

## 4 Ensaio de Laboratório

Ensaio de laboratório e de campo são fundamentais para a obtenção de parâmetros que caracterizam o comportamento do solo para aplicações geotécnicas. A amostra deve ser a mais representativa possível. Realizar ensaios em materiais que não representem o maciço de solo conduz a comportamentos diferentes do real observado.

Além disso, o programa experimental deve contar com procedimentos de ensaios que representem os possíveis cenários da obra: cisalhamento de interface entre dois materiais, grau de saturação, trajetórias de tensões, condições de drenagem, velocidade de carregamento, entre outros.

### 4.1. Amostragem

Para a realização deste programa experimental foram utilizados 10 blocos cúbicos de amostras indeformadas, com 30 cm de aresta, de solo residual, coletados ao longo do perfil do talude. Os blocos foram retirados aos pares para garantir uma quantidade suficiente de material para a realização da campanha completa de ensaios. Os pares de blocos foram retirados nas mesmas cotas de realização dos ensaios de arrancamento e grampos instrumentados, em posição adjacente aos furos de instalação dos grampos (Figura 46). Estes cuidados foram tomados a fim de se garantir representatividade do material coletado em relação ao solo no entorno dos grampos instrumentados.

Os blocos foram extraídos, embalados e transportados para o Laboratório de Geotecnia da PUC-Rio, onde todos os cuidados foram mantidos para a preservação das características estruturais e do teor de umidade do material (Figura 47).

Os blocos foram identificados, portanto, considerando a cota de escavação e seqüência de extração, da seguinte forma:

- BM1 e BM2 – blocos retirados na cota 41,0m;
- BM3 e BM4 – blocos retirados na cota 35,0m;
- BM5 e BM6 – blocos retirados na cota 28,0m;
- BM7 e BM8 – blocos retirados na cota 21,0m;
- BM9 e BM10 – blocos retirados na cota 17,5m.



Figura 46 – Posição de retirada dos blocos.



Figura 47 – Amostras indeformadas após moldagem e embalagem com parafina.

## 4.2. Programa Experimental

Os ensaios objetivaram a caracterização física e a determinação de parâmetros de resistência e deformabilidade necessários ao entendimento do comportamento da encosta. A campanha experimental de laboratório contou com os seguintes ensaios:

- Ensaios de caracterização;
- Ensaios de obtenção de curva característica;
- Ensaios oedométricos;
- Ensaios de cisalhamento direto no solo e na interface solo-nata de cimento;
- Ensaios triaxiais: carregamento axial e descarregamento lateral.

A Tabela 10 apresenta a utilização dos blocos extraídos para cada um dos ensaios do programa experimental.

Tabela 10 - Distribuição do Programa Experimental para os Blocos Extraídos.

<i>Elevação</i>	<i>39m</i>		<i>34m</i>		<i>28m</i>		<i>21m</i>		<i>17m</i>	
Ensaio	BM01	BM02	BM03	BM04	BM05	BM06	BM07	BM08	BM09	BM10
Caracterização	X		X		X		X		X	
Curva Caract.	X						X			
Cis. Direto			X	X	X	X				
Interface			X		X		X		X	
Oedométrico		X				X				
Triaxial CA			X	X			X			
Triaxial DL			X			X				

## 4.3. Ensaios de Caracterização

Os ensaios de caracterização foram realizados seguindo os procedimentos recomendados pela NBR 6457 (Preparação de amostras: compactação e caracterização), NBR 7181 (Análise granulométrica), NBR 6508 (Densidade real dos grãos), NBR 6459 (Limite de liquidez) e NBR 7180 (Limite de plasticidade).

As amostras foram previamente secas ao ar, destorroadas e homogeneizadas. Para a realização dos ensaios de caracterização, utilizou-se uma estufa com temperatura controlada em 105°C e uma balança com precisão de 0,01g. Nos ensaios de sedimentação utilizou-se como defloculante uma solução com hexametáfosfato de sódio. A classificação do solo baseou-se nas definições preconizadas pela ABNT.

A Tabela 11 apresenta um resumo dos principais resultados obtidos nos ensaios de caracterização. Nesta tabela, os valores do teor de umidade correspondem à média dos valores obtidos nas amostras utilizadas nos ensaios de cisalhamento direto do solo.

A Figura 48 mostra a carta de plasticidade de Casagrande. De acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), os solos das amostras BM1 e BM3 podem ser classificados como de baixa plasticidade do tipo CL (argila arenosa). Por outro lado, de acordo com o percentual de matérias granulares os solos dos blocos BM5, BM7 e BM9 são classificados como SC (areias argilosas).

Com base no percentual de tipos de solos presentes em cada amostra é possível ter uma idéia da origem de cada um desses materiais. Os blocos mais próximos à superfície do terreno possuem uma maior quantidade de argila na composição, devido à natureza mais intemperizada deste material. Por outro lado, os materiais mais próximos da base de escavação tendem a possuir maior quantidade de areia em sua composição.

A Figura 49 mostra a variação do percentual de materiais em cada amostra. Pode-se notar que os blocos BM1 e BM3 apresentam maior quantidade de argila, sendo classificados como um material maduro. Por outro lado, os blocos BM5 e BM10 possuem características de solo residual jovem.

A distribuição granulométrica também foi determinada e a Figura 50 apresenta as curvas granulométricas obtidas três profundidades de coleta dos blocos.

Dessa forma, os ensaios de caracterização permitiram a classificação do solo em dois grupos distintos:

- Solo Residual Maduro: BM1 até BM4;
- Solo Residual Jovem: BM5 até BM10.

É importante ressaltar que a metodologia de ensaio recomendada pela ABNT prevê que os solos sejam secos e destorroados para que sejam feitas as análises granulométricas. Estes processos podem causar modificações significativas no material.

Solos residuais possuem uma estruturação graças à sua gênese e este aspecto deve ser considerado. O processo de destorroamento é capaz de quebrar as ligações existentes entre as partículas.

A interpretação de distribuições granulométricas obtidas de acordo com as normas ABNT pode induzir a comportamento diferente do real para alguns solos, especialmente os residuais.

A curva granulométrica deve ser interpretada como uma simples distribuição dos materiais presentes na amostra após o processo de destorroamento. Caracterizar o comportamento mecânico de um solo em função de sua distribuição granulométrica pode conduzir a interpretações incorretas.

Tabela 11 – Resultados dos ensaios de caracterização.

	<i>BM1</i>	<i>BM3</i>	<i>BM5</i>	<i>BM7</i>	<i>BM9</i>
Caract.	Argila arenosa	Argila arenosa	Areia argilosa	Areia argilosa	Areia argilosa
LL (%)	32,4	33,2	38,1	35,9	34,6
LP (%)	16,3	17,5	24,7	23,7	22,9
IP (%)	16,1	15,7	13,4	12,2	11,7
w (%)	15,7	15,0	15,8	17,1	17,3
G	2,68	2,69	2,73	2,71	2,74
$C_u$	293,6	294,5	205,2	120,5	114,1
$C_c$	-	-	0,9	0,9	0,9

onde: LL = limite de liquidez; LP = limite de plasticidade; w = teor umidade natural; G = densidade relativa dos grãos;  $C_u$  = coeficiente de não uniformidade;  $C_c$  = coeficiente de curvatura.

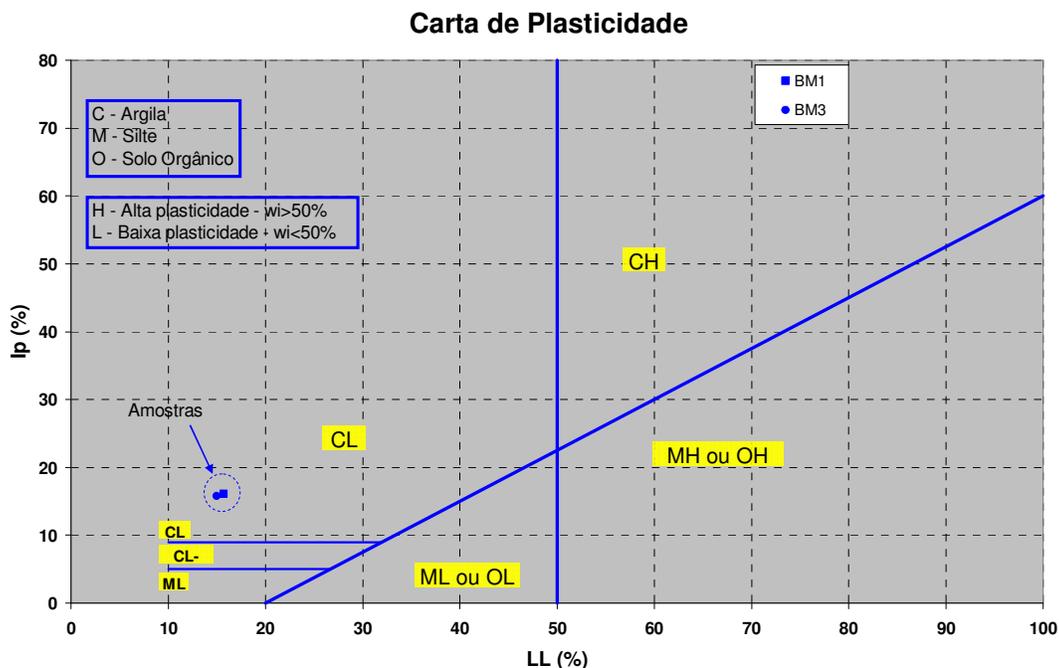


Figura 48 - Posição das amostras na Carta de Plasticidade de Casagrande

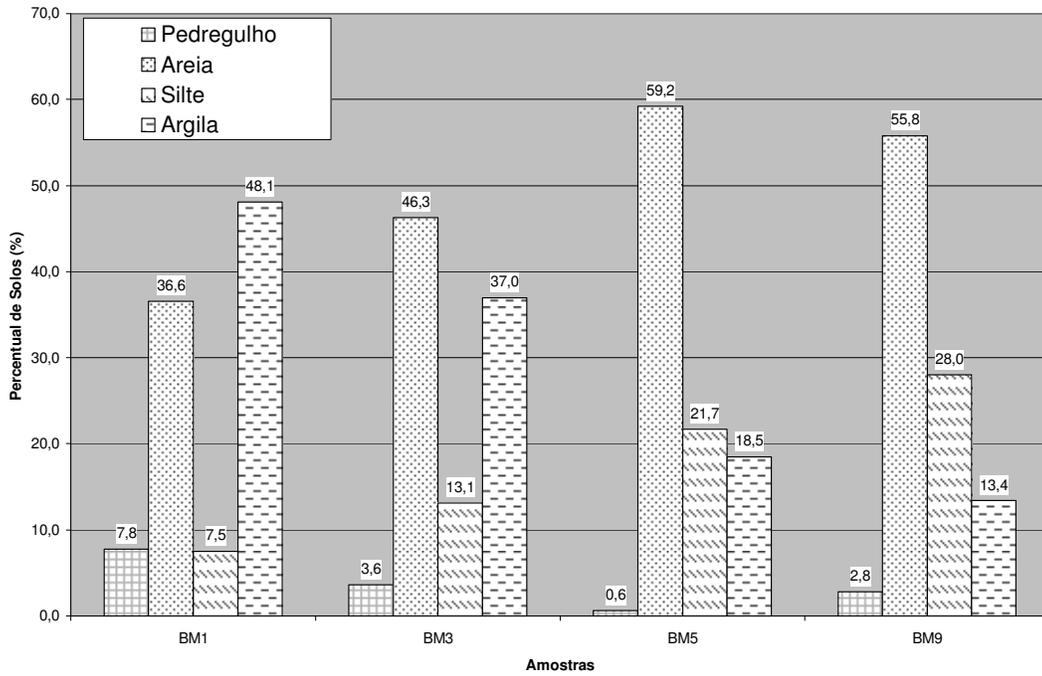
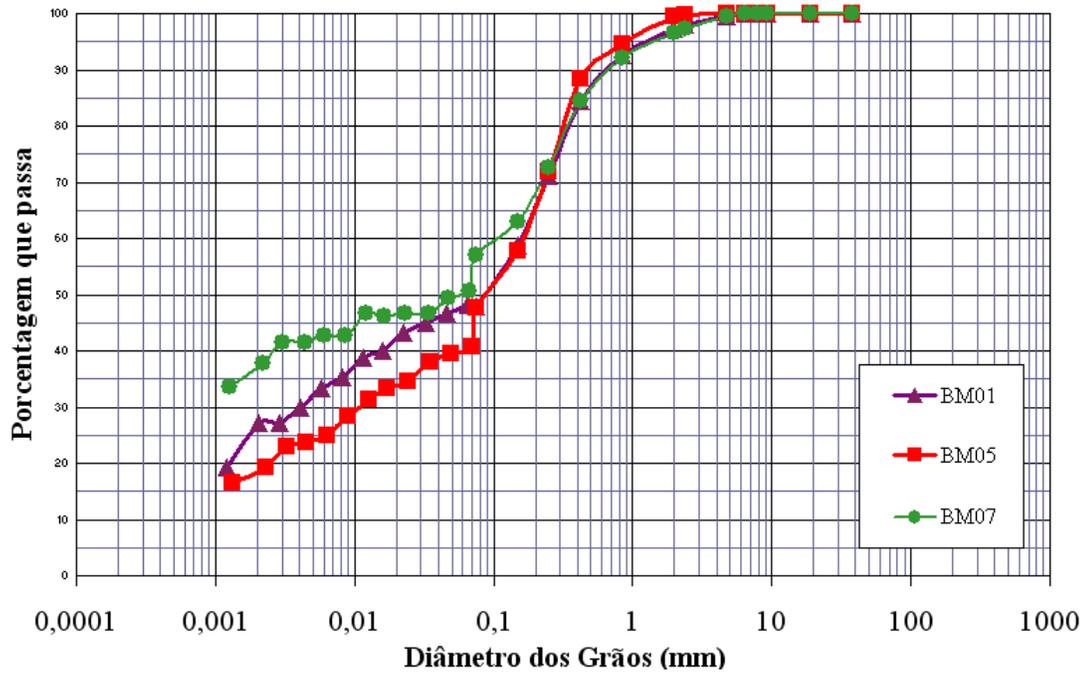


Figura 49 - Distribuição percentual dos materiais para as amostras



#### 4.4. 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 (Lacerda et al., 1985).

A resistência ao cisalhamento dos solos residuais não saturados pode ser avaliada com base no critério de ruptura de Mohr-Coulomb, descrito pela equação (2) (Fredlund e Rahardjo, 1993).

$$\tau = c + (\sigma - u_a) \tan \phi' \quad \text{Equação 7}$$

onde  $c = c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b$ , sendo  $\sigma$  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  $\phi^b$  indica como a resistência aumenta com relação à variação da sucção mátrica, independentemente da tensão normal. Para a obtenção do ângulo  $\phi^b$ , pode-se fazer uso da curva característica do solo, definida como sendo a relação entre a sucção e a umidade (ou saturação).

O valor de  $\phi^b$  não é constante, podendo variar com o nível de sucção (Escário e Saez, 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 51 apresenta os resultados da variação de  $\phi^b$  para um solo residual de gnaiss, onde os ângulos  $\phi^b$  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 (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, podem-se considerar envoltórias lineares para faixas limitadas de variação de sucção (Campos, 1984).

O intercepto de coesão aparente  $c$  (Taylor, 1948) é a parcela responsável pelo acréscimo de resistência apresentado pelos solos não saturados. O valor é igual ao parâmetro  $c'$  quando o solo está saturado.

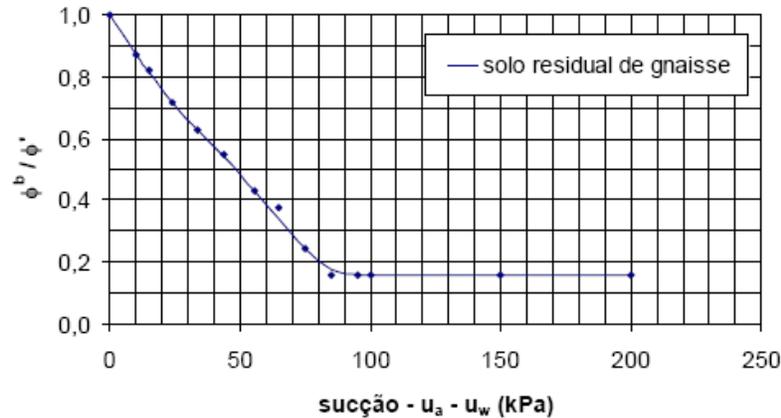


Figura 51 - Variação de  $\phi^b / \phi'$  com o nível de sucção em ensaios de cisalhamento direto (modificado de De Campos e Delgado, 1995)

A influência da parcela de sucção na estabilidade de taludes naturais em solos residuais foi apresentada por Campos (1984). A referida pesquisa apresentou retro-análises de vários casos nos quais as rupturas estiveram associadas a uma perda ou redução de sucção por infiltração da água das chuvas.

A influência da sucção na resistência ao cisalhamento do talude grampeado, na condição não saturada, será tratada apenas em termos de sucção mátrica. Despreza-se assim a parcela referente à sucção osmótica, que pouco influencia o comportamento de solos tropicais brasileiros, com reduzida salinidade (Fonseca, 1991).

Para se estudar a influência da sucção na resistência do talude em solo grampeado, foram obtidas 02 (duas) curvas características ao longo do perfil de escavação. As relações entre umidade volumétrica e sucção mátrica foram obtidas a partir de corpos de provas indeformados de solo residual moldados dos blocos BM01 e BM07.

A curva característica foi determinada através da técnica do papel filtro (Chandler e Gutierrez, 1986; Marinho, 1997 e Soares, 2005). O método do papel filtro tem se mostrado eficiente na obtenção da sucção de amostras durante a secagem e umedecimento (Marinho, 1994). A partir dos valores estimados de sucção matricial, obtidos nas curvas características e com o grau de saturação do terreno, podem-se obter os parâmetros de resistência do solo em condições não saturadas. Assumindo que o valor de  $\phi^b / \phi'$  pode variar entre 0,4 a 0,6, uma boa faixa de variação para a sucção seria entre 45 e 60kPa.

A partir dos valores estimados de sucção pretende-se definir fatores de segurança para o talude grampeado com base em análises em equilíbrio limite considerando tensões efetivas.

As correlações entre a curva característica e a resistência dos solos não saturados exigem uma criteriosa 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).

Gerscovich e Sayão. (2004) apresentam algumas proposições matemáticas para modelos de curvas características e avaliam a aplicação destes modelos à realidade dos solos brasileiros. A Figura 52 e a Figura 53 exibem as curvas características obtidas para os blocos BM01 e BM07, utilizando como ajuste o modelo proposto por Fredlund e Xing (1994). Este modelo mostrou-se mais aplicável ao solo residual estudado neste trabalho do que o modelo de Van Genuchten (1980).

Tal como foi observado por Lima (2007), que realizou pesquisa em uma escavação adjacente da mesma encosta, os valores de sucção mátrica observados nas curvas características foram superiores à faixa de valores usualmente reportados para encostas de solo residual gnáissico. Os valores de grau de saturação no campo variam usualmente entre 30% e 60%, podendo ser ainda maiores em períodos chuvosos. Para estes valores de saturação, pode-se dizer que a faixa de variação da sucção é da ordem de 20 a 400kPa (Ridley et al. 1997; Soares, 1999; Santos e Vilar, 2004).

Baixos valores de umidade volumétrica ( $20\% < S_o < 50\%$ ) correspondem a elevados valores de sucção ( $> 500$  kPa). O mesmo aspecto pode ser observado no trabalho de Lima (2007). Futai et al. (2004) e Futai e Suzuki (2006) também observaram um comportamento similar, onde para valores de 60% na saturação (solo saprolítico siltoso de gnaïsse), a sucção alcançou valores superiores a 1000kPa.

Com o objetivo de reavaliar a curva característica obtida, foram refeitos alguns ensaios. Tal como foi observado por Lima (2007), existe uma possibilidade de comportamento um pouco diferente para o solo residual jovem (Figura 53), como uma tendência da curvas posicionarem-se mais à esquerda, correspondendo a valores menores de sucção. Os procedimentos e técnicas utilizados nos ensaios foram os apresentados por Marinho (1994).

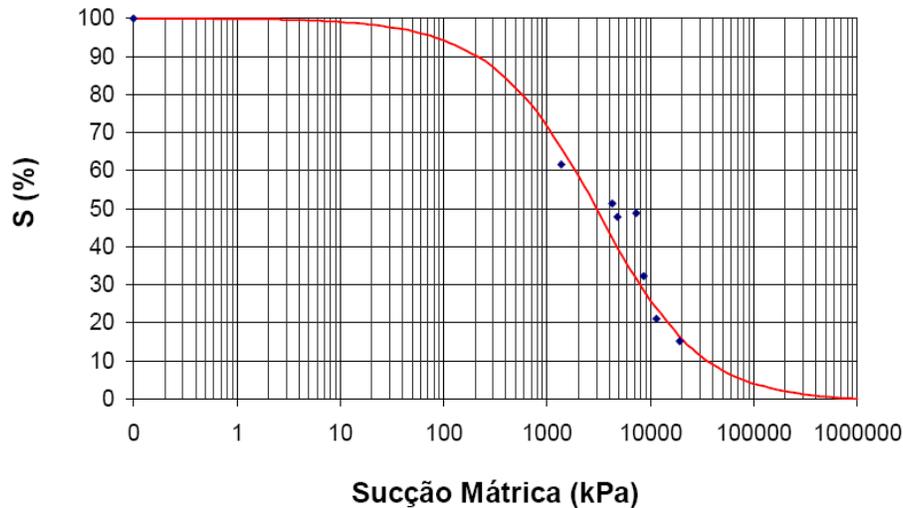


Figura 52 - Curva Característica - Bloco BM01 (solo residual maduro)

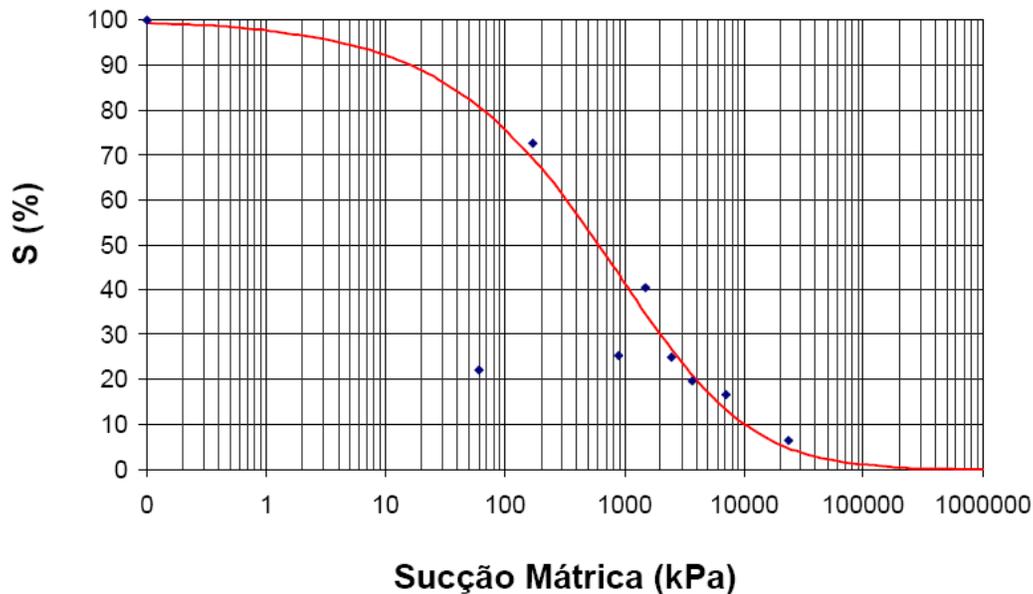


Figura 53 - Curva Característica - Bloco BM07 (solo residual jovem)

A diferença entre os valores de sucção estimados no campo e os obtidos no laboratório pode estar associada à forma da curva característica, que reflete o modo de retenção de água, a estrutura e a mineralogia do material. Segundo Marinho (1997), para valores de sucção de até 100kPa, a retenção é dependente de efeitos de capilaridade e estrutura porosa do solo. Para valores maiores de sucção, é a adsorção quem apresenta maior importância.

Os blocos coletados no campo não tiveram a sua umidade natural preservada em função da baixa eficiência da câmara úmida e do longo tempo de armazenamento

no laboratório. Desse modo, não foi possível estimar um perfil de umidade para a obra que pudesse ser comparado com a sucção obtida por meio da curva característica.

#### 4.5. Ensaio de Compressão Confinada

A determinação dos parâmetros de compressibilidade faz-se necessária para o uso dos modelos constitutivos utilizados nas análises numéricas.

O ensaio de carregamento incremental SIC (*Standard Incremental Consolidation*) foi padronizado por Taylor (1948). Foram realizados ensaios em corpos de prova moldados de solo residual jovem e de solo residual maduro.

O ensaio consiste na aplicação instantânea de incrementos de carga axial sobre um corpo de prova cilíndrico confinado lateralmente por um anel metálico rígido. Durante os estágios de carga são observadas as deformações ao longo do tempo. O ensaio é composto de vários estágios de carregamento e descarregamento, tendo cada estágio uma duração de geralmente 24 horas.

Os principais parâmetros a serem obtidos nestes ensaios são o módulo de compressão oedométrico ( $D$ ), ou coeficiente de variação volumétrica ( $m_v$ ) e o coeficiente de adensamento ( $c_v$ ). Adicionalmente, o ensaio fornece ainda uma estimativa do coeficiente de permeabilidade ( $k$ ).

Foram realizados dois ensaios de compressão confinada em corpos de prova indeformados. Os blocos selecionados foram o BM02, solo residual maduro, e o BM08, solo residual jovem.

A moldagem dos corpos de prova foi realizada diretamente sobre os blocos selecionados, minimizando os possíveis efeitos de amolgamento. Os anéis de moldagem, de aço inoxidável com ponta biselada foram cravados manualmente. Os ensaios foram realizados em prensas do tipo Bishop, disponíveis no Laboratório de Geotecnia PUC-Rio. Detalhes referentes à prensa e à metodologia de ensaio podem ser obtidos em Sayão (1980).

O efeito da deformabilidade do sistema foi considerado no ensaio. De acordo com Campos (1980), a influência da cada um dos elementos do ensaio (pedra porosa, papel filtro, estrutura metálica da prensa e a base de aplicação de carga), pode ser significativa em comparação com a deformação do solo. No caso de solos de consistência rija, Kupper e Costa Filho (1984) indicaram que a compressibilidade do equipamento convencional pode afetar de forma significativa os valores de módulo de compressão edométrica e a tensão de pré-adensamento.

Os parâmetros obtidos nos ensaios de compressão confinada estão apresentados na Figura 54 e na Figura 55. Os resultados foram obtidos com correção

de deformabilidade do sistema, seguindo os procedimentos sugeridos por Campos (1980) e Kupper e Costa Filho (1984).

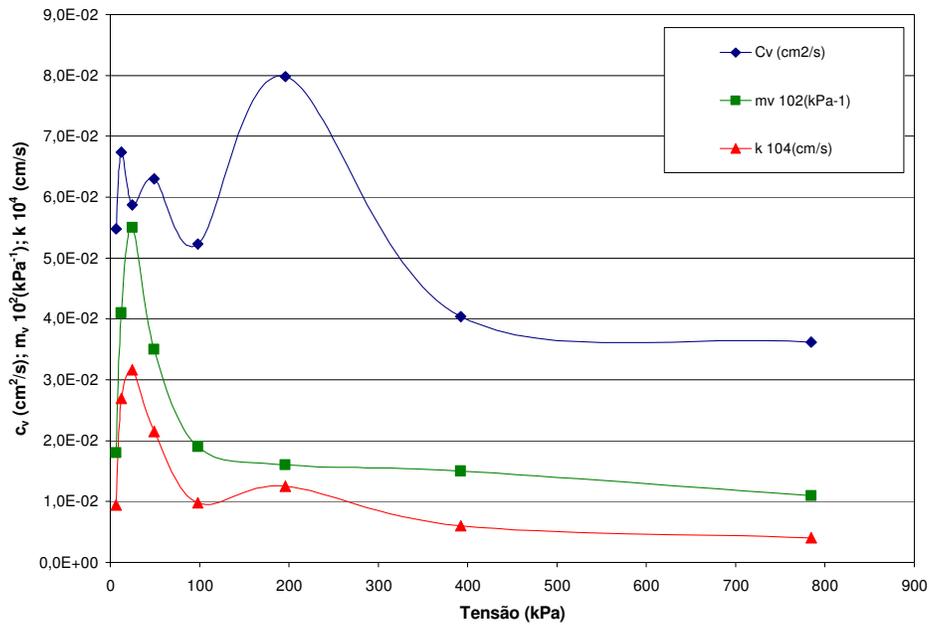


Figura 54 – Variação de Parâmetros do Ensaio de Adensamento - BM02.

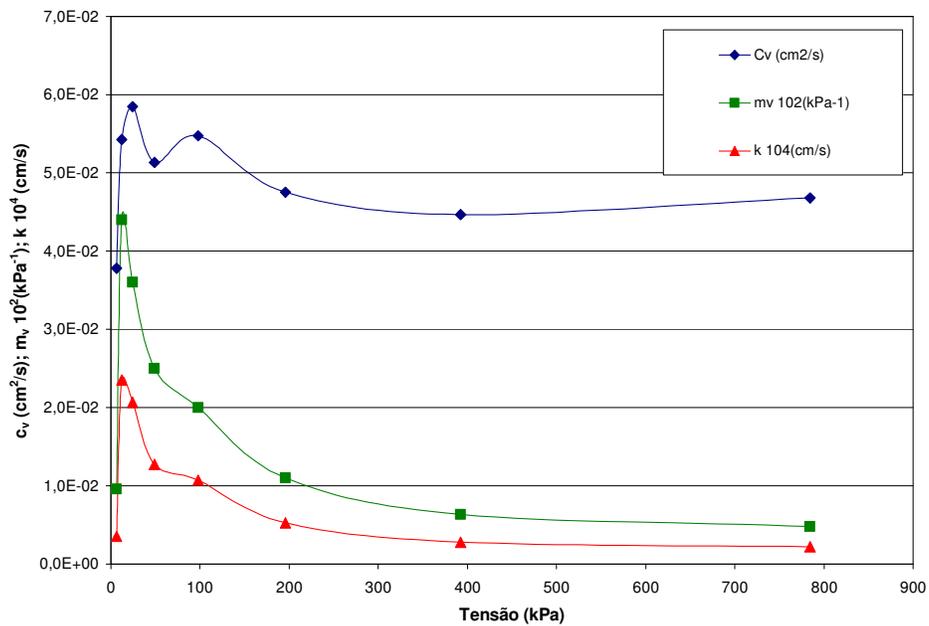


Figura 55 – Variação de Parâmetros do Ensaio de Adensamento - BM08.

O módulo de compressão edométrica ( $D$ ), que é definido como o inverso de  $m_v$  (coeficiente de variação volumétrica) é geralmente utilizado em alguns modelos

numéricos de comportamento de solos. A Figura 56 mostra a variação do módulo em função da tensão para os dois diferentes tipos de solos. Os resultados comprovaram que o solo jovem apresenta uma maior rigidez que o solo maduro.

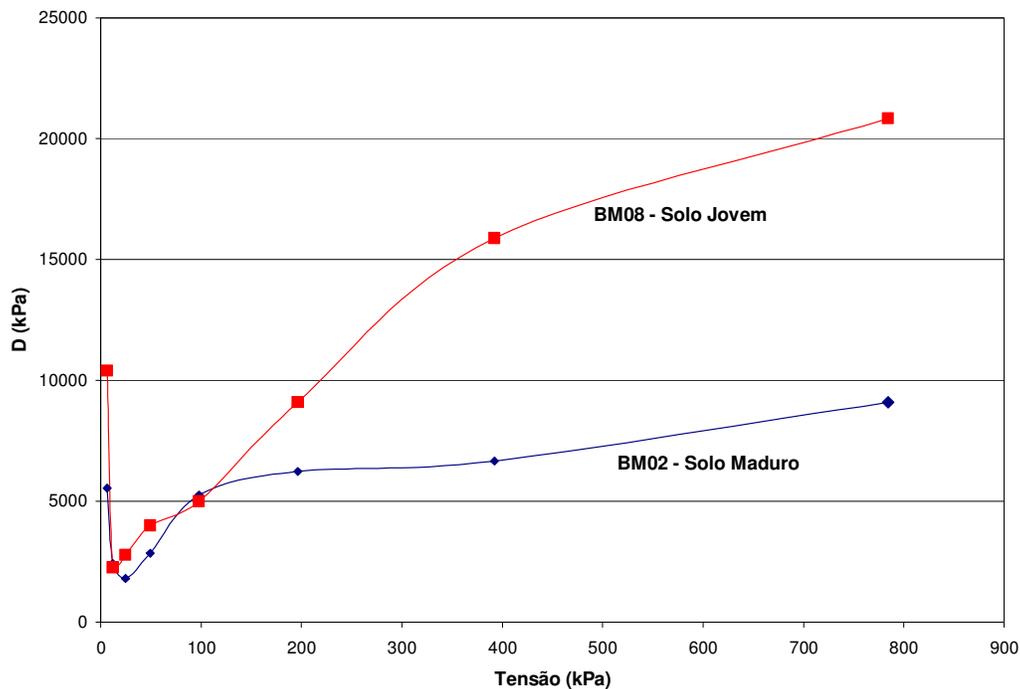


Figura 56 - Variação do Módulo de Compressão Oedométrico (D) para ambos os solos

O efeito da deformabilidade do sistema pode ser observado na Figura 57 e na Figura 58 que comparam os resultados obtidos com e sem a correção da deformabilidade do equipamento. Observa-se que a influência da deformabilidade do sistema não pode ser desconsiderada, especialmente para níveis de tensão elevados (> 100 kPa).

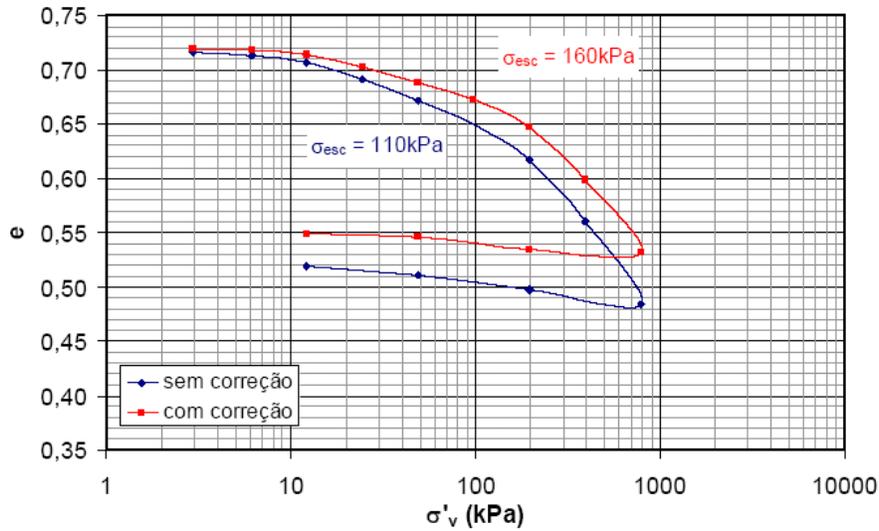


Figura 57 - Ensaio Oedométrico - BM02 (Solo Maduro)

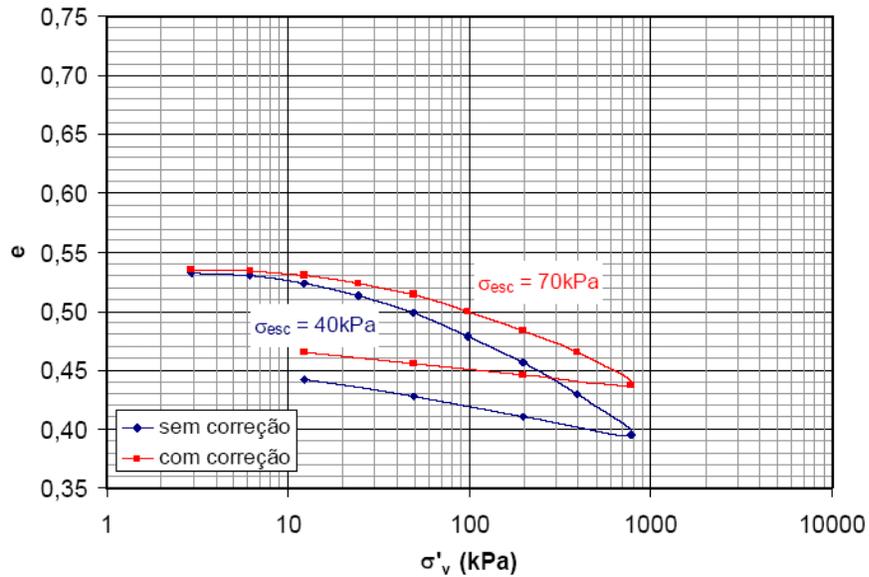


Figura 58 - Ensaio Oedométrico - BM08 (Solo Jovem)

#### 4.6. Ensaio de Cisalhamento Direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados com o objetivo de se definir os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo.

Os resultados aqui apresentados foram reportados por Proto Silva (2005). O autor realizou ensaios de cisalhamento direto solo-solo e solo-interface utilizando os blocos extraídos da encosta natural.

Os ensaios foram realizados nas amostras BM3, BM4, BM5 e BM6, seguindo os procedimentos usuais utilizados no laboratório de mecânica de solos da PUC-Rio.

Foram realizados 51 ensaios de cisalhamento direto, sendo que cada envoltória de resistência foi determinada a partir de 3 ensaios com diferentes tensões normais (Proto Silva, 2005).

Nos ensaios de cisalhamento direto, a tensão normal no topo da amostra é aplicada através de uma placa rígida conectada a um pendural para suporte de pesos previamente aferidos. A carga cisalhante é transmitida ao corpo-de-prova através de um motor elétrico que desloca a parte inferior da caixa de cisalhamento a uma velocidade de deslocamento constante. A parte superior da caixa reage contra um anel dinamométrico, que é utilizado para a determinação das tensões cisalhantes de ruptura.

Para a realização dos ensaios de cisalhamento direto foram utilizadas prensas convencionais e um sistema automático de aquisição de dados.

#### **4.7. Cisalhamento Direto Solo x Solo**

Foram executados 6 ensaios convencionais de cisalhamento direto para cada bloco de solo, sendo 3 ensaios em corpos-de-prova submersos e 3 ensaios em amostras com teor de umidade natural, totalizando 24 ensaios. Este procedimento teve como finalidade estabelecer os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais ao longo do perfil de solo residual da encosta em estudo.

A Tabela 12 mostra as principais características dos corpos-de-prova dos ensaios realizados, tais como, tensão normal ( $\sigma_n$ ), teor de umidade inicial ( $w_i$ ) e final ( $w_f$ ), grau de saturação inicial ( $S_i$ ) e final ( $S_f$ ), peso específico natural ( $\gamma_{nat}$ ), peso específico seco inicial ( $\gamma_{d,i}$ ) e índice de vazios inicial ( $e_o$ ).

Os corpos-de-prova foram moldados com 101,6mm de lado e 20,0mm de altura. Os ensaios foram executados com as tensões normais de 50, 100 e 200 kPa (3 corpos-de-prova por bloco), totalizando 12 ensaios de cisalhamento direto em condições submersas e 12 com teor de umidade natural. As fases de adensamento tiveram duração de 12h para os ensaios submersos e 4h para os ensaios na condição natural e serviram para a determinação da velocidade da fase de cisalhamento igual a 0,0487mm/min. Esta velocidade foi determinada seguindo as recomendações de Gibson e Henkel (1954), de modo a garantir uma condição totalmente drenada durante a fase de cisalhamento.

Proto Silva (2005) apresenta as curvas tensão cisalhante ( $\tau$ ) versus deslocamento horizontal ( $\delta h$ ) e deslocamento vertical ( $\delta v$ ) versus deslocamento horizontal ( $\delta h$ ) obtidas para as amostras dos blocos, nas condições de umidade natural e submersa.

Em alguns casos, as curvas tensão cisalhante ( $\tau$ ) versus deslocamento horizontal ( $\delta h$ ) não mostram a existência de pico de resistência. Nesses casos, adotou-se como critério de ruptura do solo, o nível correspondente ao início do trecho com inclinação final constante da curva tensão cisalhante ( $\tau$ ) versus deslocamento horizontal ( $\delta h$ ). Este critério de ruptura também foi adotado por Campos e Carrillo (1995) em ensaios de sucção controlada e ensaios submersos em amostras indeformadas de solo residual, cujos resultados também indicavam a ausência de picos.

Os resultados de cisalhamento direto em corpos de prova submersos não apresentaram pico. É possível verificar compressão volumétrica durante toda a fase de cisalhamento, com exceção dos ensaios realizados na amostra do bloco BM04, com tensão vertical de 50kPa, onde se nota um pico acentuado na curva tensão versus deslocamento horizontal e o material apresenta uma expansão volumétrica durante o cisalhamento.

Por outro lado, os ensaios realizados em corpos de prova na umidade natural (não submerso) apresentaram um pico acentuado para os primeiros estágios de carregamento, variando de acordo com a profundidade de extração das amostras.

Para os corpos de prova do bloco BM03 em estado natural não se constatou pico para nenhum nível de tensão, indicando um comportamento de material dúctil. As amostras dos blocos BM04, BM05 e BM06 mostraram comportamentos similares, apresentando um pico bem definido para as tensões verticais de 50 e 100kPa e indicando um comportamento semelhante ao de materiais pré-adensados.

Note-se, porém, que a sucção que ocorre no material não saturado é desconhecida e pode atingir valores significativos. Não é portanto, apropriado definir a tensão média de pré-adensamento do material quando ensaiado na umidade natural.

As envoltórias dos ensaios de cisalhamento direto das amostras dos blocos nas condições natural e submersa são apresentadas da Figura 59 até a Figura 62. A Tabela 13 apresenta um resumo dos parâmetros de resistência.

Tabela 12 - Características dos corpos-de-prova dos ensaios de cisalhamento direto

Amostra	Característica	Cisalhamento Natural			Cisalhamento Submerso		
		50	100	200	50	100	200
BM03	$\sigma_n$ (kPa)	50	100	200	50	100	200
	$w_i$ (%)	14,19	14,86	14,59	16,59	15,24	14,43
	$w_f$ (%)	13,85	14,56	13,36	26,67	25,69	24,54
	$S_i$ (%)	46,60	45,20	42,00	46,20	49,10	51,10
	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	16,62	16,13	15,68	15,69	16,47	17,22
	$\gamma_{di}$ (kN/m <sup>3</sup> )	14,55	14,05	13,68	13,46	14,30	15,05
	$e_0$	0,82	0,89	0,94	0,94	0,86	0,84
BM04	$\sigma_n$ (kPa)	50	100	200	50	100	200
	$w_i$ (%)	15,29	15,29	16,33	16,31	15,35	15,96
	$w_f$ (%)	14,00	15,17	15,,25	17,60	17,01	17,06
	$S_i$ (%)	53,80	53,60	52,30	50,90	50,30	53,70
	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	17,29	17,27	18,07	17,89	16,77	18,45
	$\gamma_{di}$ (kN/m <sup>3</sup> )	15,00	14,98	15,53	15,38	14,54	15,96
	$e_0$	0,77	0,77	0,71	0,73	0,83	0,68
BM05	$\sigma_n$ (kPa)	50	100	200	50	100	200
	$w_i$ (%)	17,60	17,01	17,06	17,31	16,52	17,34
	$w_f$ (%)	17,16	16,98	16,80	28,69	28,60	24,98
	$S_i$ (%)	54,60	57,10	55,2	52,10	54,70	53,20
	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	16,63	17,19	18,19	17,75	17,02	17,87
	$\gamma_{di}$ (kN/m <sup>3</sup> )	14,17	14,69	15,54	15,13	14,61	15,23
	$e_0$	0,87	0,81	0,71	0,75	0,82	0,74
BM06	$\sigma_n$ (kPa)	50	100	200	50	100	200
	$w_i$ (%)	15,49	16,87	16,05	18,50	18,40	18,41
	$w_f$ (%)	15,46	16,35	18,49	27,63	25,94	25,40
	$S_i$ (%)	60,00	61,00	67,30	60,20	60,50	55,10
	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	16,67	17,74	18,06	17,11	17,23	17,23
	$\gamma_{di}$ (kN/m <sup>3</sup> )	14,43	15,18	15,25	14,49	14,55	14,84
	$e_0$	0,84	0,75	0,74	0,83	0,82	0,79

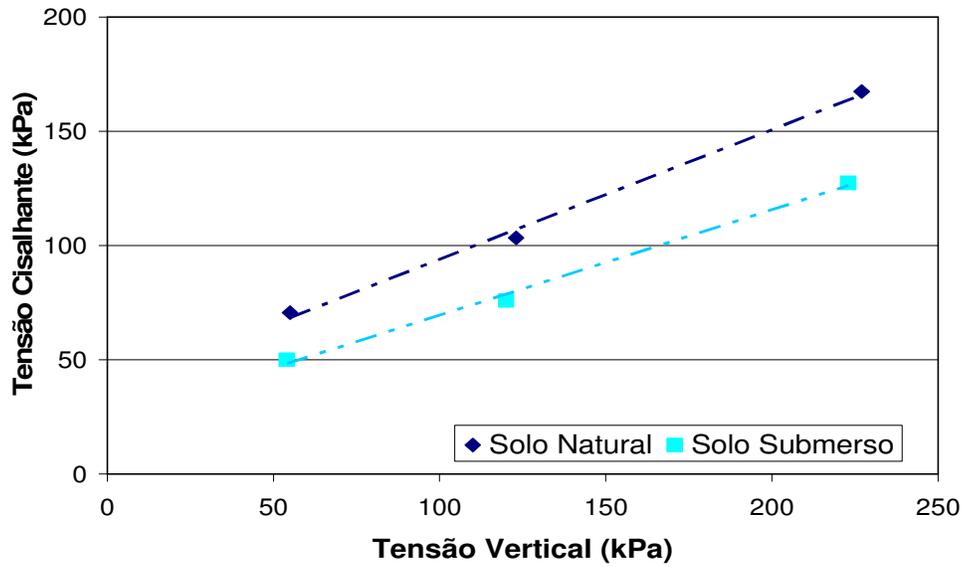


Figura 59 - Envoltória de resistência ao cisalhamento do solo BM03

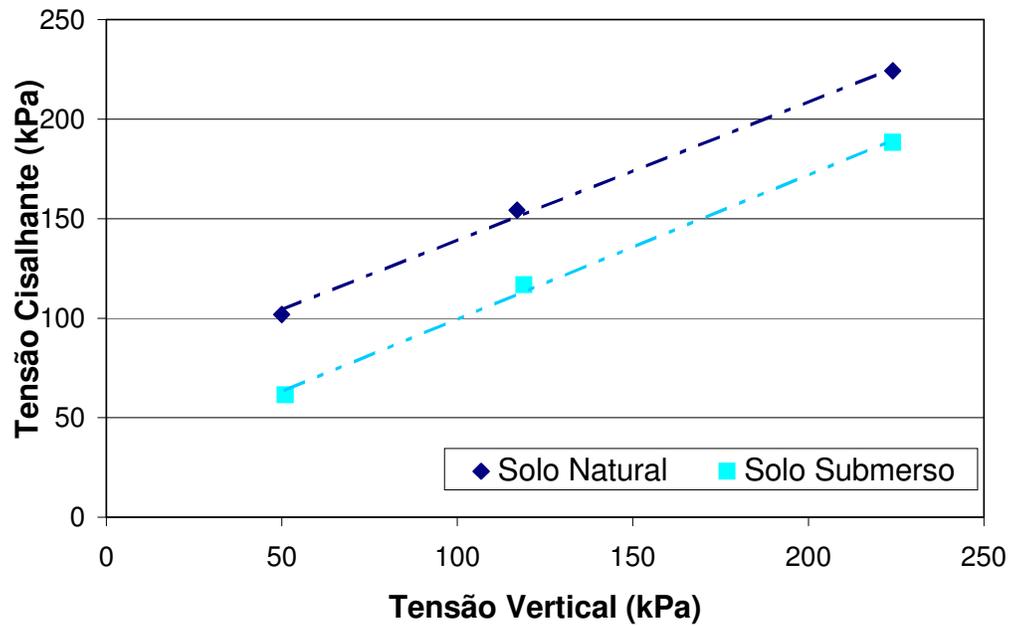


Figura 60 - Envoltória de resistência ao cisalhamento do solo BM04

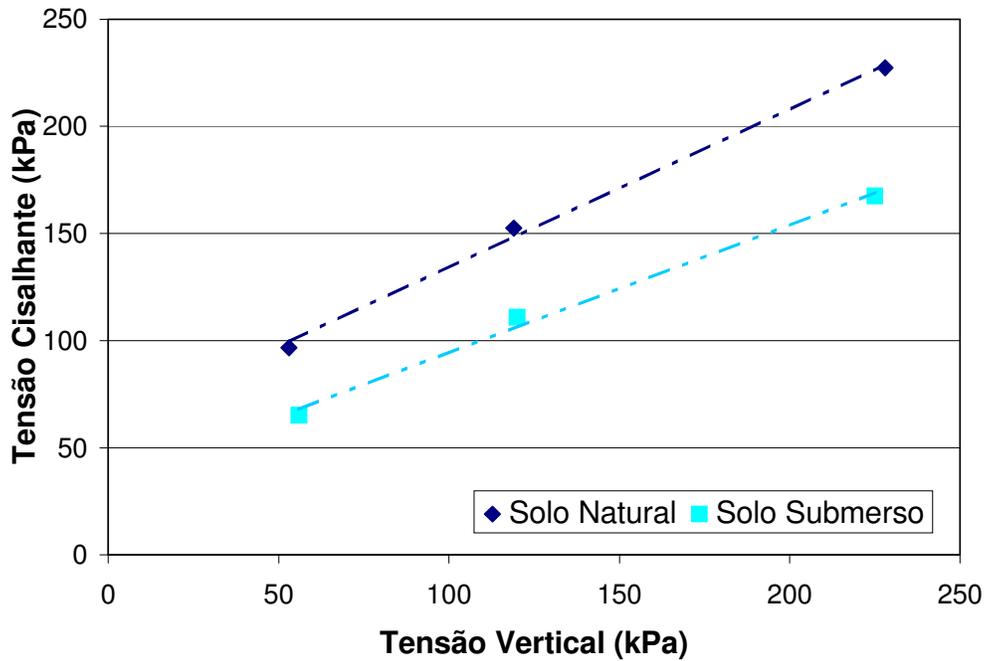


Figura 61 - Envoltória de resistência ao cisalhamento do solo BM05

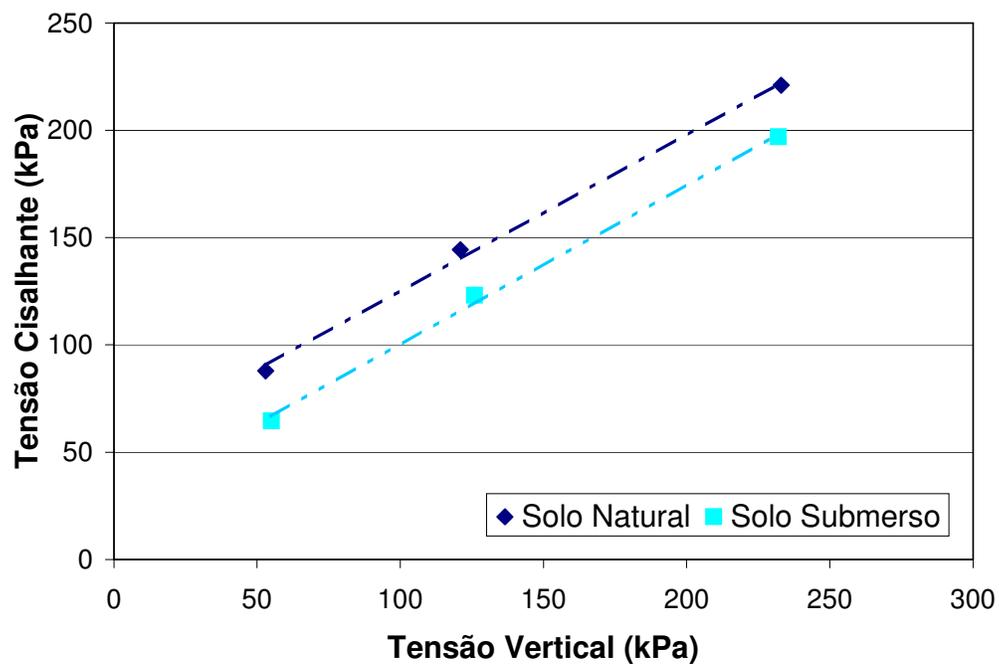


Figura 62 - Envoltória de resistência ao cisalhamento do solo BM06

A Tabela 13 apresenta os resultados de coesão e ângulo de atrito para os solos em estudo, nas condições de umidade natural e submersa. É importante destacar que as envoltórias de resistência mostraram-se bastante lineares, com coeficientes de linearidade ( $R^2$ ) superiores a 0,99.

Na Tabela 13 nota-se uma similaridade nos parâmetros das amostras BM04, BM05 e BM06, os quais apresentam características físicas similares.

Tabela 13 - Parâmetros de resistência dos solos (adaptado de Proto Silva , 2005)

<i>Amostra(*)</i>	<i>Condição</i>	<i>Ângulo de atrito</i>	<i>Coesão (kPa)</i>
BM03	Natural	29,6°	36,4
	Submersa	24,9°	22,3
BM04	Natural	36,1°	69,1
	Submersa	34,9°	26,4
BM05	Natural	36,4°	61,2
	Submersa	33,8°	28,4
BM06	Natural	36,6°	51,5
	Submersa	36,3°	25,8

(\*) Os blocos de Proto Silva (2005) possuem numeração diferenciada em função do menor número de blocos utilizados na pesquisa.

#### **4.7.1.Cisalhamento Direto Solo x Nata (Ensaio de Interface)**

Com o objetivo de se avaliar a resistência da interface solo/nata de cimento, foram realizados ensaios de cisalhamento direto em amostras compostas por estes dois materiais, sendo a superfície de ruptura coincidente com a interface.

Detalhes referentes a moldagem, preparação da nata e definição da rugosidade dos corpos de provas podem ser obtidos na dissertação de mestrado de Proto Silva (2005).

##### **4.7.1.1.Execução dos ensaios de interface**

Os ensaios de cisalhamento direto de interface consistiram, basicamente, em deslocar a metade inferior do corpo-de-prova (nata de cimento) em relação à metade superior (solo), determinando-se, assim, para cada tensão normal, o valor do esforço cortante necessário para provocar a ruptura na interface solo/ nata de cimento.

Os procedimentos de ensaio foram exatamente os mesmos adotados para os ensaios de cisalhamento nos corpos-de-prova compostos somente por solo. Foram realizados ensaios com interfaces nas condições submersa e natural dos blocos.

Para evitar que a interface solo/nata de cimento não coincidisse com a superfície de ruptura após o adensamento do solo, os corpos de prova foram colocados na caixa de cisalhamento com a nata de cimento na parte inferior.

A Figura 63 ilustra uma amostra com interface solo/nata de cimento após o ensaio de cisalhamento direto.



Figura 63 - Corpo-de-prova de interface solo/nata de cimento após o ensaio (Proto Silva, 2005)

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto nas interfaces indicaram comportamentos similares para todas as amostras. Observou-se um pico de tensão cisalhante para pequenos deslocamentos horizontais e, em seguida, um patamar estável de resistência ao longo do ensaio.

Em alguns casos específicos, observa-se um crescimento linear da resistência mobilizada nos primeiros instantes do ensaio até o pico de ruptura. Este comportamento pode ser atribuído à presença de nata de cimento nas laterais do corpo-de-prova, formando uma camada esbelta nas bordas (Figura 64), que impediu a ocorrência do cisalhamento na interface solo/nata de cimento nestes primeiros instantes do ensaio.

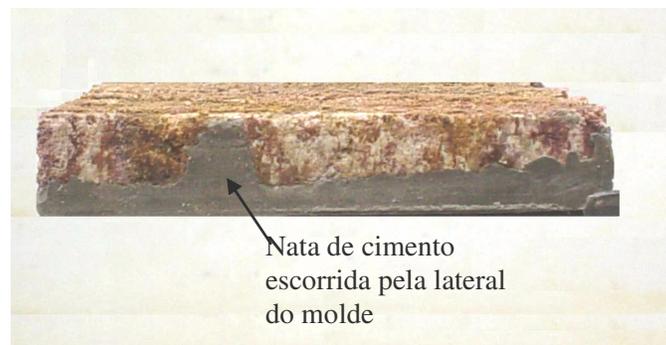


Figura 64 – Detalhe de um corpo-de-prova com nata de cimento nas bordas (Proto Silva, 2005)

As curvas deslocamento vertical ( $\delta v$ ) versus deslocamento horizontal ( $\delta h$ ) geralmente mostram compressão volumétrica dos corpos-de-prova ao longo dos ensaios, exceto no ensaio com tensão vertical de 50kPa da amostra BM09 na condição submersa. Este ensaio também não mostrou o pico característico de resistência, evidente nos outros ensaios. Provavelmente, neste ensaio, a superfície de

cisalhamento não coincidiu com a interface solo/nata de cimento, ocorrendo somente ruptura de solo. Por outro lado, os ensaios realizados em corpos-de-prova na umidade natural (não submersos) exibiram um pico acentuado para os primeiros estágios de carregamento, variando de acordo com a profundidade de extração das amostras.

As envoltórias de resistência dos ensaios de cisalhamento direto em corpos-de-prova com interface solo/nata de cimento nas condições natural e submersa são apresentadas da Figura 65 até a Figura 68. A Tabela 14 apresenta um resumo dos parâmetros de resistência.

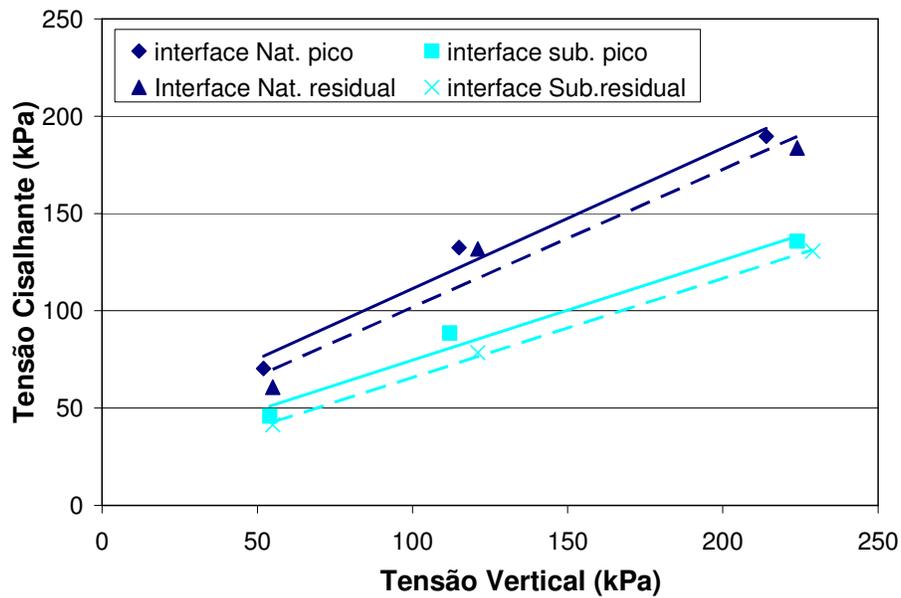


Figura 65 - Envoltórias de resistência ao cisalhamento da interface solo/nata de cimento – BM03 (Proto Silva, 2005).

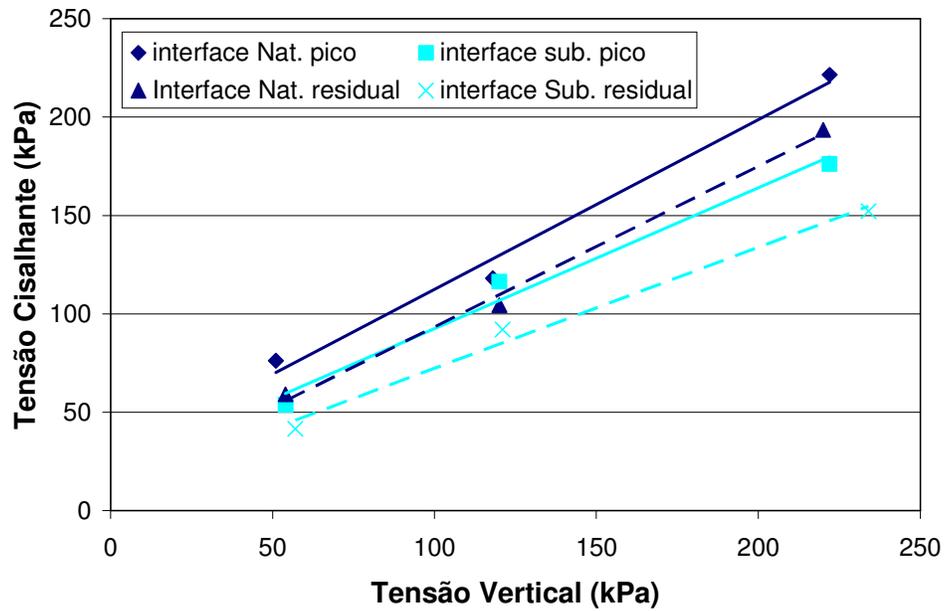


Figura 66 - Envoltórias de resistência ao cisalhamento da interface solo/nata de cimento – BM05 (Proto Silva, 2005).

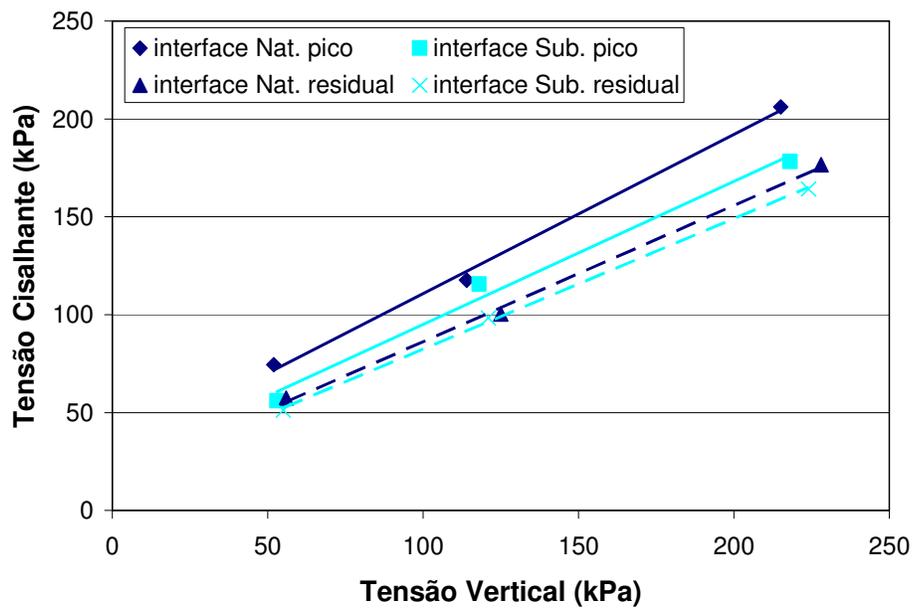


Figura 67 - Envoltórias de resistência ao cisalhamento da interface solo/nata de cimento – BM07 (Proto Silva, 2005).

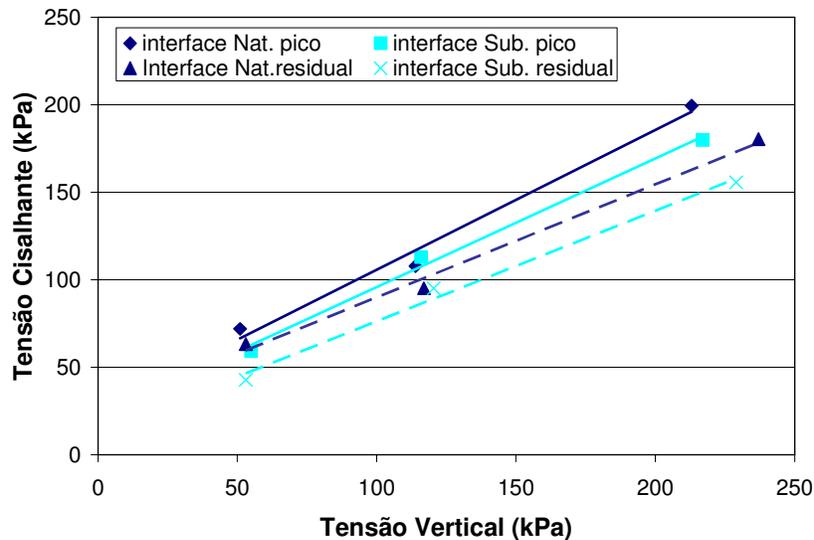


Figura 68 - Envoltórias de resistência ao cisalhamento da interface solo/nata de cimento – BM09 (Proto Silva, 2005).

Analisando os dados da Tabela 14, observa-se a mesma semelhança dos ensaios de cisalhamento direto em solo. Nota-se que as amostras do bloco BM05 (areia argilosa) apresentam uma coesão inferior que as amostras dos blocos restantes.

Tabela 14 – Parâmetros de resistência da interface (adaptado de Proto Silva, 2005)

<i>Solo/nata de cimento</i>		<i>Resistência de pico</i>		<i>Resistência residual</i>	
Amostra	Condição	Adesão (kPa)	Ângulo de atrito	Adesão (kPa)	Ângulo de atrito
BM03	Natural	39,1	35,8°	31,0	35,3°
	Submersa	23,3	27,2°	14,7	27,0
BM05	Natural	26,2	40,8°	11,8	39,2
	Submersa	20,8	35,6°	10,9	31,6
BM07	Natural	29,4	39,1°	16,6	34,8°
	Submersa	22,0	36,1°	15,8	33,7°
BM09	Natural	25,68	38,6°	25,4	32,8°
	Submersa	22,28	36,3°	13,0	32,3°

(\*) Os blocos de Proto Silva (2005) possuem numeração diferenciada em função do menor número de blocos utilizados na pesquisa.

#### 4.8. Ensaio Triaxiais

Os ensaios triaxiais são fundamentais para a obtenção dos parâmetros de deformabilidade do material. A variação das condições de saturação permite o estudo do comportamento dos solos sob condições saturadas ou não. Outra característica importante do ensaio é a possibilidade da simulação de diferentes tipos de carregamento: drenado e não drenado.

Na campanha de ensaios prevista para a pesquisa procurou-se estudar o comportamento do material em função das condições de saturação e da trajetória de tensões do ensaio. Uma escavação em uma encosta natural induz um desconfinamento do material remanescente na encosta. Dessa forma, torna-se fundamental a realização de um ensaio triaxial que simule este dito desconfinamento (descarregamento lateral).

O principal objetivo da campanha de ensaios proposta é a obtenção dos parâmetros de compressibilidade do material, seja para compressão axial ou para extensão lateral. A comparação destes parâmetros é importante para o entendimento do comportamento do solo.

A campanha experimental foi composta por 22 ensaios triaxiais sendo:

- 14 sob condições saturadas e 8 na condição natural de campo;
- 10 com trajetória de compressão axial e 12 com extensão lateral;
- 10 realizados em solo maduro e 12 em solo residual jovem.

A Tabela 15 resume a campanha de ensaios triaxiais executados. A escolha dos blocos e da distribuição dos ensaios buscou obter uma faixa de parâmetros representativa dos materiais presentes na encosta.

Os ensaios foram realizados em corpos de prova de 38,1mm de diâmetro por 76,2mm de altura. Lima (2007) realizou pesquisa na encosta adjacente ao local de estudo e executou ensaios com a preocupação de variar a direção do bandejamento do solo. É importante ressaltar que o material da encosta em estudo não apresentou um bandejamento significativo. Dessa forma, o programa experimental proposta não teve como objetivo a comparação realizada por Lima (2007).

Os ensaios triaxiais são fundamentais para a obtenção de parâmetros de:

- Poropressão – parâmetros A e B;
- Resistência – coesão ( $c'$ ) e ângulo de atrito ( $\phi'$ );
- Deformabilidade – Módulo (E) e Coeficiente de Poisson ( $\nu$ )

A Figura 69 e a Figura 70 apresentam algumas fases da preparação dos ensaios triaxiais.



Figura 69 - Moldagem



Figura 70 - Corpo de Prova após a Ruptura

Os ensaios podem ser divididos em duas séries distintas. A primeira série envolve a execução de ensaios drenados (ensaios CID) seguindo a trajetória de tensões de compressão axial, com velocidade de deslocamento constante. Nesta etapa será utilizada a prensa triaxial de deformação controlada “Wykeman Farrance”, com capacidade para 10tf (cerca de 100kN), e uma câmara triaxial para amostras de 1,5” (com pedestal adaptado) e 4” de diâmetro. A descrição do equipamento e resultados típicos de ensaios foi reportada por Sayão (1980) e Andrade Filho (1988).

Os ensaios CID foram realizados em corpos de prova submetidos a adensamento isotrópico, a partir da aplicação de tensões confinantes nominais de 100kPa, 200kPa e 300kPa. O cisalhamento, sob condições drenadas, teve velocidade atendendo a proposição de Bishop e Henkel (1962), em corpos de prova na umidade natural e saturados.

Tabela 15 - Campanha de ensaios triaxiais

<i>Bloco</i>	<i>Cota (m)</i>	$\sigma'_c$ (kPa)	<i>Condição de Saturação</i>	<i>Trajatória de Tensões</i>
BM03	34,0	100	Natural	Extensão Lateral
		250	Natural	Extensão Lateral
		300	Natural	Extensão Lateral
BM03	34,0	100	Saturado	Extensão Lateral
		250	Saturado	Extensão Lateral
		300	Saturado	Extensão Lateral
BM04*	34,0	50	Saturado	Compressão Axial
		100	Saturado	Compressão Axial
		200	Saturado	Compressão Axial
		300	Saturado	Compressão Axial
BM06	28,0	150	Natural	Extensão Lateral
		300	Natural	Extensão Lateral
		400	Natural	Extensão Lateral
BM06	28,0	150	Saturado	Extensão Lateral
		300	Saturado	Extensão Lateral
		400	Saturado	Extensão Lateral
BM07	21,0	100	Natural	Compressão Axial
		300	Natural	Compressão Axial
BM07	21,0	50	Saturado	Compressão Axial
		100	Saturado	Compressão Axial
		200	Saturado	Compressão Axial
		300	Saturado	Compressão Axial

\*: Não foi possível realizar ensaios triaxiais não saturados no BM04

A segunda série de ensaios envolve 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 que  $\sigma_v$  mantém-se aproximadamente constante. Resultados típicos de ensaios CID-E, em solo residual, podem ser vistos nos trabalhos de Andrade Filho (1988), Lins e Lacerda (1980) e Oliveira (2000).

Nestes ensaios foi aproveitado o tronco central de uma célula de tensão controlada “Bishop-Wesley”. As medidas de deslocamentos e variação volumétrica são realizadas externamente com deflectômetro de 0,01mm e bureta de 1ml de acurácia, respectivamente. As medições de tensão confinante foram efetuadas com

transdutores de pressão de 150psi (1,0MPa), colocados entre a câmara triaxial e a fonte de pressão confinante (sistema de potes de mercúrio). A força vertical é aplicada, no corpo de prova, através de pendural.

Nos ensaios de descarregamento lateral todas as variações de tensões foram aplicadas em estágios de tensão controlada. Para a simulação da trajetória de descarregamento lateral, reduz-se a tensão confinante ( $\Delta\sigma_c < 0$ ), mantendo-se constante a tensão axial ( $\Delta\sigma_a = 0$ ), com o conseqüente aumento da tensão desviadora [ $(\Delta(\sigma_a - \sigma_c) = -\Delta\sigma_c]$ . O fim de cada estágio é definido pela estabilização das deformações volumétrica e axial.

#### 4.8.1. Ensaio de Compressão Axial

Foram realizados ensaios triaxiais de compressão axial nos blocos BM04 (Solo Residual Maduro) e no BM07 (Solo Residual Jovem). Para o bloco BM04 não foi possível realizar os ensaios nas condições não saturadas. Todos os ensaios realizados forma do tipo CID (Compressão Isotrópica Drenada). A encosta natural apresenta nível d'água abaixo da cota final de escavação e a face da escavação é protegida com concreto projetado. Dessa forma, não foi estudada a possibilidade de um carregamento do tipo não drenado.

A Figura 71 mostra a prensa utilizada na realização dos ensaios. Lima (2007) descreve em detalhes o equipamento e demais aspectos de execução dos ensaios.

Os ensaios foram executados seguindo as recomendações propostas por Bishop e Henkel (1962). A fase de saturação foi realizada até que o corpo de prova atingisse um valor para o parâmetro B (parâmetro de poro-pressão de Skempton) superior a 0,95. Na fase de saturação foi utilizada a técnica de percolação com contrapressão. A fase de adensamento durou 24h em cada ensaio. A velocidade da fase de cisalhamento foi de 0,09mm/min. A Tabela 16 resume os índices físicos dos ensaios de compressão axial.



Figura 71 - Prensa Triaxial (PUC-Rio).

Tabela 16 - Índices Físicos para os Ensaios de Compressão Axial.

<i>Ensaio</i>	$\sigma'_c$ (kPa)	<i>B</i>	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_0$	$w_0$ (%)	$w_f$ (%)
BM04S-CID-50	50	0,96	17,3	0,78	15,6	25,4
BM04S-CID-100	100	0,96	16,5	0,87	14,5	23,4
BM04S-CID-200	200	0,97	16,4	0,95	13,5	20,7
BM04S-CID-300	300	0,98	17,1	0,83	12,6	21,6
BM07Nat-CID-100	100	-	18,4	0,54	10,2	8,9
BM07Nat-CID-300	300	-	18,6	0,65	9,8	6,5
BM07S-CID-100	100	0,96	17,5	0,65	12,4	24,5
BM07S-CID-200	200	0,97	18,5	0,69	10,3	27,4
BM07S-CID-300	300	0,96	17,9	0,54	11,7	23,5

A Figura 72 mostra os resultados obtidos para o Bloco BM04. As curvas exibem comportamento compatível com materiais dúcteis. Deve-se destacar que, para a tensão de 50kPa o material mostrou com uma rigidez elevada. Este fato pode ser devido à heterogeneidade do material. Por outro lado, para esta tensão, o material mostrou-se menos compressível do que para as outras tensões.

O solo residual maduro ainda possui estruturação (cimentação) que pode explicar o comportamento com menor compressibilidade para tensões menores do que a tensão de escoamento ou pré-adensamento. Lima (2007) também o mesmo comportamento para os ensaios com o solo maduro da obra vizinha (adjacente).

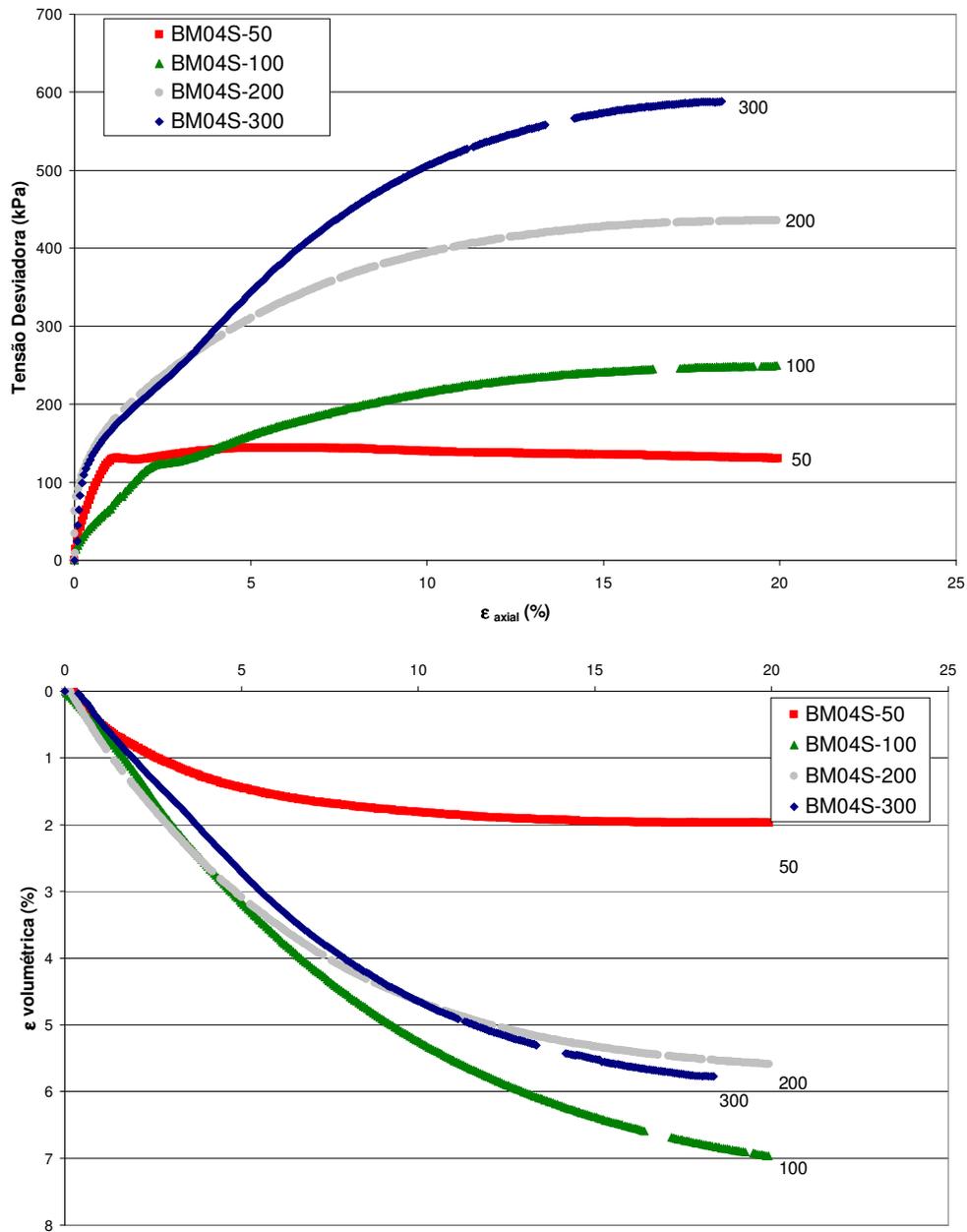


Figura 72 - Ensaio Triaxiais - BM04 (Curvas tensão-deformação e de deformabilidade volumétrica)

A Figura 73 traz os resultados referentes ao Bloco BM07, tanto para a condição saturada como para a natural. Chama a atenção, comparar os ensaios em condições saturadas e naturais que o solo na condição natural é bem mais resistente e mais rígido. Esse comportamento é devido ao efeito da sucção, que contribui para o aumento da resistência.

Além disso, é possível observar que o solo residual jovem é mais estruturado do que o solo maduro (BM04). É possível constatar uma tendência a expansibilidade do material jovem. Este comportamento é fundamental para a análise da escavação.

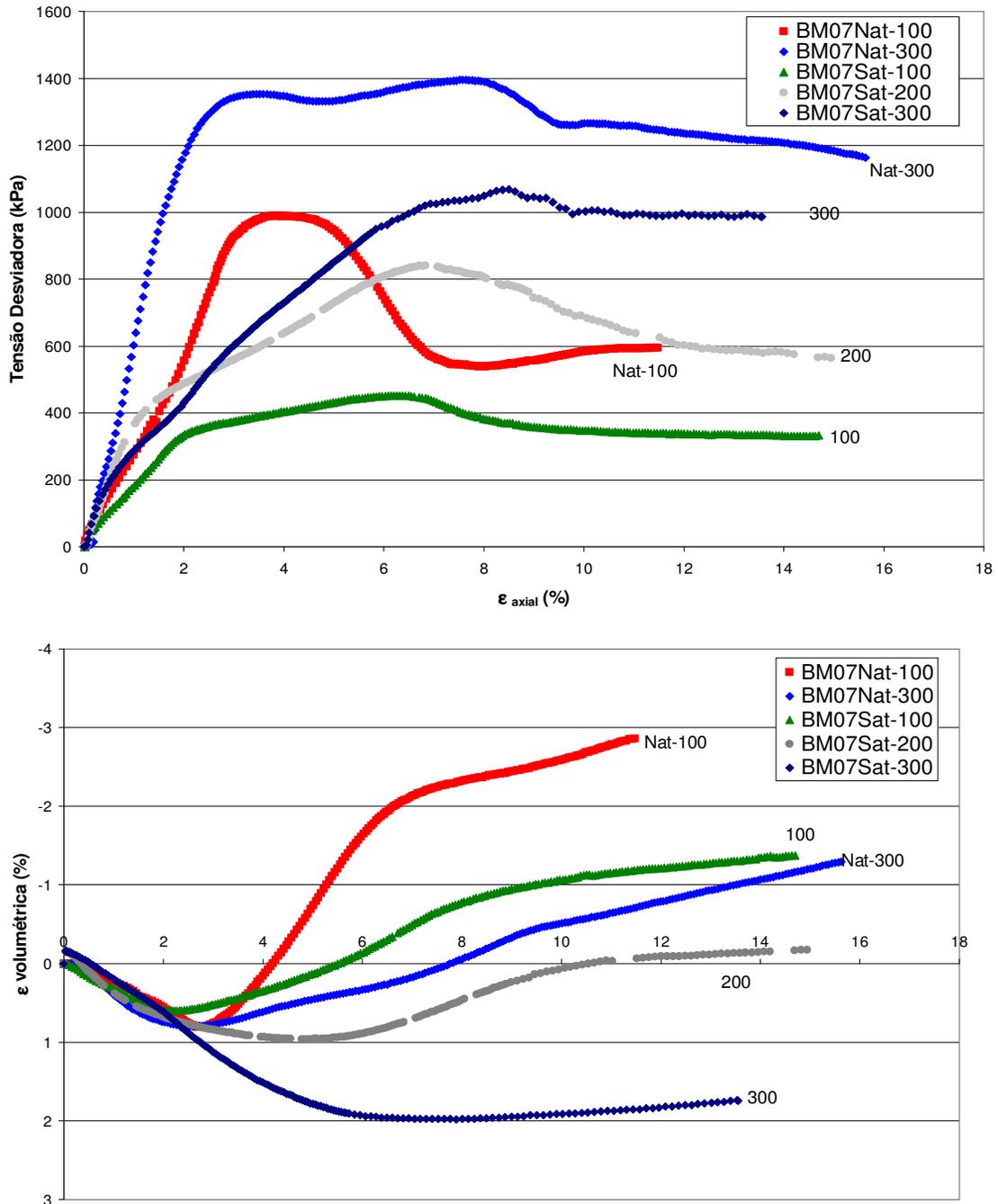


Figura 73 - Ensaio Triaxiais - BM07 (curvas tensão-deformação e deformabilidade volumétrica)

Os parâmetros de resistência também constituem uma informação valiosa para a análise. Os parâmetros obtidos no ensaio de cisalhamento direto devem ser encarados com critério, uma vez que o ensaio impõe ao solo superfície de ruptura pré-determinada. No cisalhamento direto ocorre rotação das tensões principais. A obtenção dos parâmetros de resistência para o ensaio triaxial foi feita em um diagrama  $pxq$ . A Figura 74 apresenta a envoltória para o bloco BM04.

Os valores dos parâmetros de resistência estão dentro da faixa típica para solos residuais, obtidos por Proto Silva (2005), Springer (2006) e Lima (2007). A diferença de estruturação (cimentação) é significativa quando são comparados os valores de intercepto coesivo ( $c'$ ) dos solos maduro e jovem. O solo residual jovem, por preservar em sua estrutura as características da rocha original, possui maior valor de coesão quando comparado com o solo maduro. Além disso, as envoltórias foram bem diferentes para os materiais saturados e os materiais com condições naturais de umidade. O valor de intercepto coesivo obtido para o solo residual jovem é maior em função da contribuição da parcela de sucção no corpo de prova.

A Tabela 17 resume os parâmetros obtidos para a campanha de ensaios triaxiais de compressão axial para ambos os blocos: BM04 e BM07. O valor do módulo de deformabilidade para o solo maduro mostrou-se pouco dependente do confinamento do material. Por outro lado, a estruturação do material residual jovem proporciona ao mesmo um comportamento mais rígido ao solo, quando comparado com o solo residual maduro. Também para o solo residual jovem é observado que o módulo de deformabilidade aumenta em função do aumento da tensão de confinamento. Os valores do coeficiente de *Poisson* ( $\nu$ ) mostraram-se dentro de uma variabilidade aceitável.

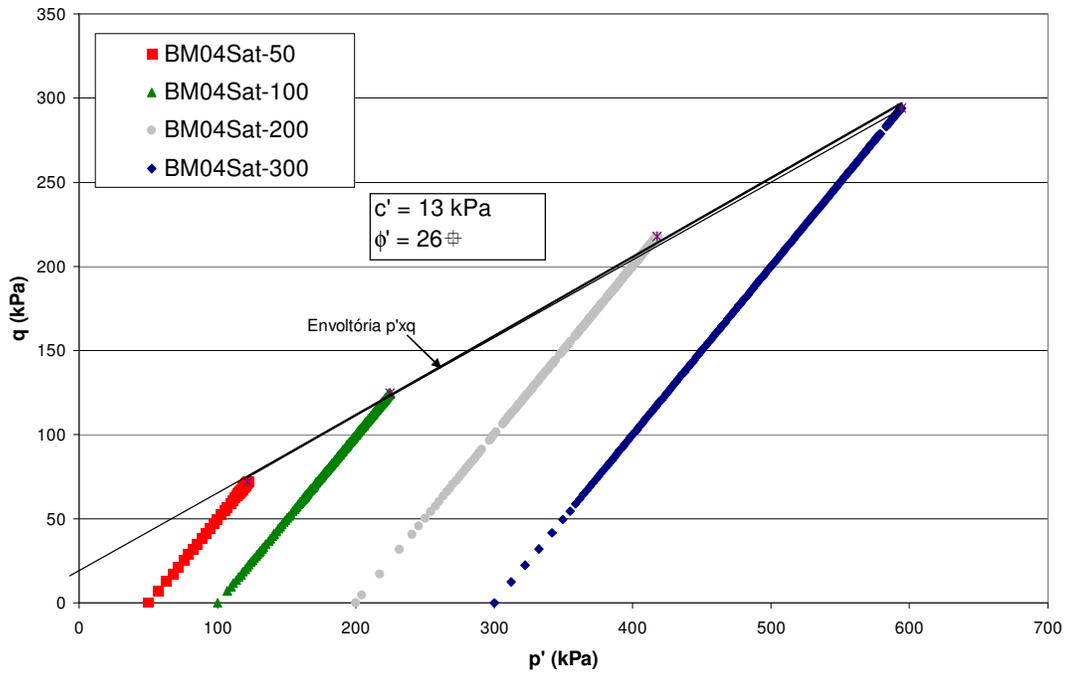


Figura 74 - Trajetórias de Tensões e Envoltórias de Resistência do Solo na Condição Saturada (BM06)

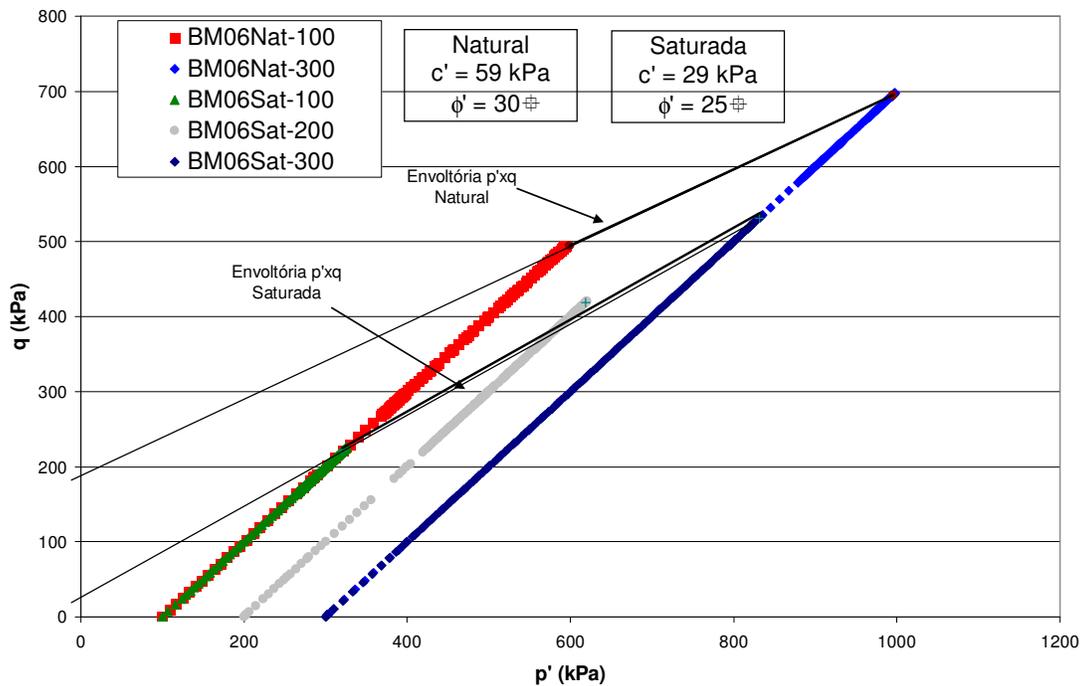


Figura 75 – Trajetórias de Tensões e Envoltórias de Resistência do Solo nas Condições Saturada e Natural (BM07)

Tabela 17 - Parâmetros Obtidos nos Ensaios Triaxiais de Carregamento Axial

<i>Ensaio</i>	<i>Cota(m)</i>	$\sigma'_c$ (KPa)	$\varepsilon_{af}$ (%)	$\sigma_{df}$ (kPa)	$c'$ (kPa)	$\phi'$	$E_{50}$ (MPa)	$\nu_{50}$
BM04S-CID-50	34,0	50	19,9	130,8			11	0,31
BM04S-CID-100	34,0	100	19,9	249,3	13	26°	6	0,19
BM04S-CID-200	34,0	200	19,9	435,6			11	0,14
BM04S-CID-300	34,0	300	18,3	588,2			8	0,23
BM07Nat-CID-100	21,0	100	14,6	331,9	59	30°	23	0,28
BM07Nat-CID-300	21,0	300	15,6	1162,9			54	0,24
BM07S-CID-100	21,0	100	14,6	331,9			19	0,33
BM07S-CID-200	21,0	200	14,9	563,6	29	25°	33	0,29
BM07S-CID-300	21,0	300	13,5	986,6			35	0,31

#### 4.8.2. Ensaios de Descarregamento Lateral

Foram realizados ensaios triaxiais de descarregamento lateral (CID-E) nos blocos BM03 (Solo Residual Maduro) e no BM06 (Solo Residual Jovem). A encosta natural apresenta nível d'água abaixo da cota final de escavação e a face da escavação é protegida com concreto projetado. Dessa forma, não foi estudada a possibilidade de um carregamento do tipo não drenado.

Estes ensaios simulam a trajetória de tensões totais seguidas no campo, para o caso de pontos na lateral da face de escavação. Nestes pontos, ocorre um alívio de  $\sigma_n$ , enquanto  $\sigma_v$  mantém-se aproximadamente constante. Resultados típicos de ensaios de descarregamento lateral em solos residuais e sedimentares podem ser vistos em Sayão (1980), Andrade Filho (1988) e Oliveira (2000). A Figura 71 mostra a prensa utilizada na realização dos ensaios. Lima (2007) descreve em detalhes os instrumentos no equipamento e demais aspectos de execução dos ensaios.

Para os ensaios de descarregamento lateral (tensão controlada) todas as variações de tensões foram aplicadas em estágios, diferente do que foi feito para o ensaio de compressão axial. Para a simulação da trajetória de descarregamento lateral, reduziu-se a tensão confinante ( $\Delta\sigma_c < 0$ ), mantendo-se constante a tensão axial ( $\Delta\sigma_a = 0$ ), com o conseqüente aumento da tensão desviadora [ $(\Delta(\sigma_a - \sigma_c) = -\Delta\sigma_c)$ ]. O final de cada estágio foi definido pela estabilização das deformações axiais, as quais foram medidas por instrumentos externos à câmara triaxial.



Figura 76 - Prensa Utilizada para o Ensaio de Descarregamento Lateral.

A Tabela 18 resume os índices físicos para os corpos de prova ensaiados nos ensaios de descarregamento lateral.

Tabela 18 - Índices Físicos para os Ensaios de Descarregamento Lateral

<i>Ensaio</i>	$\sigma'_c$ (kPa)	<i>B</i>	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_0$	$w_0$ (%)	$w_f$ (%)
BM03Nat-CID-100	100	-	18,5	0,65	12,8	9,6
BM03Nat-CID-250	250	-	18,7	0,64	13,5	10,6
BM03Nat-CID-300	300	-	18,9	0,59	11,3	10,1
BM03Sat-CID-100	100	0,97	18,6	0,65	13,4	16,5
BM03Sat-CID-250	250	0,96	18,9	0,64	14,5	16,9
BM03Sat-CID-300	300	0,99	18,7	0,63	12,7	15,8
BM06Nat-CID-150	150	-	19,5	0,39	5,3	4,8
BM06Nat-CID-300	300	-	19,5	0,41	4,3	4,1
BM06Nat-CID-400	400	-	19,4	0,49	5,2	4,7
BM06Sat-CID-150	150	0,96	19,3	0,41	5,1	15,5
BM06Sat-CID-300	300	0,96	19,6	0,40	4,3	17,8
BM06Sat-CID-400	400	0,98	19,7	0,38	4,8	19,5

A Figura 77 traz os resultados obtidos para o Bloco BM03. As curvas  $\sigma_d \times \epsilon_{ax}$  apresentam um comparativo entre as condições de saturação do corpo-de-prova. Os resultados obtidos demonstram quem o solo na condição natural é mais resistente do

que o na condição saturada. Este resultado é intuitivo e esperado. O solo na condição natural mostrou-se em média 13% mais resistente ( $\sigma_{df}$ ) do que o saturado.

Outro aspecto que deve ser ressaltado é que a rigidez não apresentou grande variação em função da condição de saturação. Por outro lado, quanto maior a tensão confinante, maior será a rigidez do corpo de prova. A rigidez está mais ligada à estruturação do material do que a condição de saturação do mesmo.

Quanto à curva de deformabilidade volumétrica ( $\varepsilon_v \times \varepsilon_{ax}$ ) (Figura 77), nota-se um comportamento compressivo. Não foi possível observar com clareza uma relação direta entre a deformação volumétrica e a tensão confinante, talvez parcialmente relacionado com a baixa acurácia da bureta de medição das variações volumétricas.

Para tensões confinantes entre 250 e 300 kPa, notou-se uma variação pouco significativa dos parâmetros de deformabilidade volumétrica para os solos ensaiados. Este fato pode ser atribuído ao instrumento de medição e à heterogeneidade do solo residual.

A Figura 78 traz os resultados do ensaio triaxial de descarregamento lateral para o bloco BM06 (solo residual jovem). Tal como foi executado para o BM03 (solo residual maduro), também foram feitos ensaios variando-se a condição de saturação e o valor da tensão de confinamento.

A Figura 78 apresenta as curvas  $\sigma_d \times \varepsilon_{ax}$  obtidas na fase de cisalhamento dos ensaios. Nota-se que o comportamento é similar entre os dois blocos ensaiados. As tensões de ruptura ( $\sigma_{df}$ ) foram novamente maiores para o corpo de prova na condição natural. A rigidez (inclinação da curva) também não apresentou variação significativa com a saturação do solo. É possível perceber que o aumento de rigidez do solo tem uma relação direta com o nível de confinamento do corpo de prova. Dessa forma, os dois fatores são fundamentais para a rigidez de um solo: nível de tensões confinantes a estruturação (cimentação) do solo. Ressalta-se também que a umidade (sucção) é fator determinante para a determinação da rigidez do solo.

A compressibilidade é avaliada por meio da Figura 78. Não foi possível definir um padrão de comportamento que permita relacionar diretamente a compressão dos corpos de prova com a condição de saturação ou o nível de tensões.

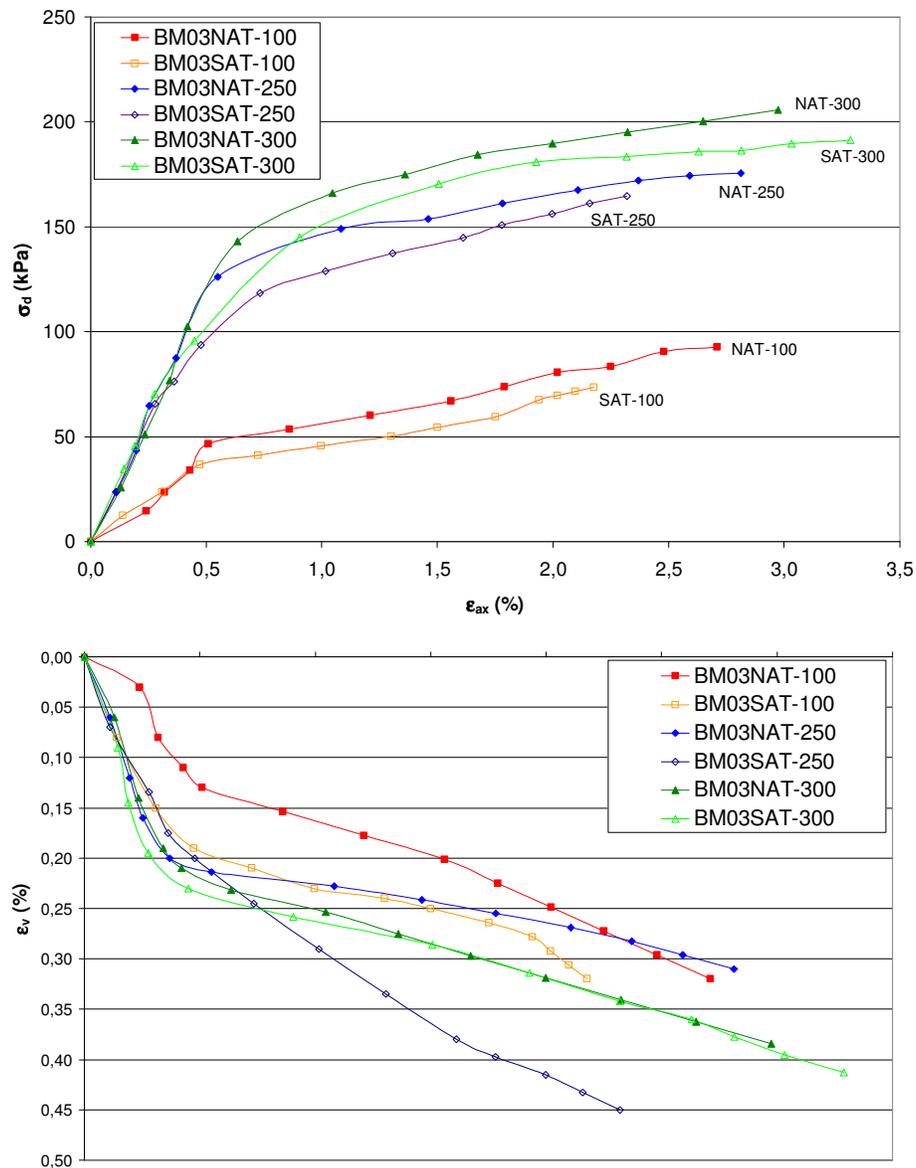


Figura 77 - Ensaio Triaxiais de Descarregamento Lateral - BM03 (curvas tensão-deformação e deformabilidade volumétrica)

Analisar os parâmetros de resistência por meio do ensaio de descarregamento lateral é fundamental para obras de escavações, pois a trajetória de tensões neste ensaio simula as condições de campo. A obtenção dos parâmetros de resistência para o ensaio triaxial foi feita em diagramas  $p$  $q$ . A Figura 79 apresenta as envoltórias para o bloco BM03 para as condições naturais e saturadas.

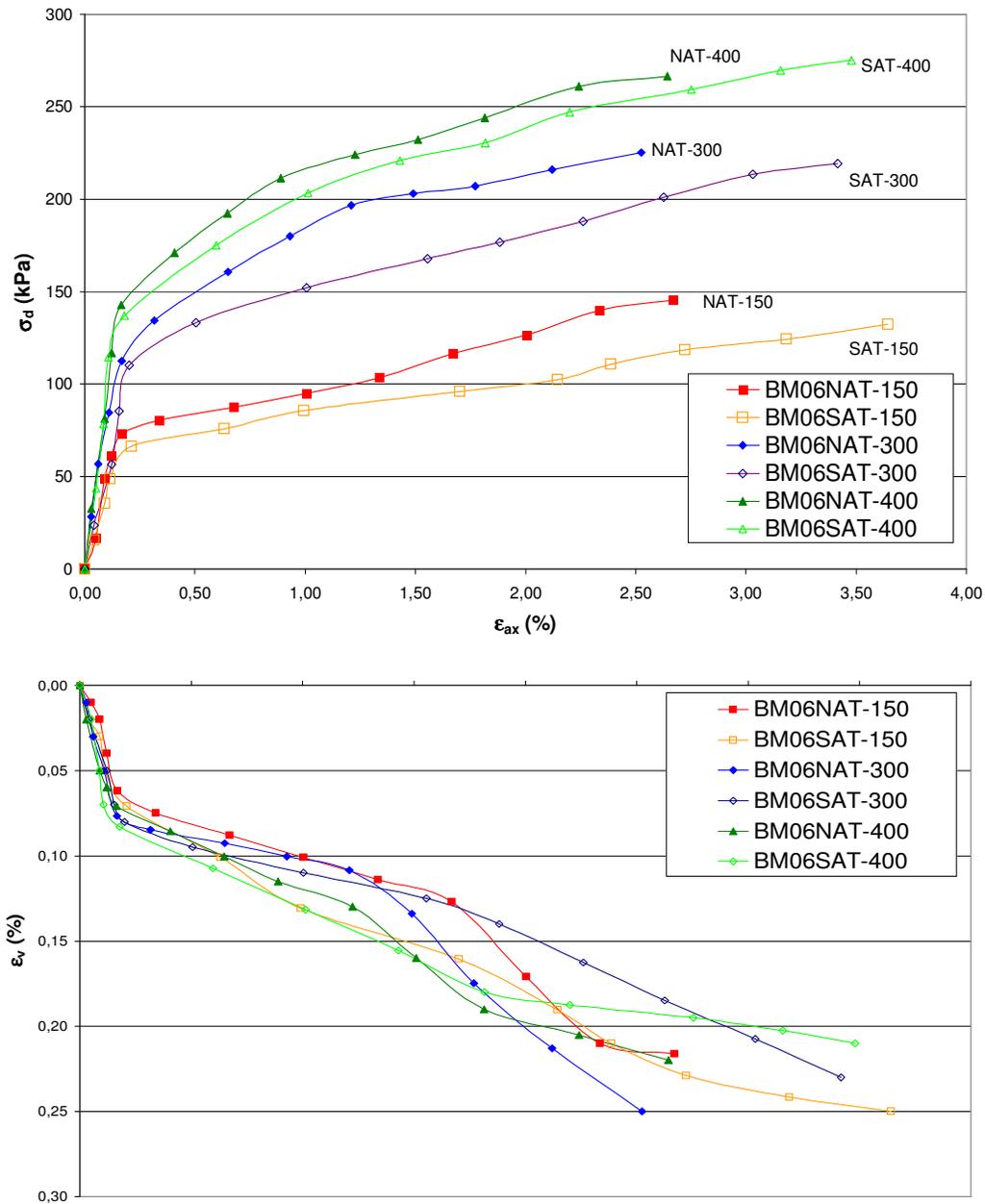


Figura 78 - Ensaio Triaxiais de Descarregamento Lateral - BM06 (curvas tensão-deformação e deformabilidade volumétrica)

Os valores obtidos para os parâmetros de resistência estão dentro da faixa normalmente reportada para solos residuais. A diferença de estruturação (cimentação) é bastante evidente quando comparados os valores de intercepto coesivo ( $c'$ ) obtido para os solos maduro e jovem. O solo residual jovem, por trazer em sua estrutura as características da rocha mãe, possui maior valor de coesão quando comparado com o

solo maduro. Além disso, as envoltórias mostram a diferença de parâmetros para materiais saturados e para condições naturais de umidade. O valor de intercepto coesivo do solo residual jovem é elevado em função da contribuição da sucção do corpo de prova. Estes mesmos aspectos foram também observados para o ensaio triaxial com carregamento axial.

A inclinação das envoltórias é praticamente a mesma para as duas condições de ensaio no bloco BM03 (Figura 79). A diferença maior está no valor de intercepto coesivo, que é cerca de 3 (três) vezes maior para a condição natural.

A Figura 80 traz as envoltórias de resistência obtidas para os corpos de prova do bloco BM06. A inclinação das trajetórias não é muito diferente, porém o solo na condição natural mostrou-se com valor de intercepto coesivo bem superior ao da condição saturada.

A Tabela 19 resume os parâmetros obtidos para a campanha de ensaios triaxiais de descarregamento lateral para ambos os blocos BM03 e BM06.

Para o ensaio de descarregamento lateral a obtenção dos parâmetros de deformabilidade é um pouco mais trabalhosa do que para o ensaio de compressão axial. Diferente do que acontece no ensaio de compressão axial os parâmetros  $E$  (módulo de deformabilidade) e  $\nu$  (Poisson) são obtidos por meio de um sistema de equações baseado nas curvas de tensão deformação e deformabilidade volumétrica (Sayão, 1980). Dessa forma, o módulo de deformabilidade ( $E$ ), por exemplo, não é calculado somente em função da inclinação (razão das variações da tensão confinante e da deformabilidade) da curva tensão deformação devendo ser levando em consideração o valor de Poisson ( $\nu$ ).

O valor do módulo de deformabilidade mostrou-se dependente da tensão de confinamento (estado de tensões). Para os ensaios de descarregamento lateral foi possível observar que o nível de intemperização (estruturação do material) é determinante quanto ao comportamento rígido ao solo. Os valores do módulo de deformabilidade para o solo residual jovem (BM06) são significativamente mais elevados do que os módulos obtidos para o solo residual maduro (BM03). Os valores do módulo de *Poisson* ( $\nu$ ) mostraram-se dentro de uma variabilidade aceitável.

Os ensaios triaxiais mostraram-se eficazes na obtenção de parâmetros para o melhor entendimento do comportamento da encosta grampeada.

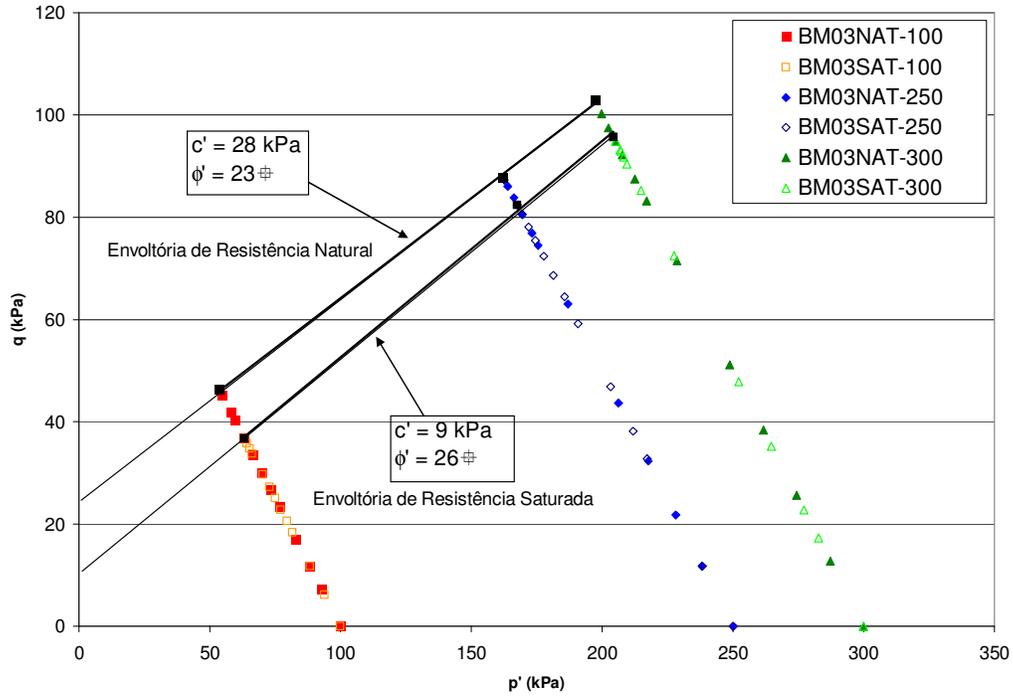


Figura 79 - Trajetórias de Tensões e Envoltórias de Resistência do Solo (BM03)

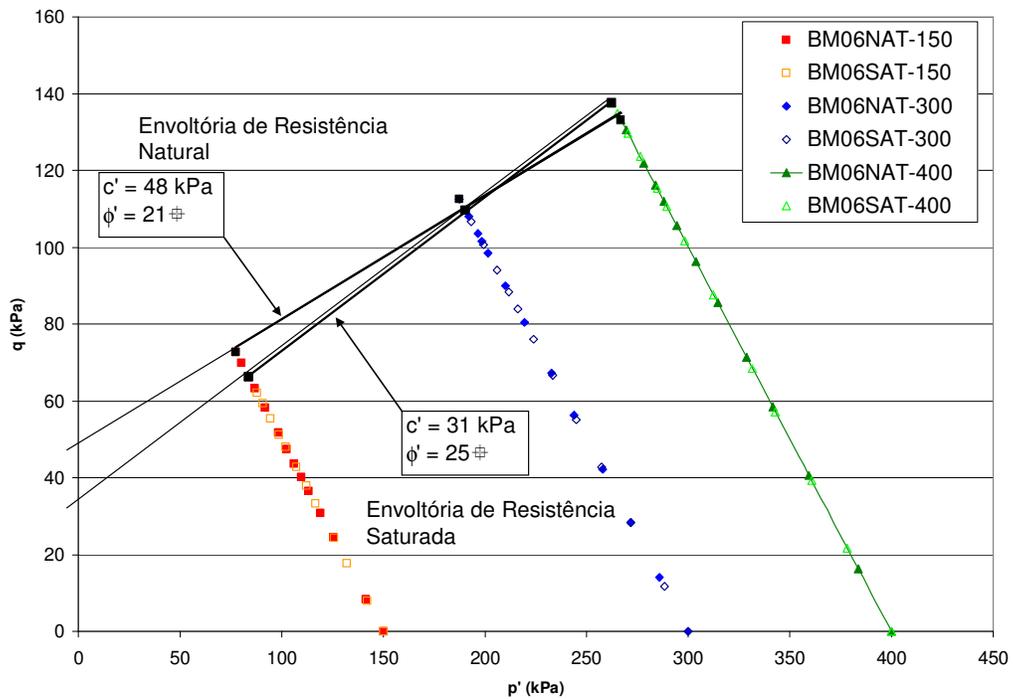


Figura 80 – Trajetórias de Tensões e Envoltórias de Resistência do Solo (BM06)

Tabela 19 - Resumo dos Parâmetros Obtidos nos Ensaios Triaxiais de Descarregamento Lateral

<i>Ensaio</i>	<i>Cota(m)</i>	$\sigma'_c$ (KPa)	$\varepsilon_{af}$ (%)	$\sigma_{df}$ (kPa)	$c'$ (kPa)	$\phi'$	$E_{50}$ (MPa)	$v_{50}$
BM03Nat-CID-100	35,0	100	2,7	92,7			8	0,34
BM03Nat-CID-250	35,0	250	2,8	175,5	28	23°	20	0,24
BM03Nat-CID-300	35,0	300	2,9	205,7			22	0,23
BM03Sat-CID-100	35,0	100	2,2	73,5			9	0,27
BM03Sat-CID-250	35,0	250	2,3	164,8	9	26°	18	0,25
BM03Sat-CID-300	35,0	300	3,3	191,4			22	0,22
BM06Nat-CID-150	21,0	150	2,6	145,4			39	0,29
BM06Nat-CID-300	21,0	300	2,5	225,2	48	21°	63	0,25
BM06Nat-CID-400	21,0	400	2,6	266,4			79	0,27
BM06Sat-CID-150	21,0	150	3,6	132,5			30	0,30
BM06Sat-CID-300	21,0	300	2,3	219,3	31	25°	51	0,28
BM06Sat-CID-400	21,0	400	3,5	275,3			71	0,26

#### 4.9. Resumo dos Parâmetros Obtidos

A campanha experimental mostrou-se eficaz para caracterizar as amostras de solo extraídas da encosta. As informações obtidas devem ser avaliadas em função das características do ensaio (condição de saturação, superfície de contato, estado de tensões e trajetória de tensões). A Tabela 20 resume as informações obtidas para os ensaios de caracterização e adensamento. Os resultados estão agrupados para cada par de blocos extraídos do mesmo ponto da encosta.

Tabela 20 - Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização e adensamento

	<i>BM1 e BM2</i>	<i>BM3 e BM4</i>	<i>BM5 e BM6</i>	<i>BM7 e BM8</i>	<i>BM9 e BM10</i>
Cota (m)	39,0	34,0	28,0	21,0	17,0
Tipo	Argila arenosa CL	Argila arenosa CL	Areia argilosa SC	Areia argilosa SC	Areia argilosa SC
LL (%)	32,4	33,2	38,1	35,9	34,6
LP (%)	16,3	17,5	24,7	23,7	22,9
IP (%)	16,1	15,8	13,4	12,5	11,7
w (%)	15,7	15,0	15,8	17,1	17,3
G	2,68	2,69	2,73	2,71	2,74
C <sub>u</sub>	293,6	294,5	205,2	120,5	114,1
C <sub>c</sub>	-	-	0,9	0,9	0,9
$\sigma_{esc}$ (kPa)	160	-	-	70	-
C <sub>c</sub>	0,20	-	-	0,07	-
C <sub>r</sub>	0,02	-	-	0,01	-
c <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /s)	5,5x10 <sup>-2</sup>	-	-	4,8x10 <sup>-2</sup>	-
m <sub>v</sub> (1/kPa)	5,7x10 <sup>-4</sup>	-	-	2,7x10 <sup>-4</sup>	-
k (cm/s)	2,2x10 <sup>-6</sup>	-	-	1,6x10 <sup>-6</sup>	-
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	17,6	-	-	18,2	-

Os parâmetros de resistência obtidos também devem ser avaliados com critério. Cada ensaio executado possui uma interpretação específica. A Figura 81 apresenta as envoltórias obtidas para os ensaios realizados nas condições naturais de umidade. O valor de intercepto coesivo variou entre 69 kPa e 28 kPa, sendo que o valor máximo apresenta grande dispersão em relação os outros três ensaios. Desconsiderando-se este ensaio de maior dispersão o valor médio para o intercepto coesivo é de 31kPa.

O valor de  $\phi'$  variou de 35° a 23°, com um valor médio de 26°. Os resultados obtidos referem-se a ensaios distintos. A utilização destes parâmetros deve ser realizada com bastante critério e obedecendo as limitações e aplicações de cada um dos ensaios realizados.

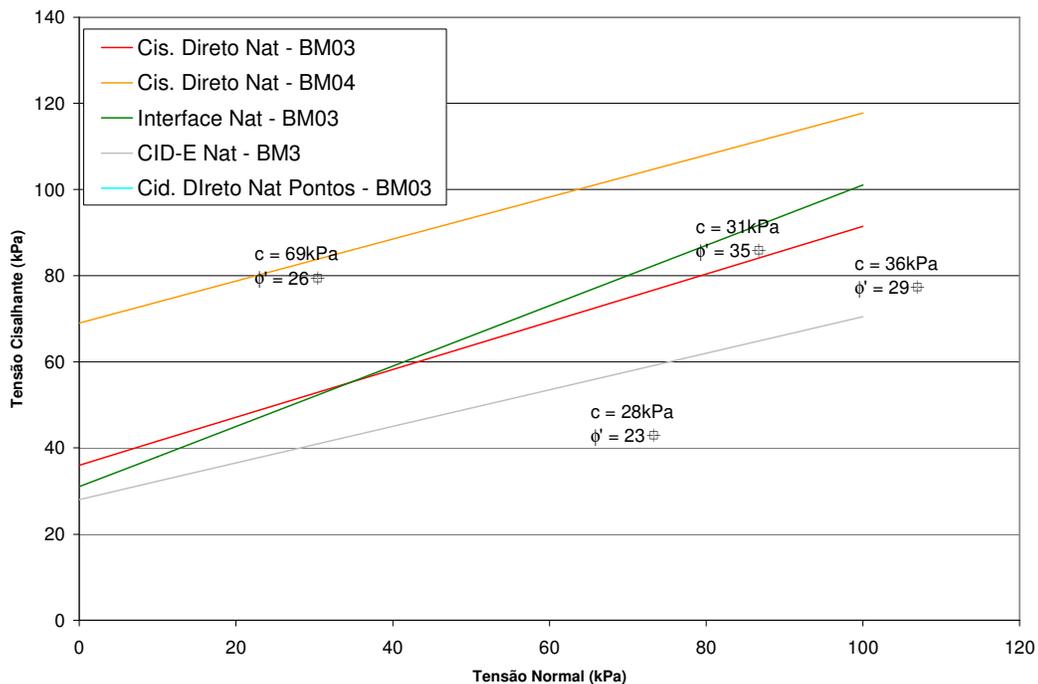


Figura 81 - Envoltórias de Resistência para o Solo Residual Maduro na Condição Natural

A mesma análise foi realizada para os solos residuais maduros na condição saturada (Figura 82). O valor de intercepto coesivo apresentou grande variabilidade (>280%) e variou de 9kPa a 26kPa. O valor médio é de aproximadamente 19kPa, menor do que o obtido para a condição natural (31kPa). Comparando-se estes dois valores pode-se afirmar que a submersão ou saturação do corpo de prova reduz o intercepto coesivo em mais de 60%. Este resultado refere-se ao material ensaiado e não deve ser considerado como uma tendência geral. Por outro lado, o valor médio de ângulo de atrito é de 26°. Dessa forma, de acordo com os dados obtidos para o solo residual maduro, não se observou variação significativa do ângulo de atrito do solo em decorrência da saturação ou submersão do corpo de prova. Esta observação sugere

que os ensaios realizados foram adequados para a obtenção de parâmetros de resistência.

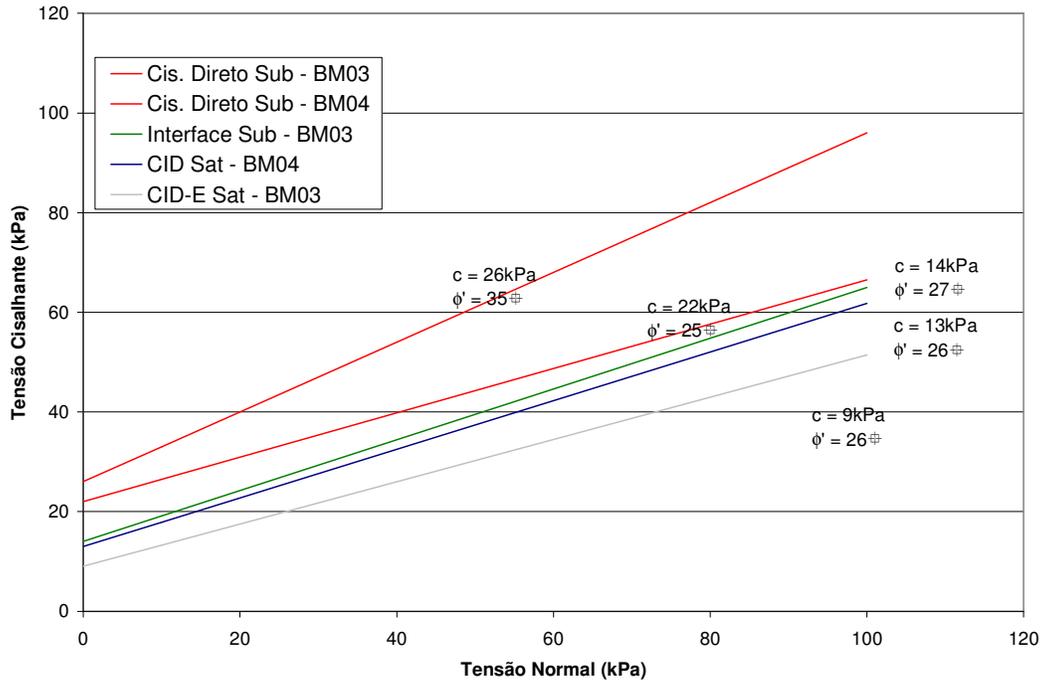


Figura 82 - Envoltórias de Resistência para o Solo Residual Maduro na Condição Submersa ou Saturada

As envoltórias para o solo residual jovem também foram analisadas utilizando-se a mesma metodologia. A Figura 83 mostra as envoltórias para a condição natural de umidade. O valor do intercepto coesivo apresentou grande variabilidade podendo-se considerar um valor médio de aproximadamente 55kPa. O valor ângulo de atrito variou entre 30° e 36° com valor médio de 33°.

As envoltórias de resistência para o solo residual jovem na condição saturada ou submersa também foram comparadas (Figura 84). O valor do intercepto coesivo para os corpos de prova na condição natural apresentou também grande variabilidade com valor médio de 54kPa. Comparado ao obtido para o solo residual maduro na condição natural (31kPa) pode-se perceber a influência do grau de intemperização para o valor de coesão.

Para a condição submersa ou saturada, observa-se uma redução do valor médio do intercepto coesivo (28kPa), provocado pela perda da sucção na condição saturada.

Tal como foi observado para o solo residual maduro, o ângulo de atrito não é influenciado de forma marcante pela condição de saturação. Admitindo-se as duas condições de saturação ensaiadas, o valor de  $\phi'$  médio é de 30°.

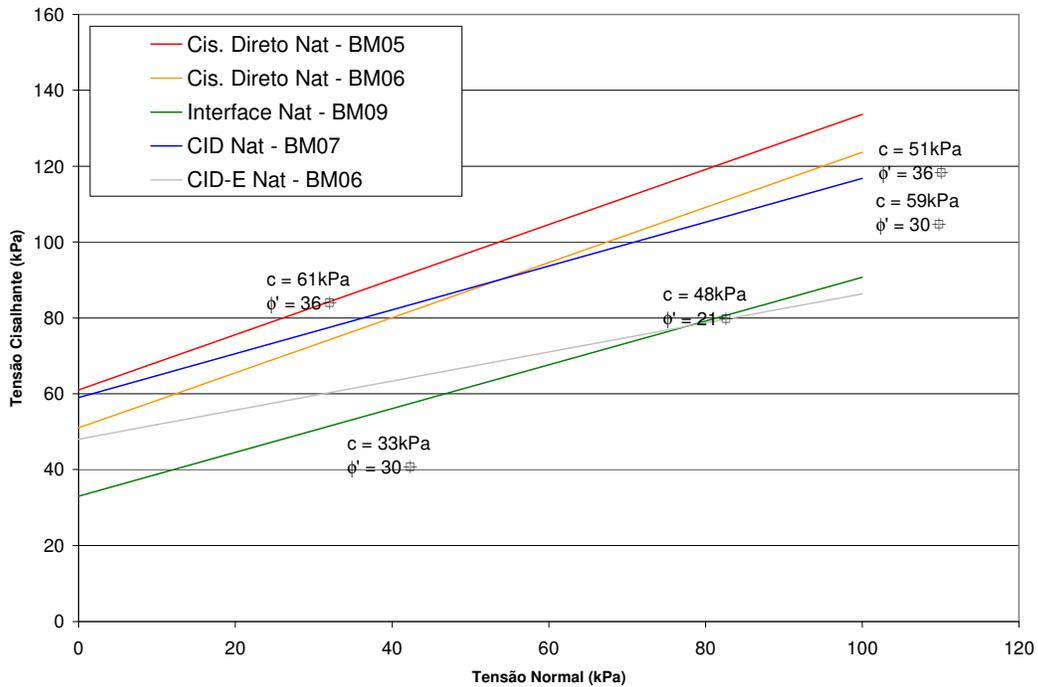


Figura 83 - Envolvórias de Resistência para o Solo Residual Jovem na Condição Natural

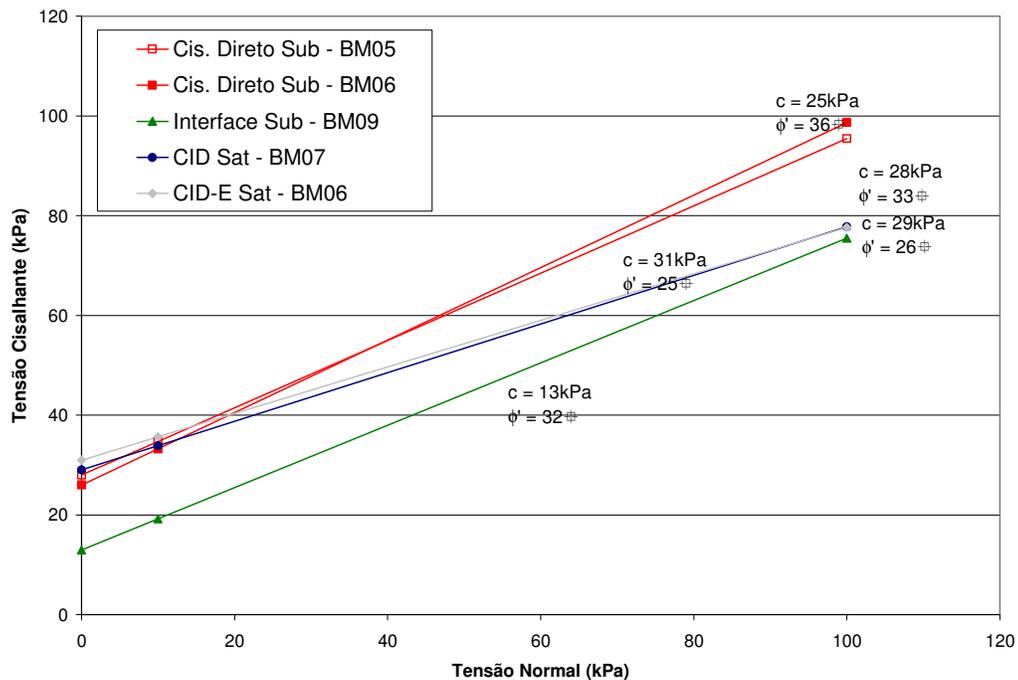


Figura 84 - Envolvórias de Resistência para o Solo Residual Jovem na Condição Submersa ou Saturada

Quanto aos parâmetros de resistência, algumas conclusões podem ser destacadas:

- O valor do intercepto coesivo mostrou-se bastante influenciado pela condição de saturação do solo. Solos saturados perdem a parcela de

sucção da resistência e possuem menores valores de coesão quando comparados à condição natural;

- O grau de intemperismo dos solos pode também ser importante para a determinação do valor de coesão de um solo. Solos mais estruturados (solo residual jovem) tendem a apresentar maiores valores de coesão quando comparados a solos residuais maduros.
- O ângulo de atrito praticamente não varia em função da condição de saturação de um solo. Por outro lado, apresenta pequena variação em função da estrutura do solo. Dessa forma, solos residuais jovens tendem a apresentar maior ângulo de atrito do que solos residuais maduros,
- Ensaios de cisalhamento direto forneceram maiores valores de parâmetros de resistência, enquanto que os ensaios de descarregamento lateral tendem a fornecer os menores. Os ensaios de interface tendem a fornecer valores intermediários. É fundamental destacar as diferenças marcantes entre estes tipos de ensaios. A comparação dos diversos parâmetros deve ser feita de forma criteriosa.

Deve ser destacado que Lima(2007) realizou programa de ensaios de laboratório e similar em blocos de solo coletados de uma obra adjacente (Museu I). Lima (2007) destaca a grande influência da anisotropia em seus resultados. Corpos-de-prova moldados em direção perpendicular ou paralela ao plano de foliação da rocha apresentaram resultados diferenciados. Tal característica não mostrou-se significativa para os ensaios realizados no solo referente ao Museu II.

Os parâmetros de deformabilidade, módulo de deformabilidade ( $E_{50}$ ) e coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), também foram avaliados para os ensaios triaxiais realizados. A Figura 85 traz uma comparação dos valores obtidos para  $E_{50}$ .

O valor do módulo de deformabilidade está diretamente ligado à tensão confinante aplicada. Apenas uma bateria de ensaios mostrou-se discordante desta observação (BM04-Sat-CID). Além disso, foi evidenciada a influência do grau de saturação nas amostras, pois materiais na condição natural mostram-se mais rígidos do que os saturados.

A mesma análise foi realizada para o solo residual jovem. Verificou-se a mesma tendência de comportamento que foi observado para o solo residual maduro. Todos os ensaios apresentaram um comportamento compatível, sem maiores dispersões. Este fato reforça que o ensaio triaxial de carregamento axial no bloco BM04 sob as condição saturada (BM04-Sat-CID) apresentou alguns problemas em sua execução.

Outro parâmetro que deve ser considerado nas análises é o módulo de Poisson ( $\nu$ ). A Figura 87 apresenta um estudo comparativo para o solo residual maduro. Existe uma ligeira tendência para a diminuição do módulo com relação ao aumento da tensão de confinamento. O mesmo comportamento pode ser observado para os solos residuais jovens (Figura 88).

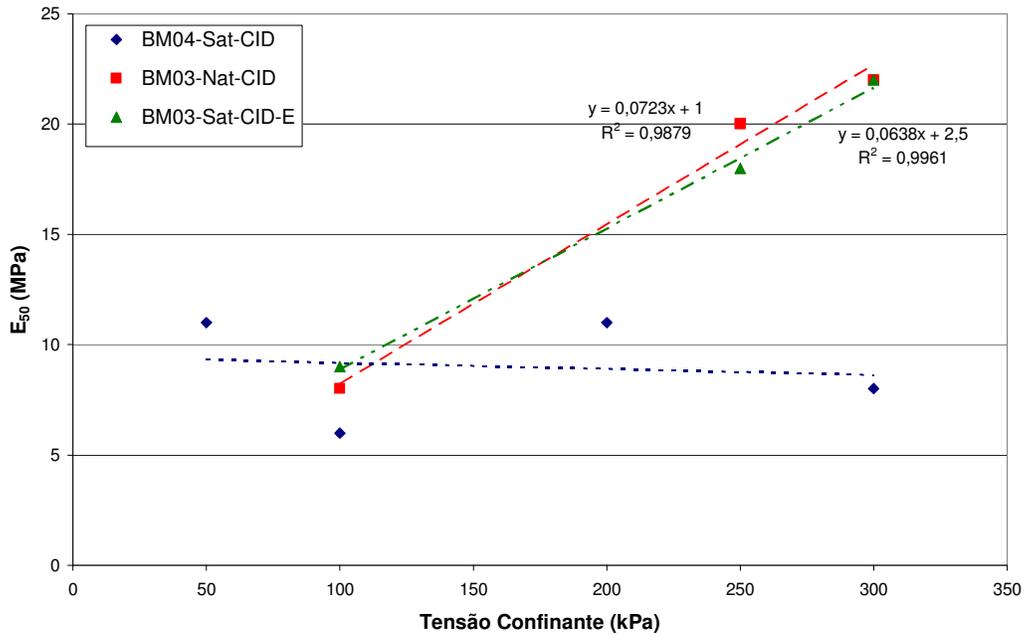


Figura 85 - Variação dos Módulos de Deformabilidade em função da Tensão Confinante para o Solo Residual Maduro

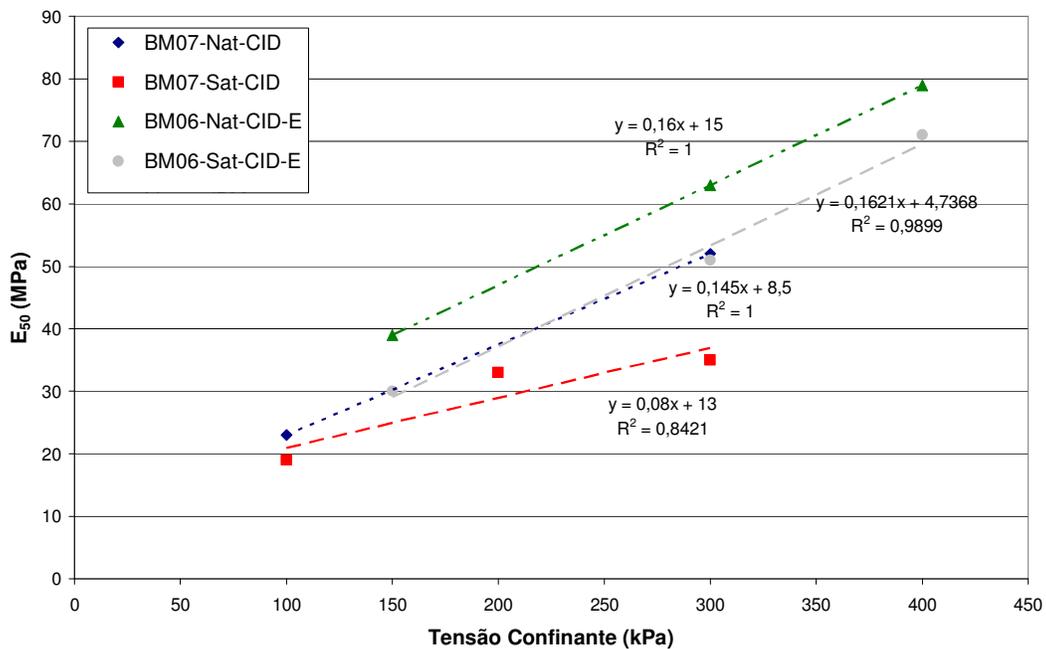


Figura 86 - Variação dos Módulos de Deformabilidade em função da Tensão Confinante para o Solo Residual Jovem

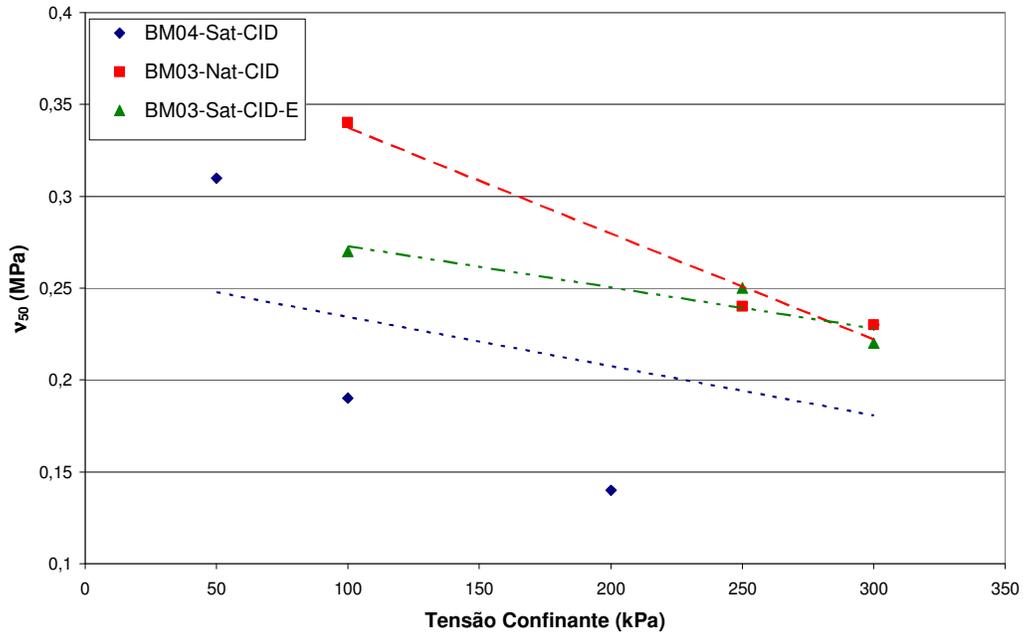


Figura 87 - Variação dos Módulos de Poisson em função da Tensão Confinante para o Solo Residual Maduro

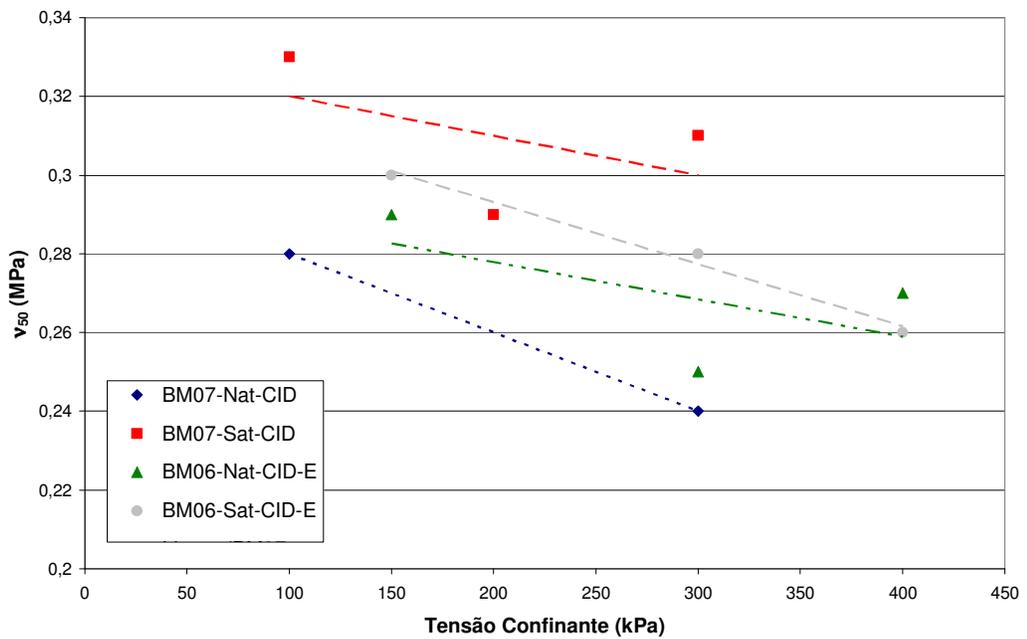


Figura 88 - Variação dos Módulos de Poisson em função da Tensão Confinante para o Solo Residual Jovem