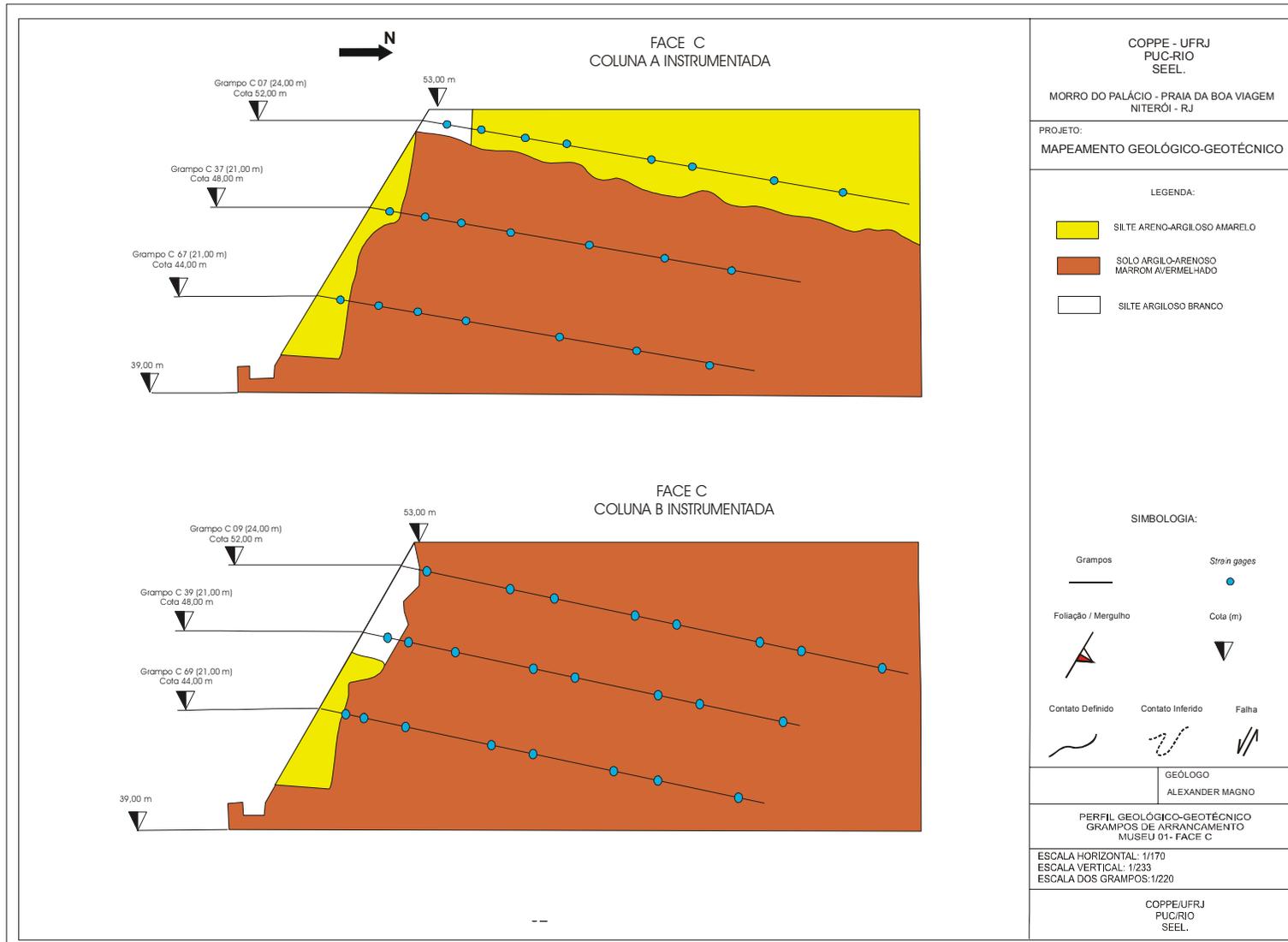


Figura 105. Perfis geológico-geotécnicos longitudinais das colunas A e B, face C – “Museu 1” (Gomes Silva, 2006).

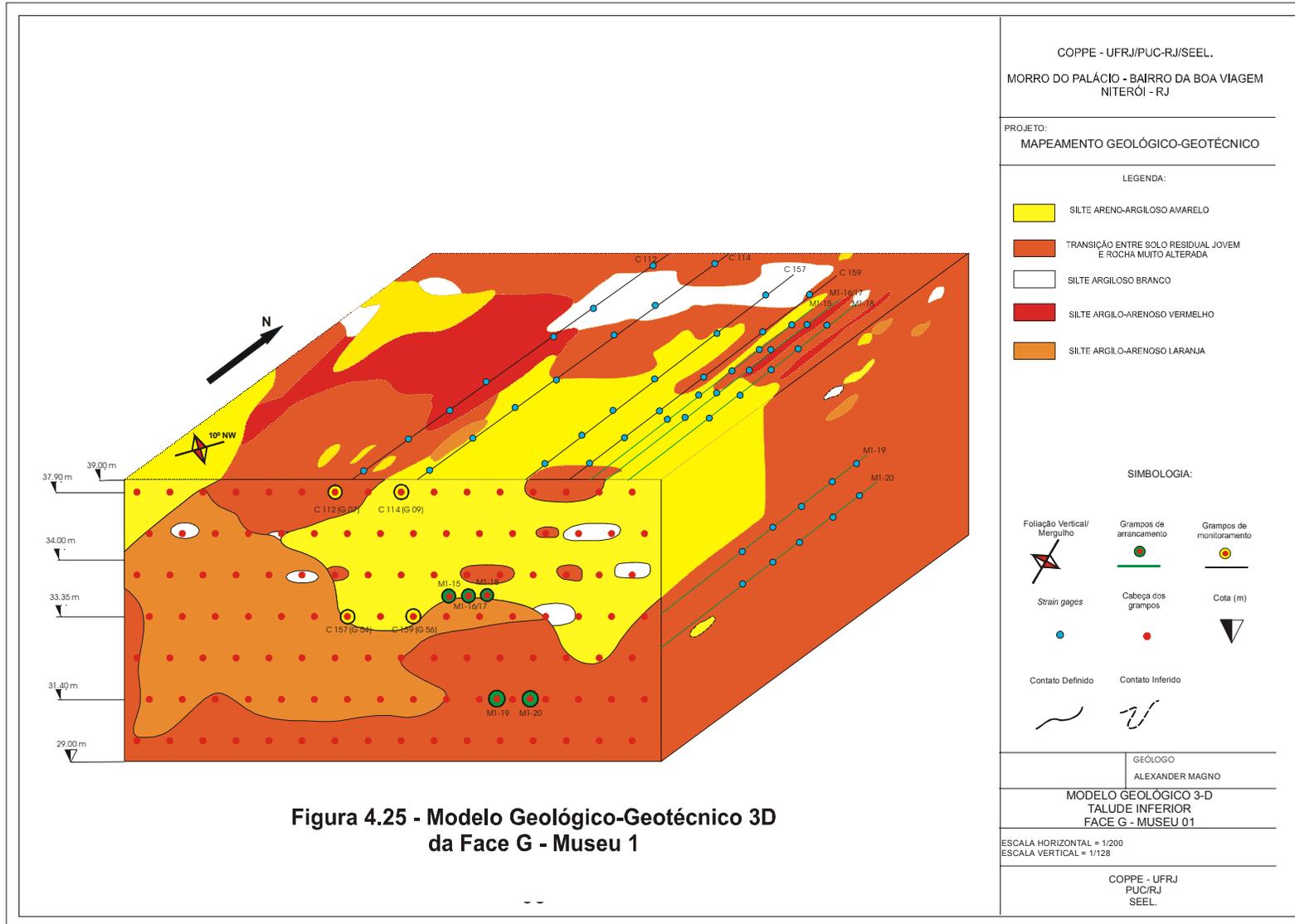


Figura 106. Modelo geológico-geotécnico 3D da face G – “Museu 1” (Gomes Silva, 2006).

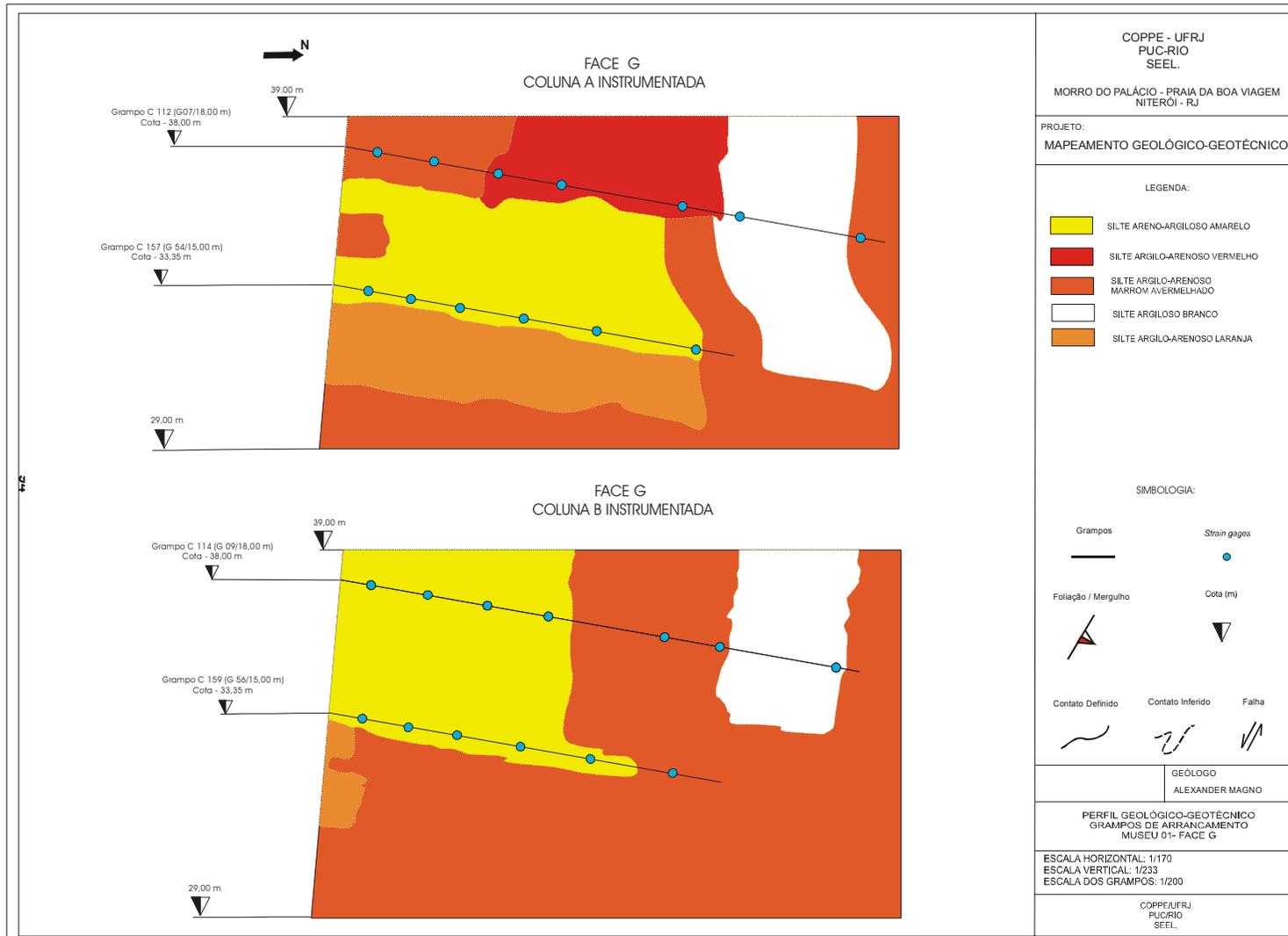


Figura 107. Perfis geológico-geotécnicos longitudinais das colunas A e B, face G – “Museu 1” (Gomes Silva, 2006).

#### 5.2.4. Curva característica

Os solos residuais das encostas brasileiras apresentam-se em geral parcialmente saturados e sofrem variações de umidade (causadas principalmente por chuvas), as quais podem causar alterações no seu comportamento mecânico (Campos, 1974; Lacerda et al., 1985; Vargas, 1999).

A resistência ao cisalhamento dos solos não saturados pode ser avaliada com base no critério de ruptura de Mohr-Coulomb, descrito pela equação (13) (Fredlund e Rahardjo, 1993).

$$\tau = c + (\sigma - u_a) \tan \phi', \text{ onde } c = c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad \text{eq.(13)}$$

onde  $\sigma$  é a tensão total,  $u_a$  a pressão intersticial de ar (poro-pressão de ar),  $u_w$  a pressão intersticial de água (poro-pressão de água). A expressão  $(u_a - u_w)$  é chamada de tensão de sucção ou sucção mátrica;  $c'$  é o intercepto de coesão efetiva,  $\phi'$  é o ângulo de atrito interno com relação à variação de  $(\sigma - u_a)$  e  $\phi^b$  é o ângulo de resistência com relação à variação da sucção mátrica.

Para a obtenção do ângulo  $\phi^b$ , pode-se fazer uso de ensaios triaxiais ou de cisalhamento direto, com controle de sucção. O valor de  $\phi^b$  não é constante, podendo variar com o nível de sucção (Escário e Sáez, 1986; Fonseca, 1991; Delgado, 1993; Futai et al., 2004; Soares, 2005). No caso de solos residuais, decorrentes de alteração de rocha de biotita-gnaiss, Delgado (1993) mostrou, em ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada, que o ângulo  $\phi^b$  varia para níveis de sucção entre 5 e 100kPa. A Figura 108 apresenta os resultados da variação de  $\phi^b$  para um solo residual, onde os ângulos  $\phi^b$  estão normalizados pelo valor de  $\phi'$  do material. A razão  $\phi^b/\phi'$  diminui até o nível de sucção de 100kPa (De Campos e Delgado, 1995).

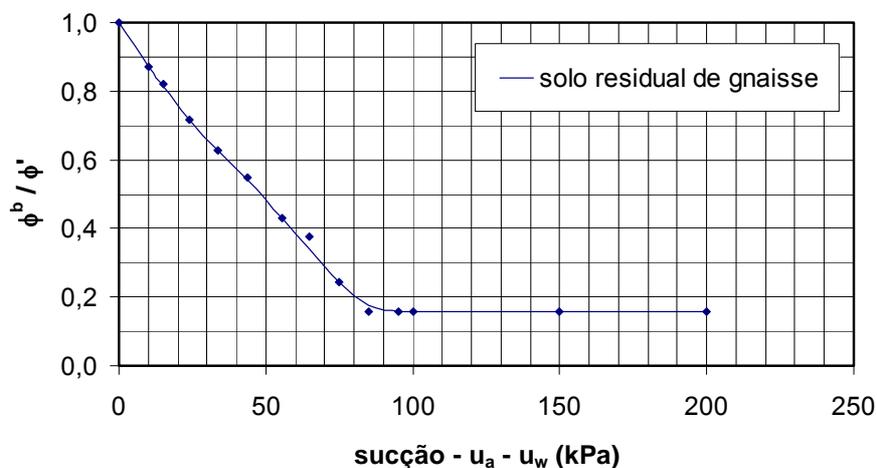


Figura 108. Variação de  $\phi^b / \phi'$  com o nível de sucção em ensaios de cisalhamento direto (modificado de De Campos e Delgado, 1995).

As variações de  $\phi^b$  e  $\phi'$  implicam em uma envoltória geral de resistência de solos não saturados representada por uma superfície curva. Do ponto de vista prático, em análises de estabilidade de solos tropicais não saturados, pode-se considerar envoltórias lineares para faixas limitadas de variação de sucção (De Campos, 1997).

O intercepto de coesão aparente  $c_u$  (Taylor, 1948) é a parcela responsável pelo acréscimo de resistência apresentado pelos solos não saturados. Seu valor é igual ao parâmetro  $c'$  quando o solo está saturado. Considerando-se  $\phi^b$  constante, a coesão aparente aumenta linearmente com o aumento da sucção.

A influência da parcela de sucção na estabilidade de taludes naturais em solos residuais pode ser vista no trabalho de Campos (1984). Sua pesquisa apresentou retroanálises de 7 casos históricos nos quais a ruptura esteve associada a uma perda ou redução da sucção por infiltração da água das chuvas.

Na presente pesquisa, o estudo da influência da sucção na resistência ao cisalhamento do talude grampeado, na condição não saturada, será tratado apenas em termos da sucção mátrica, desprezando assim a parcela referente à sucção osmótica, que pouco contribui para descrever o comportamento de solos tropicais brasileiros com pouca ou nenhuma salinidade (Fredlund, 1979; Alonso et al., 1987; Fonseca, 1991).

Para se estudar a influência da sucção na resistência do talude em solo grampeado, foram obtidas 2 curvas características (curvas de umedecimento) em pontos distintos do perfil de escavação para se conhecer a influência da sucção na resistência ao cisalhamento do maciço. As relações entre umidade volumétrica e sucção mátrica foram obtidas a partir de corpos de provas indeformados de solo residual maduro (Bloco B2M) e residual jovem (Bloco B6M).

As curvas características foram determinadas com a técnica do papel filtro. Detalhes do método assim como os procedimentos de calibração do papel podem ser vistos em Chandler e Gutierrez (1986), Fredlund e Rahardjo (1993), Marinho, (1994 e 1997a) e Soares (2005). O método do papel filtro tem se mostrado eficiente em obter a sucção de amostras durante a secagem (Marinho e Chandler, 1993) e umedecimento (Marinho, 1994). A partir dos valores estimados de sucção matricial, obtidos nas curvas características e com o grau de saturação do terreno, pode-se obter os parâmetros de resistência do solo em condições não saturadas. Adicionalmente, pode-se realizar análises de estabilidade ressaltando a contribuição da sucção na estabilidade do maciço. Estes estudos estão detalhados no Capítulo 6.

As correlações entre a curva característica e a resistência dos solos não saturados exigem uma cuidadosa determinação da curva característica. Isto é feito com um ajuste matemático dos dados experimentais. O número de pontos experimentais tem

pouca influência na qualidade do ajuste dos dados de laboratório, desde que estes sejam representativos de toda a curva característica (Leong e Rahardjo, 1998). O modelo empregado na presente pesquisa foi o de Fredlund e Xing (1994) que relaciona sucção com umidade volumétrica ( $\theta$ ). A partir dos valores de umidade volumétrica e porosidade ( $n$ ) de cada ponto experimental, é possível determinar o grau de saturação ( $S$ ) (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Diversas proposições matemáticas para modelagem da curva característica e avaliação da sua aplicabilidade a solos brasileiros podem ser vistas em Gerscovich e Sayão (2002) e Gerscovich et al. (2004).

A Figura 109 mostra as curvas características obtidas para os blocos B2M e B6M a partir do ajuste dos dados experimentais pelo modelo de Fredlund e Xing (1994). Este modelo apresentou melhor qualidade de ajuste que a proposição de Van Genuchten (1980), utilizada preliminarmente.

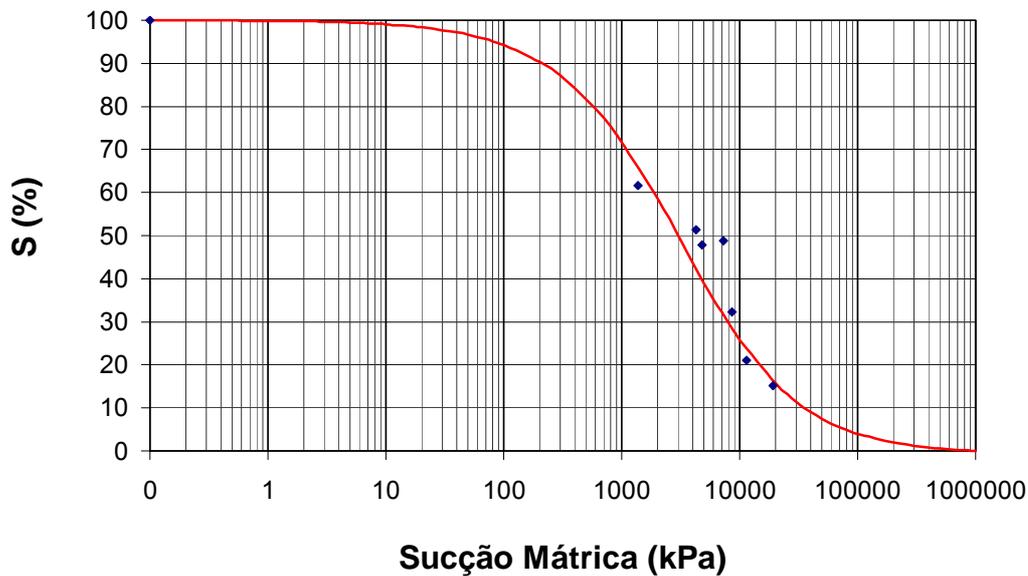
Os valores de sucção mátrica observados nas curvas características (Figura 109) não correspondem à faixa de valores usualmente encontrados com tensiômetros, em encostas naturais de solos residuais de gnaíse. Para a condição de umidade natural os valores típicos de grau de saturação (no campo) variam entre 30% e 60%, podendo alcançar maiores valores durante a estação chuvosa. Estes números correspondem a uma faixa de variação de sucção da ordem de 20 a 400kPa (Fonseca, 1991; de Campos et al., 1992; Delgado, 1993; Bressani, 1997; Coutinho et al., 1997; Ridley et al. 1997; Soares, 1999; Santos e Vilar, 2004).

Para umidades volumétricas inferiores a 20% ( $S_o < 50\%$ ), os valores de sucção, obtidos das curvas características, foram bem mais elevados (maiores que 500kPa). Este fato também foi reportado por Futai et al. (2004) e Futai e Suzuki (2006), cujos valores de sucção, obtidos na curva característica, alcançaram valores superiores a 1000kPa para  $S_o \cong 60\%$  (solo saprolítico siltoso de gnaíse).

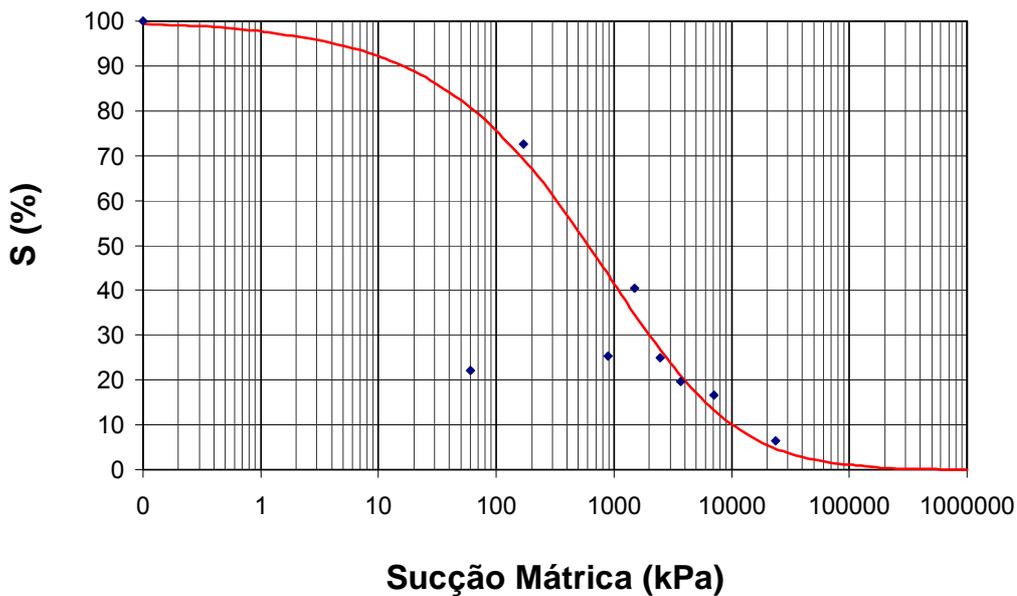
Tendo em vista os elevados valores de sucção observados nos ensaios, novos pontos foram definidos com o objetivo de validar os resultados apresentados. Dois pontos adicionais foram obtidos para o solo residual jovem (Figura 109b), não sendo possível a realização de novos ensaios no solo residual maduro, devido à ausência de material representativo daquele solo.

Embora sejam apenas dois pontos adicionais, os resultados indicam uma tendência da curva em se posicionar mais à esquerda, correspondendo a valores menores de sucção, para  $S \cong 25\%$ . Vale ressaltar que os procedimentos de execução dos ensaios seguiram as recomendações de Marinho (1994 e 1997a). Foram descartadas as hipóteses de eventuais falhas na execução dos ensaios, tais como:

tempo de pesagem do papel filtro, contato entre o papel filtro e a amostra de solo, tempo de equilíbrio para a medição da sucção e erros nas leituras das pesagens do papel e do solo (Marinho, 1994 e 1997a). Com relação ao primeiro aspecto, Villar e de Campos (2001) reportaram que, mesmo para o caso de papéis em cápsulas fechadas, uma demora de 2 a 3 minutos para a pesagem pode acarretar erros apreciáveis no valor da massa do papel filtro (mesmo monitorando-se a variação da umidade com o tempo de pesagem). Nesta campanha experimental, o tempo de cada pesagem foi de apenas 10 segundos.



(a) Bloco B2M (solo residual maduro)



(b) Bloco B6M (solo residual jovem)

Figura 109. Curva Características.

A disparidade entre os valores de sucção estimados no campo e obtidos no laboratório pode estar associada à forma da curva característica, que reflete o modo de retenção de água no material e é influenciada pela estrutura e mineralogia do solo. Segundo Marinho (1997b), para valores de sucção de até 100kPa, a retenção depende de efeitos capilares e distribuição dos poros do solo. Para valores maiores de sucção, fenômenos de adsorção passam a ter papel importante.

Um estudo mais detalhado da influência dos fatores mencionados na relação sucção-umidade de solos residuais deve ser realizado, com mais ensaios de curva característica, medição da sucção no campo e análises mineralógicas destes solos.

### 5.2.5. Compressão confinada

A determinação dos parâmetros de compressibilidade do solo foi obtida em ensaios de compressão confinada, com carregamento incremental SIC (*Standard Incremental Consolidation*), padronizado por Taylor (1942). Foram realizados dois ensaios de compressão confinada em corpos de prova indeformados de solo residual maduro (Bloco M2A) e solo residual jovem (Bloco M6A). A moldagem dos corpos de prova foi realizada diretamente nos blocos indeformados com a cravação manual do anel de moldagem, em aço inoxidável, de ponta biselada. Os corpos de prova apresentaram altura de 1,97cm e diâmetro de 8,78cm. A Figura 110 ilustra os corpos de prova antes da execução dos ensaios.



Figura 110. Corpos de prova dos ensaios de compressão confinada.

Para a execução dos ensaios de compressão confinada foram utilizadas prensas do tipo Bishop, descritas em Sayão (1980). Na montagem da célula de adensamento, foram utilizadas pedras porosas e papéis filtro no topo e na base dos corpos de provas. As pedras porosas foram previamente saturadas em água fervente e a seguir resfriadas, sendo o papel filtro previamente mergulhado em água destilada no instante da sua utilização.

Logo após a moldagem dos corpos de prova, foram realizadas as determinações de peso específico e umidade natural (3 determinações). Posteriormente, as amostras ficaram submersas em água destilada por um período de 24 horas, antes do início do carregamento do solo. Os corpos de provas permaneceram submersos durante a realização dos ensaios.

A aplicação da carga vertical, constante em cada estágio do ensaio, foi obtida através de pesos previamente aferidos. Os estágios de carregamento seguiram a razão incremental de carga ( $\Delta\sigma_v / \sigma_v$ ) de aproximadamente 1,0 e tiveram duração de 24 horas cada. O primeiro estágio de carregamento foi de 3kPa, equivalente a uma pressão de assentamento e o último estágio de carregamento foi de 800kPa. Logo em seguida o corpo de prova sofreu um descarregamento para as seguintes pressões verticais: 200kPa, 50kPa e 10kPa.

A variação da leitura do extensômetro com o tempo, em cada estágio, foi acompanhada e registrada para os seguintes valores de tempos: 0, 6", 15", 30", 1', 2', 4', 8', 15', 30', 1h, 2h, 4h, 8h e 24h.

A maneira convencional de apresentar os resultados dos ensaios é em gráficos de índice de vazios *versus* tensão efetiva final de cada estágio. Sendo não linear a variação da deformação com as tensões, obtém-se para determinados níveis de tensão os seguintes parâmetros (Lambe e Whitman, 1969):

- Coeficiente de compressibilidade ( $a_v$ ):

$$a_v = -\frac{de}{d\sigma_v} \quad \text{eq. (14)}$$

- Coeficiente de variação volumétrica ( $m_v$ ):

$$m_v = -\frac{d\varepsilon_v}{d\sigma_v} \quad \text{eq. (15)}$$

- Módulo de compressão edométrica (D):

$$D = \frac{d\sigma_v}{d\varepsilon_v} = \frac{1}{m_v} \quad \text{eq. (16)}$$

Onde:

$$d\varepsilon_v = -\frac{de}{1+e_0} \quad \text{eq. (17)}$$

$d\varepsilon_v$  = variação da deformação volumétrica;  $de$  = variação do índice de vazios do corpo de prova;  $d\sigma_v$  = variação da tensão vertical;  $e_0$  = índice de vazios inicial.

A partir da inclinação da curva e  $x \log \sigma'_v$ , determinam-se os parâmetros de compressibilidade (índice de compressão -  $C_c$  e índice de recompressão -  $C_r$ ), dos materiais ensaiados.

A tensão de escoamento ( $\sigma_{esc}$ ), similar à tensão de pré-adensamento de solos sedimentares saturados, foi obtida graficamente pelo Método de Pacheco Silva (1970). Esta tensão não está associada a uma eventual história de tensões do solo, mas sim a um aumento da compressibilidade decorrente de uma desestruturação do solo (Leroueil e Vaughan, 1990). A tensão de escoamento refere-se à tensão em que há redução brusca do índice de vazios, resultante da quebra das ligações intergranulares de cimentação do solo. O efeito da cimentação no comportamento mecânico de solos residuais de gnaiss pode ser observado pelos resultados de ensaios de compressão triaxial ou de compressão edométrica (Maccarini e de Mello, 1994; Oliveira et al., 2002). Nestes, quando os resultados são apresentados em gráficos de variação do índice de vazios em função da tensão aplicada, observa-se uma alteração da curva, para um certo nível de tensão correspondente à tensão de escoamento ( $\sigma_{esc}$ ). Quando o material é carregado abaixo da tensão de escoamento, as deformações são pequenas e reversíveis (comportamento elástico). Para tensões aplicadas maiores que  $\sigma_{esc}$ , o solo apresenta comportamento plástico, com deformações grandes e irreversíveis.

O coeficiente de adensamento do solo ( $c_v$ ) foi determinado diretamente a partir do Método de Casagrande (ou  $\log t$ ). O coeficiente de permeabilidade do solo ( $k$ ) pode ser estimado admitindo-se a teoria unidimensional de Terzaghi. Para solos saturados, o valor de  $k$  é definido pela expressão:

$$k = \frac{c_v \cdot a_v \cdot \gamma_w}{(1+e)} \quad \text{eq. (18)}$$

Onde:  $c_v$  - coeficiente de adensamento;  $a_v$  - coeficiente de compressibilidade;  $\gamma_w$  - peso específico da água;  $e$  - índice de vazios do solo.

O efeito da deformabilidade do sistema nas características tensão-deformação dos materiais ensaiados foram considerados nos ensaios realizados. Segundo de

Campos (1980), a influência de cada um dos elementos (pedras porosas, papel filtro, parte metálica da prensa e disco de aplicação de carga), é bastante alta em comparação com a deformação do solo. No caso de solos rijos, Küpper e Costa Filho (1984) indicaram que a compressibilidade do equipamento convencional de ensaios de carregamento unidimensional pode afetar significativamente os valores de módulo de compressão edométrica, índice de compressibilidade e pressão de pré-adensamento. Em amostras de argila vermelha rija de São Paulo, os resultados indicaram erros da ordem de 26% no módulo de compressão edométrica, associados à influência da deformabilidade do equipamento utilizado. É necessário, portanto, que esta compressibilidade seja descontada, por meio de calibrações prévias, das deformações verticais medidas (ensaios com corpos de prova de aço). Esta correção, sugere os pesquisadores, deve ser sempre imposta quando se ensaiar corpos de prova de solos residuais, argilas fortemente sobreadensadas, solos compactados, enrocamentos, etc.

Os dados dos corpos de prova dos solos residuais ensaiados encontram-se reunidos nas Tabelas 33 e 34. Nestas tabelas estão apresentados: as dimensões do corpo de prova (diâmetro -  $\phi_{CP}$  e altura -  $H_{CP}$ ), teor de umidade inicial ( $w_o$ ), índice de vazios inicial ( $e_o$ ), grau de saturação inicial ( $S_o$ ), porosidade inicial ( $n_o$ ), peso específico dos grãos ( $\gamma_s$ ), peso específico natural ( $\gamma_{nat}$ ), peso específico seco ( $\gamma_d$ ), peso específico saturado ( $\gamma_{sat}$ ), grau de saturação final ( $S_f$ ) e teor de umidade final ( $w_f$ ) para cada ensaio.

Tabela 33. Dados do corpo de prova (solo residual maduro - B2M)

$\phi_{CP}$ (cm)	$H_{CP}$ (cm)	$w_o$ (%)	$e_o$	$S_o$ (%)	$n_o$ (%)
8,78	1,97	13,8	0,720	52,0	41,9
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$S_f$ (%)	$w_f$ (%)
26,67	17,64	15,51	19,61	100	23,2

Tabela 34. Dados do corpo de prova (solo residual jovem - B6M)

$\phi_{CP}$ (cm)	$H_{CP}$ (cm)	$w_o$ (%)	$e_o$	$S_o$ (%)	$n_o$ (%)
8,78	1,96	5,1%	0,532	26,1	34,7
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$S_f$ (%)	$w_f$ (%)
26,59	18,24	17,35	20,76	100	16,4

Os parâmetros obtidos nos ensaios de compressão confinada estão apresentados nas Tabelas 35 e 36. Vale ressaltar que os ensaios foram realizados com correção da deformabilidade do sistema, seguindo os procedimentos sugeridos por Campos (1980) e Küpper e Costa Filho (1984).

Tabela 35. Resultados do ensaio de compressão confinada (solo residual maduro - B2M), com correção da deformabilidade do sistema

Estágio	$\sigma_n$ (kPa)	$c_v$ (cm <sup>2</sup> /s)	e	$a_v$ (kPa <sup>-1</sup> )	$m_v$ (kPa <sup>-1</sup> )	D (kPa)	k (cm/s)
1	2,94	---	0,719	---	---	---	---
2	6,13	5,48E-2	0,718	3,01E-4	1,8E-4	5702	9,42E-7
3	12,26	6,74E-2	0,714	6,98E-4	4,1E-4	2456	2,69E-6
4	24,52	5,87E-2	0,702	9,33E-4	5,5E-4	1825	3,16E-6
5	49,03	6,30E-2	0,688	5,88E-4	3,5E-4	2873	2,15E-6
6	98,07	5,23E-2	0,672	3,19E-4	1,9E-4	5247	9,78E-7
7	196,13	7,98E-2	0,647	2,63E-4	1,6E-4	6270	1,25E-6
8	392,27	4,04E-2	0,599	2,43E-4	1,5E-4	6579	6,02E-7
9	784,54	3,62E-2	0,531	1,73E-4	1,1E-4	8854	4,01E-7
10	196,13	---	0,535	6,38E-6	4,2E-6	240574	---
11	49,03	---	0,546	7,54E-5	4,9E-5	20511	---
12	12,26	---	0,549	8,78E-5	5,7E-5	17637	---

Onde:  $\sigma_n$ =tensão normal;  $c_v$ =coeficiente de adensamento; e=índice de vazios;  $a_v$ =coeficiente de compressibilidade;  $m_v$ =coeficiente de variação volumétrica; D=módulo de compressão edométrica e k=coeficiente de permeabilidade.

Tabela 36. Resultados do ensaio de compressão confinada (solo residual jovem - B6M), com correção da deformabilidade do sistema

Estágio	$\sigma_n$ (kPa)	$c_v$ (cm <sup>2</sup> /s)	e	$a_v$ (kPa <sup>-1</sup> )	$m_v$ (kPa <sup>-1</sup> )	D (kPa)	k (cm/s)
1	2,94	---	0,535	---	---	---	---
2	6,13	3,78E-2	0,534	1,47E-4	9,6E-5	10426	3,56E-7
3	12,26	5,43E-2	0,530	6,76E-4	4,4E-4	2264	2,35E-6
4	24,52	5,85E-2	0,524	5,48E-4	3,6E-4	2778	2,07E-6
5	49,03	5,13E-2	0,514	3,83E-4	2,5E-4	3957	1,27E-6
6	98,07	5,47E-2	0,499	3,00E-4	2,0E-4	5003	1,07E-6
7	196,13	4,75E-2	0,483	1,68E-4	1,1E-4	8817	5,29E-7
8	392,27	4,47E-2	0,465	9,25E-5	6,3E-5	15841	2,77E-7
9	784,54	4,68E-2	0,438	6,90E-5	4,8E-5	20851	2,20E-7
10	196,13	---	0,446	1,37E-5	9,5E-6	105655	---
11	49,03	---	0,456	6,91E-5	4,7E-5	21075	---
12	12,26	---	0,466	2,59E-4	1,8E-4	5651	---

Onde:  $\sigma_n$ =tensão normal;  $c_v$ =coeficiente de adensamento; e=índice de vazios;  $a_v$ =coeficiente de compressibilidade;  $m_v$ =coeficiente de variação volumétrica; D=módulo de compressão edométrica e k=coeficiente de permeabilidade.

O efeito da deformabilidade do sistema pode ser observado nas Figuras 111 e 112, onde são apresentadas as curvas  $e$  vs.  $\log \sigma'_v$  com e sem correção da deformação do equipamento. o solo foi inicialmente carregado até um nível de tensões de 800kPa. Em seguida, o solo sofreu um descarregamento até um nível de tensões próximo a 10kPa. Observa-se que a influência da deformabilidade do sistema é alta, sendo mais evidente à medida que se prossegue o carregamento dos corpos de prova.

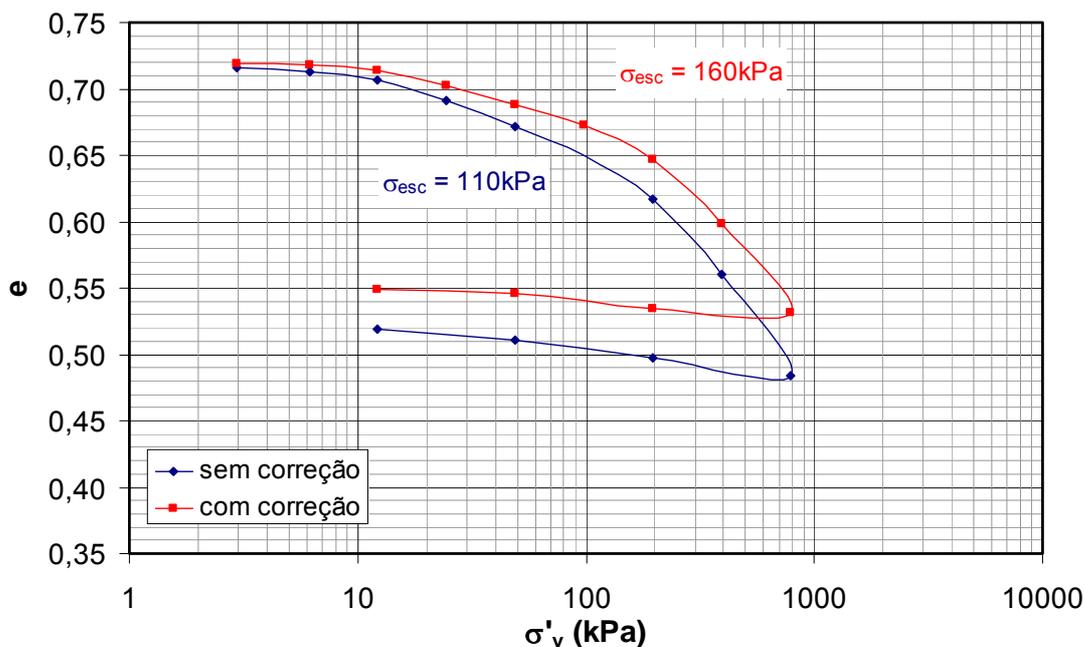


Figura 111. Curva  $e$  x  $\log \sigma'_v$  - Bloco B2M (solo residual maduro).

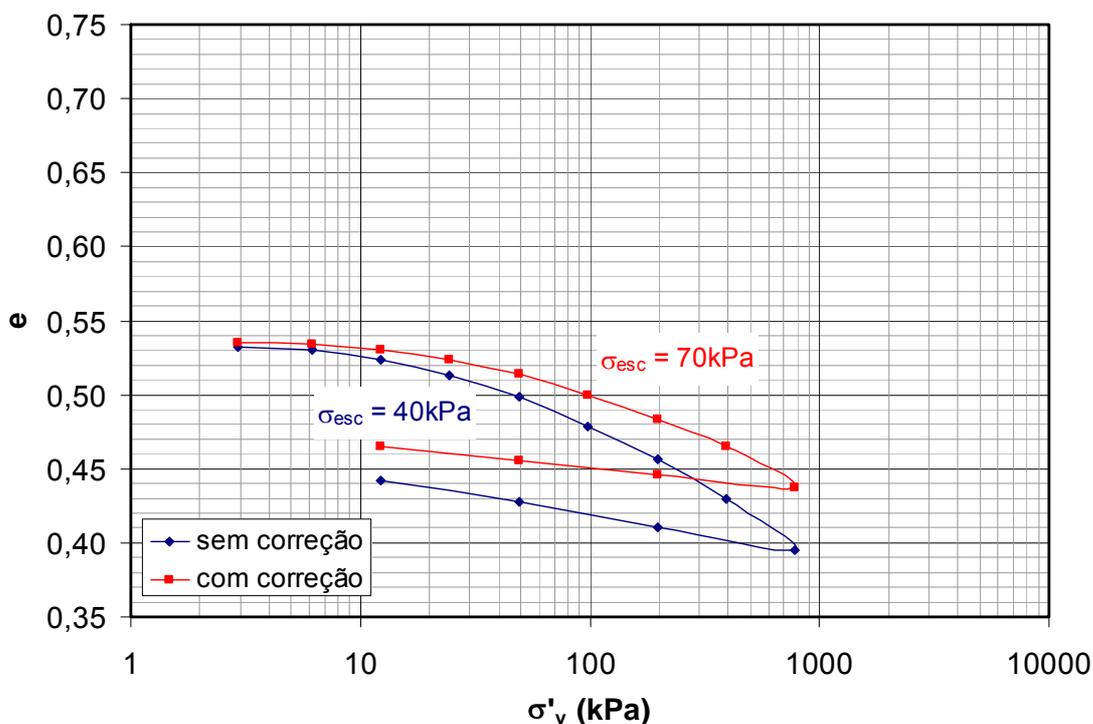


Figura 112. Curva  $e$  x  $\log \sigma'_v$  - Bloco B6M (solo residual jovem).

A Tabela 37 apresenta uma comparação entre os valores dos parâmetros de compressibilidade, obtidos em ambos os ensaios (blocos B2M e B6M). São indicados também os valores de tensão de escoamento ( $\sigma_{esc}$ ). Nesta tabela, verifica-se uma diferença substancial entre os valores de  $C_c$  e  $C_r$ , chegando-se a 20% no caso do índice de compressão e a 65% no caso do índice de recompressão para o solo residual jovem (Bloco B6M). Também pode se observar que a compressibilidade diminuiu com a profundidade. Com relação à tensão de escoamento, a ocorrência de valores distintos para os dois corpos de prova decorre principalmente da heterogeneidade natural do solo. Para o ensaio com correção da deformabilidade do sistema, a tensão de escoamento do solo residual maduro é superior a duas vezes o valor obtido para o solo residual jovem.

Tabela 37. Parâmetros de compressibilidade e tensão de escoamento

Corpo de prova	Com correção			Sem correção		
	$\sigma_{esc}$ (kPa)	$C_c$	$C_r$	$\sigma_{esc}$ (kPa)	$C_c$	$C_r$
B2M	160	0,206	0,027	110	0,186	0,023
B6M	70	0,070	0,017	40	0,084	0,028

A partir dos resultados apresentados na Tabela 37, pode-se definir uma aproximação entre o índice de compressão equivalente ( $C_c$ ) e o índice de vazios inicial ( $e_o$ ), para os ensaios com correção da deformabilidade do sistema. Esta aproximação, apresentada pela equação (19), deve ser validada com a realização de mais ensaios de compressão confinada em solos residuais.

$$C_c = 0,7234 \cdot e_o - 0,3149 \quad \text{eq. (19)}$$

Os resultados gráficos de coeficiente de adensamento ( $c_v$ ), coeficiente de permeabilidade ( $k$ ), coeficiente de variação volumétrica ( $m_v$ ) e módulo de compressão edométrica ( $D$ ) *versus* pressão vertical de adensamento ( $\sigma'_v$ ) encontram-se no Apêndice 01 (Figuras A01 a A08). A partir destes resultados, pode-se concluir que os valores médios de coeficiente de adensamento ( $c_v$ ) foram da ordem de  $5,7 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$  e  $5,0 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$  para os corpos de prova referentes ao solo residual maduro e jovem, respectivamente. O coeficiente de permeabilidade médio ( $k$ ) do maciço, obtido de forma indireta pela equação (18), foi da ordem de  $10^{-6} \text{ cm/s}$ . Este valor corresponde tipicamente à permeabilidade de solos siltosos. Com relação ao módulo de compressão edométrica ( $D$ ) vale ressaltar a influência da deformabilidade do sistema nos resultados obtidos. Foi observado que esta influência é bastante significativa para os primeiros estágios de carregamento. No caso do solo residual jovem (Bloco M6A), as diferenças

chegaram a 76% para o 1º estágio de carregamento. Para o solo residual maduro (Bloco M2A), a diferença observada foi um pouco menor, alcançando o valor de 64% para o estágio inicial do ensaio.

### **5.2.6. Cisalhamento direto**

Foram realizados 15 ensaios de cisalhamento direto de corpos de prova obtidos de amostras indeformadas de solo residual jovem (Bloco 5M) e maduro (Bloco 2M), sob as diversas condições de umidade. No caso do solo residual jovem, foi avaliado também o efeito da estrutura no comportamento do material. Todos os corpos de prova foram moldados com cerca de 10cm de lado e 2cm de altura.

Os ensaios foram realizados com corpos de prova cisalhados na umidade natural e submersos em água. Estes procedimentos tiveram como objetivo obter uma avaliação inicial da influência da sucção do solo nos parâmetros de resistência, visto que uma variação no teor de umidade, em geral de ordem climática, pode acarretar alterações no comportamento mecânico do solo.

Adicionalmente, foi realizado um estudo do efeito da estrutura na resistência para o caso do solo residual jovem, onde os bandeamentos da rocha (planos de xistosidade) são visíveis no material. Como os solos residuais se caracterizam pela heterogeneidade herdada da rocha mãe, em certos casos, é possível que o material ensaiado apresente um comportamento anisotrópico. A anisotropia faz com que as características de resistência e deformação dos solos dependam da direção do carregamento. Neste caso, foram moldados corpos de prova com planos de xistosidade paralelos e perpendiculares ao plano horizontal de ruptura.

Para a execução dos ensaios, foi utilizada uma prensa de cisalhamento com deformação controlada do laboratório da PUC-Rio (Figura 113). As tensões de confinamento vertical ( $\sigma_n$ ) aplicadas nos corpos de prova foram de 50kPa, 100kPa e 200kPa. É interessante mencionar que, em todos os corpos de prova ensaiados, 90% da compressão total ocorreu rapidamente, para intervalos de tempo inferiores a 15 segundos após a aplicação da carga vertical.



Figura 113. Prensa de deformação controlada utilizada pelo laboratório de geotecnia da PUC-Rio.

O cisalhamento, sob condições drenadas, foi realizado com uma velocidade  $v=0,0487\text{mm/min.}$ , definida pelas recomendações empíricas de Gibson e Henkel (1954). Estas formulações indicam a maior velocidade possível de ser adotada para permitir a adequada dissipação de excessos de poropressão.

As medições de deslocamentos horizontais e verticais nos corpos de prova foram realizadas com transdutores tipo LVDT (*“Linear Variable Differential Transformer”*). A força cisalhante foi medida com uma célula de carga acoplada à caixa de cisalhamento. Detalhes sobre os procedimentos e equipamentos do ensaio de cisalhamento direto podem ser vistos nos trabalhos de Head (1994) e Bardet (1997).

As características iniciais dos corpos de prova ensaiados estão definidas na Tabela 38: tensão normal ( $\sigma_n$ ), peso específico natural ( $\gamma_{\text{nat}}$ ), peso específico aparente seco ( $\gamma_{\text{do}}$ ), teor de umidade ( $w_o$ ), grau de saturação ( $S_o$ ) e índice de vazios ( $e_o$ ). A tabela mostra também o teor de umidade final ( $w_f$ ). Para cada ensaio, foram traçadas as curvas de tensão cisalhante ( $\tau$ ) *versus* deslocamento horizontal ( $\delta_h$ ) e deslocamento vertical ( $\delta_v$ ) *versus* deslocamento horizontal ( $\delta_h$ ). Estes gráficos encontram-se disponíveis no Apêndice 01.

Tabela 38. Características dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto

Material	Cota (m)	Ensaio	$\sigma_n$ (kPa)	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{do}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$w_o$ (%)	$S_o$ (%)	$e_o$	$w_f$ (%)
B2M	+56	CP $w_{nat}$	50	18,86	16,44	14,7	64,2	0,62	15,0
			100	17,92	15,57	15,1	57,6	0,71	16,4
			200	17,68	15,28	15,7	57,3	0,75	13,8
		CP $w_{sub}$	50	17,14	14,58	17,6	57,7	0,83	26,7
			100	17,10	14,66	16,7	55,3	0,82	23,5
			200	19,07	16,54	15,3	68,1	0,61	24,1
B5M	+39	CP $w_{sub}$ PR//	50	17,70	16,03	10,4	42,7	0,66	22,9
			100	17,22	15,83	8,7	34,7	0,68	23,6
			200	17,60	15,57	13,0	49,7	0,71	21,8
		CP $w_{nat}$ PR//	50	19,85	18,15	9,4	54,4	0,47	10,4
			100	18,12	16,71	8,4	38,5	0,60	11,6
			200	18,67	17,23	8,3	41,3	0,55	14,5
		CP $w_{sub}$ PR $\perp$	50	18,51	17,00	8,9	42,4	0,57	19,1
			100	18,73	17,23	8,7	43,3	0,55	21,4
			200	18,36	16,91	8,6	40,4	0,58	23,4

Onde: CP  $w_{nat}$  = corpo de prova cisalhado na umidade natural; CP  $w_{sub}$  = corpo de prova cisalhado em condições de submersão em água; PR// = plano de ruptura paralelo à xistosidade; PR $\perp$  = plano de ruptura perpendicular à xistosidade.

A Figura 114 apresenta um corpo de prova moldado de solo residual maduro (Bloco 2M) e jovem (Bloco 5M), com diferentes orientações do bandejamento herdado da rocha matriz.



(a) solo residual maduro



(b) solo residual jovem (bandejamento paralelo)



(c) solo residual jovem (bandejamento perpendicular)

Figura 114. Corpos de prova moldados para os ensaios de cisalhamento direto.

De um modo geral, nos ensaios realizados no solo residual maduro (Bloco B2M), as curvas  $\tau \times \delta_h$  (Figuras A09 e A10) não exibiram pico de resistência (exceto para  $\sigma_n=200\text{kPa}$  com corpo de prova submerso e para  $\sigma_n=50\text{kPa}$  com corpo de prova na umidade natural). Ressalta-se que, nestes ensaios, o valor de  $e_o$  era inferior aos demais, o que pode justificar esta mudança no padrão de comportamento do material. As tensões cisalhantes cresceram lentamente com o deslocamento horizontal, atingindo um valor máximo para grandes deslocamentos (da ordem de 10mm a 13mm). As medições de deslocamentos verticais durante o ensaio mostraram, de certa forma, que os corpos de prova diminuem de altura durante os ensaios ( $\delta_v$  positivo equivale a compressão). A exceção foi para o corpo de prova cisalhado na umidade natural, que apresentou expansão, sobre tensão normal de 50kPa. Ajustando-se a envoltória linear de resistência máxima, delimitada pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb, obtém-se para o solo residual maduro um ângulo de atrito máximo de  $37,3^\circ$  (CP submerso) e  $45,9^\circ$  (CP na umidade natural). Este último valor, de certa forma elevado, pode estar afetado pela não homogeneidade do material. Não foi considerado o efeito de curvatura para o traçado da envoltória dos solos residuais. De Campos (1997) sugere que a envoltória geral de resistência de solos não saturados deve ser representada por uma superfície curva, definida com mais de 3 pontos. O intercepto de coesão foi nulo, para cisalhamento com o corpo de prova submerso e 16,9kPa no ensaio na umidade natural. A Figura 115 ilustra as envoltórias de resistência para os dois conjuntos de ensaios realizados no solo residual maduro (cisalhamento com corpo de prova na umidade natural e submerso).

Com relação às curvas  $\tau \times \delta_h$  dos ensaios realizados no solo residual jovem - Bloco 5M (Figuras A11 a A13) observa-se, que na maioria dos casos, não há um pico de resistência bem definido, sendo a ruptura acontecendo para grandes deslocamentos horizontais (superiores a 10mm). No entanto, para as tensões nominais de 50kPa, nos corpos de prova moldados com o bandeamento paralelo ao plano de ruptura, a tensão cisalhante máxima ocorreu para deslocamentos horizontais da ordem de 2,5mm. Esta observação pode estar associada às diferenças na compactação do material. Observou-se, ainda, que os corpos de prova apresentaram redução de altura para  $\sigma_n=200\text{kPa}$ . Para tensões normais inferiores, houve um aumento da altura do corpo de prova (expansão), após a ruptura.

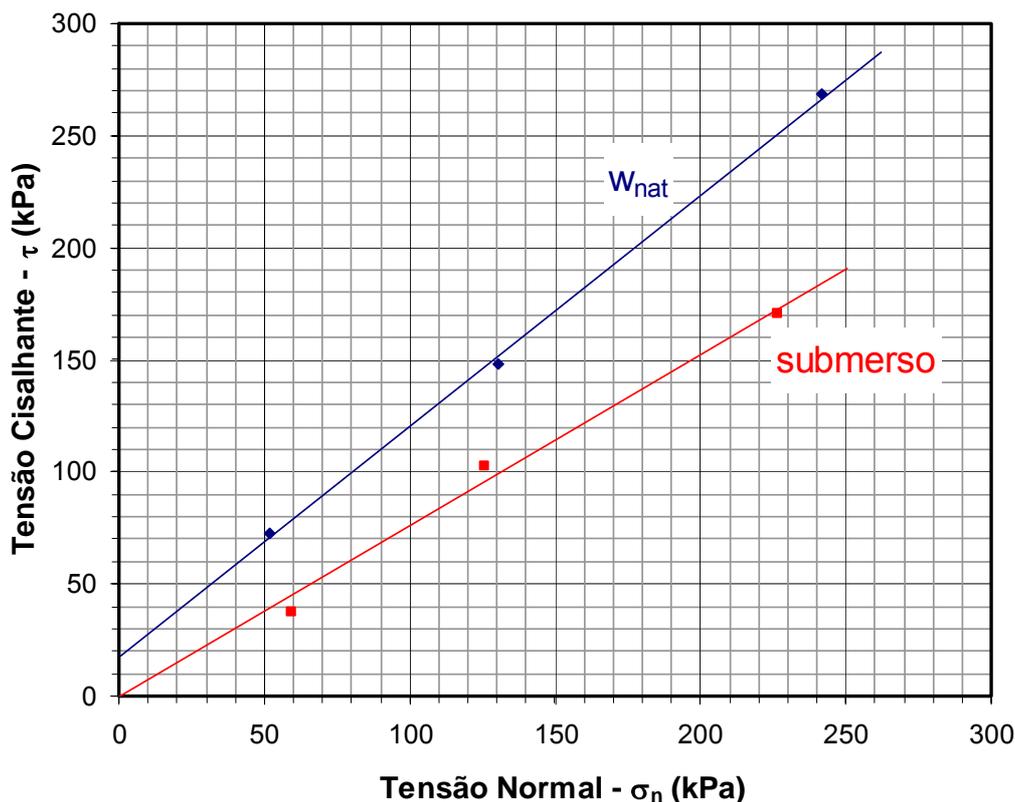


Figura 115. Envoltória de resistência ao cisalhamento do solo residual maduro (Bloco B2M).

As envoltórias de resistência do material na condição submersa, com bandejamento paralelo e perpendicular ao plano de horizontal de ruptura, são apresentadas na Figura 116. Observa-se que a diferença entre os parâmetros de resistência é relevante, permitindo concluir que, o solo exibe um comportamento levemente anisotrópico, quanto à resistência. O material apresentou maior coesão ( $c'=27,5\text{kPa}$ ) quando ensaiado com xistosidade perpendicular ao plano de ruptura do que com o bandejamento paralelo à superfície de ruptura de cisalhamento ( $c'=12,3\text{kPa}$ ). O ângulo de atrito de resistência máxima variou de  $31,4^\circ$  para  $34,0^\circ$ . O menor valor para o caso do bandejamento perpendicular ao plano de cisalhamento é inesperado (Gobbi et al., 2005) e pode estar associado a diversos fatores: desalinhamento entre o bandejamento e o plano de ruptura, arranjo das partículas, distribuição e tamanho dos poros, tipo de cimentação e composição química e mineralógica do solo (Aleixo, 1998; Souza Neto et al., 2001; Futai et al., 2002). No entanto estas explicações são especulativas, devido ao número limitado de ensaios para o traçado das envoltórias. Para se confirmar a diferença nos valores do ângulo de atrito, faz-se necessária a obtenção de mais pontos no gráfico  $\tau$  vs.  $\sigma_n$ , e, eventualmente, análises microestruturais (microscopia óptica e eletrônica de varredura, por exemplo).

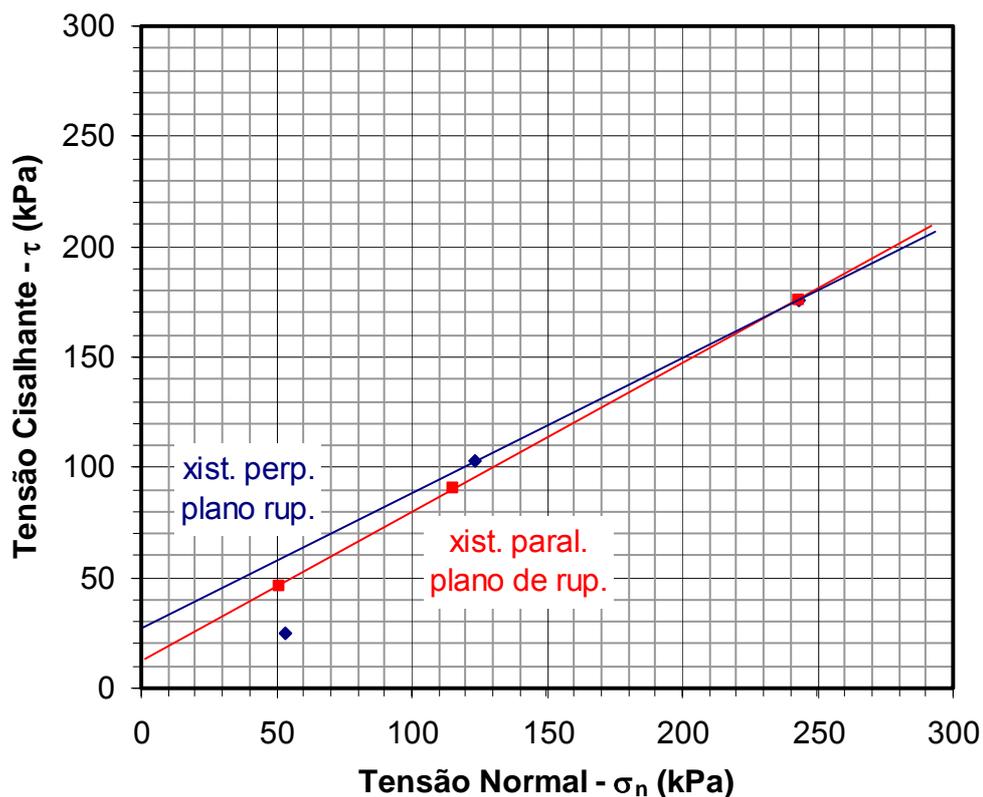


Figura 116. Efeito da direção do bandejamento na envoltória de resistência ao cisalhamento (solo residual jovem - Bloco B5M).

Para os ensaios realizados em corpos de prova cisalhados na umidade natural e na condição submersa (ambos com o bandejamento paralelo ao plano de cisalhamento), é nítida a influência da sucção na resistência ao cisalhamento do material. Há uma redução do intercepto de coesão de 36,3kPa para 12,3kPa e do ângulo de atrito de 38,7° para 34°, quando cisalhamento ocorre em condições de submersão do corpo de prova (Figura 117). A Tabela 39 apresenta um resumo com os resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados.

Tabela 39. Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo residual

Material	Cota (m)	Ensaio	coesão (kPa)	ângulo de atrito
B2M maduro	+56	CP $w_{nat}$	16,9	45,9°
		CP $w_{sub}$	0	37,3°
B5M jovem	+39	CP $w_{sub}$ (PR//)	12,3	34,0°
		CP $w_{nat}$ (PR//)	36,3	38,7°
		CP $w_{sub}$ (PR⊥)	27,5	31,4°

Onde: CP  $w_{nat}$  = corpo de prova cisalhado na umidade natural; CP  $w_{sub}$  = corpo de prova cisalhado em condições de submersão em água; PR // = plano de ruptura paralelo à xistosidade; PR⊥ = plano de ruptura perpendicular à xistosidade.

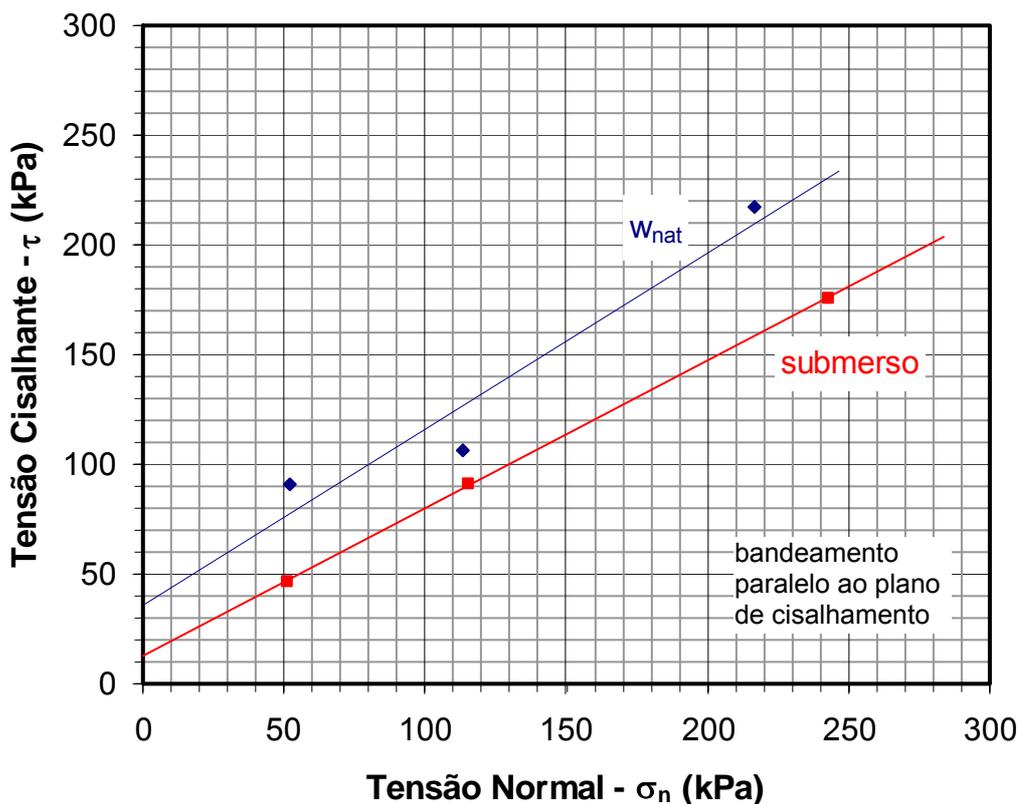


Figura 117. Envoltória de resistência ao cisalhamento do solo residual jovem (Bloco B5M).

### 5.2.7. Ensaio triaxiais

A campanha de ensaios triaxiais, realizada na presente pesquisa, teve como objetivos:

- A determinação dos parâmetros de deformabilidade e de resistência representativos do solo residual jovem e maduro, com a realização de ensaios triaxiais drenados de carregamento axial (CID) e de descarregamento lateral (CID-E), o qual reproduz as trajetórias de tensões seguidas no campo. Uma explanação sobre a obtenção dos parâmetros de deformabilidade nos ensaios triaxiais, para diferentes trajetórias de tensões, encontra-se no Apêndice 02;
- A avaliação expedita da anisotropia no comportamento tensão-deformação-resistência do material estudado (solo residual jovem), com a execução de ensaios triaxiais (CID), com corpos de prova moldados seguindo duas orientações do bandejamento em relação à direção da tensão principal maior.
- O estudo da influência das dimensões dos corpos de prova nos resultados dos ensaios realizados. O efeito de escala é facilmente aceito como tendo uma

grande influência no comportamento do material, principalmente em solos residuais, com presença marcante das descontinuidades da rocha mãe. Assim sendo parece intuitivo que esta influência, será tanto maior quanto menor for a representação do maciço de solo a ser ensaiado. (Marinho, 1986). Para este estudo foram moldados corpos de prova de diferentes dimensões;

- A avaliação expedita da influência da sucção no comportamento tensão-deformação-resistência do solo residual jovem.

Foram realizadas duas séries de ensaios triaxiais drenados, em corpos de prova de 38,1mm (1½”) de diâmetro por 76,2mm de altura e em corpos de prova maiores, de 101,6mm de diâmetro (4”) por 180,0mm de altura. Os ensaios foram feitos em corpos de prova moldados com bandeamento vertical e horizontal das amostras indeformadas representativas do solo residual jovem (Bloco B6M e B6MS) e do solo residual maduro (Bloco B2M e B3MS), conforme ilustra a Figura 118. A caracterização geotécnica e a classificação do material proveniente dos blocos B2M e B6M encontram-se descritas no item 5.2.3.

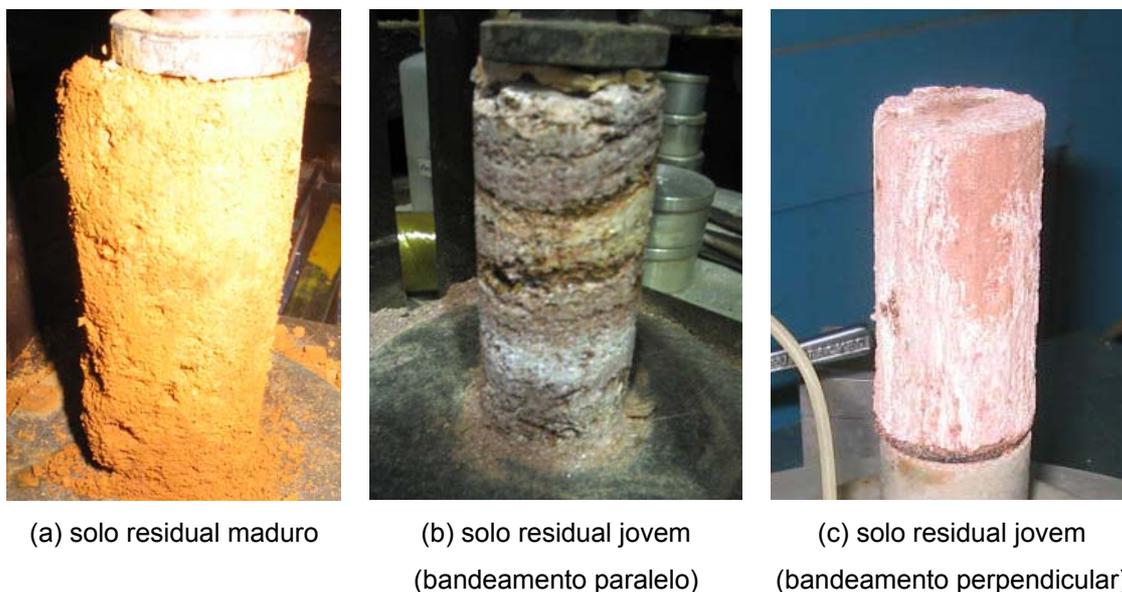


Figura 118. Corpos de prova ( $\phi=1\frac{1}{2}$ ”) para os ensaios triaxiais.

Convém ressaltar que a classificação do material dos blocos B3MS e B6MS são detalhadas por Saré (2007). No entanto a identificação táctil-visual destes materiais aproximou-se daquela adotada para as amostras utilizadas nesta pesquisa. A Tabela 40 resume a campanha experimental, com as informações pertinentes aos 26 ensaios realizados.

A moldagem dos corpos de prova foi efetuada no equipamento moldador através do corte do corpo de prova com espátulas de alumínio e ferramentas cortantes. Esta operação, em alguns casos, foi prejudicada pela presença de pequenos pedregulhos e do baixo teor de umidade no solo residual maduro, levando à perda de alguns corpos de prova. Nestes casos, foi borrifada uma pequena quantidade de água para facilitar a moldagem dos ensaios em corpos de prova saturados. Não foi possível a moldagem de corpos de prova para ensaios na umidade natural.

Tabela 40. Campanha experimental de ensaios triaxiais CID e CID-E

material	cota (m)	orientação do bandejamento em relação à tensão principal maior	$\phi_{CP}$	$\sigma'_c$ (kPa)	condição do ensaio	trajetória de tensões na fase de cisalhamento
B2M	+56	---	1½"	50	CP saturado	carregamento axial
				100		
				200		
				300		
B6M	+39	vertical	1½"	100	CP $w_{nat}$	carregamento axial
				300		
		horizontal	1½"	100	CP saturado	carregamento axial
				300		
		vertical	1½"	100	CP saturado	carregamento axial
				200		
				300		
		vertical	4"	100	CP saturado	carregamento axial
200						
300						
B3MS	+34	---	1½"	100	CP $w_{nat}$	descarregamento lateral*
				250		
				300		
		---	1½"	100	CP saturado	descarregamento lateral*
				250		
				300		
B6MS	+21	vertical	1½"	150	CP $w_{nat}$	descarregamento lateral*
				300		
				400		
		vertical	1½"	150	CP saturado	descarregamento lateral*
				300		
				400		

Onde: CP=corpo de prova;  $w_{nat}$ =teor de umidade natural; \*ensaios realizados no Laboratório da Geomecânica Engenharia Ltda.

### Ensaio triaxiais drenados de compressão axial:

A primeira série envolveu a execução de ensaios drenados (ensaio CID), seguindo a trajetória de tensões de carregamento axial, com velocidade constante de

deslocamento. Estes ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia da PUC-Rio em corpos de prova dos blocos B2M (residual maduro) e B6M (residual jovem). Nesta etapa foi utilizada a prensa triaxial de deformação controlada “Wykeman Farrance”, com capacidade para 10tf (98,1kN), e câmaras triaxiais para corpos de prova de 1½” (com pedestal adaptado) e 4” de diâmetro. A Figura 119 ilustra a prensa utilizada para a realização dos ensaios triaxiais. A descrição do equipamento e os resultados típicos de ensaios neste equipamento foram reportados por Sayão (1980) e Andrade Filho (1988).



(a) detalhe da câmara triaxial  
( $\phi_{CP}=1\frac{1}{2}$ "



(b) vista geral do equipamento  
( $\phi_{CP}=4$ "

Figura 119. Prensa triaxial de deformação controlada utilizada pelo laboratório de geotecnia da PUC-Rio.

As medições de tensão confinante foram efetuadas com transdutores de pressão “Schaevitz” de 150psi (1,03MPa), colocados entre a câmara triaxial e o sistema de potes de mercúrio (utilizado para a aplicação e manutenção das pressões). A carga correspondente à tensão desviadora foi medida com células de carga internas “Wykeman Farrance”, com capacidades máximas de 3kN, 5kN e 24,7kN.

O monitoramento das deformações axiais dos corpos de prova foi realizado externamente através de transdutores tipo LVDT (“Linear Variable Differential Transformer”). A medição externa (LVDT) registra o deslocamento relativo entre a câmara triaxial e a haste da célula de carga, o que normalmente não corresponde apenas à variação de altura experimentada pelo corpo de prova, especialmente nos instantes iniciais do ensaio (Andrade Filho, 1988). As principais fontes de erro neste tipo de medição estão normalmente associadas a deformabilidade da célula de carga, a reorientação do “top cap” e a inclinações nas extremidades do corpo de prova (Costa Filho e Küpper, 1983; Marinho, 1986). Na presente pesquisa, foi avaliado o possível erro nas medidas de deformações axiais introduzido pela deformabilidade das células de

carga internas utilizadas conforme reportado por Costa Filho e Küpper (1983) e de Campos e Marinho (1986). Por conseguinte, foi utilizada a célula de carga do tipo “Universidade de Surrey” que apresenta uma deformabilidade “reduzida”, o que se deve às características particulares do projeto, especialmente, à elevada rigidez da estrutura onde estão localizados os extensômetros elétricos (Andrade Filho, 1988). No entanto, De Campos e Marinho (1986) alertam que, mesmo utilizando-se este tipo de célula de carga com correção das medições das deformações inerentes deste instrumento, não se consegue obter informações confiáveis para baixos níveis de deformação (cerca de 0,2%) caso se utilize dados de instrumentação externa (os autores recomendam um sistema interno de medição com eletrônicos). Detalhes sobre este tipo de instrumento podem ser vistos em Rocha Filho (2000). A magnitude do erro na medida das deformações varia substancialmente de amostra para amostra independente do tipo de material ensaiado, tornando-se difícil a definição de tendências de variação de erros.

Para os corpos de prova previamente saturados, mediu-se o volume de água que sai ou entra do corpo de prova por intermédio de um medidor de variação volumétrica desenvolvido na PUC-Rio (Marinho, 1986). Efeitos de não uniformidade das deformações no corpo de prova (devido ao atrito nas extremidades) e de penetração da membrana em solos granulares podem reduzir a acurácia desta forma de determinação das deformações volumétricas (Schnaid et al., 1983).

Para os ensaios com corpos de prova na umidade natural, a variação de volume foi determinada pelo volume que entra ou sai da câmara. Entretanto, este método apresenta-se muitas vezes impreciso, pois depende do conhecimento de fatores como a deformação da câmara triaxial, variação do volume de ar aprisionado entre a membrana e o corpo de prova, correção para penetração do pistão, etc. (Küpper, 1983; Schnaid et al., 1983). Por esta razão, foram realizadas correções das medições de variação volumétrica conforme recomendações propostas por (Bishop e Henkel, 1962).

Em todos os ensaios foram colocadas pedras porosas grossas, convencionais, como parte do sistema de drenagem de topo e base dos corpos de prova.

As leituras de todos os instrumentos de medição foram registradas por um sistema de aquisição de dados e controle de funções, marca “Solotron Mobrey”, modelo SI 3531D, do laboratório de geotecnia da PUC-Rio.

- **Ensaio triaxiais CID – Solo residual maduro (Bloco B2M):**

O primeiro conjunto de ensaios CID foi realizado em corpos de prova moldados do solo residual maduro (bloco B2M), com  $\phi_{CP}=1\frac{1}{2}$ ” (38,1mm). Imediatamente após serem instalados na câmara triaxial, cada corpo de prova foi submetido a adensamento

isotrópico, com drenagem dupla para a atmosfera, a partir da aplicação de tensões confinantes nominais de 50kPa, 100kPa, 200kPa e 300kPa. Concluída a fase de adensamento, na fase de saturação, os corpos de prova foram submetidos à percolação de água (da base para o topo). O processo de percolação foi mantido por um período de tempo necessário a entrada, em cada corpo de prova, de um volume de água igual ao três vezes o volume de vazios inicial. Tendo em vista à condição de não saturação das amostras após este procedimento, aplicou-se uma contra-pressão no corpo de prova, elevando-se simultaneamente as pressões confinantes e mantendo-se uma diferença de 10kPa entre as pressões aplicadas, para evitar ocorrências de variações volumétricas significativas. Foram efetuadas medições do parâmetro  $B$  (Skempton, 1954) no início do processo de adensamento e após a percolação de água e aplicação da contra-pressão. Concluída a fase de saturação (quando o solo apresentava  $B \geq 0,95$ ), iniciava-se a fase de cisalhamento. O cisalhamento, sob condições drenadas, foi realizado com velocidade  $v=0,090\text{mm/min.}$ , estimada com a proposição de Bishop e Henkel (1962). Ao final dos ensaios, determinou-se o teor de umidade de cada corpo de prova. A Tabela 41 apresenta um resumo dos índices físicos determinados nos ensaios triaxiais CID realizados no bloco B2M.

Tabela 41. Índices físicos dos corpos de prova do bloco B2M (solo residual maduro)

Ensaio	$\sigma'_c$ (kPa)	$B$	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{do}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_o$	$w_o$ (%)	$S_o$ (%)	$n_o$ (%)	$w_f$ (%)
E1	50	0,96	17,2	14,9	19,2	0,80	15,7	53,8	44,3	23,0
E2	100	0,97	16,3	13,9	18,6	0,93	17,7	51,9	48,1	22,5
E3	200	0,96	16,0	13,8	18,5	0,94	16,3	47,3	48,4	20,0
E4	300	0,99	16,5	14,2	18,8	0,88	16,6	51,3	46,9	18,6

As curvas tensão de tensão desviadora ( $\sigma_d$ ) *versus* deformação axial ( $\epsilon_a$ ) e deformação volumétrica ( $\epsilon_v$ ) *versus* deformação axial ( $\epsilon_a$ ) encontram-se no Apêndice 01 (Figura A14). Observa-se uma tendência geral de redução volumétrica (compressão) durante o cisalhamento drenado. Pode-se perceber que o material ensaiado apresenta comportamento típico de solos cimentados. Para uma tensão confinante bem inferior que à tensão de escoamento ( $\sigma_{esc}=170\text{kPa}$ ), a tensão desviadora foi máxima para pequenas deformações, com pico de resistência bem definido. Com o aumento da tensão confinante era vencida uma possível cimentação existente e o material não mais apresentou pico de resistência. Nestes casos, a ruptura ocorreu para grandes

deformações axiais (maiores que 15%). As trajetórias de tensões (Lambe e Whitman, 1969) estão ilustradas na Figura 120. A Tabela 42 apresenta os valores dos parâmetros de resistência de pico, admitindo-se como válido de o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Estes parâmetros foram calculados a partir da envoltória transformada, definida pela equação (20). Os valores de  $c'$  e  $\phi'$  foram obtidos pelas equações (21) e (21) :

$$q_f = a' + p'_f \cdot \tan \alpha' \quad \text{eq. (20)}$$

Onde:

$$p'_f = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \text{ e } q_f = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

$$\tan \alpha' = \tan \phi' \quad \text{eq. (21)}$$

$$a' = c' \cdot \cos \phi' \quad \text{eq. (22)}$$

Os parâmetros de deformabilidade obtidos a partir das curvas tensão-deformação e de variação volumétrica, correspondentes a 50% da tensão desviadora na ruptura, também se encontram nesta tabela. As formulações para o cálculo de  $E_{50}$  e  $\nu_{50}$  estão apresentadas no Apêndice 02. Para tensões confinantes maiores que a tensão de escoamento, observa-se uma tendência de aumento dos valores de módulos de deformabilidade obtidos. O valor de elevado de  $E_{50}$  para a tensão confinante de 50kPa corresponde a um comportamento rígido do material a pequenas deformações.

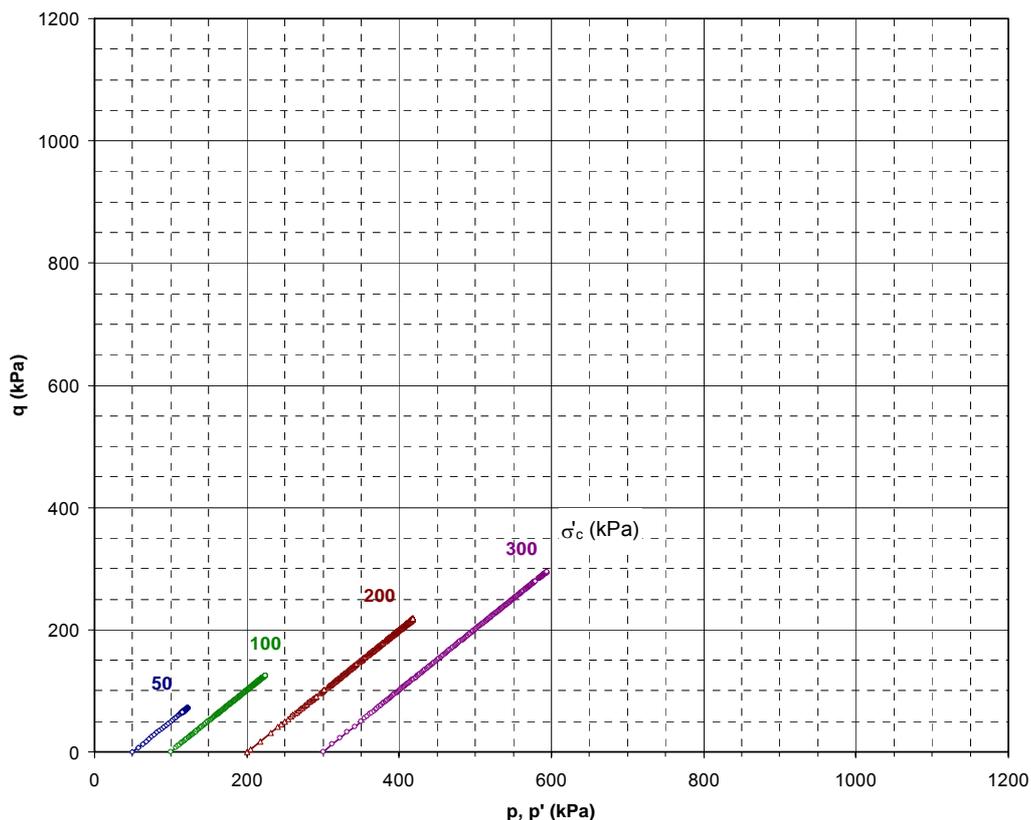


Figura 120. Trajetórias de tensões - Ensaio E1 a E4 (Bloco B2M).

Tabela 42. Resultados dos ensaios triaxiais drenados - bloco B2M (solo residual maduro)

Material	Ensaio	$\sigma'_c$ (kPa)	$\varepsilon_{af}$ (%)	$\sigma_{df}$ (kPa)	$p'_f$ (kPa)	$q_f$ (kPa)	$c'$ (kPa)	$\phi'$	$E_{50}$ (MPa)	$\nu_{50}$
B2M ( $\phi_{CP}=1\frac{1}{2}''$ )	E1	50	5,79	144,4	122	72	14,1	27,1°	18,1	0,36
	E2	100	19,91	249,3	225	125			4,7	0,17
	E3	200	19,93	435,7	418	218			10,9	0,14
	E4	300	18,36	588,3	594	294			7,5	0,23

- **Ensaos triaxiais CID – Solo residual jovem (Bloco B6M):**

O segundo conjunto de ensaios CID foi realizado em corpos de prova do solo residual jovem (bloco B6M). Os procedimentos do ensaio foram semelhantes àqueles adotados anteriormente acrescentando-se que, no caso dos corpos de prova cisalhados na umidade natural (solos não saturados), a determinação da variação volumétrica torna-se difícil e pouco acurada. A variação volumétrica foi obtida pela variação de volume da câmara triaxial. Foi medida a água que entra ou sai da câmara, seguindo os procedimentos sugeridos por Bishop e Henkel (1962). Deve-se ressaltar que esta medição é afetada pela subida da célula de carga, pela deformação das pedras porosas

e papéis filtro e pelo ar aprisionado (Marinho, 1986). Sendo assim, para minimizar tais efeitos, foram tomadas medidas corretivas conforme sugestões propostas por Küpper (1983). Adicionalmente, é importante mencionar que os resultados são fortemente influenciados pela variação da temperatura (Marinho, 1986). Por todas estas razões, os resultados de variação volumétrica dos ensaios em corpos de provas na umidade natural têm apenas um valor aproximado ou limitado.

Os ensaios foram numerados conforme a condição de moldagem e saturação do corpo de prova. A Tabela 43 apresenta a numeração utilizada para a identificação dos ensaios realizados. O resumo dos índices físicos determinados nos ensaios triaxiais CID realizados no bloco B6M encontra-se na Tabela 44.

Todas as curvas tensão de tensão desviadora ( $\sigma_d$ ) *versus* deformação axial ( $\epsilon_a$ ) e deformação volumétrica ( $\epsilon_v$ ) *versus* deformação axial ( $\epsilon_a$ ) dos ensaios realizados encontram-se no Apêndice 01 (Figuras A15 a A17). A seguir serão discutidos alguns estudos realizados a partir das análises dos ensaios triaxiais:

Tabela 43. Identificação dos ensaios realizados no bloco B6M (solo residual jovem)

Material	Ensaio	$\phi_{CP}$	$H_{CP}$	Condição do ensaio	Direção da moldagem
Bloco B6M	E1 E2	1½" (38,1mm)	76,2mm	CP $w_{nat}$	 vertical
	E3 E4	1½" (38,1mm)	76,2mm	CP saturado	 horizontal
	E5 E6 E7	1½" (38,1mm)	76,2mm	CP saturado	 vertical
	E8 E9 E10	4" (180mm)	101,6mm	CP saturado	 vertical

Tabela 44. Índices físicos dos corpos de prova do bloco B6M (solo residual jovem)

Ensaio	$\sigma'_c$ (kPa)	$B$	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{do}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_o$	$w_o$ (%)	$S_o$ (%)	$n_o$ (%)	$w_f$ (%)
E1	100	---	17,8	17,6	20,9	0,52	1,5	7,8	34,2	6,9
E2	300	---	16,8	16,5	20,2	0,62	1,5	6,6	38,1	4,1
E3	100	0,96	17,4	17,2	20,7	0,55	1,3	6,1	35,5	22,4
E4	300	0,97	16,8	16,1	20,0	0,65	4,7	19,2	39,8	20,1
E5	100	0,97	17,2	16,2	20,0	0,65	6,8	28,3	39,5	21,2
E6	200	0,96	16,7	15,9	19,9	0,68	5,1	20,4	40,4	21,6
E7	300	0,99	17,7	16,8	20,5	0,59	5,2	24,1	36,9	11,9
E8	100	0,99	18,9	17,5	20,8	0,53	8,3	42,6	34,5	17,9
E9	200	0,98	18,4	16,9	20,5	0,58	8,8	41,6	36,6	18,8
E10	300	0,99	18,5	16,8	20,4	0,59	10,2	46,9	37,2	18,2

**i. Influência da sucção no comportamento tensão-deformação-resistência do solo residual jovem.**

A influência da sucção no comportamento do solo residual jovem pode ser observada a partir dos resultados dos ensaios E1-E2 (CP  $w_{nat}$ ) e E5-E6-E7 (CP saturado).

A partir das curvas tensão-deformação apresentadas no Apêndice 01 (Figura A15), percebeu-se que o solo residual jovem ainda sofre influência de sua estrutura, apresentando comportamento frágil, com pico de resistência bem definido, mesmo para tensões confinantes superiores à tensão de escoamento ( $\sigma_{esc}=70\text{kPa}$ ). Este fato pode ser atribuído à heterogeneidade natural do solo, com diferentes níveis de cimentação. Comportamento semelhante foi observado por (Oliveira et al., 2002). Com o aumento do nível de tensões aplicado (300kPa), o material apresenta tendência a um comportamento dúctil, rompendo para deformações axiais superiores a 6,5%. Adicionalmente, observou-se uma tendência geral de expansão dos corpos de prova após a ruptura (exceto para o ensaio na umidade natural, com tensão confinante de 300kPa, que apresentou redução de volume durante todo o cisalhamento).

As trajetórias de tensões totais e efetivas estão apresentadas na Figura 121. Os valores dos parâmetros de resistência de pico e de deformabilidade (correspondentes a 50% da tensão desviadora na ruptura), encontram-se nas Tabelas 45 e 46. A partir dos

resultados desta tabela, observou-se que a parcela de sucção (dada pelos ensaios na condição de umidade natural), acarreta em acréscimo de resistência apresentado pelos solos não saturados, representado pela parcela da coesão aparente.

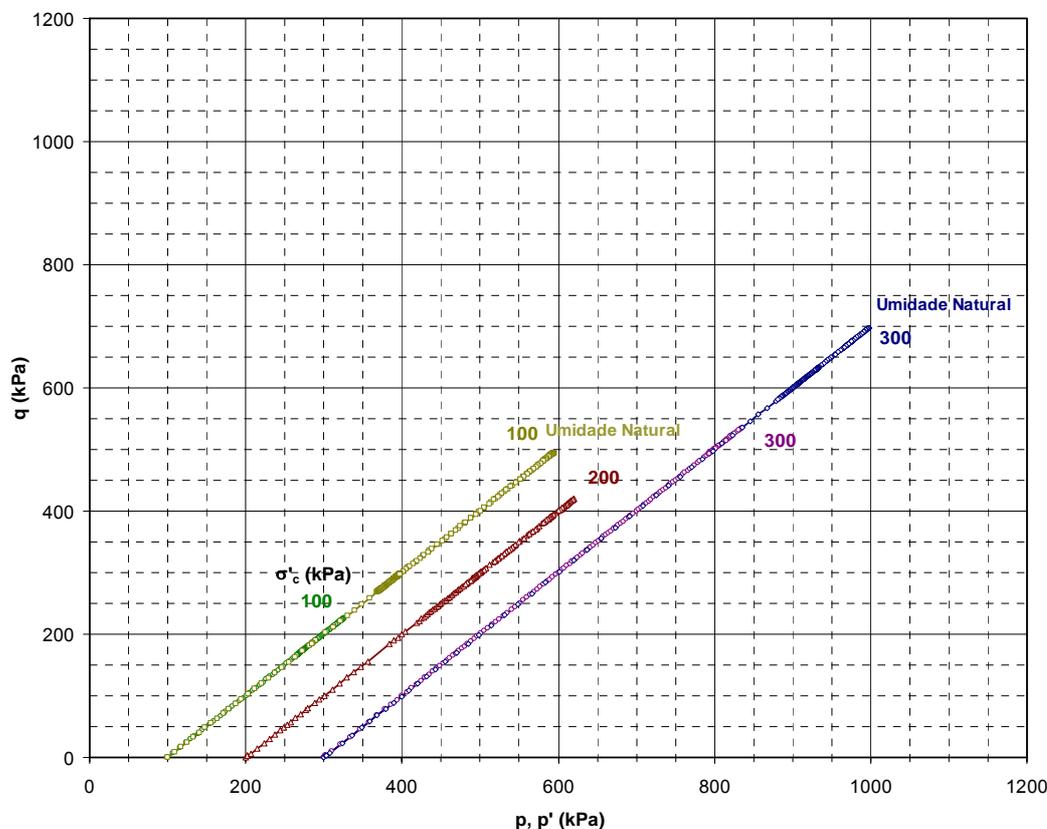


Figura 121. Trajetórias de tensões - Ensaio E1-E2 e E5-E6-E7 (Bloco B6M).

Tabela 45. Resultados dos ensaios triaxiais drenados E1-E2 - bloco B6M (solo residual jovem) - CP na umidade natural

Material	Ensaio	$\sigma_c$ (kPa)	$\varepsilon_{af}$ (%)	$\sigma_{df}$ (kPa)	$p_f$ (kPa)	$q_f$ (kPa)	$c$ (kPa)	$\phi$	$E_{50}$ (MPa)	$\nu_{50}$
B6M ( $\phi_{CP}=1\frac{1}{2}''$ )	E1	100	3,90	989,2	595	495	174,7	23,7°	27,2	0,37
	E2	300	7,58	1395,7	998	678			55,8	0,29

Tabela 46. Resultados dos ensaios triaxiais drenados E5-E6-E7 - bloco B6M (solo residual jovem) - CP saturado

Material	Ensaio	$\sigma'_c$ (kPa)	$\varepsilon_{af}$ (%)	$\sigma_{df}$ (kPa)	$p'_f$ (kPa)	$q_f$ (kPa)	$c'$ (kPa)	$\phi'$	$E_{50}$ (MPa)	$\nu_{50}$
B6M ( $\phi_{CP}=1\frac{1}{2}''$ )	E5	100	6,43	451,3	326	226	35,4	26,7°	17,5	0,33
	E6	200	6,83	840,5	620	420			31,5	0,31
	E7	300	8,49	1067,9	834	534			20,9	0,32

O efeito da sucção sobre a resistência pode ser considerado como um aumento da rigidez do solo, facilmente observado no comportamento tensão-deformação do solo no estado natural. A sucção contribui para que as partículas de solo se mantenham mais fortemente unidas, causando principalmente um aumento da coesão aparente. No caso apresentado, houve um significativo aumento da coesão, de 35,4kPa para 174,7kPa. Esta diferença pode ser pouco precisa devido ao número reduzido de ensaios na umidade natural para definir a envoltória de resistência do solo parcialmente saturado. Todavia, resultados de ensaios triaxiais com sucção controlada, apresentados por Reis e Vilar (2004), indicaram um aumento da coesão aparente com a elevação da sucção, da mesma magnitude. Os ensaios foram realizados em dois solos residuais de gnaiss, maduro e saprolítico, da cidade de Viçosa (MG).

**ii. Avaliação da anisotropia no comportamento tensão-deformação-resistência do solo residual jovem:**

Para avaliar preliminarmente o grau de anisotropia e o seu efeito no comportamento do solo residual jovem, foram interpretados os resultados dos ensaios realizados com corpos de prova moldados seguindo duas orientações do bandejamento em relação à direção da tensão principal maior (Ensaio E3 a E7). Tendo em vista o número reduzido de ensaios, os comentários a seguir têm aplicação apenas limitada.

A partir dos resultados obtidos (Figura A16 - Apêndice 01), percebe-se uma diferença moderada no comportamento do material conforme a orientação do bandejamento. De um modo geral, a tensão desviadora apresentou pico associado à expansão do corpo de prova. Os ensaios E3 e E4, realizados em corpos de prova saturados com bandejamento paralelo, apresentaram valores menores de tensão desviadora na ruptura, com pico de resistência menos acentuado, para todas as tensões confinantes aplicadas. O efeito da anisotropia do solo é mais notado nos dois ensaios com tensão confinante de 300kPa. Nos ensaios apresentados, as deformações axiais na ruptura foram da ordem de 6% a 9%, conforme o aumento da tensão confinante.

As trajetórias de tensões efetivas (Lambe e Whitman, 1969) são apresentadas na Figura 122. Os valores dos parâmetros de resistência e de deformabilidade, encontram-se na Tabela 47. Os resultados indicaram diferentes valores desses parâmetros para os ensaios realizados. Estas diferenças, como já comentado, estão associadas à estrutura natural do solo. O bandejamento gnáissico herdado da rocha de origem implica em uma anisotropia de resistência ao cisalhamento e de deformabilidade. Os valores de coesão, ângulo de atrito e módulo de deformabilidade

variaram razoavelmente quanto à direção do bandejamento. Já os valores de coeficiente de Poisson mantiveram-se praticamente iguais.

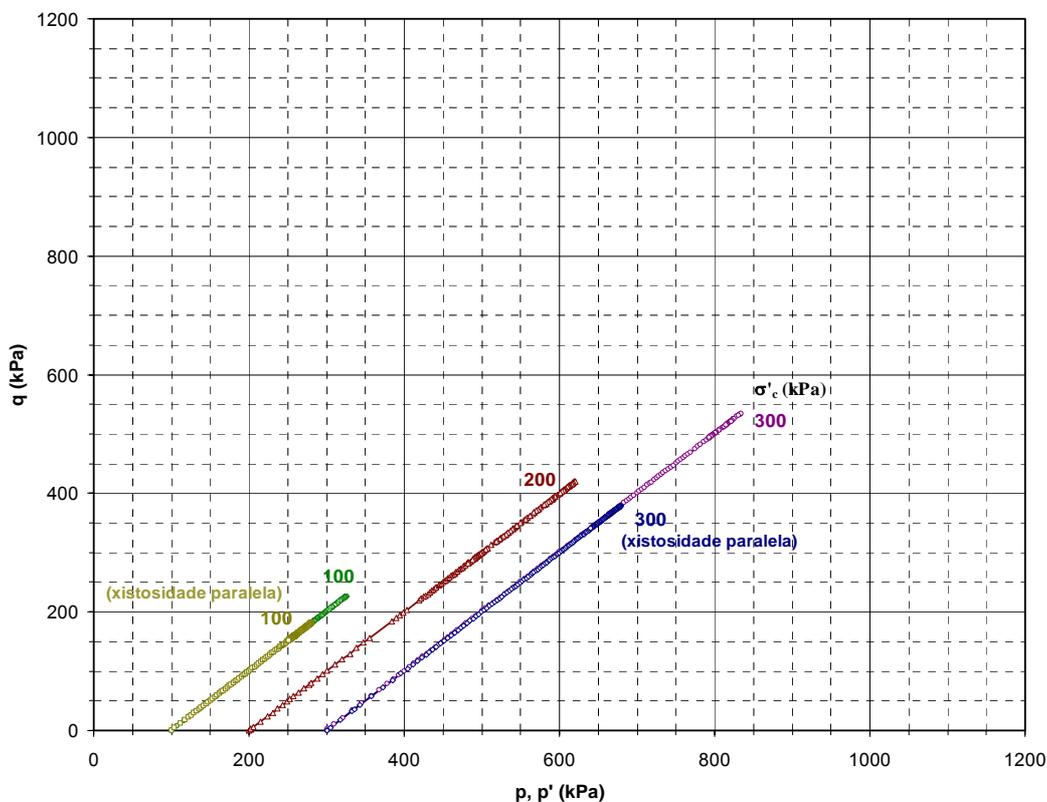


Figura 122. Trajetórias de tensões - Ensaios E3-E4 e E5-E6-E7 (Bloco B6M).

Tabela 47. Resultados dos ensaios triaxiais drenados E3-E4 e E5-E6-E7 - bloco B6M (solo residual jovem)

Material	Ensaio	$\sigma'_c$ (kPa)	$\varepsilon_{af}$ (%)	$\sigma_{df}$ (kPa)	$p'_f$ (kPa)	$q_f$ (kPa)	$c'$ (kPa)	$\phi'$	$E_{50}$ (MPa)	$\nu_{50}$
B6M ( $\phi_{CP}=1\frac{1}{2}''$ )	E3	100	5,88	362,7	281	181	53,1	21,4°	10,1	0,33
	E4	300	9,16	757,2	679	379			30,3	0,20
	E5	100	6,43	451,3	326	226	35,4	26,7°	17,5	0,33
	E6	200	6,83	840,5	620	420			31,5	0,31
	E7	300	8,49	1067,9	834	534			20,9	0,32

### iii. Influência das dimensões dos corpos de prova tensão-deformação-resistência do solo residual jovem

O efeito de escala é usualmente indicado como tendo uma grande influência, principalmente em solos residuais, já que as descontinuidades herdadas da rocha de origem, provocam uma concentração de responsabilidade para este fator em particular. Assim sendo parece intuitivo que esta responsabilidade, ou influência, será tanto maior

quanto menor for a representação do maciço de solo a ser ensaiado (Marinho, 1986). Para este estudo foram executados ensaios com corpos de prova pequenos com alturas de 76,2mm e diâmetros de 38,1mm (1½") (ensaios E5 a E7) e CP maiores com alturas de 180,0mm e diâmetros de 101,6mm (4") (ensaios E8 a E10).

As curvas tensão-deformação estão apresentadas no Apêndice 01 (Figura A17). Os resultados referentes aos ensaios E5 a E7 foram discutidos no item (i) e as trajetórias de tensões encontram-se na Figura 121. Com relação aos ensaios em corpos de prova maiores ( $\phi_{CP}=4''$ ), os resultados na Figura A17 indicam comportamento semelhante aos corpos de prova com diâmetro de 1½", com pico de resistência para deformações axiais na ruptura entre 5% a 7%. Os ensaios com tensões confinantes de 200kPa e 300kPa ( $\phi_{CP}=4''$ ) apresentaram comportamento tensão-deformação semelhante. Este fato pode estar ligado à heterogeneidade natural do solo, pois não houve diferenças significativas no padrão de ruptura observado em todos os corpos de prova de ensaiados. Vale ressaltar que esta observação deve ser confirmada com a execução de um maior número de ensaios. Os resultados indicam comportamento dilatante após o instante da ruptura, para os ensaios com tensão confinante de 100kPa e 200kPa. Para  $\sigma'_c=300kPa$ , o material apresentou deformação volumétrica positiva (compressão) durante o cisalhamento.

As trajetórias de tensões efetivas dos ensaios em corpos de prova com diâmetro de 4" estão ilustrados na Figura 123. Os valores dos parâmetros de resistência de pico e de deformabilidade, para todos os ensaios executados, encontram-se na Tabela 48.

Observando-se os resultados fornecidos pela Tabela 48, verifica-se que a influência das dimensões dos corpos de prova é percebida na parcela de coesão do material, não havendo variações significativas no ângulo de atrito. A resistência ao cisalhamento do material diminuiu conforme a redução no tamanho do corpo de prova ensaiado. Este fato, de certa forma inesperado, deve estar associado à heterogeneidade natural do solo (e talvez ao número limitado de ensaios).

A partir da verificação dos parâmetros de deformabilidade, observou-se que, para tensões confinantes elevadas, a rigidez nos corpos de provas de maior dimensão (4") é bastante superior à encontrada nas amostras menores. Pode-se concluir que os módulos de deformabilidade dos ensaios de 4" são superiores aos do ensaio de 1½", para níveis de tensões superiores a 200kPa. Os resultados indicaram, nesse caso, que o tamanho do corpo de prova tem uma grande influência na determinação das características de deformabilidade do material, para o nível de tensões relacionado.

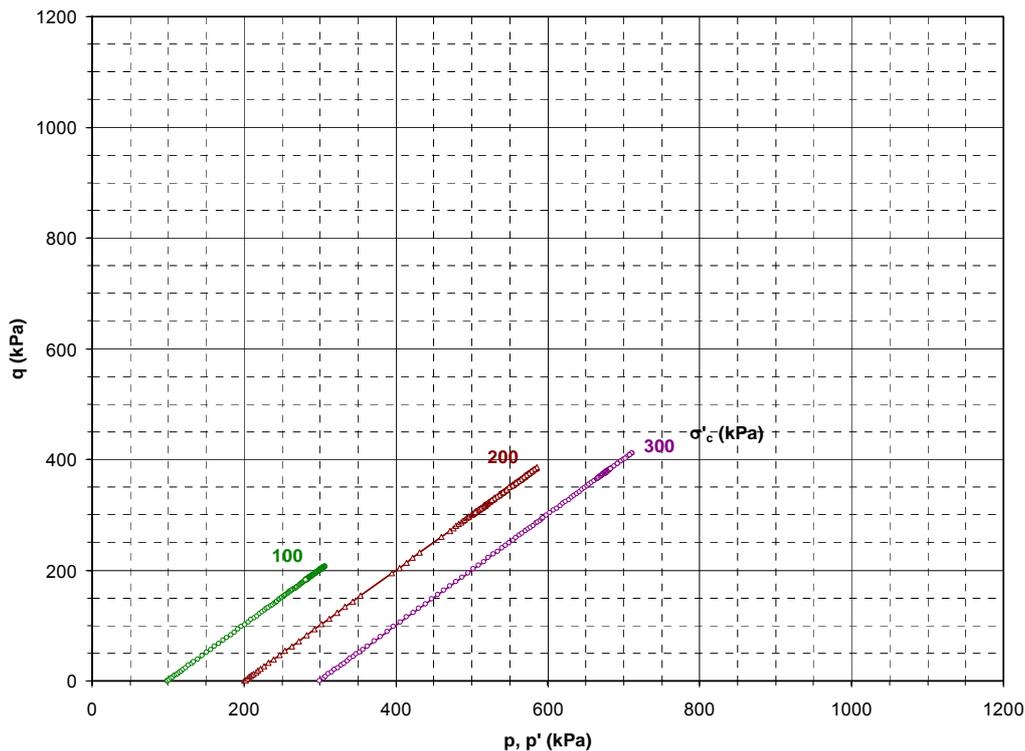


Figura 123. Trajetórias de tensões - Ensaio E8-E9-E10 (Bloco B6M).

Tabela 48. Resultados dos ensaios triaxiais drenados E5-E6-E7 e E8-E9-E10 - bloco B6M (solo residual jovem)

Material	Ensaio	$\sigma'_c$ (kPa)	$\varepsilon_{af}$ (%)	$\sigma_{df}$ (kPa)	$p'_f$ (kPa)	$q_f$ (kPa)	$c'$ (kPa)	$\phi'$	$E_{50}$ (MPa)	$\nu_{50}$
B6M ( $\phi_{CP}=1\frac{1}{2}''$ )	E5	100	6,43	451,3	326	226	35,4	26,7°	17,5	0,33
	E6	200	6,83	840,5	620	420			31,5	0,31
	E7	300	8,49	1067,9	834	534			20,9	0,32
B6M ( $\phi_{CP}=4''$ )	E8	100	5,32	412,5	306	206	55,9	26,4°	14,5	0,36
	E9	200	7,03	771,3	586	386			34,5	0,26
	E10	300	6,30	822,1	822	411			48,0	0,29

#### Ensaio triaxiais drenados de descarregamento lateral:

A segunda série de ensaios envolveu a execução de ensaios drenados seguindo a trajetória de tensões de descarregamento lateral (ensaios CID-E). Estes ensaios simulam a trajetória de tensões totais seguidas no campo, para o caso de pontos na lateral da face da escavação. Nestes pontos, há um alívio de  $\sigma_h$ , enquanto  $\sigma_v$  mantém-se aproximadamente constante. Resultados típicos de ensaios de descarregamento lateral em solos residuais e sedimentares podem ser vistos nos trabalhos de Sayão (1980), Andrade Filho (1980), Lins e Lacerda (1980) e Oliveira (2000).

Nos ensaios realizados foi aproveitado o tronco central de uma célula de tensão controlada “Bishop-Wesley”. As medidas de deslocamentos e variação volumétrica foram realizadas externamente através de leituras de deflectômetro e bureta com 1ml de precisão, respectivamente. As medições de tensão confinante foram efetuadas com transdutores de pressão, colocados entre a câmara triaxial e o sistema de potes de mercúrio. A pressão confinante foi aplicada hidraulicamente, com o sistema autocompensador de mercúrio, enquanto que a força vertical foi aplicada, no corpo de prova, através de pendural, com pesos pré-calibrados. O equipamento triaxial empregado está ilustrado na Figura 124. Maiores detalhes sobre os procedimentos adotados para a realização do ensaio podem ser vistos em Bishop e Henkel (1962).



(a) vista geral do equipamento

(b) detalhe da câmara triaxial ( $\phi_{CP}=1\frac{1}{2}$ "

Figura 124. Prensa triaxial de tensão controlada.

Nos ensaios de descarregamento lateral (tensão controlada) todas as variações de tensões foram aplicadas em estágios. Para a simulação da trajetória de descarregamento lateral, procurou-se na fase de cisalhamento, reduzir a tensão confinante ( $\Delta\sigma_c < 0$ ), mantendo-se constante a tensão axial ( $\Delta\sigma_a = 0$ ), com o aumento da tensão desviadora [ $(\Delta(\sigma_a - \sigma_c) = -\Delta\sigma_c]$ . Em cada estágio, após uma redução da tensão confinante (e estabilização do corpo de prova), foi aplicado o incremento de tensão desviadora. A redução da tensão confinante, durante a fase de cisalhamento, variou de 5kPa a 15kPa. O fim de cada estágio foi definido pela estabilização das leituras de deformações axiais, medidas externamente.

Os ensaios foram realizados em corpos de prova moldados dos blocos B3MS (residual maduro) e bloco B6MS (residual jovem). A caracterização completa do material proveniente dos blocos indeformados pode ser vista em Saré (2007). Em resumo, os materiais provenientes desses blocos são classificados pelo SUCS como Argilo Arenoso (B3MS) e Areno Argiloso (B6MS). Em resumo, todos os corpos de prova apresentaram teor de umidade inicial da ordem de 13%.

• **Ensaio triaxiais CID-E – Solo residual maduro (Bloco B3MS):**

Os ensaios triaxiais CID-E realizados em corpos de prova moldados do solo residual maduro (bloco B3M), dividiram-se conforme a condição de saturação do CP. Foram realizados 3 ensaios em corpos de prova previamente saturados e 3 ensaios na umidade natural, conforme indicado na Tabela 40. Os procedimentos para a realização dos ensaios (moldagem do CP, saturação do CP, medição de variação de volume, etc.) foram semelhantes àqueles adotados nos ensaios CID. O diâmetro e altura dos corpos de prova ensaiados foram de 38,1mm (1½”) e 76,2mm, respectivamente.

Os ensaios foram numerados conforme a condição de saturação do corpo de prova. A Tabela 48 apresenta a numeração utilizada para a identificação dos ensaios, assim como o resumo dos índices físicos obtidos dos ensaios em corpos de prova nas umidades naturais e saturados.

Tabela 48. Índices físicos dos corpos de prova do bloco B3MS (solo residual maduro)

Ensaio	$\sigma'_c$ (kPa)	B	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{do}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_o$	$w_o$ (%)	$S_o$ (%)	$n_o$ (%)	$w_f$ (%)
E1*	100	---	18,5	16,4	20,3	0,65	12,8	53,2	39,5	9,6
E2*	250	---	18,7	16,5	20,4	0,65	13,5	56,8	39,2	10,6
E3*	300	---	18,9	16,9	20,7	0,59	11,3	51,4	37,3	10,1
E4	100	0,97	18,6	16,4	20,4	0,65	13,2	55,0	39,4	16,4
E5	250	0,96	18,9	16,5	20,4	0,64	14,5	61,2	39,1	16,9
E6	300	0,99	18,7	16,6	20,5	0,63	12,7	54,4	38,8	15,7

OBS.: \*Corpos de prova cisalhados na umidade natural.

As curvas tensão-deformação apresentadas no Apêndice 01 (Figura A18 e A19) indicaram que, durante o cisalhamento, todos os corpos de prova apresentaram uma tendência a expansão volumétrica, com variações volumétricas negativas, alcançando o valor na ruptura de -0,3% a -0,4%. Para os níveis de tensões dos ensaios, o solo

apresentou comportamento dúctil, sem pico de resistência bem definido. As deformações axiais até a ruptura foram pequenas, atingindo valores inferiores a 3,5%, conforme o tipo de ensaio realizado (CP  $w_{nat}$  ou CP sat).

As trajetórias de tensões totais e efetivas são apresentadas na Figura 125. Os valores dos parâmetros de resistência de pico e de deformabilidade (correspondentes a 50% da tensão desviadora aplicada na ruptura), encontram-se nas Tabelas 49 e 50. A formulação para o cálculo de  $E_{50}$  e  $v_{50}$  para os ensaios CID-E, encontra-se no Apêndice 02.

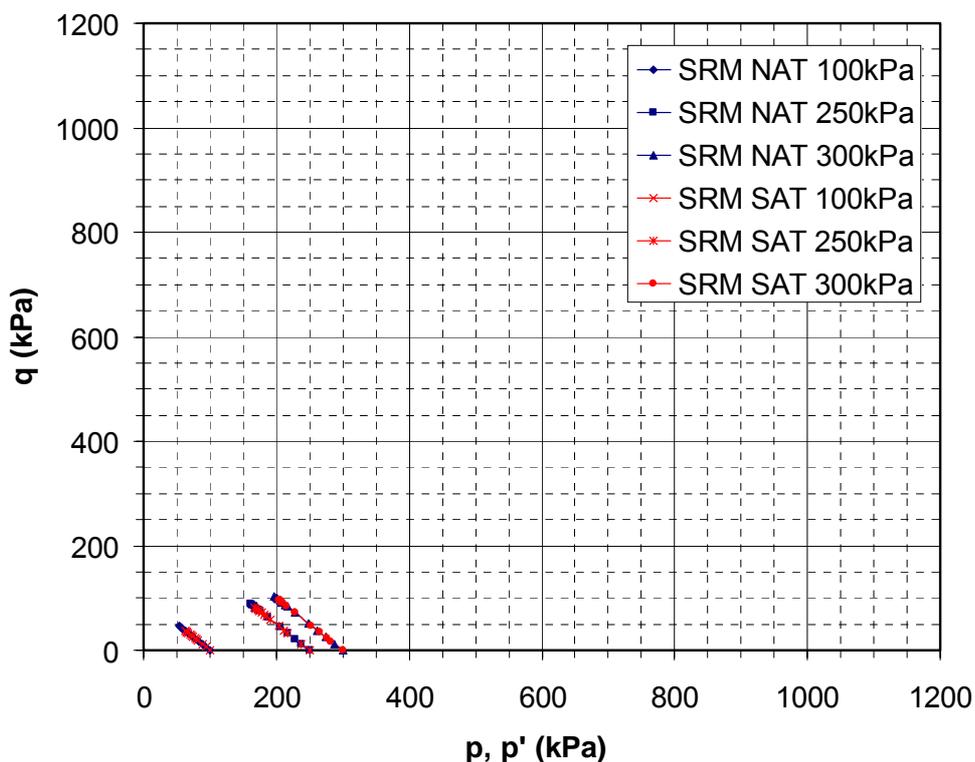


Figura 125. Trajetórias de tensões seguidas - Ensaio E1-E2-E3 e E4-E5-E6 (Bloco B3MS).

Tabela 49. Resultados dos ensaios triaxiais drenados E1-E2-E3 - bloco B3MS (solo residual maduro)

Material	Ensaio	$\sigma_c$ (kPa)	$\varepsilon_{af}$ (%)	$\sigma_{df}$ (kPa)	$p_f$ (kPa)	$q_f$ (kPa)	$c$ (kPa)	$\phi$	$E_{50}$ (MPa)	$v_{50}$
B3MS CP $w_{nat}$	E1	100	2,7	92,7	53	46	27,3	23,0°	8,1	0,44
	E2	250	2,8	175,5	162	88			18,7	0,39
	E3	300	2,9	205,7	197	103			19,6	0,40

Tabela 50. Resultados dos ensaios triaxiais drenados E4-E5-E6 - bloco B3MS (solo residual maduro)

Material	Ensaio	$\sigma'_c$ (kPa)	$\varepsilon_{af}$ (%)	$\sigma_{df}$ (kPa)	$p'_f$ (kPa)	$q_f$ (kPa)	$c'$ (kPa)	$\phi'$	$E_{50}$ (MPa)	$\nu_{50}$
B3MS CP sat	E4	100	2,2	73,5	63	37	11,5	25,0°	6,5	0,42
	E5	250	2,3	164,8	168	82			16,9	0,41
	E6	300	3,3	191,4	204	96			17,0	0,40

Comparando-se os valores das deformações axiais na ruptura (Tabela 50) com aqueles apresentados na Tabela 42 (para os CP saturados), observou-se que, para uma mesma tensão efetiva inicial, os ensaios triaxiais cujas trajetórias seguidas foram de descarregamento lateral, indicaram a ruptura dos corpos de prova a menores deformações, da ordem de 2%. Para a mesma faixa de tensões confinantes, os corpos de prova dos ensaios CID, apresentaram deformações axiais elevadas no instante da ruptura (cerca de 19%).

Para os ensaios seguindo as mesmas trajetórias de tensões (descarregamento lateral), observou-se novamente a contribuição da sucção nas parcelas de coesão e ângulo de atrito, assim como nos parâmetros de deformabilidade do solo. Os ensaios realizados com corpos de prova não saturados apresentaram valores de  $E_{50}$  ligeiramente maiores que na condição saturada (diferença de  $\cong 15\%$ , para tensões confinantes maiores que 200kPa) e uma variação expressiva no valor de coesão. Em todos os ensaios, os valores dos módulos de deformabilidade foram proporcionalmente mais elevados conforme o aumento da tensão confinante. Os valores do coeficiente de Poisson pouco variaram (valores médios de  $\nu_{50}=0,40$ ).

- **Ensaio triaxiais CID-E – Solo residual jovem (Bloco B6MS):**

A metodologia empregada para a realização dos ensaios triaxiais CID-E no solo residual jovem foi semelhante àquela utilizada para o solo residual maduro. A numeração utilizada para a identificação dos ensaios, assim como, o resumo dos índices físicos obtidos está indicado na Tabela 51.

Os resultados gráficos dos ensaios triaxiais CID-E no solo residual jovem estão apresentados nas Figuras A20 e A21, no Apêndice 01. A observação do comportamento tensão-deformação deste material indicou mais uma vez que os corpos de prova apresentaram expansão volumétrica durante o cisalhamento. As deformações axiais na ruptura forma bem menores que aquelas apresentadas nos ensaios convencionais (CID), não ultrapassando o valor de 4%, na condição saturada. As tensões desviadoras

na ruptura apresentaram acréscimo conforme o aumento da tensão. Em todos os ensaios realizados, os corpos de prova não sofreram ruptura brusca.

Tabela 51. Índices físicos dos corpos de prova do bloco B6MS (solo residual jovem)

Ensaio	$\sigma'_c$ (kPa)	$B$	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{do}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_o$	$w_o$ (%)	$S_o$ (%)	$n_o$ (%)	$w_f$ (%)
E1*	150	---	20,5	19,5	22,3	0,39	5,3	36,3	28,4	4,8
E2*	300	---	20,3	19,5	22,3	0,39	4,3	29,4	28,5	4,1
E3*	400	---	20,4	19,4	22,3	0,40	5,2	35,1	28,7	4,7
E4	150	0,96	20,3	19,3	22,2	0,41	5,1	33,9	29,0	15,5
E5	300	0,95	20,3	19,5	22,3	0,40	4,3	29,4	28,4	17,8
E6	400	0,98	20,6	19,7	22,4	0,38	4,8	34,0	27,7	19,5

OBS.: \*Corpos de prova cisalhados na umidade natural.

A Figura 126 ilustra as trajetórias de tensões totais e efetivas referentes aos ensaios realizados. Os valores dos parâmetros de resistência de pico e de deformabilidade (correspondentes a 50% da tensão desviadora aplicada na ruptura), encontram-se nas Tabelas 52 e 53.

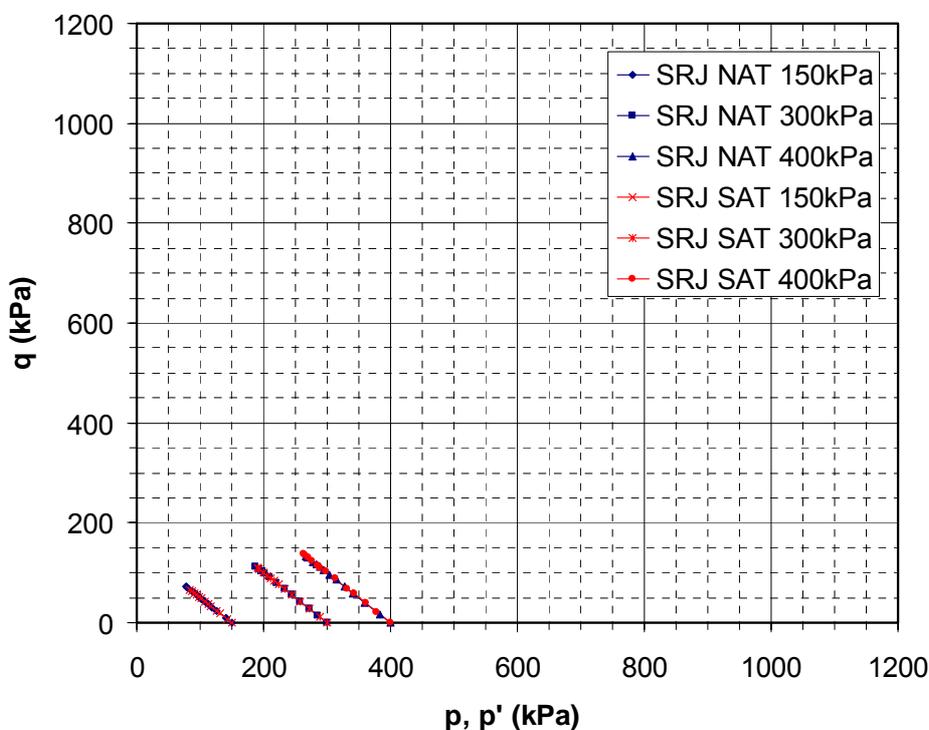


Figura 126. Trajetórias de tensões seguidas - Ensaio E1-E2-E3 e E4-E5-E6 (Bloco B6MS).

Tabela 52. Resultados dos ensaios triaxiais drenados E1-E2-E3 - bloco B6MS (solo residual jovem)

Material	Ensaio	$\sigma_c$ (kPa)	$\varepsilon_{af}$ (%)	$\sigma_{df}$ (kPa)	$p_f$ (kPa)	$q_f$ (kPa)	$c$ (kPa)	$\phi$	$E_{50}$ (MPa)	$\nu_{50}$
B6MS CP $w_{nat}$	E1	150	2,7	145,4	77	73	51,9	18,7°	40,9	0,42
	E2	300	2,6	225,2	187	113			53,6	0,40
	E3	400	2,6	266,4	267	133			87,3	0,39

Tabela 53. Resultados dos ensaios triaxiais drenados E4-E5-E6 - bloco B6MS (solo residual jovem)

Material	Ensaio	$\sigma'_c$ (kPa)	$\varepsilon_{af}$ (%)	$\sigma_{df}$ (kPa)	$p'_f$ (kPa)	$q_f$ (kPa)	$c'$ (kPa)	$\phi'$	$E_{50}$ (MPa)	$\nu_{50}$
B6MS CP sat	E4	150	3,6	132,5	84	66	35,9	23,6°	27,0	0,43
	E5	300	3,4	219,3	190	110			45,7	0,42
	E6	400	3,5	275,3	262	138			62,6	0,41

Analisando-se os resultados apresentados nas Tabelas 52 e 53, observou-se que os parâmetros de deformabilidade foram proporcionalmente maiores conforme o aumento de  $\sigma'_c$ . O material na umidade natural apresentou maior rigidez e maior coesão, ficando evidente, mais uma vez, a contribuição da sucção no comportamento tensão-deformação do solo. O intercepto de coesão, definido a partir da envoltória de resistência dos corpos de prova cisalhados na umidade natural, foi cerca de 45% superior aquele obtido na condição saturada. A rigidez do material também aumentou conforme a redução do grau de saturação. Para os corpos de prova não saturados, os módulos de deformabilidade  $E_{50}$  foram cerca de 1,5 vezes superiores para a faixa de tensões confinantes dos ensaios, sendo a maior diferença obtida para 150kPa de confinamento.

- **Influência da trajetória de tensões na determinação das características de resistência e deformabilidade dos solos:**

O conhecimento das características de resistência e deformabilidade de solos residuais envolve uma série de dificuldades relacionadas à sua gênese: heterogeneidade, anisotropia e existência de estruturas reliquias. Todas essas dificuldades, geralmente, são associadas às características da rocha que origina o solo residual (Oliveira, 2000).

Em relação ao módulo de deformabilidade do solo, sua determinação a partir de ensaios de laboratório, pode ser influenciada por uma série de fatores tais como: tipo de

material, grau de saturação, velocidade de deformação, grau de amolgamento da amostra, tensão efetiva inicial, história de tensões, nível de tensões ou deformações, condições do ensaio e trajetória de tensões (Bishop e Henkel, 1962; Lambe e Whitman, 1969; Bardet, 1997). Particularmente, quanto a este último aspecto, Carpio (1990) Aleixo (1998) e Sayão et al. (1999) demonstraram, em ensaios triaxiais cúbicos, uma dependência dos valores de módulo de deformabilidade em relação às trajetórias de tensões impostas.

Para estudar a influência da trajetória de tensões no comportamento tensão-deformação dos materiais envolvidos nesta pesquisa, foram comparados os resultados laboratoriais das duas séries de ensaios em corpos de prova saturados. Os parâmetros de deformabilidade destes ensaios encontram-se resumidos na Tabela 54, que apresenta os resultados da campanha de ensaios triaxiais. Histogramas destes valores são apresentados nas Figuras A22 até A27, no Apêndice 01.

Tabela 54. Parâmetros de resistência e deformabilidade (ensaios triaxiais CID e CID-E)

Material	Cota (m)	Direção da moldagem	$\phi_{CP}$	condição do ensaio	Tensão confinante (kPa)	$E_{50}$ (MPa)	$\nu_{50}$	Parâmetros de resistência	
Solo residual maduro	B2M*	---	1½"	CP saturado	50	18,1	0,36	$c'=14,1\text{kPa}$ $\phi'=27,1^\circ$	
					100	4,7	0,17		
					200	10,9	0,14		
					300	7,5	0,23		
	B3MS**	+34	---	1½"	CP $w_{nat}$ ( $w_o \cong 13\%$ )	100	8,1	0,44	$c=27,3\text{kPa}$ $\phi=23,0^\circ$
						250	18,7	0,39	
			---	1½"	CP saturado	100	6,5	0,42	
						250	16,9	0,41	
300	17,0	0,40	$\phi'=25,0^\circ$						
Solo residual jovem	B6M*	vertical	1½"	CP $w_{nat}$ ( $w_o = 1,5\%$ )	100	27,2	0,37	$c=174,7\text{kPa}$ $\phi=23,7^\circ$	
					300	55,8	0,29		
		horizontal	1½"	CP saturado	100	10,1	0,33	$c'=53,1\text{kPa}$ $\phi'=21,4^\circ$	
					300	30,3	0,20		
		vertical	1½"	CP saturado	100	17,5	0,33	$c'=35,4\text{kPa}$ $\phi'=26,7^\circ$	
					200	31,5	0,31		
					300	20,9	0,32		
		vertical	4"	CP saturado	100	14,5	0,36	$c'=55,9\text{kPa}$ $\phi'=26,4^\circ$	
	200				34,5	0,26			
	300				48,0	0,29			
	B6MS**	+21	vertical	1½"	CP $w_{nat}$ ( $w_o \cong 5\%$ )	150	40,9	0,42	$c=51,9\text{kPa}$ $\phi=18,7^\circ$
						300	53,6	0,40	
						400	87,3	0,39	
		vertical	1½"	CP saturado	150	27,0	0,43	$c'=35,9\text{kPa}$ $\phi'=23,6^\circ$	
300					45,7	0,42			
400					62,6	0,41			

Obs: \*Ensaios triaxiais CID \*\* Ensaios triaxiais CID-E

Os valores dos módulos de deformabilidade correspondentes a 50% da tensão desviadora aplicada na ruptura foram plotados em função da tensão efetiva confinante (Figura 127). Nesta figura, os resultados indicaram, de maneira geral, que a

determinação do módulo de deformabilidade  $E_{50}$ , mostrou-se fortemente influenciada pelas trajetórias de tensões impostas e pela tensão efetiva de consolidação. No entanto, os ensaios triaxiais CID no solo residual maduro e residual jovem (com direção vertical de moldagem e  $\phi_{CP}=11\frac{1}{2}^{\circ}$ ) não apresentaram a tendência de aumento dos módulos de deformabilidade com a elevação das tensões confinantes aplicadas. Este fato está, possivelmente, associado à heterogeneidade natural do solo e à sua estrutura. A cimentação confere ao solo um caráter estruturado, com rigidez elevada no caso de deformações pequenas (Leroueil e Vaughan, 1990). No caso dos solos residuais jovens, a não-linearização do gráfico  $\sigma'_c \times E_{50}$  foi mais evidente já que os mesmos podem apresentar diferentes níveis de cimentação, que influenciarão no seu comportamento mecânico.

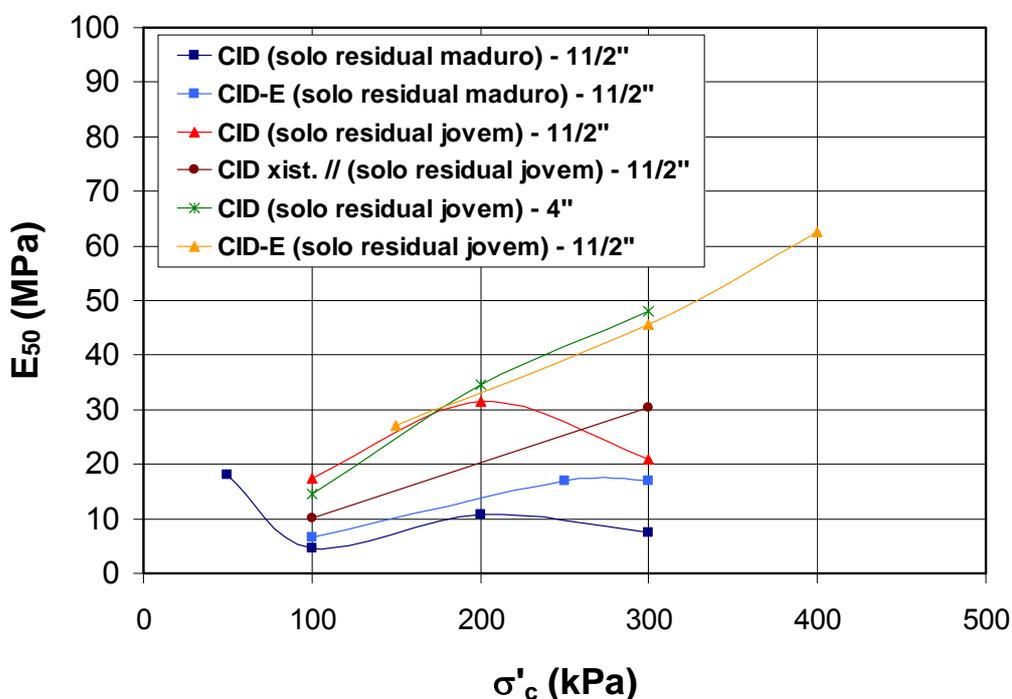


Figura 127. Comparação entre os módulos de deformabilidade  $E_{50}$  para os ensaios CID e CID-E (corpos de prova saturados).

No gráfico da Figura 127, observou-se que o módulo de deformabilidade é fortemente influenciado pela trajetória de tensões seguida na fase de cisalhamento. Os parâmetros de deformabilidade obtidos nos ensaios de descarregamento lateral foram proporcionalmente superiores aos dos ensaios convencionais (carregamento axial), sendo a diferença nos valores de  $E_{50}$  mais significativa no solo residual jovem.

Para uma tensão confinante de 300kPa, o módulo de deformabilidade nos ensaios CID-E (solo residual jovem e maduro) foi 2,2 vezes superior aquele obtido no ensaio seguindo a trajetória de tensões de carregamento axial ( $\phi_{CP}=11\frac{1}{2}^{\circ}$ ). Ressalta-se

que esta diferença pode ser menor, já que a não linearidade das curvas  $\sigma \times \varepsilon$  (nos casos estudados) fornece, para 50% da tensão na ruptura, níveis de deformações bem diferentes.

As Figuras 128 e 129 apresentam os valores de  $p'$  e  $q$  no instante da ruptura para todos os ensaios executados com corpos de prova saturados. Os parâmetros de resistência foram calculados a partir dos valores de  $a'$  e  $\alpha'$ , fornecidos pela envoltória transformada (Lambe e Whitman, 1969). Conforme visto nestas figuras, não foi observado uma influência nítida das diversas trajetórias de tensões na determinação das características de resistência dos solos. Os parâmetros de resistência  $c'$  e  $\phi'$  representativos dos ensaios triaxiais realizados no solo residual maduro e jovem estão indicados nas Figuras 128 e 129, respectivamente.

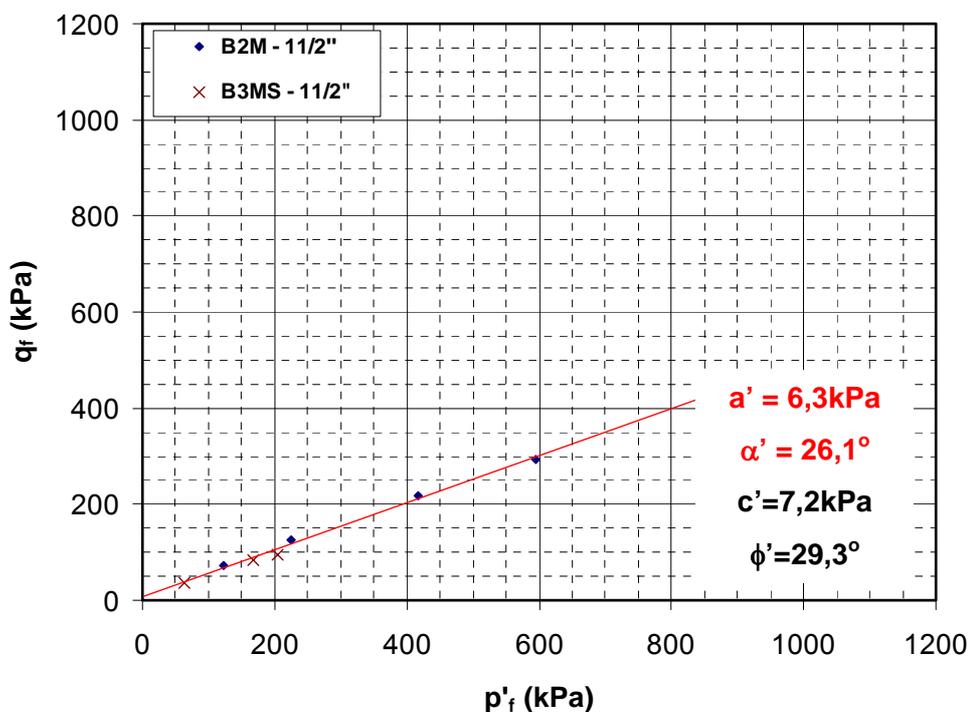


Figura 128. Envoltória transformada - ensaios triaxiais (solo residual maduro - CPs saturados).

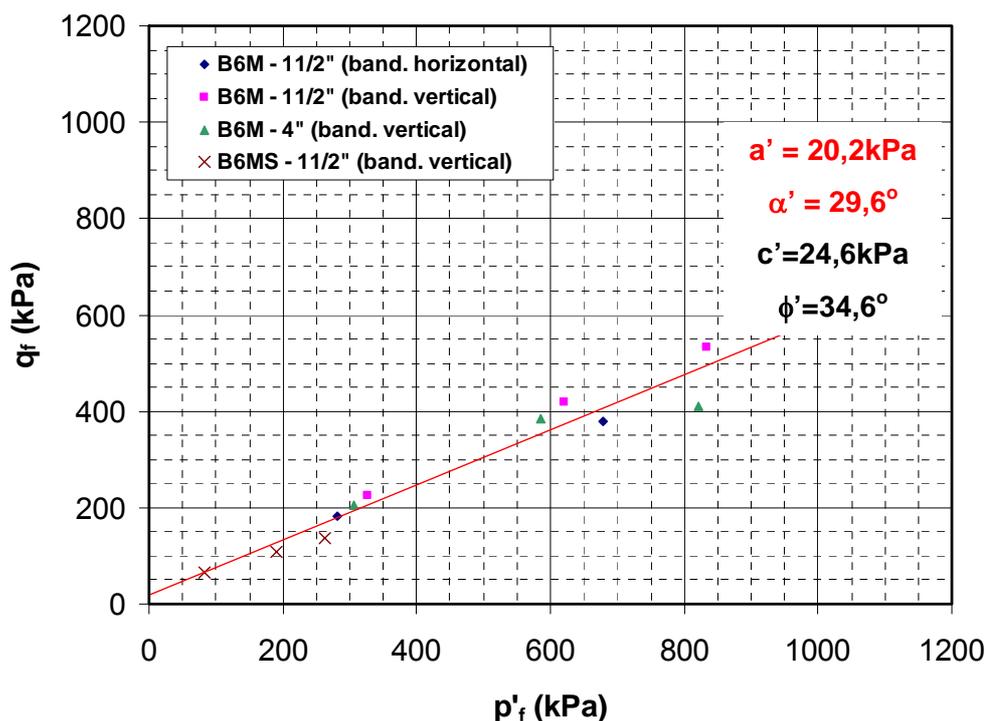


Figura 129. Envolvória transformada - ensaios triaxiais (solo residual jovem - CPs saturados).

- **Comentários finais dos resultados dos ensaios triaxiais:**

Os resultados dos ensaios triaxiais obtidos indicaram a influência de diversos fatores no comportamento tensão-deformação-resistência do solo residual jovem e maduro. A análise dos resultados, resumidos na Tabela 54, permitiu a verificação da influência da sucção, da avaliação da anisotropia (direção de carregamento dos corpos de prova - ensaios realizados com a xistosidade ortogonal e paralela à direção da tensão principal maior), do efeito de escala e do tipo de trajetória de tensões seguida nos ensaios, nos parâmetros de resistência e deformabilidade obtidos.

Com relação à atuação da parcela de sucção, verificou-se que esta promoveu um acréscimo de resistência apresentado pelos solos não saturados, representados pela parcela da coesão aparente. No caso do solo residual jovem os ensaios triaxiais CID na umidade natural ( $\phi_{CP}=11\frac{1}{2}''$ ) apresentaram um significativo aumento da coesão. O efeito da sucção também acarretou em um aumento da rigidez do solo. Os ensaios realizados com corpos de prova não-saturados apresentaram módulos de deformabilidade maiores que na condição saturada (cerca de 1,4 vezes superiores nos ensaios CID e 2,7 vezes nos ensaios CID-E). Não se observou influência significativa da sucção nos valores de  $v_{50}$  obtidos.

Em relação à verificação da anisotropia inerente, pode-se concluir que há uma diferença moderada no comportamento do solo residual jovem, conforme a orientação do bandejamento. O bandejamento gnáissico herdado da rocha de origem impôs uma anisotropia de resistência ao cisalhamento e de deformabilidade. Vale lembrar que os ensaios de cisalhamento direto também mostraram que o solo apresenta comportamento levemente anisotrópico, quanto à resistência. Este tipo de ensaio é indicado para se estudar o comportamento anisotrópico do material, já que permite orientar o bandejamento com a direção do plano (horizontal) de ruptura.

Os corpos de prova com bandejamento paralelo, apresentaram valores menores de tensão desviadora na ruptura, com pico de resistência menos acentuado, para todas as tensões confinantes aplicadas. Os valores de coesão, ângulo de atrito e módulo de deformabilidade variaram razoavelmente quanto à direção do bandejamento. Já os valores de coeficiente de Poisson mantiveram-se praticamente iguais.

Quanto ao efeito de escala, conclui-se que a influência das dimensões dos corpos de prova é percebida na parcela de coesão do material, não havendo variações significativas no ângulo de atrito. A resistência ao cisalhamento do material diminuiu conforme a redução no tamanho do corpo de prova ensaiado. Este fato, de certa forma inesperado, pode estar associado à heterogeneidade natural do solo e deve ser confirmado com maior número de ensaios.

Com relação à influência da trajetória de tensões no comportamento tensão-deformação dos materiais envolvidos nesta pesquisa, os resultados indicaram, de maneira geral, que o módulo de deformabilidade  $E_{50}$ , mostrou-se fortemente influenciada pela trajetória de tensões e pela tensão efetiva aplicada. Para uma tensão confinante de 300kPa, o módulo de deformabilidade nos ensaios CID-E (solo residual jovem e maduro) foi 2,2 vezes superior ao obtido no ensaio com trajetória de carregamento axial ( $\phi_{CP}=11\frac{1}{2}^{\circ}$ ). Não houve influência significativa das trajetórias de tensões seguidas nos valores de  $v_{50}$  e as deformações necessárias para se atingir a ruptura foram bem menores nos ensaios CID-E (descarregamento lateral), se comparadas com aquelas obtidas nos ensaios drenados de carregamento axial (CID).

Vale ressaltar que, em problemas envolvendo escavações grampeadas, onde as deformações de um elemento de solo próximo à face são principalmente devidas a um descarregamento das tensões laterais, os ensaios CID-E reproduzem com maior fidelidade a trajetória de tensões seguida no campo.

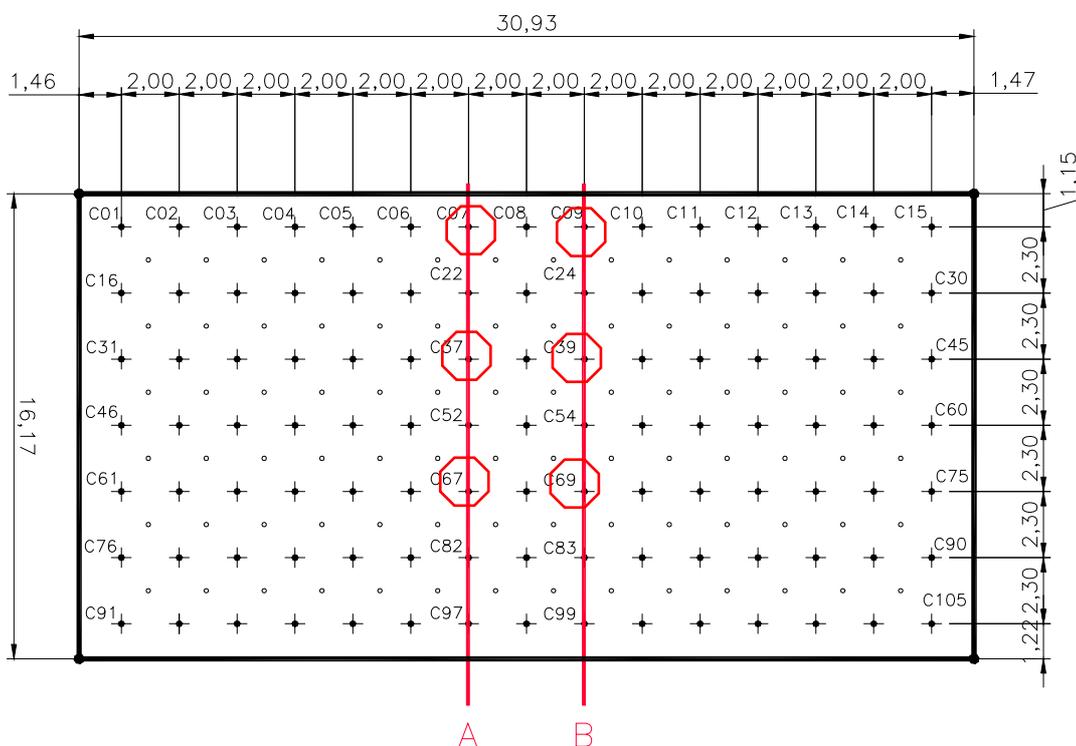
### 5.3. Monitoramento geotécnico da obra

O monitoramento geotécnico da obra foi realizado com a implementação de um programa de instrumentação do maciço grampeado. A instrumentação empregada teve por objetivo a observação do comportamento da escavação em solo grampeado durante a fase de execução do grampeamento do solo, bem como após o término da obra. Para alcançar este objetivo foram medidos os deslocamentos horizontais do talude grampeado com a profundidade e em pontos fixos do maciço, com a utilização de inclinômetros e “tell tales”, respectivamente. Durante as sucessivas fases de execução também foram calculados os esforços em grampos pré-definidos por meio de leituras de deformações fornecidas por extensômetros elétricos (“strain-gauges”) colados nos grampos.

O programa de monitoramento compreendeu o período entre 18 de Março de 2004 a 08 de Agosto de 2006. A concepção da instrumentação definiu uma seção-tipo no terço central da escavação nas faces C e G. Esta seção foi delimitada por 2 colunas de grampos instrumentados A e B, distantes cerca de 4m entre si, conforme apresenta a Figura 130. Em cada uma das colunas foram colados “strain-gauges” em barras de aço das faces C e G, para a medição de deformações e estimativa de esforços no elemento de reforço. Esta concepção permite uma melhor avaliação e comparação dos valores de deformações obtidos pelos transdutores elétricos. A seção-tipo apresenta ainda 2 tubos de inclinômetros e 6 caixas com 4 “tell tales” cada, instalados nas faces C e G, para a avaliação dos deslocamentos horizontais na massa de solo grampeado. As Figuras 131 e 132 ilustram, respectivamente, a posição dos instrumentos instalados e a seção-tipo de instrumentação, onde são apresentados os instrumentos utilizados e os grampos instrumentados.

**FACE C**

grampos instrumentados: [C07 / C37 / C67] e [C09 / C39 / C69]



**FACE G**

grampos instrumentados: [G07 / G54] e [G09 / G56]

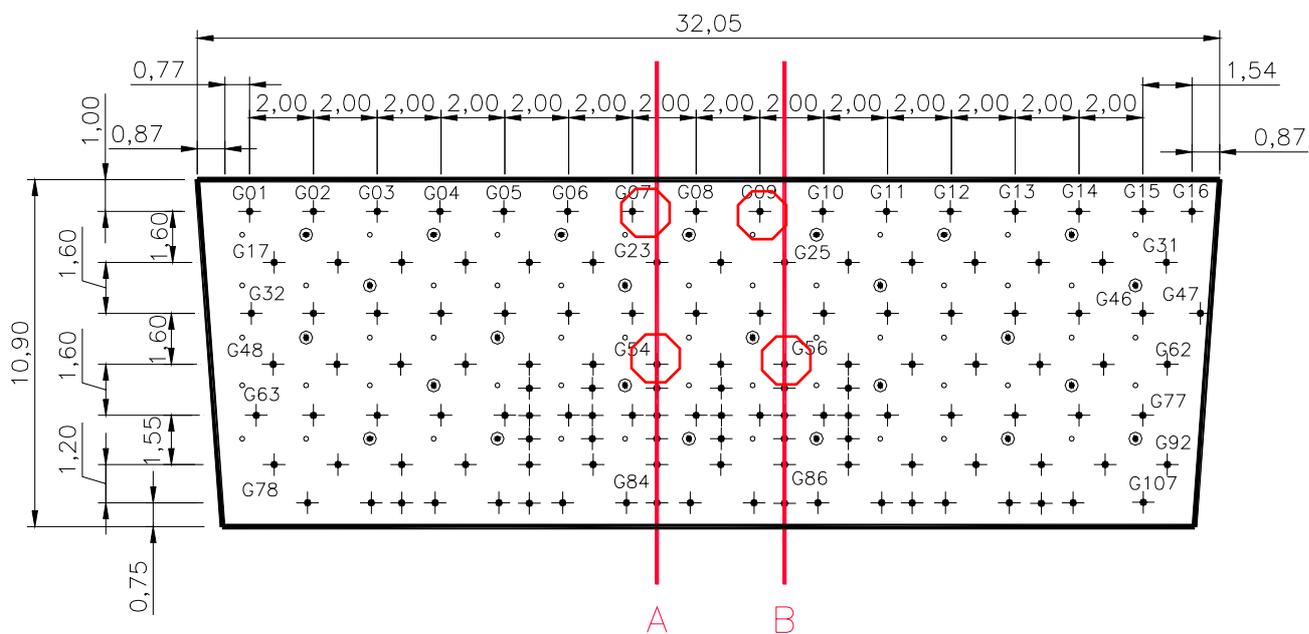


Figura 130. Localização das colunas A e B de grampos instrumentados.

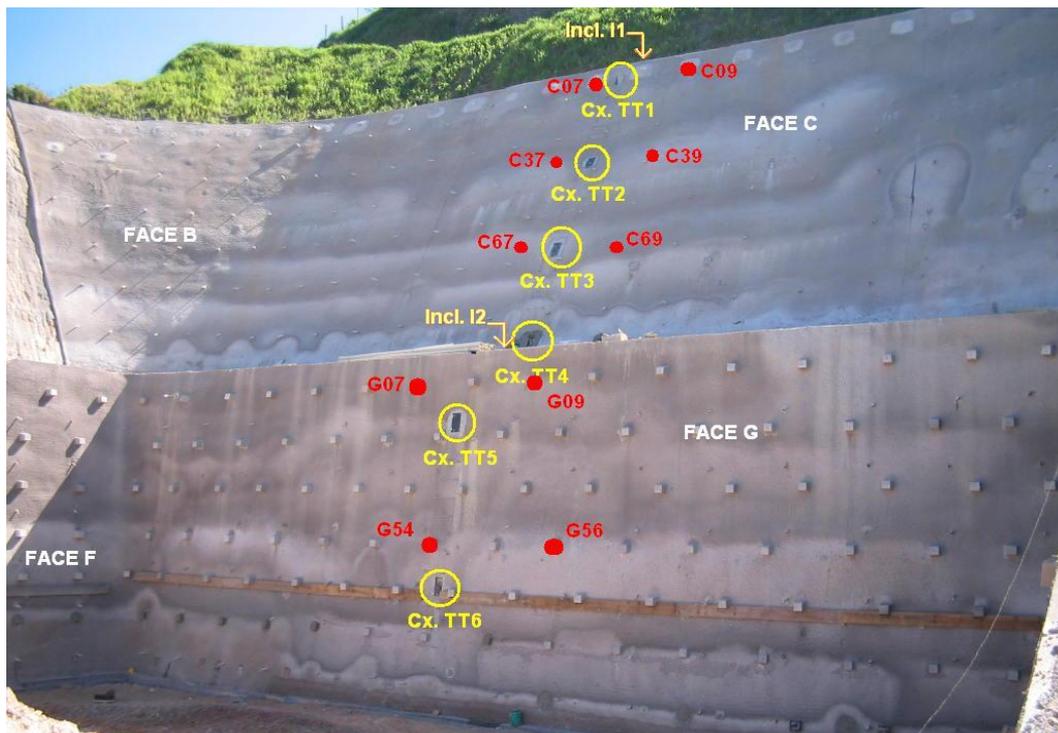


Figura 131. Posição dos grampos instrumentados (Cii e Gii), caixas de “tell tales” (Cx. TTi) e inclinômetros (Ii).

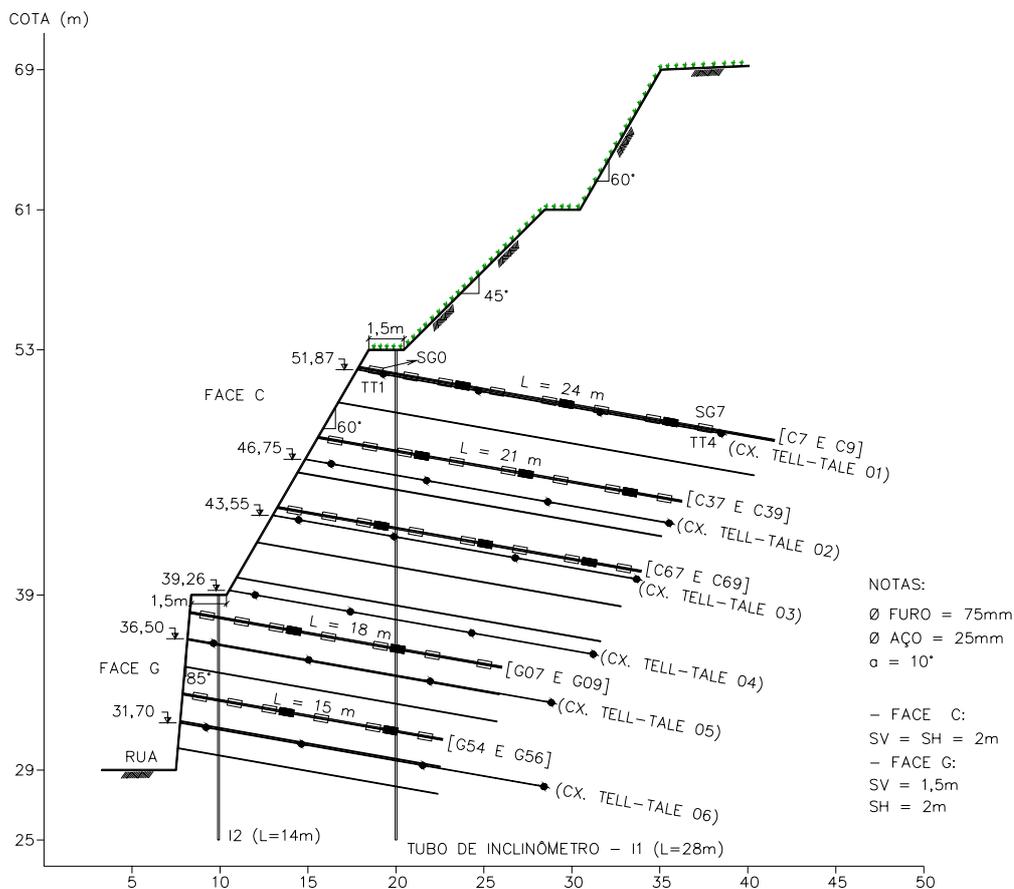


Figura 132. Seção-tipo instrumentada com grampos com “strain-gauges” (Cii e Gii), “tell tales” (Cx. “Tell Tale” i) e inclinômetros (I1 e I2).

### 5.3.1. Inclinômetros

Foram instalados dois tubos de inclinômetros ( $\phi_{int} = 48\text{mm}$ ) com o objetivo de se obter os deslocamentos horizontais superficiais e de subsuperfície durante a execução da obra e após o seu término. Além destes objetivos, pretendeu-se, com a utilização destes equipamentos, determinar possíveis planos ou zonas de ruptura, dentro da massa de solo grampeado, e quantificar o deslocamento com o tempo.

A execução dos dois furos para a instalação dos tubos dos inclinômetros foi realizada por meio de perfurações mecânicas (sonda rotativa com apoio fixo), com diâmetros de 100mm, distantes cerca de 1,0m da face da escavação. Os furos foram realizados nas cotas +53 e +39 e alcançaram a profundidade de 30,0m e 16,7m, respectivamente. Durante a perfuração não foi encontrada a presença do nível d'água no interior do furo.

Na instalação dos tubos para os inclinômetros foram utilizados os seguintes elementos:

- Tubos de alumínio com 4 ranhuras diametralmente opostas. Diâmetro interno de 48mm (1,9") e comprimento de 3m;
- Luvas de alumínio com diâmetro interno de aproximadamente 52mm e com 30cm de comprimento (mesma espessura do tubo);
- Tampa de vedação;
- Rebites de repuxo;

Os procedimentos para a instalação do tubo e leituras do equipamento seguiram as etapas:

- Preparação do tubo:** Os segmentos de tubos de alumínio e as luvas foram perfurados (para a colocação dos rebites) nas duas extremidades. A seguir, acoplou-se uma luva na extremidade de cada segmento, com a rebitagem do tubo;
- Preparação do furo e colocação dos tubos:** Depois de atingida a cota final da perfuração (confirmada com medição da profundidade com trena), inseriu-se os segmentos dos tubos no furo. Os dados relativos às perfurações dos furos dos inclinômetros são apresentados na Tabela 55. Durante a inserção dos tubos no furo, foi rebitada a outra extremidade de cada segmento para garantir a continuidade do tubo. No primeiro segmento instalado, acoplou-se a tampa de vedação. Na colocação dos tubos no furo foram tomados cuidados especiais com relação a orientação das ranhuras, desde a inserção do primeiro segmento.

Ao final da instalação, verificou-se a orientação das mesmas, tendo por objetivo garantir a perpendicularidade do alinhamento em relação à tendência de movimentação do talude. A orientação definida segue as direções das ranhuras (Figura 133), sendo a direção principal definida como aquela relativa à movimentação de maior magnitude do talude;

Tabela 55. Dados da execução dos furos dos inclinômetros

Inclinômetro	Cota da boca do furo (m)	Profundidade do furo	Data da perfuração/ colocação do tubo
I1	+53,0	30,0m	17 Março de 2004
I2	+39,0	16,7m	12 Maio de 2004



Figura 133. Localização e orientação dos tubos de inclinômetros instalados.

- iii. **Preparação do material de preenchimento:** O espaço entre a perfuração e o tubo de inclinômetro foi preenchido com areia média a grossa úmida (colocou-se água no interior do tubo para facilitar a descida do material). Devido às características do subsolo e do furo, o solo granular se apresentou como satisfatório para o preenchimento do furo. A compactação do material foi realizada manualmente a fim de se evitar excesso de vazios que acarretariam em leituras iniciais dispersas. A quantidade de material introduzida foi estimada de acordo com a diferença de volume entre a perfuração e o tubo de alumínio;

- iv. **Instalação de caixa de proteção:** Foram construídas caixas de proteção de concreto com cerca de 30cm de aresta, visando à proteção dos tubos de inclinômetro. Estas caixas foram fechadas com tampa de ferro e lacradas com cadeado. Esta medida visou garantir a integridade dos tubos, visto que a obra localiza-se em uma área de acesso público.
- v. **Leitura inicial:** Imediatamente após a conclusão da execução do furo e preenchimento do mesmo, foram realizadas quatro séries de leituras iniciais. Assim obtêm-se leituras de referência de deslocamentos nas duas direções ortogonais entre si (direções principal e secundária). No caso estudado, as leituras foram realizadas de 60 em 60cm (2 em 2 pés). O equipamento de medição utilizado é composto de um torpedo (Série 50302500), cabo elétrico com 30m de comprimento (Série 50309) e uma unidade de leitura ("Digitilt Indicator 50309"). Esta última, foi aferida no Laboratório de Geotecnia da COPPE-UFRJ, antes do início das leituras. A Tabela 56 apresenta algumas características da unidade de leitura.

Tabela 56. Características da unidade de leitura

Número de série	Digitilt Indicator 50309
Alcance	$\pm 53^\circ$ da vertical
Resolução	1:25000 (0,02mm / 500mm)
Acurácia	$\pm 6$ mm por 25m
Temperatura de uso	-20°C a 50°C

- vi. **Leituras durante o programa de instrumentação:** A frequência das leituras durante o programa de instrumentação foi adequada às fases de execução da obra e eventuais fatores externos (execução das fundações do edifício, escavações nas obras do Museu 0 e Museu 2, precipitação pluviométrica, etc.). Em todas as leituras, o torpedo era introduzido no tubo e permanecia estacionado no fundo do furo por 15 minutos. Esta medida visou à compensação da temperatura do sistema, conforme recomendação do fabricante. Após cada leitura realizada eram registradas as condições do clima, data e observações gerais sobre a execução obra.

A Figura 134 ilustra os detalhes da instrumentação com o inclinômetro.



(a) execução do furo



(b) tubo do inclinômetro instalado



(c) roldana e cabo elétrico



(d) torpedo e caixa de proteção



(e) unidade de leitura



(f) obtenção dos dados

Figura 134. Detalhes da instalação e operação do inclinômetro.

- **Correção das medições do inclinômetro I1:**

Na data de 21 de Junho de 2004, durante a execução do grampo G57 (Face G) da contenção em solo grampeado, houve uma perfuração acidental do tubo do inclinômetro I1, na cota +32,93m. Este ponto corresponde a uma profundidade de 6,07m da boca do furo do inclinômetro I2, posicionada na cota +39,00m. Este fato acarretou uma correção das medidas de deslocamentos do inclinômetro I1, obtidas a partir desta data.

Para a correção dos deslocamentos horizontais admitiram-se duas hipóteses: a primeira consistiu na realização de leituras com o torpedo do inclinômetro I1, a partir da cota +53,00m até a profundidade de 17,07m (cota +35,93m). A partir desta profundidade, os valores de deslocamentos obtidos foram àqueles referentes à última leitura do inclinômetro I1, antes da perfuração (17/06/2004). Estes valores foram considerados fixos durante a instrumentação do talude, a partir da referida data. Acima da cota +35,93m, os deslocamentos horizontais foram calculados a partir das leituras da caixa do inclinômetro e variaram para cada data de medição.

A segunda hipótese (limite superior) consistiu na premissa de que o talude comporta-se como um corpo rígido. Sendo assim, após a data da perfuração do tubo, os incrementos de deslocamentos fornecidos pelo inclinômetro I1, abaixo da cota +39,00m, foram equivalentes àqueles obtidos pelo inclinômetro I2. Os deslocamentos horizontais acima desta cota foram calculados a partir das leituras fornecidas pelo inclinômetro I1, até o ponto perfurado. As hipóteses de cálculo dos deslocamentos horizontais fornecidos pelo inclinômetro I1 (após a perfuração) são apresentadas na Figura 135.

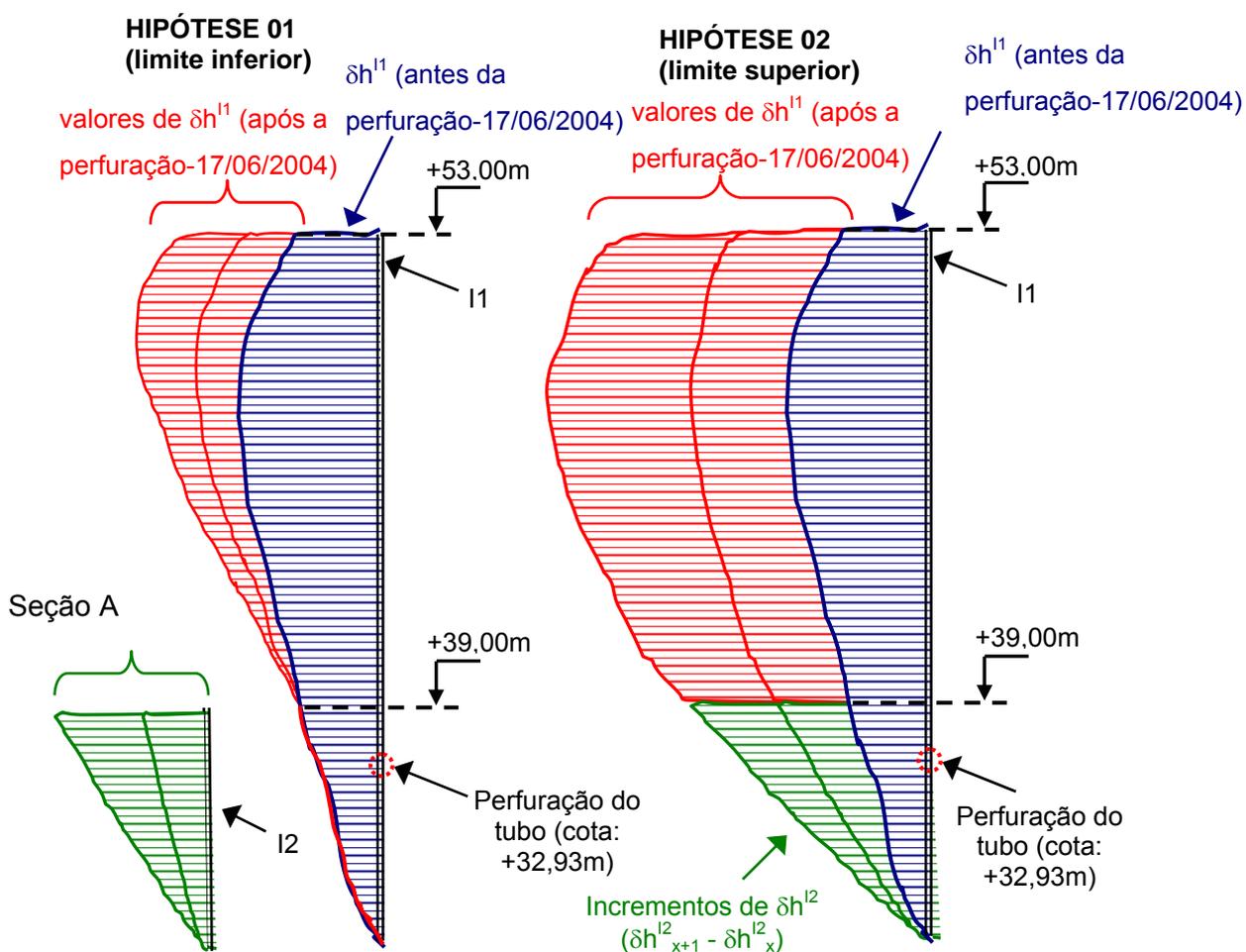


Figura 135. Hipóteses de cálculo dos deslocamentos do inclinômetro I1.

### 5.3.2. Tell tales

Os “tell tales” foram instalados com o objetivo de monitorar os deslocamentos horizontais de pontos específicos em uma mesma cota do talude. Assim como os inclinômetros, estes instrumentos também possibilitam interpretar o comportamento da massa de solo grampeado, detectando as zonas de maiores movimentações e eventuais planos de ruptura no talude.

Os “tell tales” foram instalados em furos pré-definidos, executados por perfuração a ar comprimido (sondas rotativas), com 100mm de diâmetro e inclinação de  $10^\circ$  com a horizontal. Em cada furo executado foram introduzidos 4 “tell tales”, que são formados por tubos de revestimento (plástico ou de PVC) com diâmetro de 10mm ou 12,7mm, cujo interior passa um cabo de aço (fio de pesca de aço INOX), com comprimentos de 1,5m, 7,0m, 14,0m, e 28,0m. O sistema de cabos foi ancorado no interior do furo em barras de aço de 30cm ( $\phi_{aço}=12,5\text{mm}$ ) fixas às extremidades dos tubos. Após a colocação dos “tell tales”, os furos foram preenchidos por nata de cimento (fator A/C=0,5, em peso).

Na face do talude, o sistema foi acoplado a pesos metálicos de 0,5kg<sub>f</sub> a 1,0kg<sub>f</sub> (por meio de roldanas), que proporcionam o tensionamento dos fios. As leituras de deslocamentos foram realizadas por meio de agulhas fixadas aos cabos e papel milimetrado colado em uma caixa de “tell tale”. Foram fixadas 6 caixas na face do talude. Este dispositivo tem a função de proteger a extremidade dos tell tales e acomodar a escala milimetrada de leitura. Vale ressaltar que as roldanas devem ser feitas de material anticorrosivo e livres de atrito para não impedir a movimentação dos cabos. As caixas foram assentadas na face do talude com cimento comum. As hastes que fixam as roldanas foram montadas nas caixas com adesivo epóxi para não comprometer a interpretação dos resultados. A configuração dos “tell tales” utilizada é apresentada na Figura 136.

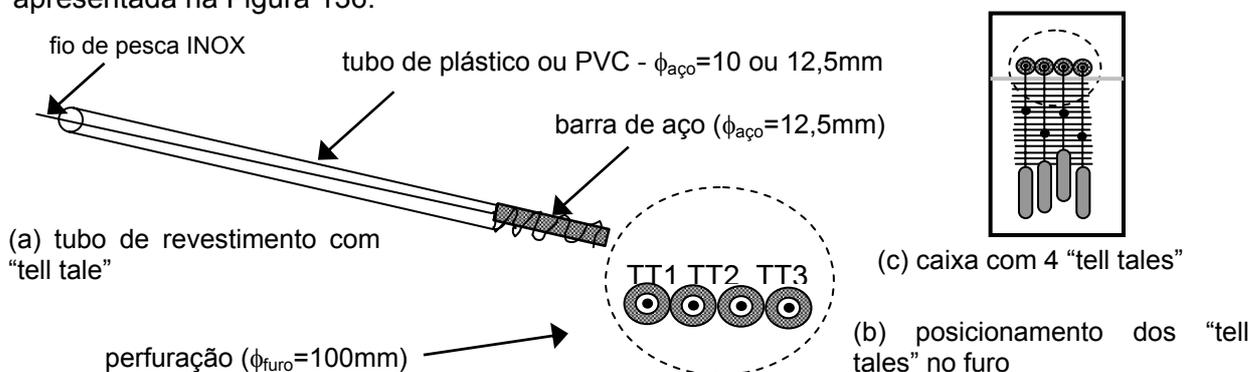


Figura 136. Esquema da instrumentação com “tell tales”.

As Figuras 131 e 132 ilustram a posição das seis caixas de “tell tales” na face do talude, enquanto que a Figura 137 apresenta os detalhes da instalação das caixas de “tell tales”. A Tabela 57 fornece um resumo do projeto de instrumentação com os “tell tales”.



(a) peças e ferramentas



(b) arranjo dos tubos (4 tell tales)



(c) furo preenchido com nata



(d) colocação da caixa



(e) pesos e sistema de medição



(f) obtenção dos dados

Figura 137. Detalhes da instalação e operação com o “tell tales”.

Tabela 57. Características da instrumentação com “tell tales”

Caixa	Cota (m)	Data da 1ª leitura	Especificação dos “tell tales”	Cota da escavação na data da leitura (m)
01	+51,87	02 Abril 04	TT1 (L <sub>TT</sub> =1,50m) TT2 (L <sub>TT</sub> =7,0m) TT3 (L <sub>TT</sub> =14,0m) TT4 (L <sub>TT</sub> =28,0m)	+47,45 (H <sub>escav</sub> <sup>SG</sup> =5,55m)
02	+46,75	27 Abril 04		+42,84 (H <sub>escav</sub> <sup>SG</sup> =10,16m)
03	+43,55	07 Maio 04		+39,20 (H <sub>escav</sub> <sup>SG</sup> =13,80m)
04	+39,26	10 Junho 04		+32,40 (H <sub>escav</sub> <sup>SG</sup> =20,60m)
05	+36,50	10 Junho 04		+32,40 (H <sub>escav</sub> <sup>SG</sup> =20,60m)
06	+31,70	05 Agosto 04		+28,55 (H <sub>escav</sub> <sup>SG</sup> =24,45m)
Tell tales: Precisão: ±1mm; Resolução: ±0,5mm; Curso: 30cm				

Obs.: H<sub>escav</sub><sup>SG</sup> = altura total da escavação em solo grampeado.

Para evitar um mau funcionamento dos “tell tales” (impossibilidade de deslocamentos, por dano do cabo de aço ou na roldana ou algum tipo de obstrução do interior do tubo), devem-se proteger a entrada dos tubos dos “tell tales” com “buchas” provisórias, durante a injeção do furo e concretagem da parede, além de se verificar a integridade dos cabos e tubos durante a colocação no furo. É aconselhável também, lubrificar as partes internas das roldanas e a haste de sustentação das mesmas.

### 5.3.3. Strain-gauges

Os “strain-gauges” (extensômetros elétricos resistivos) foram utilizados para a medição da deformação superficial em pontos específicos de grampos instrumentados. A Tabela 58 apresenta a relação dos grampos da obra que foram instrumentados e um resumo do processo de execução dos mesmos. Ressalta-se que o processo de perfuração e injeção dos furos para a instalação destes elementos foi semelhante àquele adotado no restante da obra. Não houve reinjeção dos grampos instrumentados.

As Figuras 131 e 132 indicam a posição dos reforços no maciço grampeado. Foram instalados 10 grampos instrumentados, nas faces C e G, divididos em duas seções de estudo (Colunas A e B), distantes entre si de 4m.

Tabela 58. Resumo do processo executivo dos grampos instrumentados

Grupo	Cota (m)	Perfuração	Colocação no furo	Injeção	Leitura "zero"	Cota da escavação (m)
C07 L=24m	+52,00	18/03	18/03	18/03	18/03 (após injeção)	+51,00
C09 L=24m	+52,00	18/03	18/03	18/03	18/03 (após injeção)	+51,00
C37 L=21m	+50,00	02/04	02/04	02/04	02/04 (após injeção)	+47,70
C39 L=21m	+50,00	02/04	02/04	02/04	02/04 (após injeção)	+47,70
C67 L=21m	+44,00	22/04	27/04	27/04	28/04 (24hs. da injeção)	+42,70
C69 L=21m	+44,00	22/04	27/04	27/04	28/04 (24hs. da injeção)	+42,70
G07 L=18m	+38,00	14/05	19/05	19/05	24/05 (5 dias da injeção)	+36,40
G09 L=18m	+38,00	19/05	19/05	19/05	24/05 (5 dias da injeção)	+36,40
G54 L=15m	+33,35	17/06	17/06	17/06	24/06 (5 dias da injeção)	+32,40
G56 L=15m	+33,35	17/06	17/06	17/06	24/06 (5 dias da injeção)	+32,40

Os "strain-gauges" foram colados na face superior das barras de aço instrumentadas, com o objetivo de se avaliar a distribuição dos esforços axiais ao longo do comprimento do reforço durante o programa de monitoramento. Particularmente, nos grampos C07 e G07, os "strain-gauges" foram colados em pares diametralmente opostos para se avaliar e quantificar momentos fletores atuantes nas barras de aço. O espaçamento entre os extensômetros variou de 2m a 3m, privilegiando a região de maiores esforços. A Figura 138 indica o posicionamento dos "strain-gauges" ao longo do elemento de reforço.

Os extensômetros elétricos utilizados na instrumentação das barras de aço são da família dos extensômetros coláveis de resistência elétrica, modelos unidirecionais simples - formas tradicionais, fabricados pela empresa Excel Sensores Ltda. (Figura 139).

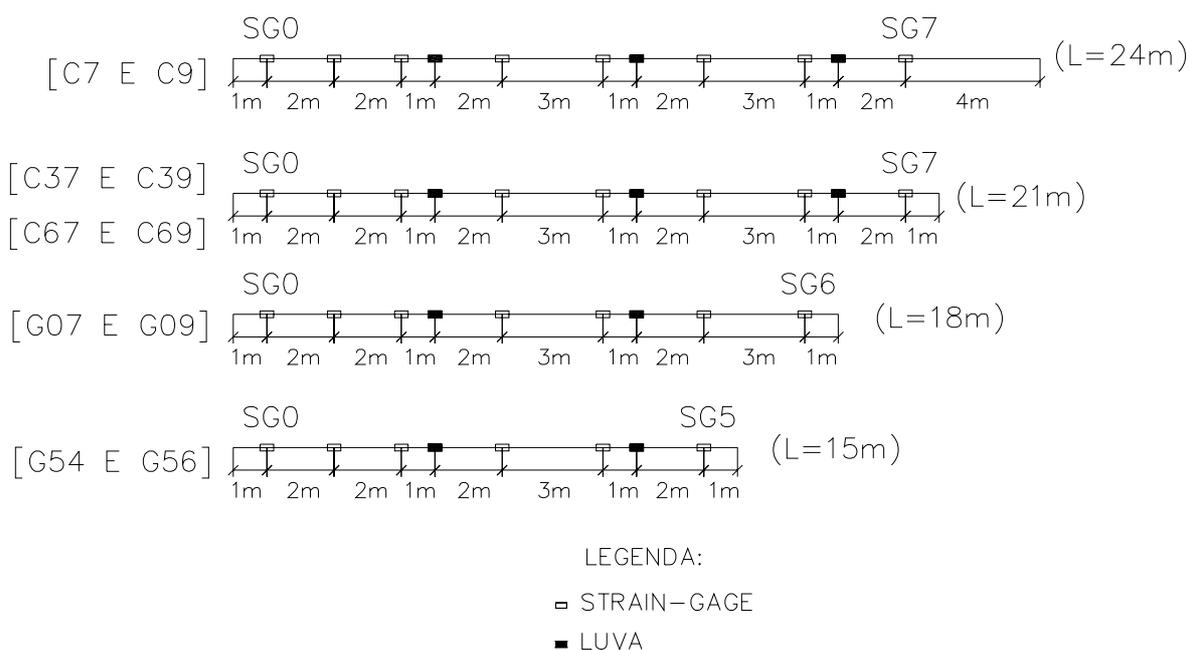
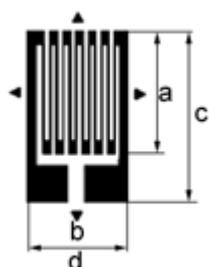


Figura 138. Posicionamento dos “strain-gauges” nas barras instrumentadas.



- a (comprimento da grelha) = 3,18mm
- b (largura da grelha) = 3,18mm
- c (comprimento total) = 6,35mm
- d (largura total) = 3,18mm

Figura 139. Extensômetro colável de resistência elétrica unidirecional simples.

Na presente pesquisa foram utilizados sensores da série **PA - 06 - 125AA - 120 - LEN**. Estes resistores possuem base de poliamida com filme metálico de “constantan”, com autocompensação de temperatura para aço, comprimento do elemento resistivo de 3,18mm (0,125”), resistência elétrica de 120Ω e fios de cobre encapsulados. Para completar o sistema de instrumentação foram também empregados terminais coláveis de ligação, do mesmo fabricante dos “strain-gauges”.

O valor teórico do Fator de Sensibilidade do extensômetro elétrico utilizado é de  $K_{ST} = 2,1$ . Ressalta-se que o valor real apresenta pequenas variações, de lote para lote, em torno do valor teórico. O valor real do Fator de Sensibilidade é informado com a identificação do lote. No caso desta pesquisa, este valor foi igual a 2,00.

Os procedimentos para a preparação das barras instrumentadas e realização das leituras de deformação no canteiro de obra são detalhados a seguir:

- **Preparação das barras de aço instrumentadas:**

A fixação dos “strain-gauges” nos grampos instrumentados exigiu a preparação da superfície de colagem, nas barras de aço. Os procedimentos de preparo da superfície e colagem dos “strain-gauges” foram realizados no galpão da SEEL Engenharia Ltda. (Springer, 2006), conforme ilustra a Figura 140. Um resumo das etapas da instrumentação dos grampos no galpão é descrito a seguir:

- Preparação das 10 barras de aço nervuradas (INCO 13-D;  $\phi_{aço}=22\text{mm}$ ):** efetuou-se a marcação do eixo guia de alinhamento dos “strain-gauges” na barra com 2 fitas crepes, espaçadas a cada 50cm, na região de instalação do extensômetro. Nesta região, eliminaram-se as nervuras de 2mm da barra por meio de usinagem com equipamento policorte com disco de lixa de grão 60 (Figura 140a). Posteriormente foi realizado um polimento manual (variando-se a espessura das lixas) e limpeza da superfície com pincel (para a retirada de resíduos da usinagem). Ressalta-se que nesta região o diâmetro da barra é reduzido para cerca de 19mm. Em seguida, utilizou-se álcool isopropílico a 99,5° como solvente, para eliminar todo o resíduo oleoso da superfície de colagem;
- Preparação do “strain-gauge”:** removeu-se o extensômetro do envelope de acetato com uma pinça e depositou-o, com o auxílio de pinça, sobre uma placa de vidro limpa (com álcool isopropílico e gazes), com a face de colagem para baixo (Figura 140b). Uma vez colocado sobre a placa de vidro, posicionou-se uma fita adesiva especial sobre o “strain-gauge”. Esta fita auxilia no processo de colagem do “strain-gauge” na seção preparada da barra de aço;
- Colagem do “strain-gauge” na barra de aço:** colou-se a fita com o “strain-gauge” na seção preparada da barra de aço, tomando-se cuidado com o alinhamento do extensômetro com a direção das deformações a serem medidas (Figura 140c). Após este procedimento, levantou-se uma extremidade da fita e aplicou-se uma fina camada de adesivo (resina do tipo cianoacrilato - Super Bonder® da Loctite). Esta camada deve estar livre de vazios ou bolhas de ar (Figura 140d). O tempo de cura do adesivo foi de 2 minutos a 25°C. Após a cura, removeu-se a fita e verificou-se, com ohmímetro, a resistência nominal do extensômetro (120 $\Omega$ ), fornecida pelo fabricante;
- Colagem dos terminais nos “strain-gauges”:** a colagem dos terminais também foi feita com a aplicação da camada adesiva. Os terminais são pontes de ligação entre os fios do “strain-gauge” e os cabos elétricos ligados ao sistema de aquisição de dados;

- v. **Preparação e soldagem dos cabos elétricos aos terminais dos “strain-gauges”**: para a ligação entre os cabos elétricos e os “strain-gauges” (terminais) foram utilizados cabos de rede e de telefone. Em cada cabo, existiam 3 conjuntos de fios de mesma cor que facilitaram a correta ligação ao sistema de aquisição de dados - SAD. Os cabos foram fixados às barras por abraçadeiras, com comprimento adicional para a ligação ao SAD. Foram empregados cabos blindados para reduzir os efeitos parasitas nas leituras de deformação obtidas na obra, durante o funcionamento de geradores e outros equipamentos elétricos. Cada segmento de barra de 6m recebeu um conjunto de cabos independentes e luvas com identificação por cores para facilitar o transporte e instalação dos grampos na obra. Na região próxima aos extensômetros, foi feita uma abertura com alicates de corte e precisão que possibilitou a ligação dos fios aos terminais. Em cada “strain-gauge” foram ligados um conjunto de 3 fios, a fim de se eliminar o efeito do comprimento do cabo no desbalançamento da ponte de Wheatstone. Todas as ligações foram feitas em ponte completa, realizadas em uma caixa externa com os circuitos elétricos correspondentes a cada “strain-gauge” da barra (Nunes e Castilho, 2002; Nunes et al., 2002 e 2006). A soldagem dos fios foi realizada com ferro de solda e fio de solda de estanho. Após a soldagem dos fios foi verificada novamente a resistência do “strain-gauge”;
- vi. **Proteção dos “strain-gauges”**: após a conexão dos terminais, os “strain-gauges” foram isolados por meio de aplicações de sucessivas camadas de verniz isolante, película de adesivo epóxi Araldite de cura rápida e resina “Quilosa Sintex”. Estes procedimentos visaram a proteção dos “strain-gauges” e minimização das perdas por curto circuito no contato dos fios com a barra (verniz), por umidade e corrosão (adesivo epóxi) e por danos mecânicos (resina) resultantes do transporte e instalação das barras (Nunes et al., 2006). Antes de seguirem para a obra, as barras instrumentadas foram fixadas por fios de arame a berços de madeira (Figura 140e). Este procedimento evita a flexão das barras durante o transporte e instalação, impedindo danos dos “strain-gauges” ou da proteção com resina (fissuras), a qual permitiria o contato de água e umidade com os circuitos elétricos.



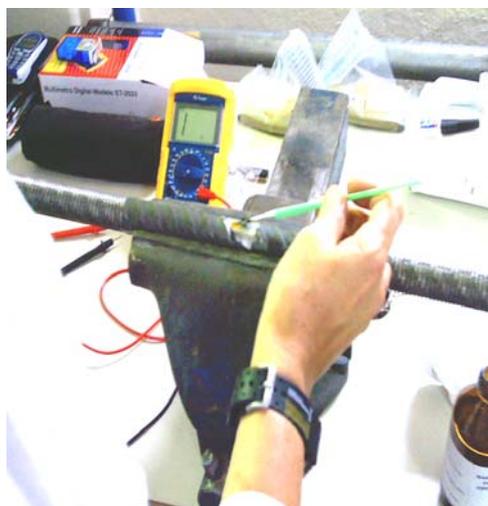
(a) usinagem das barras



(b) "strain-gauge" sobre placa de vidro limpa



(c) fixação do "strain-gauge" na barra



(d) aplicação de camada adesiva



(e) barras instrumentadas nos berços de madeira

Figura 140. Detalhes da instrumentação dos grampos no galpão.

- **Preparo e instalação das barras instrumentadas:**

Concluída a instrumentação das barras no galpão da SEEL, as mesmas foram encaminhadas para a obra, protegidas com plásticos e amarradas aos berços de

madeira. O deslocamento até o local do furo exigiu atenção especial na manipulação dos berços. Teve-se a precaução de se evitar choques ou rotação dos mesmos. Cada segmento de 6m foi levado por 3 operários até a boca do furo. A instalação dos grampos dispensou a atenção de toda a equipe de trabalho. O processo consistiu na retirada dos grampos dos berços, união dos segmentos de 6m por luvas e colocação de centralizadores nos reforços. Durante a união dos segmentos procurou-se seguir a identificação pré-definida no galpão (em cores nas luvas), em função dos comprimentos dos cabos elétricos. Os centralizadores foram cortados e colados para se evitar danos aos cabos elétricos. Estes foram fixados às barras por abraçadeiras conforme eram desenrolados. Após a colocação dos grampos, executou-se a injeção dos furos, tomando-se cuidados para que a mangueira de injeção não danificasse o sistema de instrumentação. A Figura 141 apresenta alguns detalhes dos procedimentos mencionados.



(a) chegada das barras na obra



(b) posicionamento das barras próximo às perfurações



(c) colagem dos centralizadores



(d) instalação da barra no furo

Figura 141. Detalhes da instalação das barras instrumentadas.

- **Monitoramento das deformações na obra:**

A ponte de Wheatstone foi o circuito utilizado para a medição das resistências elétricas dos “strain-gauges”. Neste circuito, as resistências desconhecidas são comparadas com resistências bem conhecidas.

Tendo em vista que os extensômetros colados nas barras ficam afastados da ponte de Wheatstone, o sinal emitido pelo sensor, proporcional à deformação da barra pode ser significativamente atenuado ou sofrer perturbações, tal como ruído ambiente, que introduzam erros nas medidas das deformações axiais. Dessa forma, para minimizar esses efeitos deletérios, inerentes da extensometria, levou-se em consideração o aumento da resistência elétrica do circuito (braço da ponte) devido ao comprimento do fio e variação da temperatura. Por conseguinte, foi empregada uma ponte com 3 fios ( $\frac{1}{4}$  de ponte com 3 fios), sendo  $L_2$  o fio compensador, conforme ilustra a Figura 142. A resistência desconhecida do “strain-gauge”, representada por  $R_g$ , pode ser determinada em função das demais resistências conhecidas.

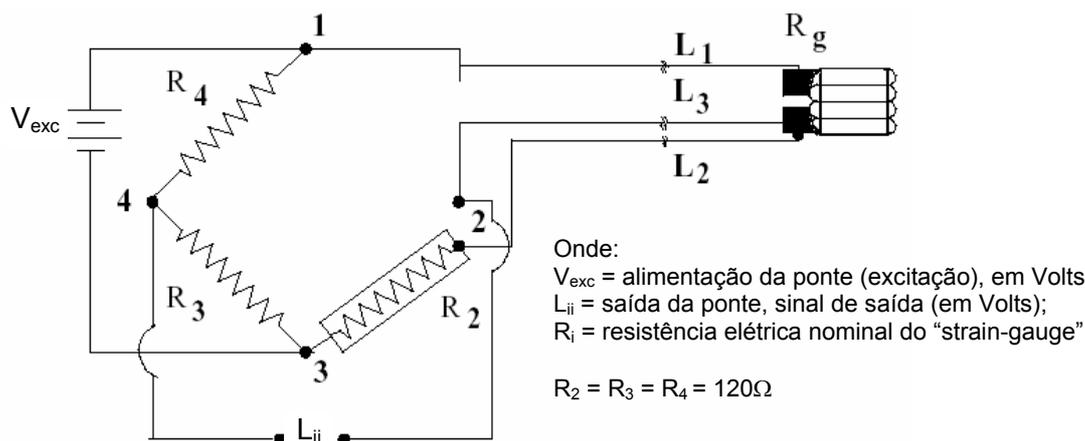


Figura 142. Ponte de Wheatstone com extensômetro elétrico ( $R_g$ ) e fio compensador ( $L_2$ ) com mesmo comprimento de  $L_1$  e  $L_3$ , ( $\frac{1}{4}$  de ponte com 3 fios) (Almeida, 1996).

O sinal de saída de cada circuito da ponte é decodificado e armazenado em placas de aquisição de dados, que são alimentadas pela energia elétrica da rede externa. A energia é transformada em 3V e alimenta a caixa com as pontes de Wheatstone, a qual alimenta os “strain-gauges”. Foram utilizadas de 6 a 8 pontes de Wheatstone, conforme o número de “strain-gauges” nas barras.

As ligações entre as placas de aquisição e os 3 fios de cada “strain-gauge” foram realizadas por conectores tipo “jacaré”. Estes procedimentos dispensaram atenção especial e tempo considerável, pois se deve garantir a correta ligação dos fios de cada “strain-gauge” nos devidos conectores, que são associados a canais de leitura. Uma ausência de contato devido à má conexão ou a fatores externos, tais como vento forte e

vibrações no terreno (por causa da passagem de máquinas pesadas) podem acarretar variações bruscas nas leituras.

A Figura 143 apresenta as caixas que contêm as placas de aquisição de dados (Figura 143a) e as pontes de Wheatstone (Figura 143b). É ilustrado também um detalhe das ligações por conectores tipo “jacaré” (Figura 143a).



(a) caixa que contém as placas de aquisição e detalhe das ligações por conectores



(b) caixa que contém as pontes de Wheatstone

Figura 143. Detalhes dos equipamentos utilizados para instrumentação dos grampos.

Um programa de aquisição de dados, instalado em um computador, registrou as leituras encaminhadas pelas placas de aquisição. Estas informações correspondem ao sinal de saída da ponte (em mV), associado à variação da resistência elétrica de cada “strain-gauge” de uma determinada barra instrumentada. Foram efetuados registros em intervalos de 6s que foram armazenados em arquivos com extensão .dat, na memória do computador. O período de aquisição dos dados foi determinado em função da estabilização das leituras observadas. A acurácia das leituras registradas é de 2% a 5%. A resolução do sistema de aquisição de dados é de 0,001mV e o curso de leitura é de  $\pm 50\text{mV}$

As Figuras 144 e 145 apresentam, respectivamente, um esquema e o arranjo da instrumentação de campo e aquisição de dados.

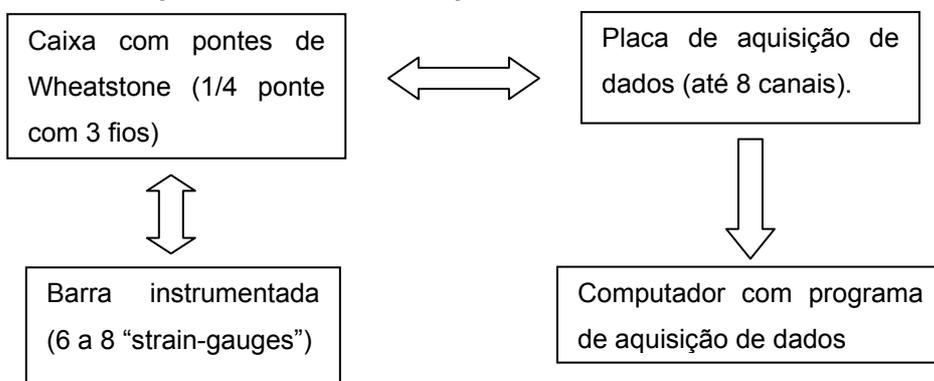


Figura 144. Arranjo da instrumentação de campo e aquisição de dados.

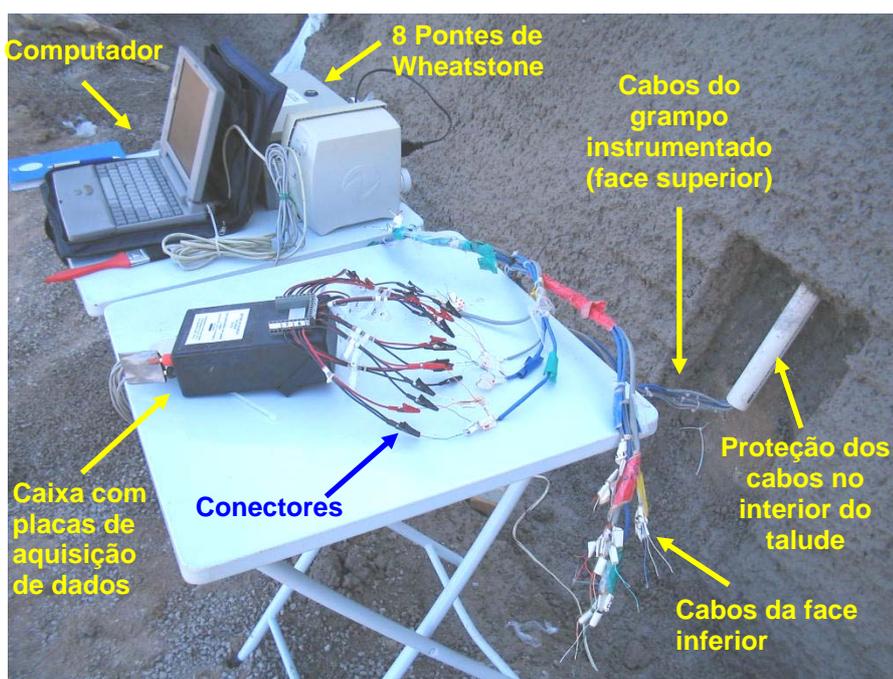


Figura 145. Detalhes do sistema de aquisição de dados no campo dos grampos.

- **Ensaio de calibração das barras instrumentadas:**

Os grampos instrumentados da obra foram calibrados por procedimentos especiais realizados por Proto Silva (2005) e Saré (2007) no galpão da SEEL Engenharia Ltda. As barras foram introduzidas em um tubo semi-rígido que serviu de reação do macaco hidráulico de aplicação de cargas instalado em uma extremidade da barra (Figura 146).

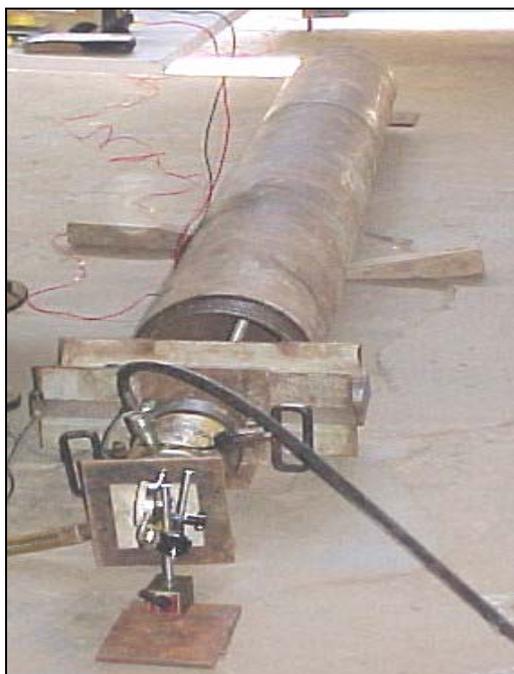


Figura 146. Sistema dos ensaios de calibração das barras (Proto Silva, 2005).

As barras foram fixadas em uma extremidade, com a colocação do macaco hidráulico e célula de carga de 200kN na outra extremidade. A calibração foi realizada em estágios crescentes de 10kN, até a carga máxima de 120kN, a partir da qual foram realizados o descarregamento e recarregamento para se verificar o desempenho dos extensômetros. Durante estes estágios foram monitoradas as leituras dos “strain-gauges” até a estabilização das deformações ao longo da barra. Utilizou-se o mesmo sistema de aquisição de dados disponível para o monitoramento da obra. As barras instrumentadas para os ensaios de calibração tiveram 4m de comprimento e 5 “strain-gauges” colados na superfície. Estas barras foram do mesmo tipo daquelas utilizadas na instrumentação de campo.

Os resultados dos ensaios de calibração executados por Proto Silva (2005) demonstraram que as deformações obtidas para cada “strain-gauge” diferem de no máximo 5,1% dos valores teóricos calculados pela Lei de Hooke. A carga de trabalho dos extensômetros pode ser definida a partir das curvas de calibração determinadas pelo autor. Este valor pode ser obtido a partir das deformações específicas de cada

extensômetro ou pela variação de voltagem dos terminais da ponte de Wheatstone, conforme apresenta as equações 23 e 24:

$$F \text{ (kN)} = 4,316 \cdot \varepsilon \cdot 10^3 \quad (\text{Proto Silva, 2005}) \quad \text{eq.(23)}$$

$$F \text{ (kN)} = 28,76 \cdot \Delta L \quad (\text{Proto Silva, 2005}) \quad \text{eq.(24)}$$

onde:  $\varepsilon$  = deformação específica;  $F$  = força em kN;  $\Delta L$  = variação da leitura em mV (sinal de saída da ponte de Wheatstone).

- **Determinação dos esforços axiais e momentos fletores nos grampos instrumentados:**

Durante o período de monitoramento do talude, foram criados 648 arquivos .dat, relacionados a 54 registros de campo. Em cada dia de leitura, eram monitorados 90 extensômetros elétricos. O período de verificação do desempenho dos grampos foi de 18 de Março de 2004 a 27 de Julho de 2006.

A partir do arquivo .dat gerado foi realizado um tratamento estatístico das leituras dos sinais de saída da ponte de Wheatstone referentes às resistências elétricas de cada extensômetro, para uma data específica. O procedimento consistiu na obtenção de um valor médio destes sinais (em mV), delimitado por um valor de desvio padrão máximo de 0,025mv. Determinada a leitura representativa daquela data, foram calculadas as variações de resistência elétrica ( $\Delta L$ ), conforme a data ou período de interesse (equação 25).

$$\Delta L = L_i - L_o \quad \text{eq.(25)}$$

Onde:

$L_i$  = voltagem média dos terminais da ponte de Wheatstone (em mV), obtida por tratamento estatístico, das leituras na data considerada;

$L_o$  = voltagem média dos terminais da ponte de Wheatstone (em mV), obtida por tratamento estatístico, das leituras na data inicial da instrumentação.

As variações das resistências elétricas foram então convertidas em deformações a partir da equação (12) onde são conhecidos a voltagem de excitação da ponte ( $V_{exc}$ ), a constante do “strain-gauge” (“gauge-factor” -  $Gf$ ) e a variação de voltagem dos terminais da ponte de Wheatstone ( $\Delta L$ ), em mV. Desta forma, as deformações ( $\varepsilon$ ) podem ser obtidas pela equação 26.

$$\varepsilon = \frac{4 \cdot \Delta L}{(V_{\text{exc}} + 2 \cdot \Delta L) \cdot Gf} = \frac{4 \cdot \Delta L}{(3000 + 2 \cdot \Delta L) \cdot 2,0} = \frac{\Delta L}{(1500 + \Delta L)} \quad \text{eq. (26)}$$

Os esforços de tração nos grampos também foram obtidos a partir da variação de voltagem dos terminais da ponte de Wheatstone. Para cada data considerada, a carga axial pode ser calculada pela equação 24. O valor de  $\Delta L$  é fornecido pela equação 25.

A magnitude dos momentos fletores ( $M$ ) nos grampos instrumentados pode ser determinada a partir das deformações fornecidas por “strain-gauges” colados em pares diametralmente opostos nas barras (Perry e Lissner, 1962; Potma, 1967; Fialho, 1969; Adams, 1975). A Figura 147 apresenta um esquema da posição dos “strain-gauges” para o cálculo do momento fletor de uma barra de aço de seção cilíndrica.

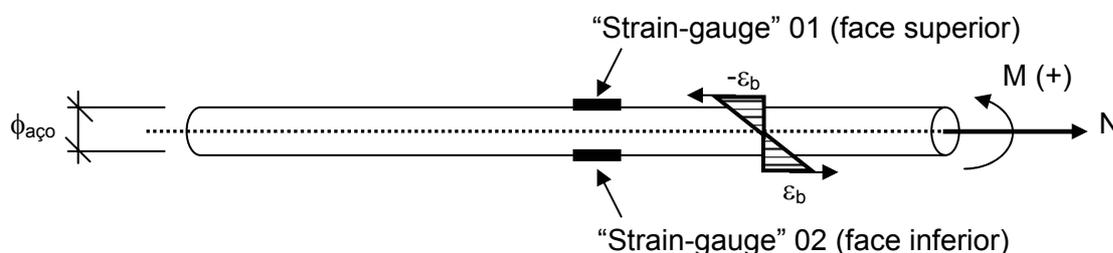


Figura 147. Instrumentação de uma barra de aço submetida à flexão.

Os valores de  $M$  são obtidos pela equação (27):

$$M = \frac{2 \cdot E_{\text{aço}} \cdot I_b \cdot \varepsilon_b}{\phi_{\text{aço}}} \quad (\text{Potma, 1967}) \quad \text{eq. (27)}$$

Sendo:  $E_{\text{aço}}$  módulo de elasticidade do aço;  $I_b$  : momento de inércia de uma barra de aço de seção cilíndrica, definido pela equação (28);  $\phi_{\text{aço}}$ : diâmetro da barra de aço e  $\varepsilon_b$ : a deformação resultante da flexão da barra, obtida pela equação (29):

$$I_b = \frac{\pi \cdot \phi_{\text{aço}}^4}{64} \quad \text{eq. (28)}$$

$$\varepsilon_b = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{2} \quad (\text{Clouterre, 1991}) \quad \text{eq. (29)}$$

onde:  $\varepsilon_1$  e  $\varepsilon_2$  são as deformações dos “strain-gauges” das faces superior e inferior, calculadas pela equação 26.

Finalmente, a partir das equações 27, 28 e 29, os momentos fletores atuantes nas barras podem ser obtidos em função das deformações  $\varepsilon_1$  e  $\varepsilon_2$  e das características da barra (equação 30).

$$M = \frac{\pi \cdot \phi_{aço}^3}{64} \cdot E_{aço} \cdot (\varepsilon_1 - \varepsilon_2) \quad \text{eq.(30)}$$

Adicionalmente, pode-se obter o momento fletor máximo admissível para a barra de aço (equação 31):

$$M_{\text{máx}} = \frac{\pi \cdot \phi_{aço}^3}{32} \cdot \sigma_{aço} \quad \text{eq.(31)}$$

onde:  $\sigma_{aço}$ : tensão de escoamento do aço.

Na presente pesquisa foram calculados os momentos fletores nos grampos C07 (cota +52,00) e G07 (cota +38,00). A partir das leituras obtidas pelas equações (29) e (30) pode-se inferir sobre o efeito da flexão nesses reforços.