

CIRO PORTELA DE OLIVEIRA

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO RESIDUAL
NATURALMENTE CIMENTADO**

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

VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2011

**Ficha catalográfica preparada pela Seção de Catalogação e
Classificação da Biblioteca Central da UFV**

T

O48c
2011

Oliveira, Ciro Portela de, 1970-
Comportamento mecânico de um solo residual
naturalmente cimentado / Ciro Portela de Oliveira.
– Viçosa, MG, 2011.
xvii, 121f. : il. (algumas col.) ; 29cm.

Orientador: Roberto Francisco de Azevedo.
Tese (doutorado) - Universidade Federal de Viçosa.
Referências bibliográficas: f. 116-121.

1. Mecânica do solo. 2. Solo - Cimentação.
3. Deformação e tensões. 4. Cisalhamento dos solos -
Resistência. 5. Solo - Modelos matemáticos. 6. Microscopia
eletrônica. I. Universidade Federal de Viçosa. II. Título.

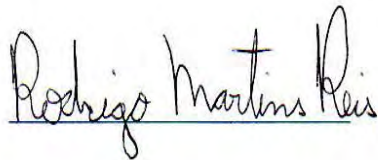
CDD 22. ed. 624.15136

CIRO PORTELA DE OLIVEIRA

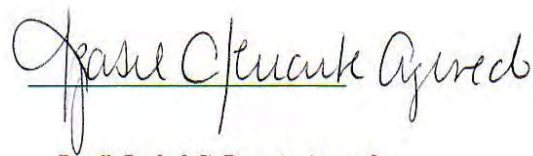
**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO RESIDUAL
NATURALMENTE CIMENTADO**

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

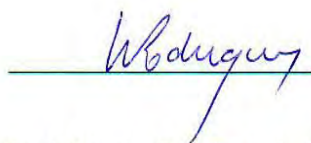
APROVADA: 13 de Julho de 2011.



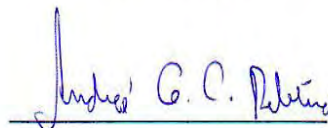
Prof.º Rodrigo Martins Reis
(Co-orientador)



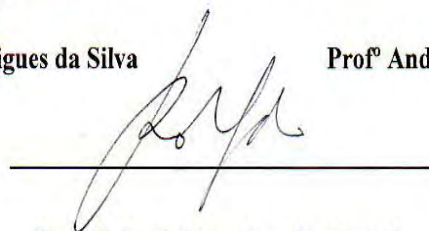
Prof.ª Isabel C. Duarte Azevedo
(Co-orientador)



Prof. Wander Rodrigues da Silva



Prof.º André G.C. Ribeiro



Prof. Roberto Francisco de Azevedo
(Orientador)

Aos meus pais, Aldo e Miriam (eterna presença)

Às minhas Tias Eleta, Cacilda e Zuléica.

À Patrícia Monnerat, o meu amor.

Ao meu amigo, Roberto Azevedo.

À Nilza Mello, minha eterna gratidão.

À Jô Horta, mineira arretada.

AGRADECIMENTOS

Em especial, ao amigo e orientador Roberto Azevedo. Obrigado por tudo, minha admiração e respeito.

Aos Professores do DEC da UFV: Isabel Azevedo, Eduardo Marques e Minete.

A minha amiga, Cris.

Aos funcionários do DEC: Janete, Cristina, Izabela, Graziela, Julinho, Dedé, Paulo P3 e Capelão.

Aos amigos do DEC: Ana Amélia, André Ribeiro, Luiza, Mariana, Marcão, Lucas, Vinicius, Thais, Jeane, Cátia, Weldon, Suelem, André Peçanha, Aline, Claudinha, Ângela, Inês, Leila

Aos amigos da cidade de Viçosa: Karibé, Geralda, Hamilton, Dona Barbinha, Newton, Laura, Cris, Fabrício, Lidiane, Alice, Tina, Paula, Janaina, Vaninha, Luiza, Rogério, Lúgia, Nilda, Eduardo, Dona do Carmo, sua filha Andreza e familiares.

BIOGRAFIA

CIRO PORTELA DE OLIVEIRA, filho de Sebastião Aldo de Oliveira e Miriam Portela de Oliveira, nasceu em Recife – PE, em 04 de agosto de 1970.

Em 1988, concluiu o segundo grau no Colégio e Curso Especial, em Recife - PE.

Graduou-se Engenheiro Civil, em janeiro de 1997, pela Universidade de Pernambuco (UPE).

Concluiu o curso de Mestrado em Engenharia Civil na área de concentração em Geotecnia, pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro-RJ (2000).

Iniciou, em abril de 2009, o curso de Doutorado em Engenharia Civil, área de concentração em Geotecnia, na Universidade Federal de Viçosa, Viçosa-MG.

ÍNDICE

LISTA DE TABELAS	VII
LISTA DE FIGURAS	VIII
RESUMO	XVI
ABSTRACT	XVII
1 - INTRODUÇÃO.....	1
1.1 - GENERALIDADES	1
1.2 – OBJETIVOS	3
1.3 – ORGANIZAÇÃO DA TESE.....	3
2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 - ESTRUTURA DE SOLOS RESIDUAIS.....	5
2.2 - MATERIAIS CIMENTADOS: NATURAIS E ARTIFICIAIS	19
2.3 - MODELO MATEMÁTICO PARA SOLO ESTRUTURADO	39
2.3.1 - MODELO DE GENS E NOVA	39
2.3.2 - MODELO DE LIU E CARTER.....	43
3 - MATERIAIS E MÉTODOS	52
3.1 - CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA EM ESTUDO	52
3.2 - CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL EM ESTUDO	55
3.3 - ENSAIOS REALIZADOS	57
3.3.1 - ENSAIOS TRIAXIAIS	57
3.3.2 - ENSAIOS EDOMÉTRICOS E DE COMPRESSÃO ISOTRÓPICA ..	65

4 - RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	71
4.1 - CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E MINERALÓGICA.....	71
4.2 - CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA.....	73
4.3 - CARACTERIZAÇÃO MICROMORFOLÓGICA	74
4.4 - COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	79
4.5 - ENSAIOS EDOMÉTRICOS E DE COMPRESSÃO ISOTRÓPICA.....	82
4.6 - ENSAIOS TRIAXIAIS	84
4.7 - MODELAGEM MATEMÁTICA	102
5 – CONCLUSÕES	111
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	115

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Análises químicas pontuais da micrografia da Figura 5	8
Tabela 2 - Feições microestruturais de solos residuais jovens gnáissicos (Sandroni, 1981).	9
Tabela 3 - Ensaio triaxiais de compressão e extensão realizados.....	63
Tabela 4 - Índices físicos de solo residual jovem de gnaiss (amostras dos ensaios triaxiais).	72
Tabela 5 - Resultados dos ensaios triaxiais de compressão: σ_{df} , ϵ_{af} , ϵ_{vf} e ϵ_{o}	87
Tabela 6 - Resultados dos ensaios triaxiais com p' constante: σ_{df} , ϵ_{af} , ϵ_{vf} e ϵ_{o}	94
Tabela 7 - Resultados dos ensaios triaxiais com trajetória PCA: σ_{df} , ϵ_{af} , ϵ_{vf} e ϵ_{o}	94
Tabela 8 Resultados dos ensaios triaxiais de extensão: σ_{df} , ϵ_{af} , ϵ_{vf} e ϵ_{o}	97
Tabela 9 – Parâmetros do solo estudado utilizado no Modelo Cam Clay estruturado.	105
Tabela 10 – Comparação dos parâmetros Δe_i , $p'_{y,i}$ e b de diferentes solos estruturados.	107

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Textura mostrando grãos de quartzo arredondados e pacotes de mica tabulares, envoltos em matriz argilosa. Foto tirada no MEV (Marques, 1992). -----	6
Figura 2 - Composição química geral do material: Al, Si, S, K, Ca, Mn e Fe (MARQUES, 1992).-----	7
Figura 3 - Composição química geral do material: Al, Si, S, K, Ca, Mn e Fe. Foto tirada no MEV (MARQUES, 1992).-----	7
Figura 4 - Foto de concreção laterítica feita em microscópio ótico (Ribeiro, 2009). -	7
Figura 5 - Fotomicrografia de concreção laterítica e pontos onde foram obtidas as composições químicas. Foto tirada no MEV (RIBEIRO, 2009). -----	8
Figura 6 - Feições microestruturais em solo residual jovem de gnaiss. Foto tirada no MEV (SANDRONI, 1981). -----	10
Figura 7 - Conector em solo residual jovem de granito. Foto tirada no MEV (COLLINS, 1985). -----	11
Figura 8 - Conector em solo residual jovem de granito. Foto tirada no MEV (COLLINS, 1985). -----	11
Figura 9 - Variação da porosidade de solo residual com a profundidade. Fotos tiradas no MEV (CAMAPUM DE CARVALHO ET AL, 2002). -----	12
Figura 10 - Formação de agregados devido à cimentação de partículas por óxidos e hidróxidos de ferro. Fotos tiradas no MEV (CAMAPUM DE CARVALHO ET AL, 2002).-----	12
Figura 11 - Ponte de argila ligando dois agregados de partículas finas. Foto tirada no MEV (CAMAPUM DE CARVALHO ET AL, 2002). -----	13

Figura 12 - Variação do índice de vazios e índice químico β com a profundidade (Brito, 1981).-----	16
Figura 13 - Variação dos óxidos Na ₂ O, K ₂ O e Al ₂ O ₃ com o índice β de um perfil de intemperismo de gnaiss (BRITO, 1981).-----	17
Figura 14 - Variação de c' e φ' com o índice β de um perfil de intemperismo de gnaiss (ROCHA ET AL, 1985).-----	18
Figura 15 - Variação da resistência de pico e o índice de lixiviação β com a profundidade (DE CAMPOS, 1989).-----	18
Figura 16 - Estrutura reliquiar herdada da rocha de origem (BASTOS, 1999).-----	19
Figura 17 - Plano de fraqueza encontrado em bloco indeformado.-----	19
Figura 18 - Ensaio triaxiais drenados com $\sigma'_c = 60\text{kPa}$ realizados em amostras artificialmente cimentadas com cimento Portland (Prietto et al, 1997).-----	21
Figura 19 - Ensaio triaxiais drenados realizados em argila e calcário cimentados. (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990).-----	22
Figura 20 - Modelo proposto por Leroueil & Vaughan (1990) para materiais cimentados.-----	24
Figura 21 - Ensaio edométricos em argila mole (Nagaraj et al, 1998).-----	25
Figura 22 - Ensaio de compressão isotrópica com amostras artificialmente cimentadas (adaptado de Maccarini, 1987).-----	25
Figura 23 - Ensaio de compressão isotrópica com amostras artificialmente cimentadas (Maccarini, 1987).-----	27
Figura 24 - Curvas ϵ_{ax}/p' : ϵ_{ax} para os ensaios $\sigma_1' \sim \sigma_3'(70)$ e $\sigma_1'(70)$ (MALLANDRAKI & TOLL, 2001).-----	27
Figura 25 - Variação do intercepto coesivo com a cimentação (Prietto et al, 1997).-----	28

Figura 26 - Variação da resistência à tração com γ_{seco} (HUANG & AIREY, 1998). -----	30
Figura 27 - Variação da tensão de pré-adensamento virtual σ_p' com a resistência à tração (Maccarini, 1987). -----	30
Figura 28 - Esquema do ensaio de tração in situ: (a) colagem da placa de aço no solo e (b) aplicação de força.-----	31
Figura 29 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto (NISHIDA & AOYAMA, 1985).-----	31
Figura 30 - Ensaio edométrico realizado em solo residual jovem de gnaiss (FUTAI ET AL, 2003). -----	33
Figura 31 - Ensaio edométrico realizado em amostras de solo residual jovem de arenito (Martins, 2001).-----	33
Figura 32 - Variação da plasticidade de amostras de solo devido à secagem, reidratação e manuseio (VARGAS, 1982). -----	34
Figura 33 - Influência do tempo de manipulação do solo na obtenção do limite de liquidez (VARGAS, 1982). -----	35
Figura 34 - Influência do método de manuseio do solo na determinação do limite de liquidez (BLIGHT, 1997).-----	36
Figura 35 - Efeito da secagem na compressão não confinada de amostras cimentadas (BOEY & CARTER, 1989). -----	37
Figura 36 - Influência do manuseio na distribuição granulométrica de um solo laterítico (TOWNSEND ET AL, 1971, EM MITCHELL & SITAR, 1982). -----	37
Figura 37 - Ensaio de fraturamento realizado em grãos de quartzo e feldspato alterado (SANDRONI, 1981). -----	38
Figura 38 - Relação entre Tensão normal na ruptura e D10 a partir de ensaios de cisalhamento direto submersos (SANDRONI, 1973). -----	39

Figura 39 - Linhas de compressão isotrópica para materiais com diferentes graus de cimentação.-----	39
Figura 40 – Sucessivas superfícies de escoamento de acordo com o aumento do grau de cimentação. A superfície A corresponde ao material desestruturado.-----	40
Figura 41 – Redução da cimentação, b, com o aumento de sua degradação, h. -----	41
Figura 42 – Simulação de resultados de ensaios triaxiais.-----	43
Figura 43 – Resultados experimentais de ensaios triaxiais realizados em rochas calcárias (ELLIOT & BROWN, 1985).-----	43
Figura 44 - Idealização do comportamento de compressão isotrópica de um solo estruturado e reconstituído (LIU & CARTER, 1999, 2000) -----	44
Figura 45 - Influência do parâmetro b no comportamento isotrópico de um solo estruturado (LIU & CARTER, 2000). -----	45
Figura 46 - Influência de $p'_{y,i}$ no tamanho da superfície de escoamento inicial de um solo estruturado (LIU & CARTER, 2002).-----	46
Figura 47 - Comportamento de uma argila no ensaio edométrico (YONG & NAGARAJI, 1977). -----	49
Figura 48 - Calcarenito submetido ao ensaio de compressão isotrópica (LAGIOIA & NOVA, 1995). -----	50
Figura 49 - Ensaio triaxial realizado em calcarenito com $\sigma'_3 = 1300\text{kPa}$ (LAGIOIA & NOVA, 1995). -----	50
Figura 50 - Ensaio triaxial realizado em folhelho argiloso (WONG, 1998).-----	51
Figura 51 - Local de coleta de blocos indeformados (GOOGLE MAPS, 2010).-----	53
Figura 52 - Perfil de intemperismo de onde foram coletados os blocos indeformados. -----	54

Figura 53 - Croqui de corte transversal do talude de onde foram coletados os blocos indeformados. -----	54
Figura 54 - Perfil de onde foi coletado o solo em estudo. Notar a xistosidade herdada da rocha de origem à esquerda da pá. -----	55
Figura 55 - Camadas de impermeabilização do bloco indeformado. -----	56
Figura 56 - Eletrônicos utilizados nos ensaios triaxiais: cápsula de vidro vedada, contendo três eletrodos verticais (1), braço móvel (2), braço fixo (3) e sapatas (4).- 58	58
Figura 57 - Esquema mostrando aplicação de fluxo nas amostras.-----	59
Figura 58- Equipamento triaxial da UFV utilizado no ensaio CA800. -----	60
Figura 59 - Equipamento triaxial “Bishop-Wesley” utilizado (PUC-Rio).-----	61
Figura 60 - Célula triaxial “Bishop-Wesley”.-----	62
Figura 61 - Esquema da célula triaxial “Bishop-Wesley”. -----	62
Figura 62 - Esquema do funcionamento da célula triaxial “Bishop-Wesley”.-----	63
Figura 63 - Eletrônicos utilizados nos ensaios triaxiais: cápsula de vidro vedada, contendo três eletrodos verticais (1), braço móvel (2), braço fixo (3) e sapatas (4).-- 1	1
Figura 64 - Amostra estruturada moldada em anel de adensamento. -----	66
Figura 65 - Homogeneização do solo com a água feita manualmente com o uso de espátula para $w = 1,5LL$.-----	68
Figura 66 - Solo moldado no anel de adensamento antes do arrasamento de sua face. -----	69
Figura 67 - Arrasamento da face da amostra no anel de adensamento com uso de linha de nylon para $w = 1,5LL$. -----	69
Figura 68 - Moldagem da amostra desestruturada com $w = 1,5LL$. No detalhe a agulha de costura.-----	70

Figura 69 - Curva granulométrica de solo residual jovem de gnaiss.-----	71
Figura 70 - Difratoograma de raios-X do horizonte C do perfil de intemperismo do solo estudado: F = feldspato, K = caulinita.-----	73
Figura 71 - Curva de retenção de água de solo residual jovem de gnaiss. -----	74
Figura 72 - Sequência mostrando alteração de rocha gnáissica: a) rocha sã, b) alteração da biotita com liberação de ferro, c) solo residual jovem e d) solo residual superficial. -----	76
Figura 73 - Lâmina delgada mostrando biotita e granada alteradas, liberando Ferro. Q = quartzo. Foto tirada no microscópio ótico. -----	76
Figura 74 - Micromorfologia de lâmina delgada de solo: intemperização de biotita com liberação de ferro. Foto tirada no MEV. -----	77
Figura 75 - Composição química pontual de lâmina delgada de solo: (1) Ilmenita, (2) Caulinita e (3) quartzo. Obtida a partir do MEV. -----	77
Figura 76 - Micromorfologia mostrando cimentação de grãos de quartzo e granada por ferro: (1) concentração de Ferro, (2) granada não alterada e (3) quartzo. Foto tirada no MEV.-----	78
Figura 77 - Composição química pontual de lâmina delgada de solo. Obtida a partir do MEV. -----	78
Figura 78 - Pacotes de biotita ligados por agente cimentante. Foto tirada no MEV.	79
Figura 79 - Relação entre a resistência à tração e a sucção mátrica inicial do solo. -	81
Figura 80 - Resultados de compressão diametral em amostras previamente submetidas á compressão isotrópica. (σ_0 =resistência à compressão diametral inicial; σ_t = resistência à compressa após compressão isotrópica). -----	81
Figura 82 - Resultados de ensaios edométricos e de compressão isotrópica em amostras estruturadas. Tensão efetiva igual: no ensaio edométrico, $\sigma'v$, e isotrópico, $p' = (\sigma'1 + \sigma'3)/2$. -----	83

Figura 83 - Resultados de ensaios edométricos em amostras desestruturadas. -----	84
Figura 84 - Ensaios edométricos: inclinações na etapa de carregamento de amostras desestruturadas. -----	84
Figura 84 - Trajetórias de tensão seguidas nos ensaios triaxiais realizados, com $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ e $p' = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$. -----	85
Figura 85 - Curvas $\sigma_d \times \epsilon_a$ e $\epsilon_a \times \epsilon_v$. (trajetória de tensão: carregamento axial). ----	86
Figura 86 – Curvas tensão-deformação dos ensaios DL70 e CA70. -----	87
Figura 87 - Resultados de ensaios triaxiais drenados em solos residuais jovens de gnaiss (Maccarini, 1980). -----	89
Figura 88 - MTEV observada pós-pico de resistência nos ensaios de 25 e 70 kPa. Tensão desviadora = $\sigma_1 - \sigma_3$. -----	90
Figura 89 - Variação da MTEV com o aumento da tensão confinante para diferentes graus de cimentação (Prietto, 1997). -----	91
Figura 90 - Variação da máxima taxa de expansão volumétrica com o nível de confinamento. -----	92
Figura 91 - Rigidez dos ensaios de 70kPa e 150kPa com a deformação axial. -----	92
Figura 92 - Curvas $\sigma_d \times \epsilon_a$ e $\epsilon_a \times \epsilon_v$ dos ensaios triaxiais realizados com p' constante. -----	93
Figura 93 - Curvas $\sigma_d \times \epsilon_a$ e $\epsilon_a \times \epsilon_v$ dos ensaios triaxiais realizados com p' constante seguido de carregamento axial. -----	95
Figura 94 - Curvas $\sigma_d \times \epsilon_a$ e $\epsilon_a \times \epsilon_v$ dos ensaios triaxiais de descarregamento axial e carregamento lateral. -----	96
Figura 95 - Trajetória de tensão seguida no ensaio triaxial DCA25, com $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ e $p' = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$. -----	98

Figura 96 - Curvas σ_d x ϵ_a e ϵ_a x ϵ_v do ensaio triaxial com carregamento axial seguido de descarregamento.-----	99
Figura 97 - Curvas σ_d x ϵ_a e ϵ_a x ϵ_v do ensaio triaxial de carregamento axial DCA25.-----	100
Figura 98 - Envoltórias de resistência dos ensaios triaxiais de compressão e extensão.-----	101
Figura 99- Resistência à tração e à compressão uniaxial do solo em estudo.-----	102
Figura 100 - Ensaio edométrico utilizados na modelagem matemática.-----	103
Figura 101 – Determinação dos parâmetros $p'_{y,i}$ e $\Delta e_{i,}$, a partir do conjunto dos ensaios “solo estruturado 1” e “solo desestruturado 4”.-----	104
Figura 102 – Envoltória utilizada para determinação de M^* .-----	105
Figura 103 - Previsão do ensaio edométrico do solo estruturado 1, a partir do ensaio “desestruturado 4”.-----	106
Figura 104 – Modelagem do comportamento mecânico do ensaio CA150.-----	108
Figura 105 - Modelagem do comportamento mecânico do ensaio CA300.-----	109
Figura 106 - Modelagem do comportamento mecânico do ensaio CA800.-----	110

RESUMO

DE OLIVEIRA, Ciro Portela, D.Sc., Universidade Federal de Viçosa, julho de 2011.
Comportamento Mecânico de um Solo Residual Naturalmente Cimentado.
Orientador: Roberto Francisco de Azevedo. Co-orientadores: Rodrigo Martins Reis e Izabel Christina d'Almeida Duarte Azevedo.

Esta tese apresenta um estudo experimental e teórico de um solo residual jovem de gnaiss estruturado, coletado na cidade do Rio de Janeiro, Brasil. Foram realizados ensaios triaxiais seguindo diferentes trajetórias de tensão, de compressão e extensão, tais como: carregamento axial, descarregamento lateral, descarregamento axial e carregamento lateral. Foram realizados, também, ensaios edométricos de adensamento com o solo no estado natural e remoldado, com o objetivo de verificar se o modelo proposto por LEROUEIL & VAUGHAN (1990) para solo estruturado é aplicado. Os resultados triaxiais apresentaram características típicas de um solo estruturado, tais como, transição entre as curvas tensão-deformação com pico de resistência, seguido de amolecimento, para um comportamento dúctil e diminuição da rigidez do solo para tensão efetiva de confinamento elevada. Os resultados de compressão também mostraram tratar-se de um solo estruturado, com aplicação do modelo proposto por LEROUEIL & VAUGHAN (1990), no qual a cimentação permite que o solo, na compressão, suporte estados de tensão além do que o observado no solo desestruturado, no qual a ligação entre as partículas foi removida mecanicamente. Os modelos matemáticos desenvolvidos para os solos sedimentares não levam em consideração a influência da cimentação no seu comportamento mecânico. No estudo teórico proposto neste artigo foi utilizado o modelo matemático Cam Clay Estruturado (LIU AND CARTER, 2002) para previsão dos resultados obtidos. O modelo Cam Clay Estruturado introduz no modelo Cam Clay Modificado três novos parâmetros que descrevem o efeito da cimentação no comportamento mecânico de solos estruturados. A comparação entre os resultados experimentais obtidos nos ensaios de compressão e os do modelo mostrou-se satisfatória.

ABSTRACT

DE OLIVEIRA, Ciro Portela, D.Sc., Universidade Federal de Viçosa, July, 2011.
Mechanical Behaviour of Naturally Residual Cemented Soil. Adviser: Roberto Francisco de Azevedo. Co-advisers: Rodrigo Martins Reis and Izabel Christina d'Almeida Duarte Azevedo.

This thesis presents an experimental and theoretical study of a structured young residual soil of gneiss collected in the city of Rio de Janeiro, Brazil. Triaxial tests were performed following different compression and extension stress paths, such as: axial loading and unloading, lateral loading and unloading, as well as, oedometer tests with the soil in natural and remoulded states. Triaxial tests results showed typical characteristics of a structured soil: gradual change in the mechanical behavior from brittle to ductile with increasing effective confining stress, as well as, smaller stiffness for higher effective confining stress. Results of the oedometer tests also showed that the natural soil is structured, as the model proposed by LEROUEIL & VAUGHAN (1990), in which cementations allows the soil, during confined compression, to achieve stress states beyond those observed in the compression curve of the soil under reconstituted conditions, without cementations between particles. Constitutive model developed for sedimentary soils do not consider the influence of cementation on the mechanical behavior. Therefore, in the theoretical part of this thesis, the Structured Cam Clay mathematical model proposed by LIU & CARTER (2002) was used to fit the experimental results. This constitutive model adds to the Modified Cam Clay model four new parameters to consider the cementation effect in the mechanical behavior of structured soils. Comparisons between the experimental and model results were satisfactory.

1 - INTRODUÇÃO

1.1 - GENERALIDADES

Os solos residuais abrangem cerca de trinta e oito por cento da superfície terrestre, aproximadamente cinco bilhões de hectares, locais nos quais vivem cerca de quarenta e cinco por cento da população do planeta, em cerca de setenta e dois países e territórios. No Brasil, os solos residuais são encontrados ao longo de todo seu território: na Amazônia, nas regiões montanhosas, nos planaltos interiores, nas regiões de florestas, cerrados, caatingas do Nordeste e nos pampas do Rio Grande do Sul. Estes solos podem ocorrer em perfis de intemperismo com espessuras elevadas que podem alcançar até cem metros.

Diferentes tipos de obras de engenharia são construídos com frequência nestes solos, tais como taludes, escavações, aterros, fundações, barragens, etc, tornando-se, portanto, imperativo um melhor conhecimento do seu comportamento quando submetido às solicitações provocadas por estas obras. Além disso, encostas com a presença de construções ou não, apresentam frequentes deslizamentos de terra, merecendo também atenção redobrada.

Como exemplos de obras construídas em solos residuais no Brasil, pode-se citar os edifícios sede da Petrobrás e do BNDES, ambos localizados no Rio de Janeiro, e a Barragem do Funil, com 385 metros de comprimento, situada próxima à cidade de Resende no Rio de Janeiro. Recentemente foi concluído o Complexo Administrativo de Minas Gerais com 265 mil metros quadrados, obra envolvendo diferentes tipos de fundação executadas em solo residual. As rodovias BR-040, trecho Rio-Petrópolis, e BR-101, trecho Rio-Santos, apresentam diversos aterros e taludes executados em solos residuais. A construção do trem-bala que ligará as cidades de São Paulo e Rio de Janeiro será feita com diversos trechos neste tipo de solo. O Sistema Guandu em construção no Brasil será a maior estação de tratamento de água em volume do mundo e contará com longos trechos de túneis construídos em solo residual. A ampliação do metrô do Rio de Janeiro, com expectativa de operação do sistema ao seu término com mais de um milhão de passageiros/dia apresenta trechos de túneis também construídos em solo residual.

Além de diferentes e importantes obras construídas em áreas com a presença de solos residuais, a ocorrência de acidentes envolvendo estes solos são também contabilizados. Chuvas intensas ocorridas no início de 2010 levaram a vários deslizamentos de terra em encostas de solos residuais em Angra dos Reis, no Rio de Janeiro, ocasionando também vítimas fatais. No segundo semestre de 2009 a BR-120 um dos principais acessos à Viçosa, Minas Gerais, apresentou deslizamento em uma de suas encostas comprometendo seriamente o trânsito e dificultando o acesso à cidade. No primeiro semestre de 2010 ocorreram rupturas em taludes executados em solo residual de gnaiss para a realização de obras na construção civil, levando, inclusive, a vítimas fatais.

Nos solos residuais a cimentação, presente na maioria destes solos, é uma importante característica que influencia seu comportamento geotécnico que não é satisfatoriamente explicado pela mecânica dos solos voltada para os solos transportados.

Neste contexto procurou-se estudar o comportamento mecânico de um solo residual jovem de biotita gnaiss no estado saturado. Resultados de um estudo experimental laboratorial são apresentados, baseado na realização de ensaios triaxiais com instrumentação interna à câmara triaxial, seguindo-se diferentes trajetórias de tensão, e ensaios edométricos e de compressão isotrópica. Procurou-se identificar como estruturado (cimentado) a partir de ensaios edométricos com amostras intactas (estruturadas) e remoldadas (desestruturadas) de acordo com o modelo teórico-experimental proposto por LEROUEIL & BURLAND (1990).

A presença de cimentação pode ser verificada através da tensão de escoamento, obtidas nos ensaios edométricos e isotrópicos, a partir da qual a compressibilidade do solo aumenta significativamente, indicando quebra de cimentação. Outro aspecto a ser considerado é a transição de comportamento tensão-deformação com pico de resistência para comportamento dúctil, para níveis de tensão confinante maiores que a tensão de escoamento.

A utilização do modelo matemático elasto-plástico Cam Clay Estruturado proposto por LIU & CARTER (2002) mostrou-se capaz de prever o comportamento mecânico do solo residual estudado de forma satisfatória. Este modelo hierárquico toma como ponto de partida o modelo Cam Clay modificado (ROSCOE &

BURLAND, 1968), no qual introduz parâmetros que consideram o efeito da cimentação entre as partículas do solo no seu comportamento mecânico.

Além disso, ensaios de compressão diametral e compressão simples foram realizados com o intuito de se obter uma possível correlação entre a resistência à tração e o grau de cimentação do solo residual. Também se fez a caracterização micromorfológica do solo através de lâminas delgadas e amostras indeformadas levadas ao microscópio ótico e microscópio de varredura eletrônica (MEV), com o intuito de se identificar o tipo de cimentação entre as partículas de solo.

1.2 – OBJETIVOS

O objetivo principal da presente tese foi estudar o comportamento mecânico de um solo residual naturalmente cimentado, tendo como objetivos específicos os seguintes tópicos abaixo:

- Determinação do comportamento tensão-deformação-resistência do solo estudado.
- Verificação de características presentes em solos cimentados.
- Identificação da microestrutura de amostras indeformadas: agente cimentante.
- Modelagem matemática do comportamento mecânico do solo estudado através de um modelo elastoplástico.

1.3 – ORGANIZAÇÃO DA TESE

A presente tese foi dividida em seis capítulos. Em seguida a este Capítulo 1, inicial, apresenta-se a Revisão Bibliográfica (Capítulo 2) abordando aspectos da estrutura dos solos residuais. É dada ênfase a microestrutura destes solos no que tange propostas de descrição de sua micromorfologia e terminologia utilizadas. Estudos realizados com o uso do MEV são descritos, mostrando diferentes feições microestruturais e a sua associação com o comportamento mecânico dos solos residuais. A importância do intemperismo na formação dos solos residuais é levada em consideração, através de feições microestruturais que são formadas no processo de alteração e a relação existente entre índices de intemperismo e propriedades

geotécnicas dos solos residuais. Na segunda etapa da revisão são apresentados resultados de estudos realizados com amostras naturalmente e artificialmente cimentadas, onde se procura traçar um paralelo entre os mesmos. A influência da cimentação no parâmetro de resistência coesão, bem como a correlação do grau de cimentação com a resistência à tração e resistência à compressão uniaxial são abordados.

A apresentação do solo residual estudado e a metodologia utilizada nos diversos ensaios realizados são abordadas no Capítulo 3. Informações sobre características da área em estudo são inicialmente descritas: clima, geomorfologia e formação geológica. O perfil de intemperismo de onde foi coletado o solo em estudo é apresentado em seguida. Por último é descrita a metodologia utilizada nos diferentes ensaios realizados, desde as caracterizações geotécnica, mineralógica e micromorfológica, até os ensaios triaxiais, de compressão isotrópica, edométrico e de compressão diametral.

No capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos a partir dos ensaios descritos anteriormente e a discussão destes, levando em consideração o comportamento tensão-deformação, envoltórias de resistência, rigidez e os resultados da modelagem matemática.

Finalmente, o Capítulo 5 apresenta as conclusões da tese de doutorado apresentada, com algumas sugestões para dar continuidade ao trabalho e as Referências Bibliográficas listadas.

2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - ESTRUTURA DE SOLOS RESIDUAIS

A microestrutura de um solo engloba a sua microfábrica, a composição químico-mineralógica presente e as forças que atuam entre as partículas, (COLLINS & MCGOWN, 1974; COLLINS, 1985; MITCHELL, 1993) A microfábrica compreende o arranjo espacial e a distribuição das partículas no solo.

Existe uma grande quantidade de termos encontrados na literatura para descrever as características da microestrutura dos solos, contudo deve-se levar em consideração que através destes seja possível reconhecer o tamanho, a forma e a função (como influencia as propriedades de engenharia) das unidades que constituem a fábrica do solo (MITCHELL, 1993).

A microestrutura dos solos residuais tem forte influência no seu comportamento mecânico, tanto quanto o índice de vazios inicial e a história de tensões tem para os solos sedimentares (COLLINS, 1985; LEROUEIL & VAUGHAN, 1990). A análise do comportamento geotécnico destes solos necessita que seja levado em consideração o seu perfil de intemperismo como um todo e não somente um horizonte específico (BRAND, 1985). A variação de intensidade com que ocorre o intemperismo ao longo do perfil de alteração resulta na variação da microestrutura encontrada nos horizontes formados (COLLINS, 1985).

A cimentação entre partículas de solo é um importante componente da microestrutura dos solos residuais, que exerce influência marcante no comportamento destes solos (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990; MITCHELL, 1993). Contudo a sua identificação e a quantificação de seus efeitos nas propriedades de engenharia dos solos nem sempre é tarefa fácil (MITCHELL, 1993). O avanço da tecnologia com a utilização de equipamentos mais sofisticados tem ajudado neste sentido. O microscópio eletrônico de varredura (MEV) permite a verificação da micromorfologia dos solos residuais, a identificação de minerais e a cimentação entre partículas. A utilização do MEV com micro sonda também possibilita a identificação de elementos químicos presentes em pontos específicos do solo.

MARQUES (1992) apresenta estudo da microestrutura de um solo residual de folhelho. O solo apresenta níveis ferruginosos que aumentam sua resistência, ocorrendo fraturas com presença de óxido de ferro e concreções ferruginosas. A Figura 1 apresenta textura mostrando cristais de mica tabulares e grãos arredondados de quartzo, envolvidos em matriz argilosa deste solo. A composição geral do material (Figura 2) mostra a presença de Al, Si, Ca, Fe, K, S e Mn, com os dois primeiros em maior quantidade. Os elementos Ca e Fe encontram-se provavelmente no agente cimentante do solo, sendo o Fe oriundo do hidróxido de ferro presente na matriz argilosa. Os componentes químicos Si, Al e K são típicos de argilomineral. A Figura 3 apresenta recurso do MEV com ampliação da microestrutura de uma determinada área escolhida, à esquerda, na qual se vê material granular envolto por matriz argilosa. A utilização do MEV pode ser feita com o uso de lâminas delgadas de solo e rocha. Inicialmente estas lâminas são levadas ao microscópio ótico, onde são feitas fotos, a partir das quais são reconhecidas feições da microestrutura do material. A partir destas fotos e descrição das lâminas é possível escolher áreas específicas de interesse para serem analisadas. As lâminas são cobertas com grafite e levadas ao MEV com micro sonda, onde é possível ser feita a análise química de pontos escolhido. A Figura 4 apresenta foto feita no microscópio ótico de uma concreção laterítica, onde é possível ver nódulos de concreções lateríticas concêntricas que incluem materiais ferruginosos de morfologias diversas (RIBEIRO, 2009).

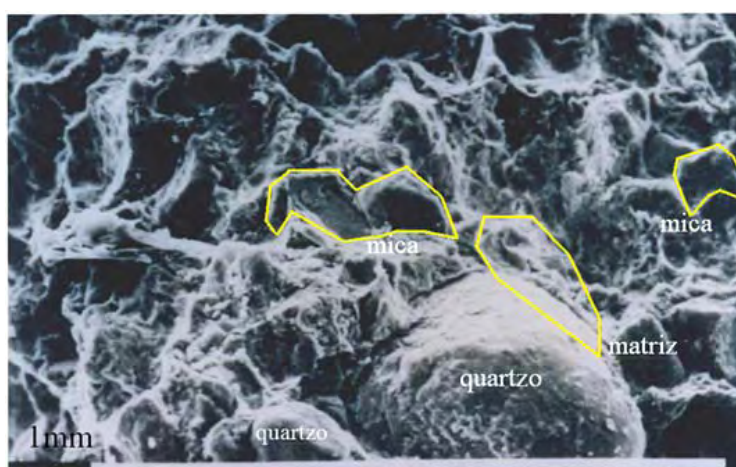


Figura 1 - Textura mostrando grãos de quartzo arredondados e pacotes de mica tabulares, envoltos em matriz argilosa. Foto tirada no MEV (MARQUES, 1992).

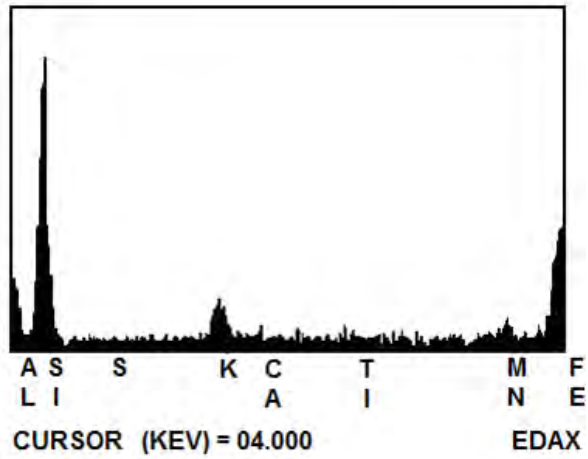


Figura 2 - Composição química geral do material: Al, Si, S, K, Ca, Mn e Fe (MARQUES, 1992).

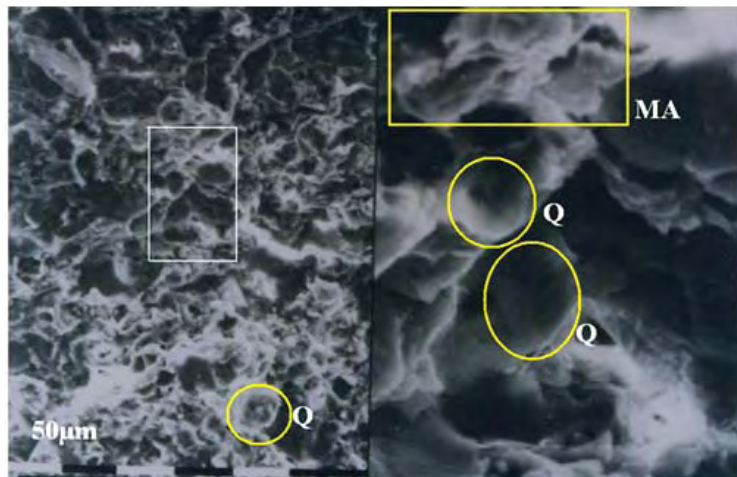


Figura 3 - Composição química geral do material: Al, Si, S, K, Ca, Mn e Fe. Foto tirada no MEV (MARQUES, 1992).

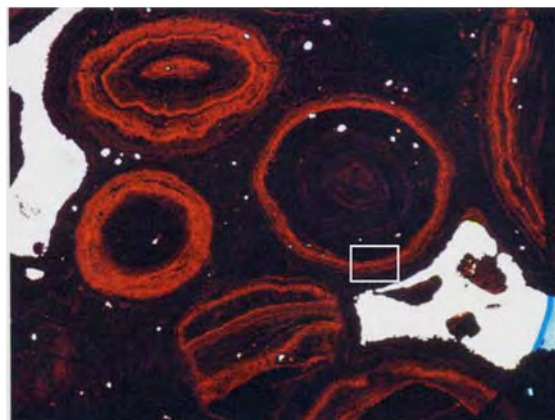


Figura 4 - Foto de concreção laterítica feita em microscópio ótico (RIBEIRO, 2009).

Na Figura 4 mostra-se uma área da lâmina delgada que faz parte de uma porção do nódulo concrecionário escolhida para ser analisada através do MEV (Figura 5), disponibilizando a composição química de diferentes pontos selecionados. A partir da análise química pontual (2, 4 e 7) observa-se na Tabela 1 a diminuição gradual de ferro, à medida que se aproxima da superfície do nódulo concrecionário. Isto ocorre devido à degradação intempérica do material e sua lixiviação pela infiltração da água (RIBEIRO, 2009). De fato, em tempos de chuvas intensas, análises químicas da água de córregos próximos a área mostram a presença de ferro (RIBEIRO, 2009).

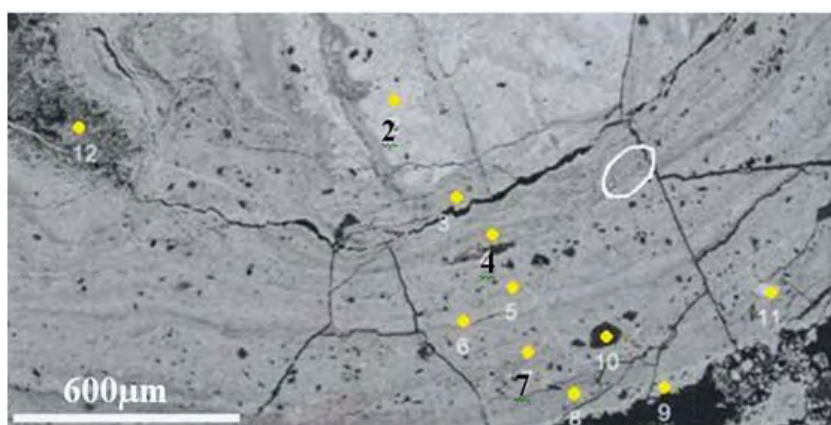


Figura 5 - Fotomicrografia de concreção laterítica e pontos onde foram obtidas as composições químicas. Foto tirada no MEV (RIBEIRO, 2009).

Tabela 1 - Análises químicas pontuais da micrografia da Figura 5

Análises localizadas	% Óxidos					
	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MnO	P ₂ O ₅	SiO ₂	TiO ₂
2	8,26	89,16	-	0,84	1,75	-
4	13,30	80,98	-	2,09	3,05	0,57
7	13,81	78,78	-	2,10	5,31	-

SANDRONI (1981) descreve feições microestruturais encontradas em solos residuais jovens de gnaiss. Na Tabela 2 é apresentada a terminologia proposta, com a descrição da microestrutura em tipos e subtipos. O autor se baseia na porcentagem de feldspato encontrada nas rochas gnáissicas para propor estas unidades microestruturais. Rochas com maior quantidade de feldspato resultam num solo com matriz caulínica contendo grãos de quartzo, pacotes de mica, feldspato menos alterado e partículas de areia ou silte envoltas por partículas finas. Os vazios

intragrupais são de pequeno diâmetro, dentro dos conectores (agente cimentante), do material fino que envolve as partículas e da matriz do solo. Na presença de uma menor quantidade de feldspato os solos apresentam partículas de caulim envolvendo o feldspato menos alterado em contato com agregados de quartzo e mica. À medida que o solo sofre uma maior alteração persiste a presença de grãos de quartzo, de pacotes de mica alterados e distorcidos e de agregações resultantes das micas e feldspatos ligados entre si por conectores, que funcionam como agente cimentante, compostos por grãos finos de caulinita. Os vazios em geral tendem a ser pequenos nos conectores e agregações de mica e feldspato, denominados poros intra-elementares, e maiores entre as agregações e os conectores, chamados de intergrupais. Na Figura 6 é apresentado conector de argila ligando dois grãos de quartzo em um solo residual jovem de gnaiss (SANDRONI, 1981). A Figura 7 apresenta conector de argila unindo dois grãos de quartzo em um solo residual de granito, coletado a seis metros acima da rocha sã (COLLINS, 1985).

Tabela 2 - Feições microestruturais de solos residuais jovens gnáissicos (SANDRONI, 1981).

Tipo	Subtipo	Descrição
Arranjos elementares de partículas (AEP)	Grão	partículas individuais tamanho areia ou silte
	Agregações	núcleo de partículas que age efetivamente como unidade micro estrutural
Grupos de partículas finas (GPF)	Conector	grupo de partículas finas colocado como ponte entre grãos de areia, grãos de silte e agregações
	Casulo	grupo de partículas finas que envolve grãos de areia ou silte
	Matriz	grande associação de partículas finas formando pano de fundo da microestrutura
Poros	Intra-elementar	poros no interior de A. E. P.
	Intragrupais	poros no interior de G. P. F
	Intergrupais	poros entre A. E. P. e G. P. F

COLLINS (1985) também propõe um modelo para descrever a micro morfologia dos solos residuais (Figura 8). Assim como SANDRONI (1981) ele descreve diferentes feições microestruturais baseadas em arranjos elementares entre partículas de areia e argila, e o arranjo destes elementos entre si.

A variação da porosidade de um solo residual jovem com a profundidade, devido à ação do intemperismo, pode ser visualizada através de fotos de sua microestrutura tiradas no MEV (CAMAPUM DE CARVALHO ET AL, 2002) (Figura 9). Neste solo os óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio contribuem para a cimentação de partículas em agregados (AEP) (Figura 10), que podem estar ligadas por pontes de argila (Figura 11). No interior dos agregados, a uma profundidade de dois metros, caracteriza-se a presença macro poros, que tendem a serem menos perceptíveis à medida que a profundidade aumenta.

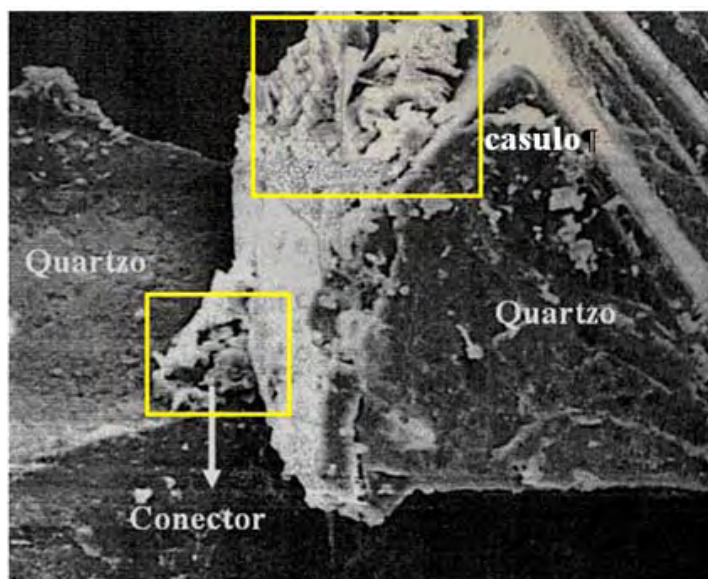


Figura 6 - Feições microestruturais em solo residual jovem de gnaiss. Foto tirada no MEV (SANDRONI, 1981).

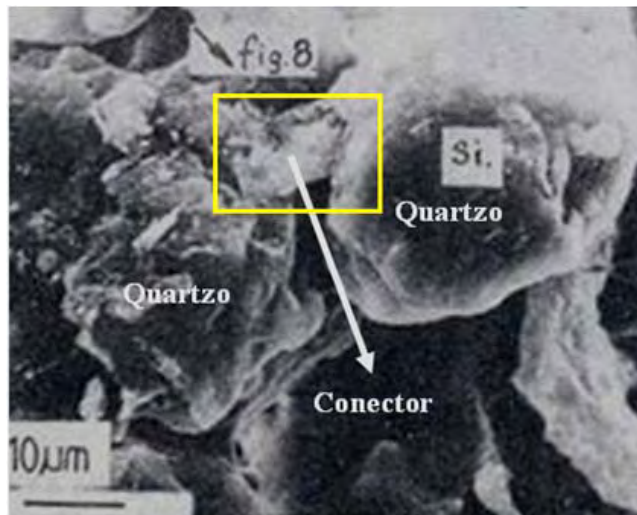


Figura 7 - Conector em solo residual jovem de granito. Foto tirada no MEV (COLLINS, 1985).

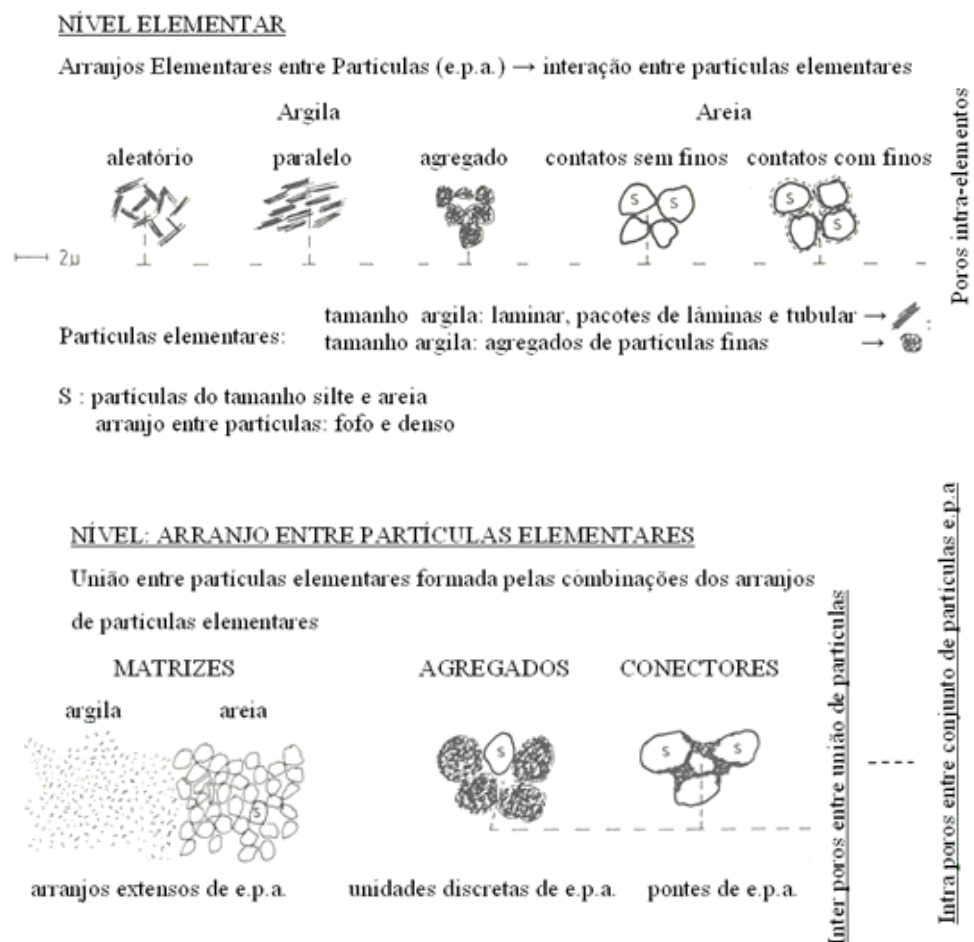
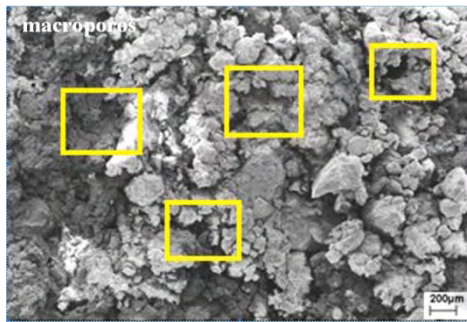
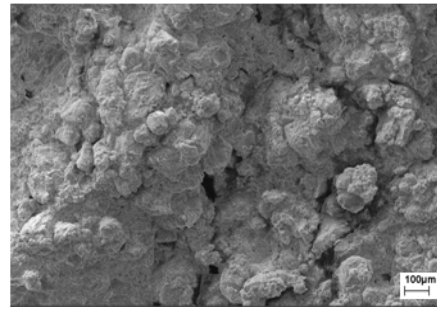


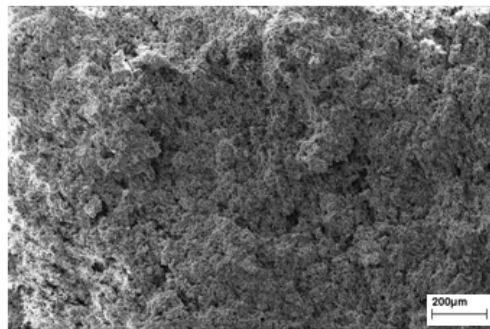
Figura 8 - Conector em solo residual jovem de granito. Foto tirada no MEV (COLLINS, 1985).



2m de profundidade



5m de profundidade



10m de profundidade

Figura 9 - Variação da porosidade de solo residual com a profundidade. Fotos tiradas no MEV (CAMAPUM DE CARVALHO ET AL, 2002).

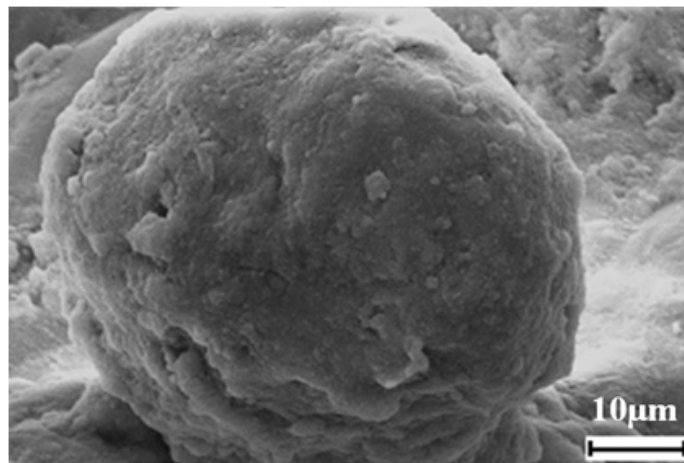


Figura 10 - Formação de agregados devido à cimentação de partículas por óxidos e hidróxidos de ferro. Fotos tiradas no MEV (CAMAPUM DE CARVALHO ET AL, 2002).

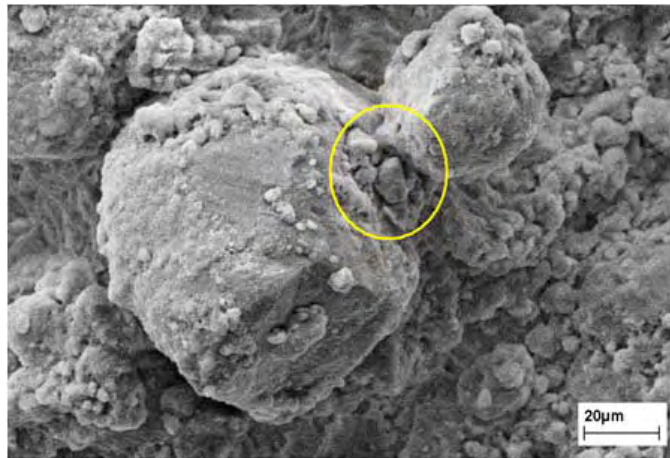


Figura 11 - Ponte de argila ligando dois agregados de partículas finas. Foto tirada no MEV (CAMAPUM DE CARVALHO ET AL, 2002).

A quantificação do intemperismo que ocorre em um perfil de alteração de uma determinada rocha pode ser feita através de índices mineralógicos e químicos. Os índices mineralógicos se baseiam na relação entre minerais primários, presentes na rocha de origem, e minerais secundários, formados a partir da ação do intemperismo, ao longo da profundidade (ROCHA ET AL, 1985). A obtenção destes índices requer o uso de análises mineralógicas, através das quais é possível identificar a formação dos solos residuais através da mudança da quantidade de minerais encontrados com a profundidade (ROCHA ET AL, 1985). Esta variação ocorre porque a rocha de origem apresenta minerais constituintes que possuem diferentes graus de instabilidade quando submetidos ao intemperismo, levando a níveis variáveis de decomposição dos minerais presentes em diferentes frações granulométricas (ROCHA ET AL, 1985). Quanto maior a temperatura de cristalização do mineral presente no magma, maior a sua instabilidade à medida que se aproxima da superfície do terreno (WERNICK, 2004). A olivina primeiro mineral a cristalar-se, a cerca de 1400°C, é o mineral mais suscetível à alteração, seguido dos piroxênios, os anfibólios e as micas, cristalizados a temperaturas mais baixas, com o quartzo sendo o último a ter sua estrutura cristalina formada, a temperaturas próximas de 500°C (TEIXEIRA ET AL, 2003).

LUMB (1962) define o grau de decomposição de uma rocha granítica em função da quantidade de quartzo e feldspato existentes na rocha sã e no solo. O grau de decomposição em que se encontra a rocha é dado por:

$$S = \frac{\left[X_d \left(\frac{W_{fo}}{W_q} \right) \right]}{\left[1 + X_d \left(\frac{W_{fo}}{W_q} \right) \right]} \quad [1]$$

onde,

$$X_d = \frac{(N_q - N_{qo})}{(1 - N_{qo})} \quad [2]$$

$$N_q = \frac{W_q}{(W_o + W_f)} \quad [3]$$

$$N_{qo} = \frac{W_q}{(W_o + W_{fo})} \quad [4]$$

W_q = quantidade de quartzo em peso, W_f e W_{fo} = quantidade em peso, respectivamente de feldspato presente no solo e na rocha de origem.

Os índices químicos têm como base a diferente solubilidade que os constituintes químicos do solo apresentam. Esta diferença implica numa remoção diferenciada pela movimentação da água no solo. Levando em consideração esta característica, relações moleculares podem ser estabelecidas entre vários componentes químicos presentes no solo residual, tais como, SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 , CaO , MgO , MnO , TiO_2 , Na_2O e K_2O , determinados através de análise química parcial e total. Estas diferentes relações propostas representam os índices químicos de intemperismo. O índice químico β ou índice de lixiviação toma como base a diferença de solubilidade entre os componentes químicos K_2O , Na_2O e Al_2O_3 presentes no solo e na rocha de origem, através da relação $\beta = [ba_1 \text{ (rocha intemperizada)}] / [ba_1 \text{ (rocha sã)}]$, onde $ba_1 = (K_2O + Na_2O) / (Al_2O_3)$.

BRITO (1981) estudou o processo de intemperização de um solo residual de gnaisse, com fração grossa composta principalmente de quartzo e feldspato em diferentes estágios de alteração, e fração fina de feldspato e biotita alterada.

Observações de campo mostraram discontinuidades mineralógicas e litológicas. Os compostos químicos utilizados por LUMB (1962) no índice químico β possuem solubilidades diferentes, sendo o óxido de alumínio o menos solúvel ($\text{Na}_2\text{O} > \text{K}_2\text{O} > \text{Al}_2\text{O}_3$). O índice químico β tende a diminuir à medida que o intemperismo se intensifica (Figura 12) devido à maior solubilidade dos compostos que estão no numerador da relação (Na_2O e K_2O), e a tendência de Al_2O_3 não ser lixiviado, devido a sua menor solubilidade. A relação tende a ser linear até cerca de sete metros de profundidade ($\beta = 0,2$), a partir de onde apresenta um pico com valor de β próximo de 0,6, indicando descontinuidade na alteração do solo. A variação da concentração dos óxidos Na_2O , K_2O e Al_2O_3 com o índice β , ao longo do perfil de intemperismo estudado por BRITO (1981), podem ser vistas na Figura 13. Correlações qualitativas entre propriedades geotécnicas do solo residual e β foram determinadas por ROCHA ET AL (1985). A variação deste índice químico com os parâmetros de resistência, intercepto coesivo (c') e ângulo de resistência ao atrito (φ'), pode ser vista na Figura 14. O intercepto coesivo tende a aumentar à medida que a profundidade diminui e o intemperismo fica mais intenso (β diminui), enquanto o ângulo de resistência ao atrito tende a diminuir. DE CAMPOS (1989) apresenta dados do solo residual de gnaisse estudado por BRITO (1981) onde o índice de lixiviação β e a resistência de pico apresentam a mesma tendência de variação com a profundidade (Figura 15). Isto indica que a diminuição da resistência associada aos ensaios realizados nas amostras do bloco utilizado reflete um maior grau de intemperização do material (DE CAMPOS, 1989). Logo, dentro de uma esperada tendência de aumento gradual da resistência ao cisalhamento com a profundidade, em um perfil de intemperismo, diminuições de resistência média importantes podem ocorrer em consequência de intemperismo diferencial no solo saprolítico.

A escolha de um índice de intemperismo, químico ou mineralógico, para um determinado perfil de alteração precisa ser criteriosa para que se possam obter resultados coerentes. Por exemplo, o índice químico K_i ao ser empregado num perfil de intemperismo formado a partir de uma rocha ácida ($\text{SiO}_2 > 63\%$) pode levar a resultados equivocados. A evolução do intemperismo pode apresentar a concentração de sílica na forma de quartzo, levando a um aumento deste índice com valores máximos que não quantificam devidamente o processo de alteração. A sua

utilização é recomendável para perfis originados de rochas básicas, com baixa porcentagem de sílica (BRITO, 1981).

As características morfológicas, químicas e mineralógicas dos solos residuais são influenciadas pela rocha de origem, assim como as discontinuidades litológicas e mineralógicas são transferidas durante o processo de intemperismo (ROCHA ET AL, 1985). A Figura 16 apresenta um deslizamento ocorrido em solo residual de gnaiss através de um plano de fraqueza herdado da rocha de origem (BASTOS, 1999). Durante a moldagem de corpos de prova na realização desta tese foi verificado plano de fraqueza no bloco utilizado, não perceptível a olho nu (Figura 17). Estas discontinuidades, encontradas nos solos residuais, frequentemente controlam sua resistência (VAUGHAN, 1988). O cisalhamento dos solos residuais leva o mineral caulinita, frequentemente presente nestes solos, a orientar-se paralelamente ao plano de ruptura devido ao seu formato em placa, resultando em uma baixa resistência residual e superfícies polidas (*slickensides*) (VAUGHAN, 1988). Estas superfícies polidas podem ser vistas tanto na Figura 16 como na Figura 17.

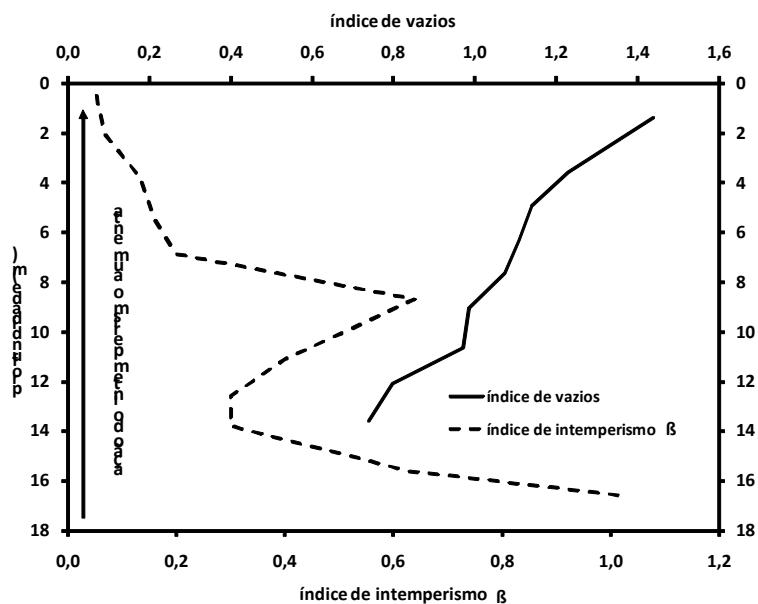


Figura 12 - Variação do índice de vazios e índice químico β com a profundidade (BRITO, 1981).

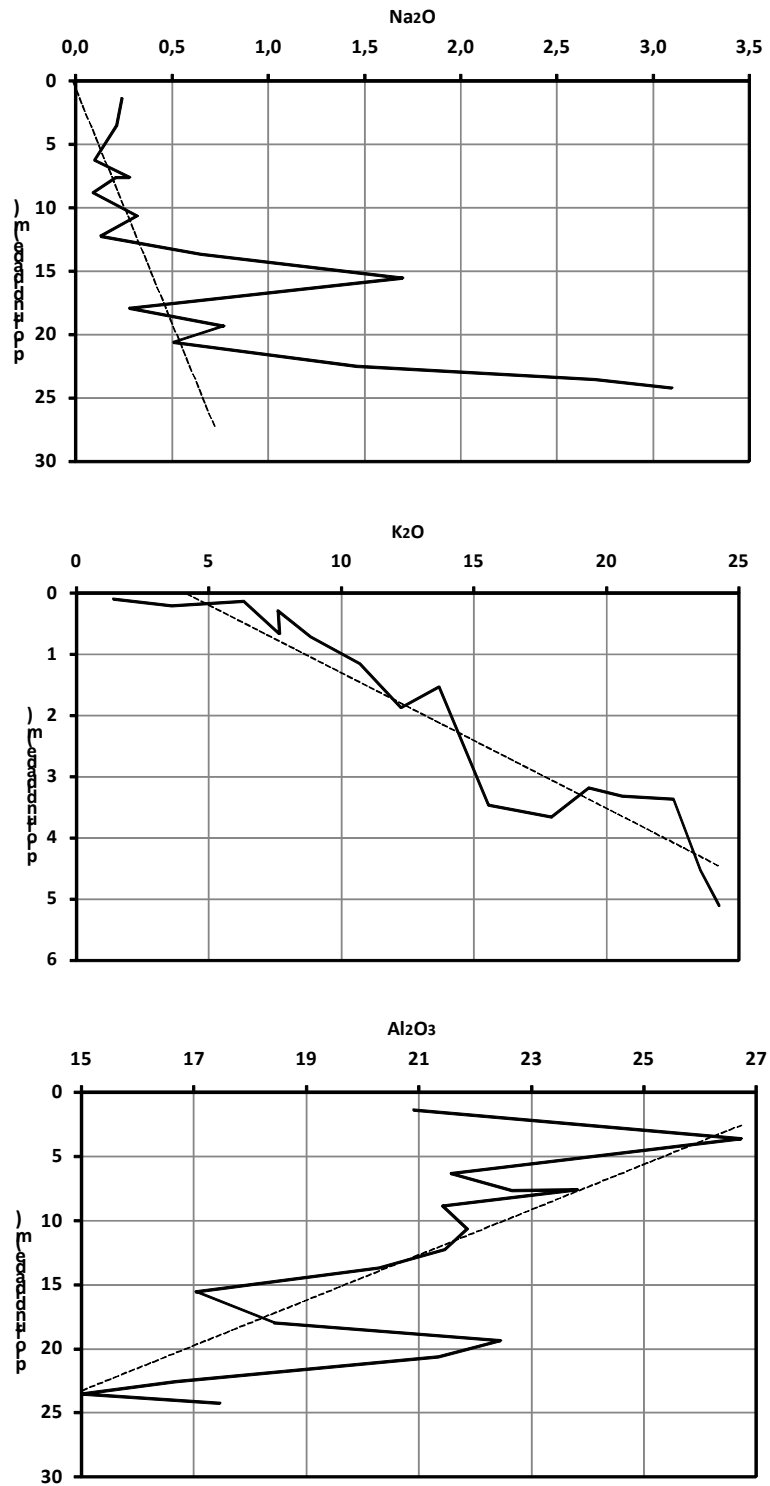


Figura 13 - Variação dos óxidos Na₂O, K₂O e Al₂O₃ com o índice β de um perfil de intemperismo de gnaisse (BRITO, 1981).

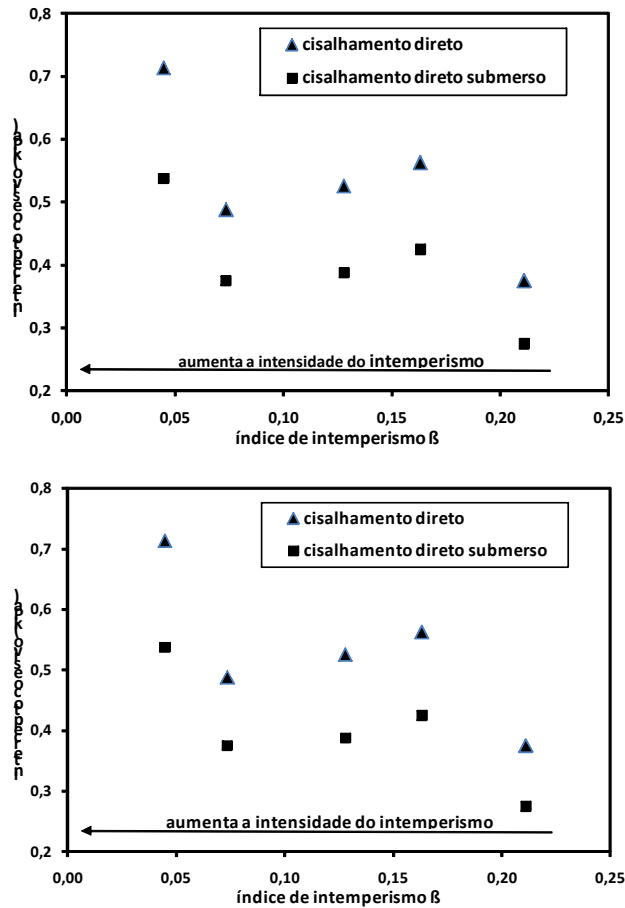


Figura 14 - Variação de c' e φ' com o índice β de um perfil de intemperismo de gnaisse (ROCHA ET AL, 1985).

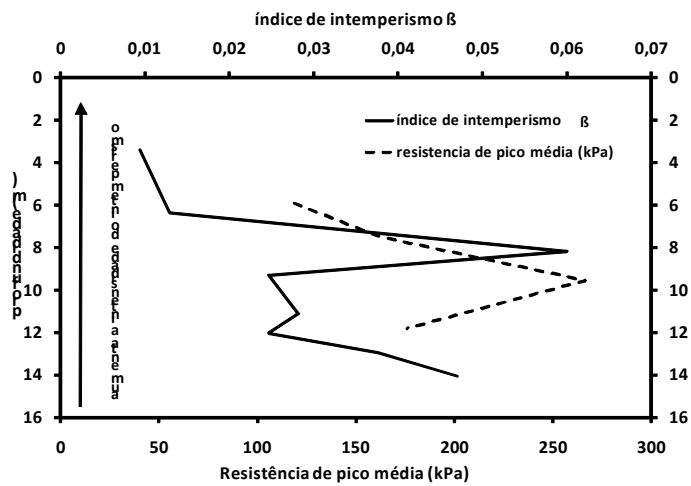


Figura 15 - Variação da resistência de pico e o índice de lixiviação β coma profundidade (DE CAMPOS, 1989).



Figura 16 - Estrutura reliquiar herdada da rocha de origem (BASTOS, 1999).



Figura 17 - Plano de fraqueza encontrado em bloco indeformado.

2.2 - MATERIAIS CIMENTADOS: NATURAIS E ARTIFICIAIS

A resistência observada em um depósito sedimentar argiloso pode ser relacionada com a sua história de tensões. Presume-se que o processo de deposição do solo por sedimentação ocorra de forma que ao seu final o solo possua máximo índice de vazios possível. O posterior efeito da história de tensões, com o aumento e a diminuição do índice de vazios, permite classificar os solos sedimentares argilosos em normalmente adensados (NC) e pré-adensados (OC), os quais possuem comportamento mecânico diferente.

Nos solos granulares a resistência depende principalmente da sua densidade inicial e não da história de tensões como nas argilas. O índice de vazios na deposição destes solos pode variar extensamente. Ocorre, assim, uma grande variedade de relações entre história de tensões e índice de vazios, que dependem da porosidade inicial de deposição do material. As propriedades de engenharia podem ser relacionadas com a densidade relativa do material, isto é, sua densidade *in situ* relacionada com a possível variação de densidades na deposição do material.

Muitos materiais naturais considerados como solos na engenharia geotécnica têm componentes ligados à resistência e à rigidez que não podem ser considerados somente pela influência do índice de vazios inicial e a história de tensões (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990). VAUGHAN (1985) considera que as propriedades peculiares dos solos tropicais residuais dependem da variação de sua estrutura. O autor sugere que estas propriedades são consistentes com as características de materiais cujas partículas são fracamente ligadas entre si e enfatiza que suas propriedades são controladas pela resistência das ligações existentes e pela densidade desenvolvida durante o intemperismo. LEROUEIL & VAUGHAN (1990) realizaram uma abrangente revisão bibliográfica sobre o comportamento mecânico de materiais naturalmente e artificialmente cimentados e a partir da qual concluem que a cimentação existente entre suas partículas aumenta a rigidez inicial do solo e a sua resistência de pico (Figura 18). A maioria dos solos residuais possui algum tipo de cimentação entre suas partículas que influencia de forma significativa as suas propriedades geotécnicas (VAUGHAN, 1985).

A diversidade de materiais (solos residuais, solos granulares, argilas mole e rija, rochas intemperizadas e brandas) com diferentes formações geológicas abordados por LEROUEIL & VAUGHAN (1990) resultou na proposição de um modelo teórico-experimental no qual a influência do tipo de cimentação é desprezada. Neste modelo a transição entre o comportamento tensão-deformação com amolecimento (expansão volumétrica) para tensão-deformação com endurecimento (compressão volumétrica) é explicada pela quebra de cimentação à medida que o nível de tensão confinante aumenta. A tensão de transição, denominada de tensão de pré-adensamento virtual (VARGAS, 1953) é obtida através de ensaio edométrico ou de compressão isotrópica, sendo identificada pela diminuição da rigidez em função da quebra de cimentação.

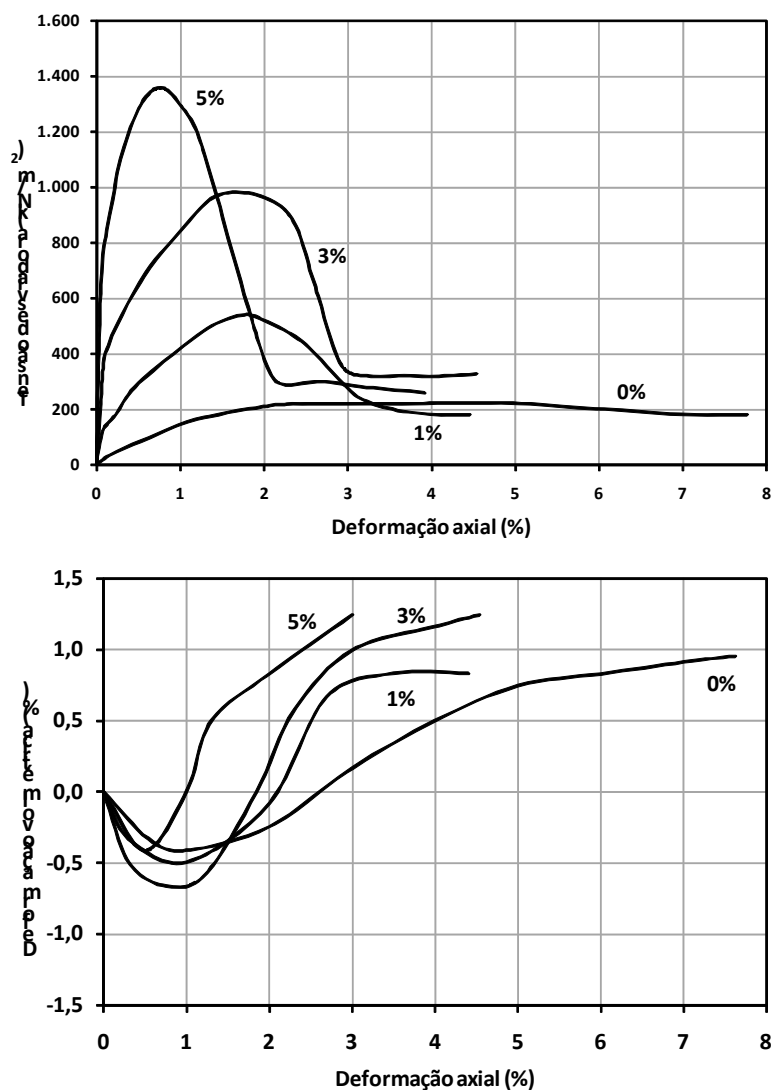


Figura 18 - Ensaio triaxiais drenados com $\sigma'_c = 60\text{kPa}$ realizados em amostras artificialmente cimentadas com cimento Portland (PRIETTO ET AL, 1997).

A Figura 19 apresenta resultados de ensaios triaxiais drenados de dois diferentes materiais cimentados, uma argila e uma rocha branda. Verifica-se que apesar do nível de tensão na ruptura alcançado pelo calcário ser bem maior que o da argila, o comportamento de ambos se mostra similar. A expansão volumétrica observada para baixos níveis de tensão confinante é resultado da ação da cimentação e não da energia requerida para sobrepor o intertravamento dos grãos durante o cisalhamento, como acontece tipicamente nos solos granulares densos (MACCARINI, 1987).

A quebra de cimentação acarreta em discontinuidades na curva tensão-deformação, levando a um comportamento pós-quebra irreversível com mudanças na rigidez e resistência do material (MACCARINI, 1987; LEROUEIL & VAUGHAN, 1990). Portanto, a quebra de cimentação pode ser verificada através da variação da rigidez (E_{secante} ou E_{tangente}) com o decorrer da deformação axial (MACCARINI, 1987; BRESSANI, 1990; MARTINS, 2001; DE OLIVEIRA, 2000).

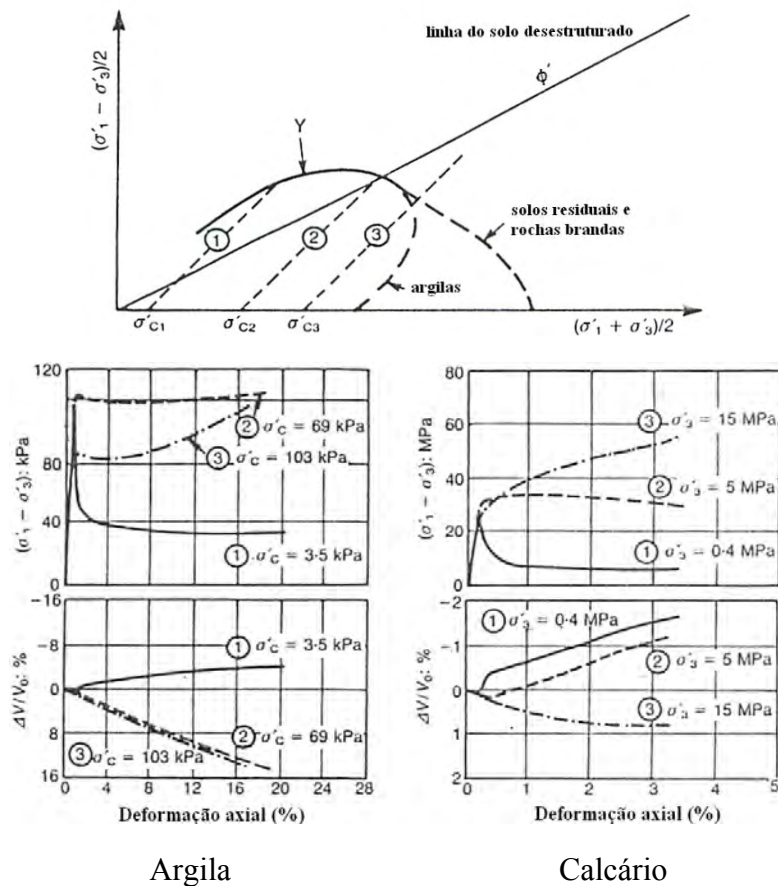


Figura 19 - Ensaio triaxiais drenados realizados em argila e calcário cimentados. (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990).

LEROUEIL & VAUGHAN (1990) propõe a identificação de um material cimentado através da realização de ensaios edométricos ou de compressão isotrópica com amostras intactas e remoldadas. As amostras intactas possuem a cimentação preservada e são denominadas estruturadas, enquanto as amostras remoldadas têm a cimentação removida por destorroamento do solo e são chamadas desestruturadas ou não estruturadas. Os ensaios de compressão identificam a cimentação no solo

dividindo o espaço e : σ' em duas regiões (Figura 20). A área rachurada representa os estados de tensão só possíveis de serem suportados por solos cimentados (estruturados). Os estados de tensão (e , σ') correspondentes são delimitados na parte superior pelo resultado do ensaio edométrico da amostra cimentada, e na parte inferior com o da amostra desestruturada (linha normalmente adensada, NCL) realizada com máximo índice de vazios possível ($e_{m\acute{a}x}$). À esquerda da linha NCL têm-se os estados de tensão referentes a materiais não cimentados e cimentados.

A linha NCL, correspondente aos máximos estados de tensão alcançados por um solo não cimentado, é denominada por BURLAND (1990) de Linha de Compressão Intrínseca (ICL). Segundo BURLAND (1990) o termo “intrínseco” descreve as propriedades das argilas que podem ser observadas através de uma pasta feita do material sem prévia secagem ao ar ou na estufa, com umidade entre LL e 1,5LL (LL = limite de liquidez) levada à realização de ensaio edométrico. O comportamento intrínseco corresponde às propriedades inerentes e básicas de um solo, e que podem não corresponder ao seu estado natural, encontrado no campo.

VARGAS (1982) aborda a diferença entre o conceito de natureza e estado de um solo. Segundo o autor a natureza diz “o que o solo é”, enquanto o estado diz “como o solo se encontra”. A natureza de um determinado solo refere-se ao que permanece em qualquer circunstância em que o mesmo é utilizado ou solicitado. Como características naturais dos solos, VARGAS (1982) cita a textura (distribuição granulométrica e a forma dos grãos individuais), a plasticidade (quantificada pelos Limites de Atterberg) e o teor de matéria orgânica (colóides orgânicos ou fibras vegetais). Já as propriedades referentes ao estado de um solo são aquelas que nem sempre estão presentes e que dependem das circunstâncias em que o solo se encontra no campo como os parâmetros de resistência, c' e ϕ' , a estrutura e a compacidade.

A tensão de pré-adensamento virtual indica o início da quebra de cimentação do solo que ocorre de forma gradual à medida que o carregamento ocorre (MACCARINI, 1987). Verifica-se experimentalmente que a curva obtida no ensaio edométrico/compressão isotrópica tende a alcançar a curva do material desestruturado. Contudo, segundo LEROUEIL & VAUGHAN (1990), a completa quebra de cimentação não implica necessariamente na coincidência destas curvas. Os autores sugerem que quando isto acontece deformações adicionais podem ser

necessárias para que seja estabelecido um arranjo similar de grãos (Figura 21). A maneira abrupta como diminui a rigidez do solo quando inicia a quebra de cimentação depende do valor e do índice de vazios em que ocorre a tensão de pré-adensamento virtual e da resistência que possui a cimentação. MACCARINI (1987) observou, a partir de resultados experimentais em amostras de solo artificialmente cimentadas, que a forma abrupta como ocorre a tensão de pré-adensamento virtual depende do aumento do índice de vazios e da diminuição da resistência da cimentação, medida através da resistência à tração (σ_t) (Figura 22). O aumento da tensão de pré-adensamento virtual é função de quanto maior for a resistência à tração medida, ou seja, o grau de cimentação entre as partículas.

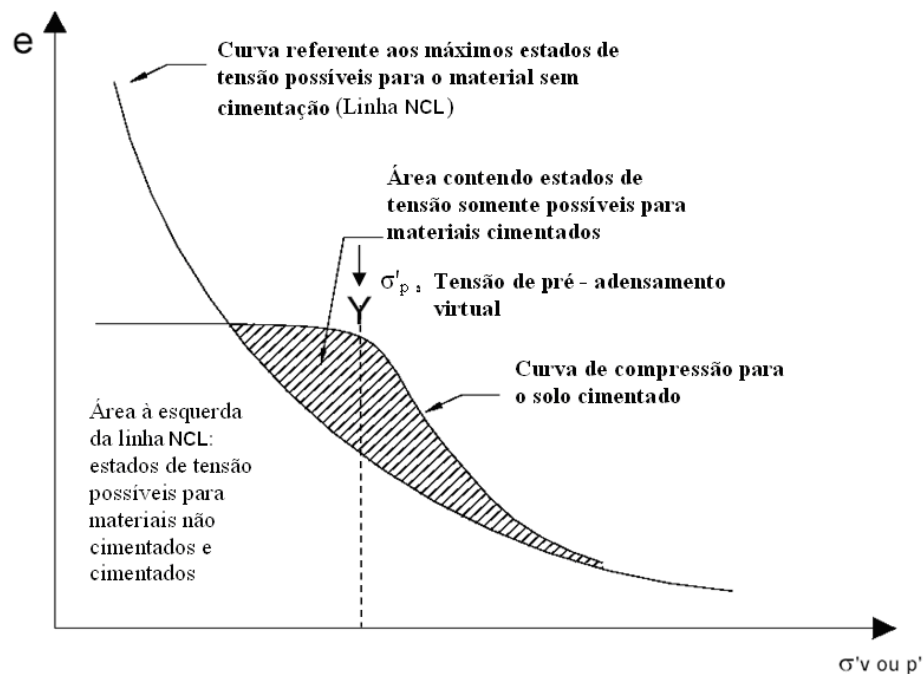


Figura 20 - Modelo proposto por LEROUEIL & VAUGHAN (1990) para materiais cimentados.

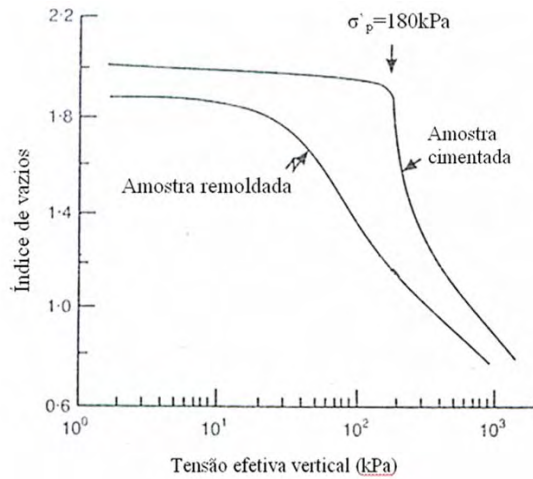


Figura 21 - Ensaios edométricos em argila mole (NAGARAJ ET AL, 1998).

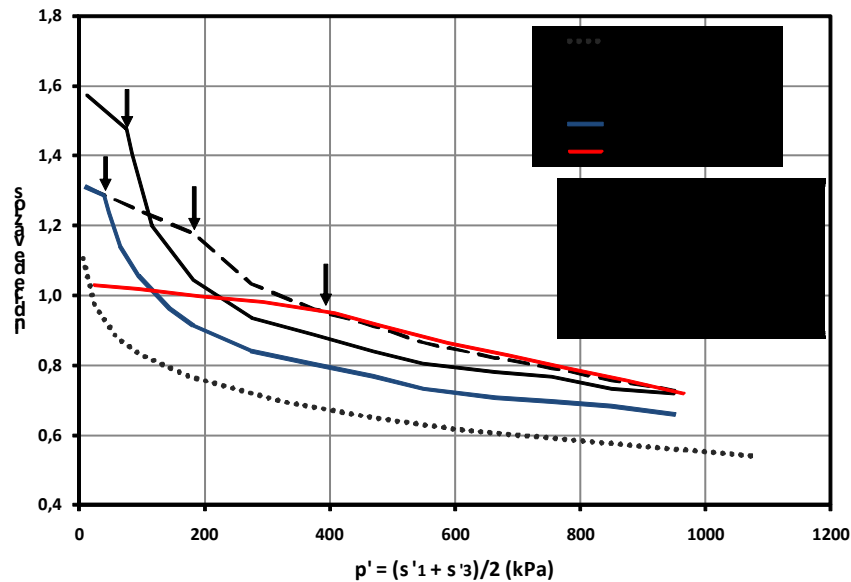


Figura 22 - Ensaios de compressão isotrópica com amostras artificialmente cimentadas (ADAPTADO DE MACCARINI, 1987).

MACCARINI (1987) apresenta resultados de dois grupos de amostras artificialmente cimentadas com índices de vazios iniciais iguais a 0,70 e 1,0 com a mesma resistência de cimentação (Figura 23). As tensões de pré-adensamento virtual são respectivamente 580kPa e 150kPa, valores diferentes cerca de quatro vezes. As amostras com menor e_0 possuem um maior contato entre a cimentação e as partículas da amostra, acarretando, além do aumento de σ'_p , uma maior superfície de cedência em $p':q$.

MALANDRAKI & TOLL (2001) sugerem que além da quebra de cimentação ocorrer de forma gradual, esta é influenciada pela mudança de trajetória de tensão, possuindo um caráter anisotrópico. Os autores realizaram ensaios triaxiais drenados em amostras artificialmente cimentadas seguindo trajetórias de tensão não convencionais. As trajetórias foram identificadas por $\sigma_1' \sim \sigma_3'(x)$, o que significa iniciar o ensaio com σ_1' constante (descarregamento lateral) e após determinada deformação mudá-la para σ_3' constante (carregamento axial), com tensão efetiva de confinamento igual a “x”. A Figura 24 apresenta os resultados de dois ensaios triaxiais - $\sigma_1' \sim \sigma_3'(70)$ e $\sigma_1'(70)$ – onde são vistas as trajetórias de tensão e a variação da rigidez (E_{tan}/p') com a deformação axial. A partir dos resultados os autores sugerem que a quebra de cimentação das amostras, interpretada através da diminuição abrupta de rigidez ocorre através de um processo anisotrópico, além de ser gradual. Verifica-se que ao mudar a trajetória de tensão no ensaio $\sigma_1' \sim \sigma_3'(70)$ tem-se uma segunda quebra de cimentação não verificada no ensaio $\sigma_1'(70)$. Os autores sugerem que a mudança de trajetória de tensão gera tensões cisalhantes que mobilizam a resistência de ligações entre partículas até então não solicitadas. Os resultados de MALLANDRAKI & TOLL (2001) mostram que as mudanças de trajetória de tensão podem levar à diminuição da resistência do material cimentado devido à maior quebra de cimentação.

As propriedades dos solos residuais que são compatíveis com a presença de ligações entre suas partículas são descritas por VAUGHAN (1985) como sendo:

- a) a presença de um intercepto coesivo, c' , e alguma resistência drenada não confinada ($\sigma_c' = 0\text{kPa}$), no solo saturado;
- b) a verificação de tensão de pré-adensamento virtual em encontrada em ensaios edométricos;
- c) o comportamento rígido na presença de baixas tensões efetivas e sua diminuição para maiores tensões.

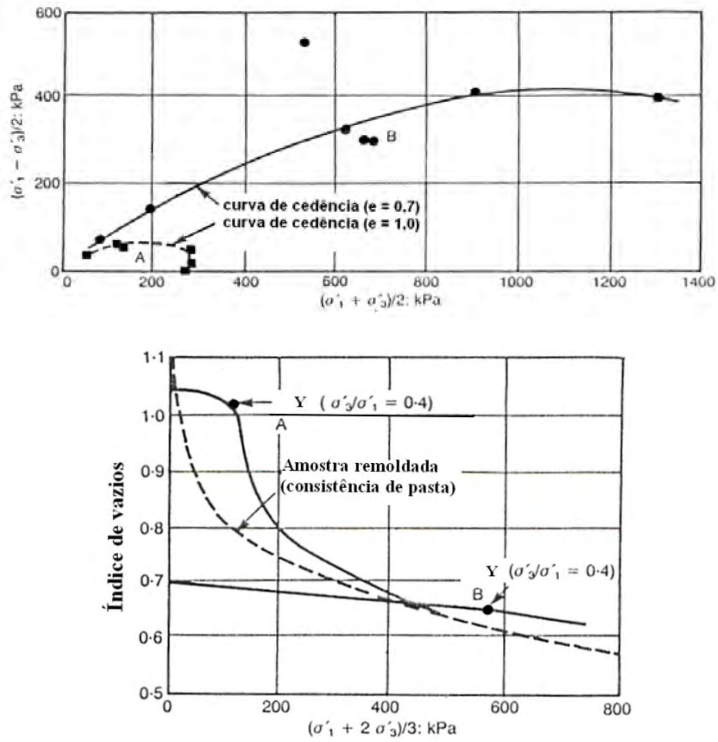


Figura 23 - Ensaio de compressão isotrópica com amostras artificialmente cimentadas (MACCARINI, 1987).

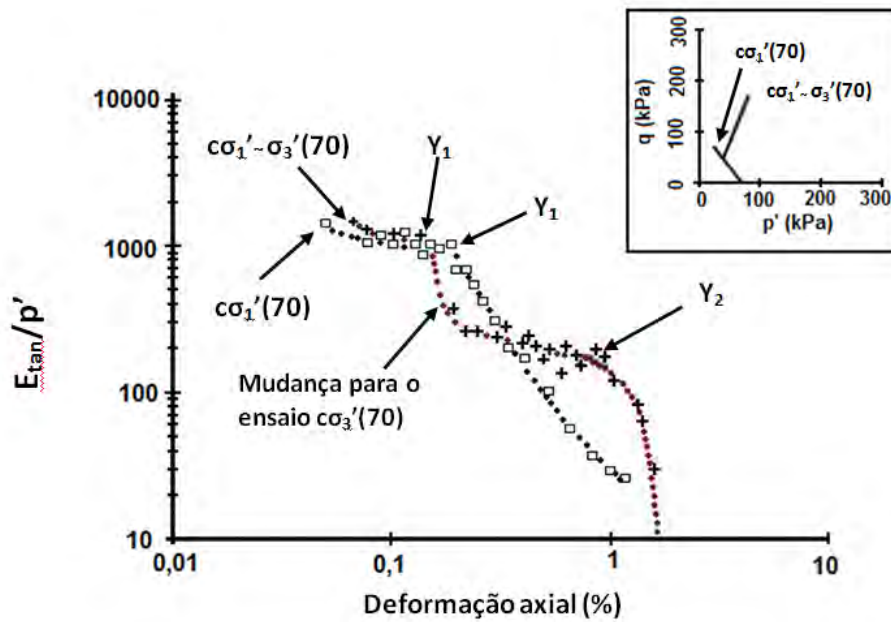


Figura 24 - Curvas E_{tan}/p' : ϵ_{ax} para os ensaios $c\sigma_1' \sim \sigma_3'(70)$ e $c\sigma_1'(70)$ (MALLANDRAKI & TOLL, 2001).

Os solos residuais geralmente apresentam taludes com inclinação íngreme que não podem ser explicados através de métodos de análise de estabilidade, a não ser que um substancial intercepto coesivo real (ligações entre as partículas) ou aparente (sucção) seja considerado (VAUGHAN, 1985). Inclinações de taludes em solos residuais com cerca de 90° podem ser vistos com freqüência em taludes às margens de estradas brasileiras. A envoltória de resistência dos solos residuais quase sempre mostra um significativo intercepto coesivo, c' , independente da densidade do solo, inclusive para envoltórias referentes à resistência residual (VAUGHAN, 1985).

Na Geotecnia é consensual associar o efeito da cimentação nos solos à sua resistência não confinada e à sua resistência à tração. À medida que estes valores aumentam tem-se um solo cuja cimentação possui uma maior resistência, que pode ser verificada pelo aumento do seu intercepto coesivo. Uma das formas de estudar materiais artificialmente cimentados é fazer uso destes ensaios para verificar o efeito do agente cimentante utilizado. A Figura 25 apresenta a relação entre o intercepto coesivo e a porcentagem de cimento utilizada em amostras artificiais (PRIETTO ET AL, 1997). Verifica-se o aumento linear de c' com a porcentagem de cimento.

MACCARINI (1987) realizou ensaios com amostras artificialmente cimentadas com pasta de caulim levada à queima. O autor optou por ensaios de compressão diametral para medir o efeito da resistência da cimentação nas amostras ensaiadas.

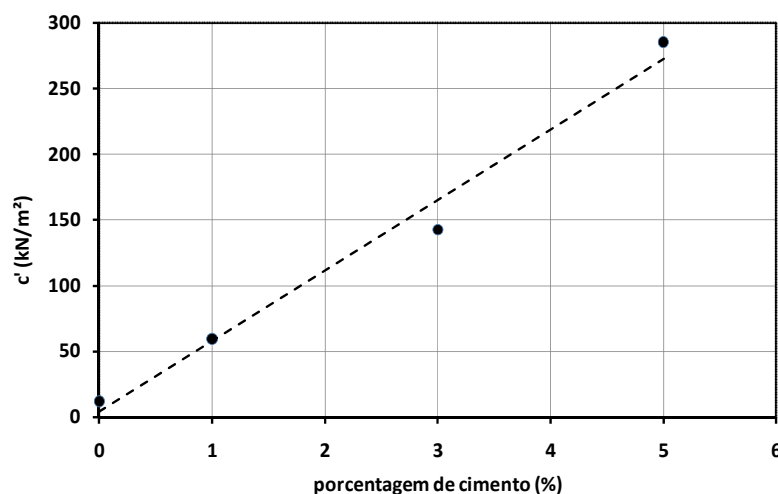


Figura 25 - Variação do intercepto coesivo com a cimentação (PRIETTO ET AL, 1997).

MACCARINI (1987) realizou ensaios com amostras artificialmente cimentadas com pasta de caulim levada à queima. O autor optou por ensaios de compressão diametral para medir o efeito da resistência da cimentação nas amostras ensaiadas.

Na costa da Califórnia ocorrem encostas com inclinações de 60° ou mais com cerca de cem metros de altura compostas por areias cimentadas por silicatos. Verifica-se que o início de deslizamentos se dá através de rupturas por tração à meia altura das encostas (CLOUGH ET AL, 1981). A avaliação do grau de cimentação foi feito através de ensaios de compressão diametral e compressão simples.

PRIETTO ET AL (1997) utilizou ensaios de compressão não confinada, cuja resistência os autores consideraram como uma variável na avaliação do grau de cimentação, refletindo intrinsecamente no seu valor, variações de densidade, granulométrica, natureza do cimento e mineralogia. Os autores utilizaram o cimento Portland como agente cimentante.

HUANG & AIREY (1998) realizaram ensaios de tração para diferentes quantidades de cimento (gipsita) e densidades. Verificou-se que a resistência à tração aumentou à medida que o peso específico do solo (γ_{seco}) cresceu.

A Figura 26 e Figura 27 mostram as relações encontradas entre a resistência à tração e o γ_{seco} por HUANG & AIREY (1998), e a resistência à tração e a tensão de pré-adensamento virtual obtidas por MACCARINI (1987). As curvas apresentam comportamento semelhante, apresentando valor a partir do qual o aumento de σ_t ocorre para acréscimos de γ_{seco} e σ_p menores.

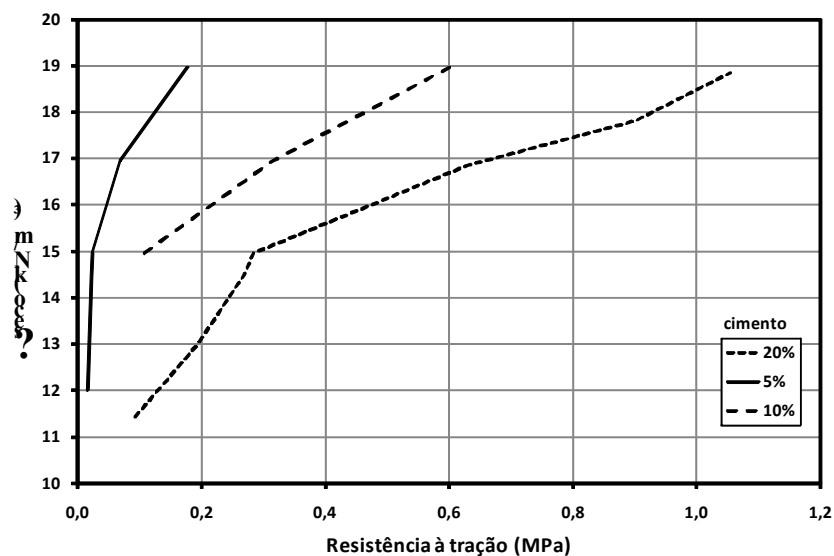


Figura 26 - Variação da resistência à tração com γ_{seco} (HUANG & AIREY, 1998).

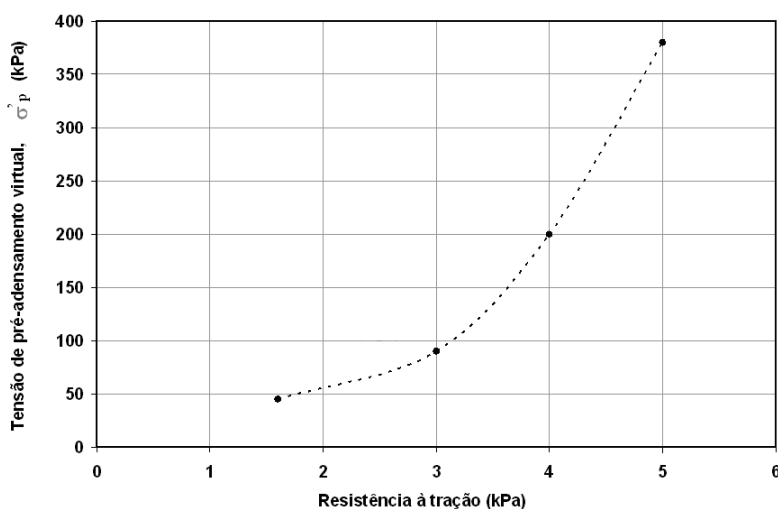


Figura 27 - Variação da tensão de pré-adensamento virtual σ_p' com a resistência à tração (MACCARINI, 1987).

NISHIDA & AOYAMA (1985) realizaram ensaios de tração in situ em solo residual de granito em diferentes profundidades. O procedimento do experimento foi feito com a colagem com epóxi de um prato de aço com $\varnothing = 8\text{cm}$ na superfície do solo e sua posterior remoção com aplicação de carga de baixo para cima até a ruptura do solo (Figura 28).

NISHIDA & AOYAMA (1985) realizaram ensaios de cisalhamento direto com umidade natural e submerso utilizando amostras obtidas a partir de diferentes profundidades do perfil de intemperismo. Os resultados obtidos com τ_f e σ_f , estão plotados na Figura 29. Para cada conjunto de ensaios de uma determinada profundidade foi possível ajustar uma curva, utilizando-se a resistência à tração obtida a partir do ensaio acima descrito. As curvas observadas puderam ser expressas através da equação:

$$\tau_f = a \cdot (\sigma_f + \sigma_t)^b \quad [5]$$

onde,

τ_f = tensão cisalhante na ruptura

σ_f = tensão normal na ruptura

σ_t = resistência à tração

a, b = constantes

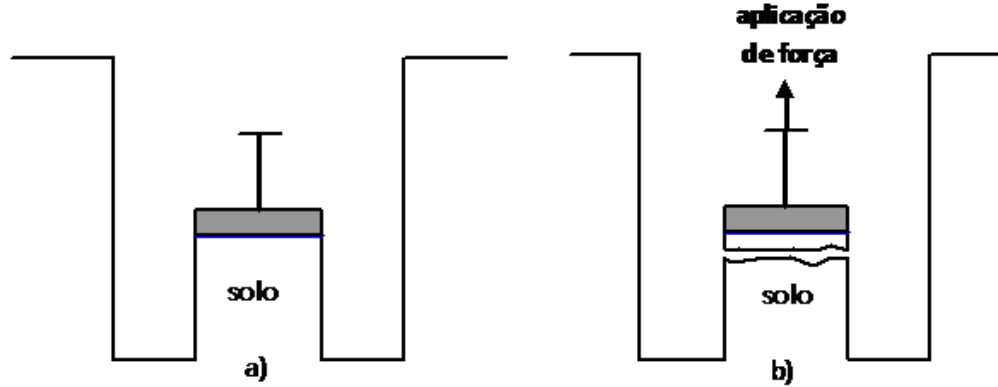


Figura 28 - Esquema do ensaio de tração *in situ*: (a) colagem da placa de aço no solo e (b) aplicação de força.

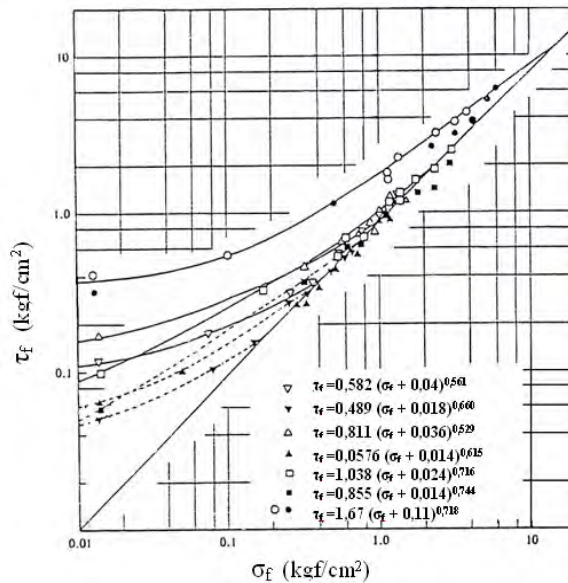


Figura 29 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto (NISHIDA & AOYAMA, 1985).

O modelo proposto por LEROUEIL & VAUGHAN (1990) nem sempre pode ser aplicado, mesmo se tratando de solos que possuem comportamento consistente

com o de um material cimentado. A Figura 30 e Figura 31 apresentam resultados de ensaios edométricos realizados em amostras estruturadas e desestruturadas de solo residual jovem de gnaiss (FUTAI ET AL, 2003) e residual jovem de arenito (MARTINS, 2001). Ambos os solos apresentam resultados de ensaios triaxiais condizentes com materiais cimentados: tensão de pré-adensamento virtual, transição de comportamento com amolecimento (baixos níveis de tensão confinante) para comportamento com endurecimento (maiores níveis de tensão confinante) e identificação de cimentação através do MEV. As amostras desestruturadas utilizadas na obtenção da curva NCL foram preparadas através de compactação ou com pasta do solo com umidade acima do limite de liquidez.

VARGAS (1982) e BLIGHT (1997) abordam o efeito da secagem na caracterização dos solos tropicais. Segundo os autores a secagem, ao ar ou em estufa, deve ser evitada, pois pode alterar os valores dos limites de consistência e da porcentagem de argila quantificados. Este efeito, contudo, é usualmente pequeno quando se trata de solos transportados (BLIGHT, 1997). VARGAS (1982) atribui isto ao fato da secagem introduzir a cimentação dos grãos em glóbulos. MITCHELL & SITAR (1982) e BLIGHT (1997) apontam como causas do acréscimo de cimentação a oxidação de sesquióxidos de ferro e alumínio e a perda de água de argilominerais hidratados. VARGAS (1982) e BLIGHT (1997) sugerem que a pasta manipulada na obtenção do limite de liquidez seja obtida a partir do solo com umidade natural. BURLAND (1990) recomenda que na obtenção do comportamento intrínseco de uma argila não seja feita à secagem prévia do material.

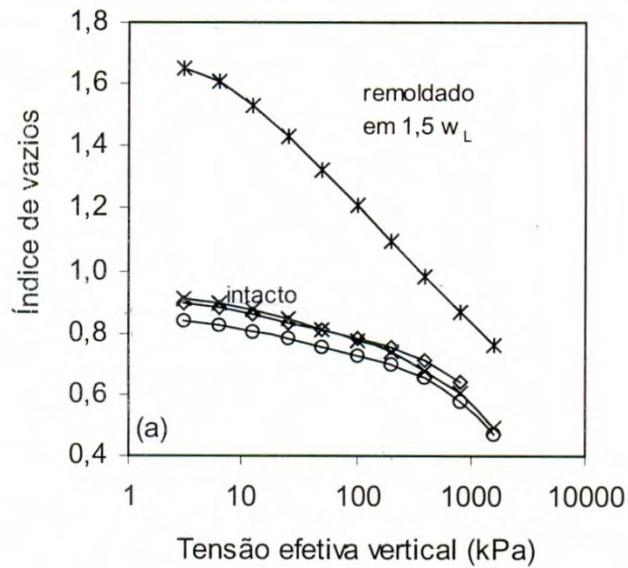


Figura 30 - Ensaio edométrico realizado em solo residual jovem de gnaiss (FUTAI ET AL, 2003).

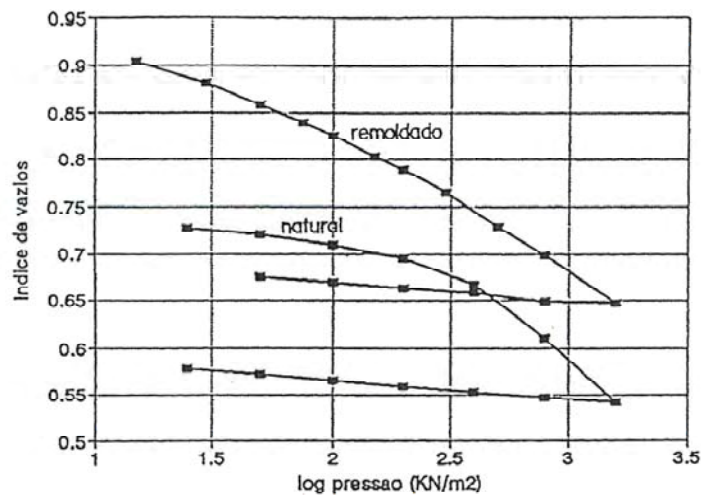


Figura 31 - Ensaio edométrico realizado em amostras de solo residual jovem de arenito (MARTINS, 2001).

A reidratação de solos argilosos após secagem nem sempre devolve a plasticidade e o limite de liquidez obtidos a partir de amostras com umidade natural (VARGAS, 1982). A Figura 32 apresenta a variação do índice de plasticidade e do limite de liquidez em amostras de basalto causada pela secagem prévia, reidratação e manuseio. Observa-se que a amostra de Susuma mesmo reidratada durante um mês após secagem em estufa praticamente não tem seu LL alterado. A amostra Xavantes I submetida à reidratação e manuseio tem seu LL bem próximo do obtido com a

amostra fresca. Já a amostra Xavantes V, manuseada e reidratada, tem o LL bem maior que o da amostra seca, o que sugere que nesta umidade a amostra já possua certo grau de cimentação devido a secagem no campo.

BLIGHT (1997) argumenta que mesmo a secagem ao ar na temperatura ambiente provoca mudanças no comportamento do solo, mesmo para amostras umedecidas durante longo período de tempo. Segundo BLIGHT (1997) a secagem do solo pode provocar a desidratação de argilas de maneira parcial ou completa podendo mudar suas propriedades de forma irreversível. VARGAS (1982) enfatiza que a reversibilidade do fenômeno de desidratação pode ser impossível ou difícil em alguns casos, principalmente quando o teor de colóides é elevado.

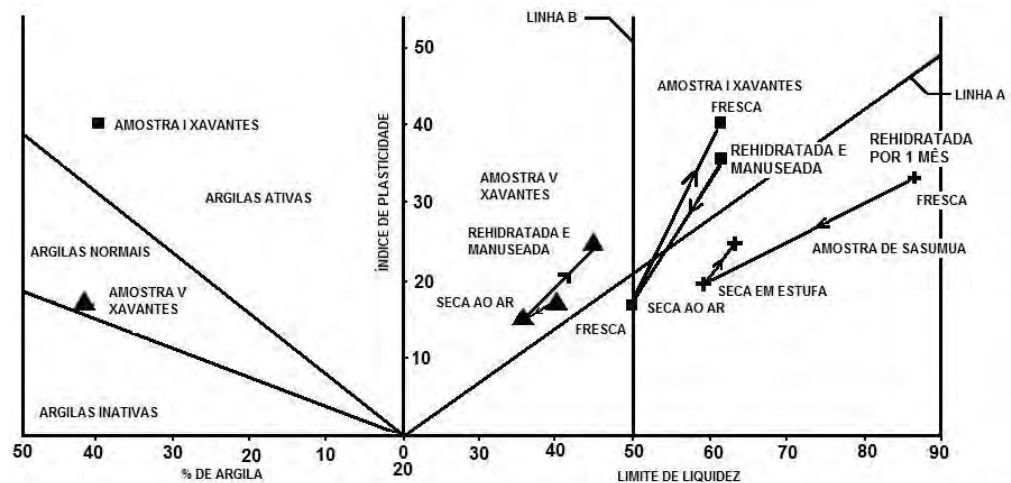


Figura 32 - Variação da plasticidade de amostras de solo devido à secagem, reidratação e manuseio (VARGAS, 1982).

Após a secagem da amostra e sua posterior hidratação é necessário um prolongado tempo de manuseio da pasta de solo para que as partículas se desagreguem e estejam separadas uma das outras sem a presença de cimentação entre elas (MITCHELL & SITAR, 1982; VARGAS, 1982; BLIGHT, 1997). O manuseio do solo refere-se ao tempo de manipulação da amostra e como esta é executada, dependendo da energia empregada para homogeneizar o solo. A influência do tempo de manipulação da pasta de solo na obtenção dos limites de liquidez pode ser verificada na Figura 33. As amostras foram secas ao ar e depois misturadas com água até formar uma pasta, permanecendo inundadas por uma semana. Após esta

etapa as amostras foram lavadas na peneira de 0,5mm e determinados os limites de consistência. Verifica-se a partir dos resultados apresentados na Figura 33 que o tempo de manipulação da pasta de solo aumenta o limite de liquidez. Este aumento mostra-se maior tanto quanto maior for o limite de liquidez inicial da amostra.

A maneira como se dá o manuseio da pasta, de forma manual ou mecânica, influencia na desagregação das partículas e, assim, nos resultados dos limites de consistência. A Figura 34 apresenta resultados que mostram o aumento do LL com o aumento da energia empregada na manipulação do solo. Verifica-se que o LL tende a aumentar com o uso da mistura feita de forma mecânica.

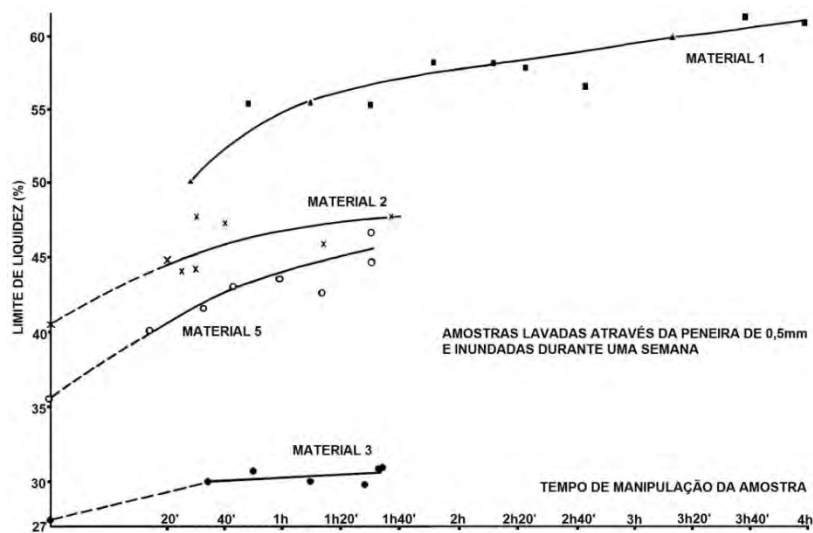


Figura 33 - Influência do tempo de manipulação do solo na obtenção do limite de liquidez (VARGAS, 1982).

BOEY & CARTER (1989) apresenta resultados de amostras de areia carbonatada artificialmente cimentadas por calcita em duas situações: uma com secagem ao forno e outra com umidade igual a 35% (Figura 35). A avaliação do grau de cimentação foi feita através de ensaios de compressão não confinada para diferentes porcentagens de cimento. Verifica-se que a secagem ao forno faz com que a cimentação seja mais resistente resultando em valores de compressão não confinada maiores.

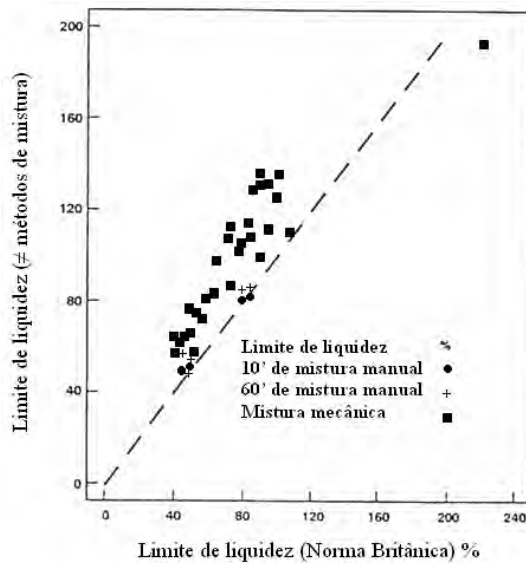


Figura 34 - Influência do método de manuseio do solo na determinação do limite de liquidez (BLIGHT, 1997).

O efeito da secagem do solo, segundo VARGAS (1982), resulta na formação de glóbulos ou grãos duros e porosos formados por um grande número de partículas argilosas cimentadas entre si. A Figura 36 apresenta a variação da distribuição granulométrica de um solo laterítico causada pelo manuseio e cimentação por sesquióxidos. Verifica-se que a curva que apresenta maior porcentagem de finos é aquela cujo solo foi manipulado e não apresenta sesquióxidos. BLIGHT (1997) sugere para a determinação da curva granulométrica a imersão do solo numa solução com dispersante e posterior lavagem em peneiras padronizadas.

O tempo de destorroamento do solo tende a alterar sua distribuição granulométrica devido à quebra de grãos. Para os solos residuais jovens gnáissicos ricos em feldspato alterado a quebra destes grãos pode levar ao aumento da sua fração fina (SANDRONI, 1973). A quebra dos grãos de feldspato alterado durante o destorroamento pode ser verificada através da contagem dos minerais da fração grossa do solo com a utilização de microscópio ótico (SANDRONI, 1981).

Ensaio de fraturamento em grãos realizados com micro-prensa dotada de célula de carga mostraram uma força de esmagamento obtida com o quartzo dez vezes maior que a do feldspato alterado (Figura 37).

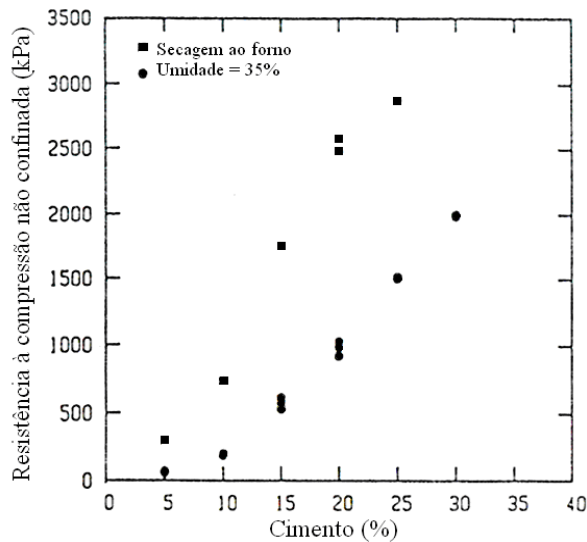


Figura 35 - Efeito da secagem na compressão não confinada de amostras cimentadas (BOEY & CARTER, 1989).

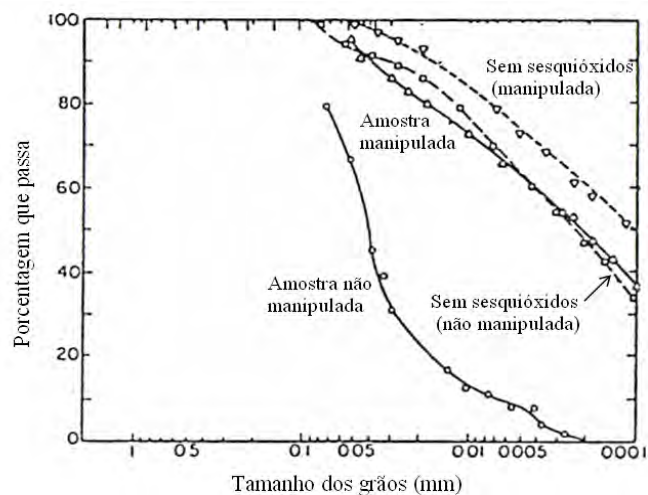


Figura 36 - Influência do manuseio na distribuição granulométrica de um solo laterítico (TOWNSEND ET AL, 1971, EM MITCHELL & SITAR, 1982).

Ensaio de cisalhamento direto submersos realizados por SANDRONI (1973) em fração retida entre as peneiras N° 8 e 20 de um solo residual feldspático mostraram que o diâmetro efetivo D_{10} diminui com o aumento da tensão normal na ruptura (Figura 38). Segundo SANDRONI (1981) os feldspatos em graus variados de alteração e as micas com distribuição orientada são determinantes para o comportamento dos solos residuais jovens de gnaiss. Atingido um nível de tensão desviadora constante, após a ruptura do solo, as deformações axiais de compressão

continuam devido à quebra de grãos de feldspato alterados. SANDRONI (1985) verifica que a resistência dos solos residuais tende a diminuir à medida que a porcentagem de mica presente aumenta.

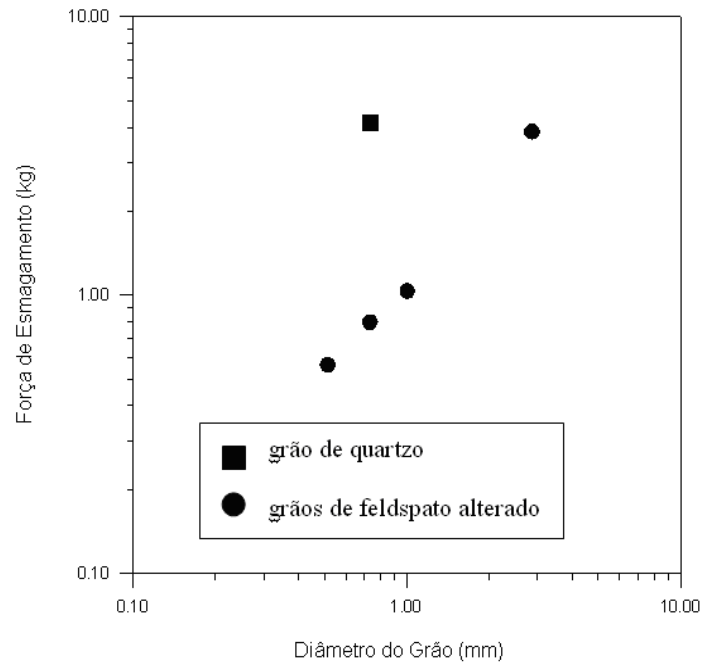


Figura 37 - Ensaio de fraturamento realizado em grãos de quartzo e feldspato alterado (SANDRONI, 1981).

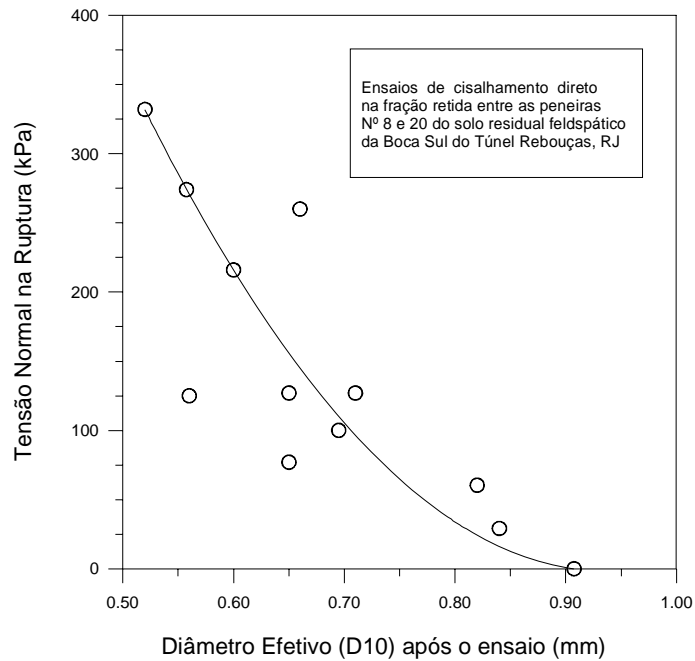


Figura 38 - Relação entre Tensão normal na ruptura e D_{10} a partir de ensaios de cisalhamento direto submersos (SANDRONI, 1973).

2.3 - MODELO MATEMÁTICO PARA SOLO ESTRUTURADO

2.3.1 - MODELO DE GENS E NOVA (1993)

GENS & NOVA (1993) desenvolveram um modelo constitutivo elasto-plástico para representar o comportamento mecânico de solos cimentados (estruturados) e rochas brandas. Algumas características do modelo são apresentadas a seguir.

O modelo trabalha nos espaços de tensão p' e q e no espaço de deformação ϵ_v e ϵ_d .

Durante trajetórias de compressão isotrópica, o modelo supõe que a linha AA' corresponde a linha de compressão virgem do material desestruturado (Figura 39). Esta linha representa os estados de tensão limites para um material desestruturado, ou seja, somente são possíveis estados $(e : p')$ à esquerda desta linha.

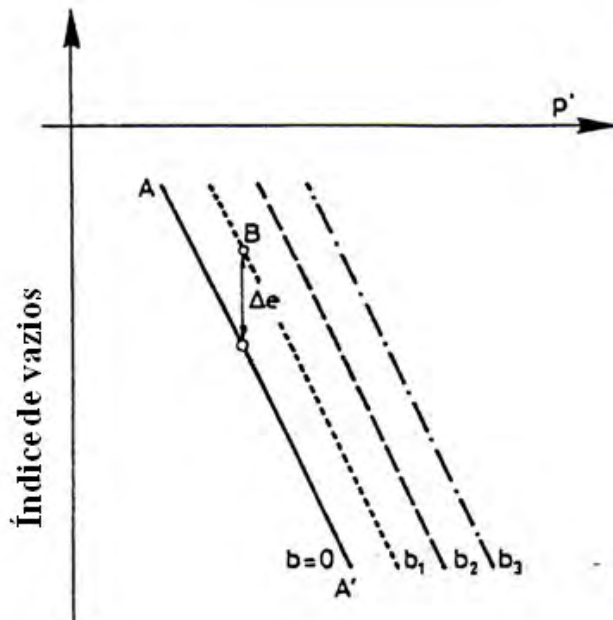


Figura 39 - Linhas de compressão isotrópica para materiais com diferentes graus de cimentação.

A existência de certo grau de cimentação no material permite a existência de combinações de e e p' localizados à direita da linha AA'. No ponto B, por exemplo, é possível quantificar a cimentação a partir da diferença de índice de vazios Δe . De acordo com esta definição, as linhas paralelas (b_1, b_2, b_3, b_4) correspondem a linhas de compressão para o solo progressivamente mais cimentado.

Na Figura 40 apresentam-se superfícies de escoamento do modelo. A curva A corresponde à superfície de escoamento do material desestruturado, enquanto que B e C representam sucessivas superfícies de escoamento resultantes do aumento da cimentação no material. Ou seja, à medida que a cimentação no material estruturado aumenta a superfície de escoamento cresce para a direita no espaço de tensões (p' ; q). Portanto, segundo o modelo, a cimentação cria no material uma coesão real e, conseqüentemente, uma resistência à tração.

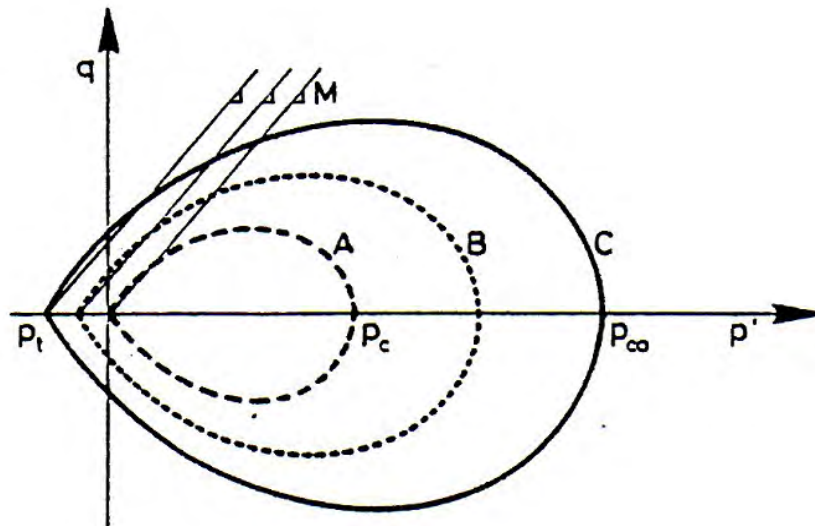


Figura 40 – Sucessivas superfícies de escoamento de acordo com o aumento do grau de cimentação. A superfície A corresponde ao material desestruturado.

O comportamento da superfície de escoamento é obtido através das seguintes relações:

$$\frac{P_{coo}}{P_c} = f(\phi) \quad [6]$$

$$\frac{P_t}{P_c} = f_t(\phi) \quad [7]$$

Onde o significado de p_c , p_{c0} e p_t pode ser visto na Figura 40, b é uma variável adimensional que quantifica o efeito da cimentação e, $f(b)$ e $f_t(b)$ são funções com as seguintes características:

- $f(0) = 1$ quando $b = 0$, ou seja, o material não apresenta cimentação
- p_t tende a zero a medida que b diminui.

O desenvolvimento da superfície de escoamento é controlado por:

- Quebra de cimentação devido a deformações plásticas no endurecimento ou amolecimento.
- Degradação da cimentação presente no material estruturado.

A cimentação diminui gradualmente com o desenvolvimento das deformações plásticas irreversíveis. A degradação do material (diminuição da cimentação) é relacionada com a medida da degradação do material, h , que depende das deformações plásticas. Tem-se, então, a seguinte relação: $b = b(h)$.

A função $b(h)$ diminui constantemente com h e tende a zero (Figura 41). O termo h é função das deformações plásticas, que para as condições triaxiais é igual a $h = h(\epsilon_p, \epsilon_v^p)$, onde $\epsilon_p = \left(\frac{2}{3(\epsilon_1 - \epsilon_3)} \right)$ representa as deformações plásticas de distorção e ϵ_v^p , a deformação plástica volumétrica.

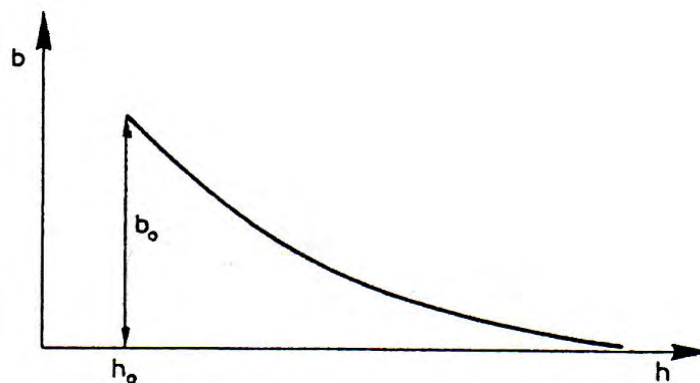


Figura 41 – Redução da cimentação, b , com o aumento de sua degradação, h .

O modelo proposto por GENS & NOVA (1993) utiliza lei de fluxo não associado e nove parâmetros para modelagem, sendo seis relacionados com o comportamento do material desestruturado, e os outros três do material estruturado.

Na Figura 42 mostra-se a resposta do modelo ao simular ensaios triaxiais com seis diferentes valores de tensão efetiva de confinamento, $p_c = 100\text{kPa}$, $b_o = 1$ e parâmetros típicos de uma argila de baixa plasticidade. Observa-se que alguns aspectos típicos do comportamento de materiais estruturados tais como maior rigidez inicial e comportamento dilatante para baixas tensões de confinamento, comportamento progressivamente mais compressível à medida que as tensões confinantes aumentam são qualitativamente bem representados pelo modelo. ELLIOT & BROWN (1985) obtiveram comportamento similar em ensaios triaxiais realizados em rocha calcária (Figura 43).

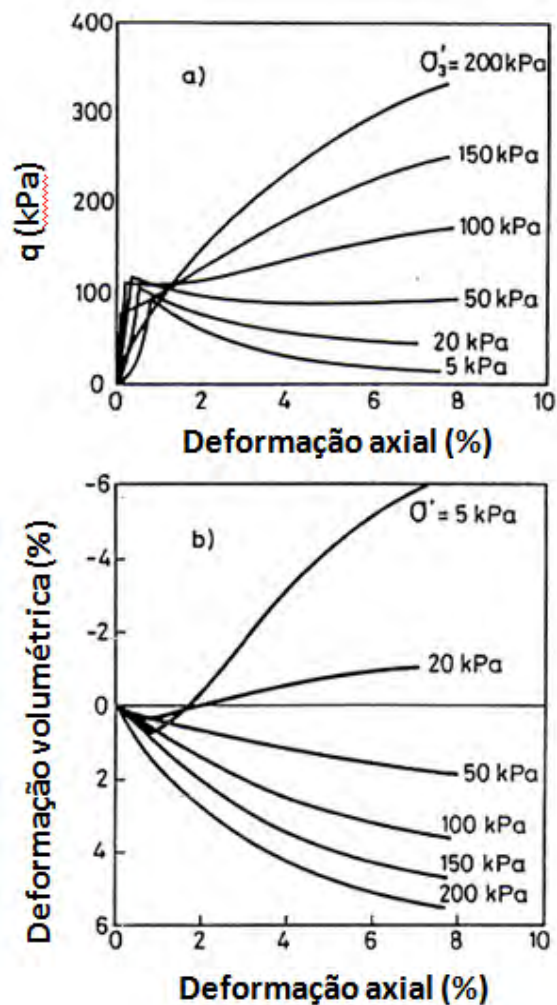


Figura 42 – Simulação de resultados de ensaios triaxiais.

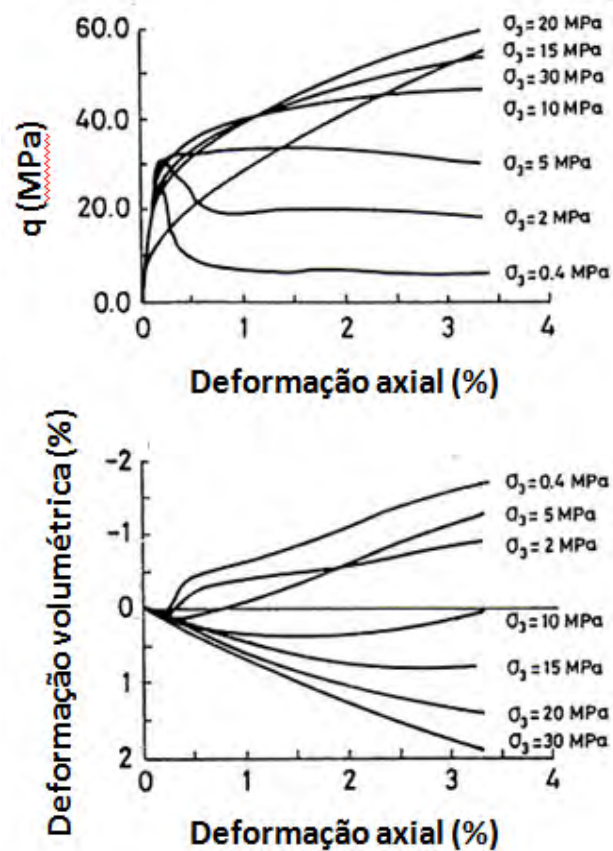


Figura 43 – Resultados experimentais de ensaios triaxiais realizados em rochas calcárias (ELLIOT & BROWN, 1985).

2.3.2 - MODELO DE LIU E CARTER (2002)

A formulação de um modelo constitutivo para argilas estruturadas foi proposta por LIU & CARTER (2002), com a introdução da influência da estrutura do solo dentro do modelo Cam Clay modificado (ROSCOE & BURLAND, 1968).

LIU & CARTER (2002) partem do pressuposto de que para um determinado estado de tensão (e, p'), a influência da estrutura do solo pode ser medida comparando-se o comportamento do solo intacto (estruturado) com o comportamento do solo reconstituído (desestruturado), ou seja, com suas propriedades intrínsecas. Conforme, já descrito no capítulo 2, o comportamento intrínseco de uma argila pode ser obtido com o solo destorroado, submetido a ensaio edométrico com umidade 50%

acima do limite de liquidez (BURLAND, 1990). LIU & CARTER (1999, 2000) idealizaram o comportamento de um solo estruturado e reconstituído durante compressão isotrópica de acordo com a Figura 44. O índice de vazios do solo estruturado é representado por e , enquanto o índice de vazios do solo reconstituído no mesmo estado de tensões é dado por e^* , correspondente à reta virgem, $p'_{y,i}$ é a tensão a partir da qual se inicia a quebra de cimentação do solo estruturado, e Δe , o índice de vazios (adicional) referente à diferença entre o índice de vazios do solo estruturado e correspondente índice de vazios do solo reconstituído, para um mesmo estado de tensão.

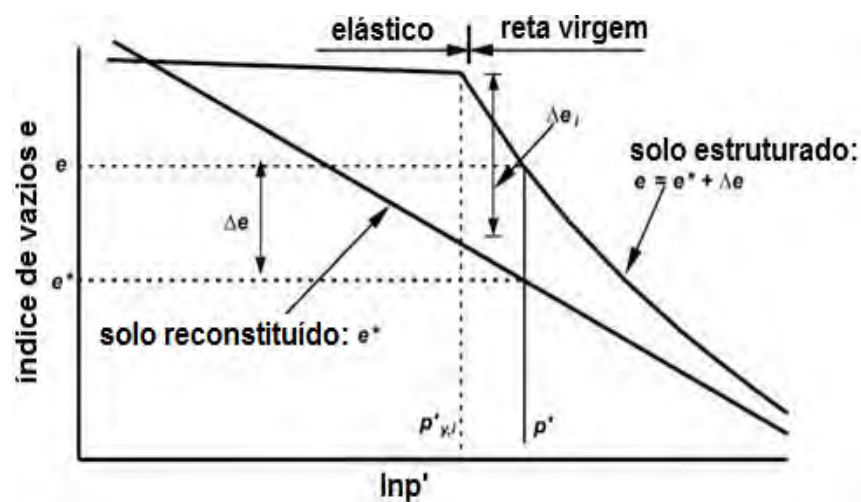


Figura 44 - Idealização do comportamento de compressão isotrópica de um solo estruturado e reconstituído (LIU & CARTER, 1999, 2000)

A reta virgem obtida a partir de ensaio de compressão isotrópica realizado em um solo estruturado pode ser expressa como $e = e^* + \Delta e$. O comportamento volumétrico de um solo estruturado na reta virgem é descrito pela seguinte equação, proposta por LIU & CARTER (2000):

$$e = e^* + \Delta e_i \left(\frac{p'_{y,i}}{p'} \right)^b \quad [8]$$

Onde, Δe_i é a diferença entre o índice de vazios estruturado e reconstituído para $p' = p'_{y,i}$ estado de tensão onde começa a reta virgem e inicia-se a perda da estrutura do solo, com a quebra de sua cimentação, e b é um parâmetro que quantifica a taxa com a qual o solo perde sua estrutura durante o carregamento isotrópico na reta virgem (Figura 45). A taxa de redução do índice de vazios adicional ($\Delta e = e^* - e$) mantido pela estrutura do solo aumenta com o parâmetro b . Estudos realizados com 30 diferentes tipos de argila mostraram que geralmente $0 \leq b \leq 30$ (LIU & CARTER, 1999, 2000).

O parâmetro $p'_{y,i}$ representa o tamanho da superfície de escoamento inicial de um solo estruturado (Figura 46). Quanto maior seu valor, mais abrangente é a superfície de escoamento, e assim, a região em p' - q , onde, $p = (\sigma_1' - 2\sigma_3')/3$ e $q = \sigma_1' - \sigma_3'$, onde o solo apresenta comportamento elástico.

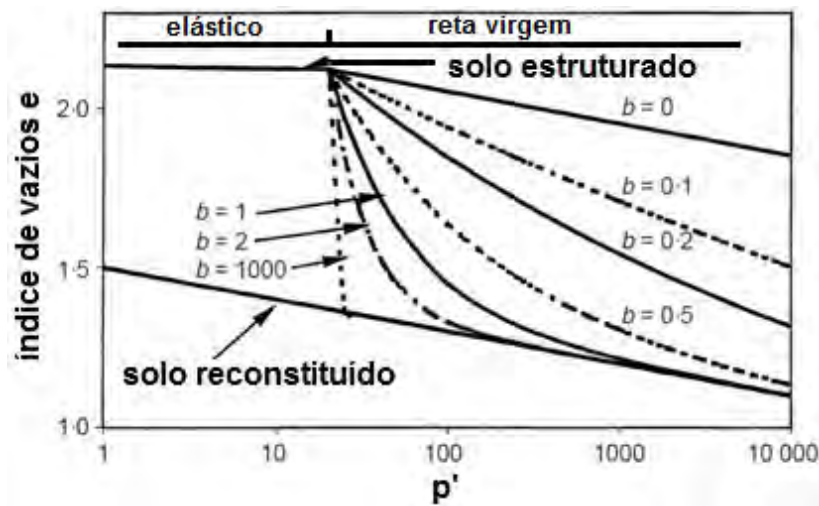


Figura 45 - Influência do parâmetro b no comportamento isotrópico de um solo estruturado (LIU & CARTER, 2000).

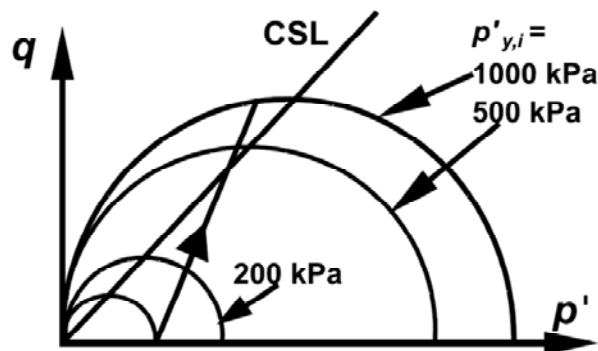


Figura 46 - Influência de $p'_{y,i}$ no tamanho da superfície de escoamento inicial de um solo estruturado (LIU & CARTER, 2002).

A superfície plastificação usada no modelo de LIU & CARTER (2002) é a mesma do Cam Clay modificado (ROSCOE & BURLAND, 1968), ou seja:

$$F(p', q, p_s) = \frac{q^2}{M^{*2}} + p'^2 - p' p'_s = 0 \quad [9]$$

Em que p'_s define o tamanho da superfície de plastificação e M^* é o parâmetro que define a inclinação da linha de estado crítico.

Como em todo modelo elasto-plástico, estados de tensão para os quais $F < 0$, só ocorrem deformações elásticas. Para valores de $F > 0$ ocorrerão deformações elásticas e plásticas e o valor de p'_s variará para manter o estado de tensão sobre a superfície de plastificação.

Se o solo for desestruturado o valor inicial de p'_s coincide com o valor do parâmetro $p'_{y,i}$ e o modelo apresenta um comportamento semelhante ao Cam Clay modificado. Ao contrário, se o solo for desestruturado $p_s < p'_{y,i}$. Nesse caso, enquanto o valor de p'_s for menor que $p'_{y,i}$ o modelo só calcula deformações elásticas. A partir de valores de $p_s \geq p'_{y,i}$ o modelo calcula deformações plásticas. Nesse caso poderão ocorrer duas situações:

- 1) Se quando $p'_s = p'_{y,i}$ e $\eta = p/q < M^*$ ocorrerá endurecimento no comportamento do solo; e,
- 2) Se quando $p'_s = p'_{y,i}$ e $\eta = p/q > M^*$ ocorrerá amolecimento no comportamento do solo, a variação de p'_s será negativa e a superfície de plastificação diminuirá de tamanho para acompanhar o estado de tensão.

Outra modificação em relação ao modelo Cam Clay modificado ocorre na lei de fluxo. LIU E CARTER (2002) introduzem um novo parâmetro (ω) para considerar a influência da cimentação do solo. Desta forma, a lei de fluxo é estabelecida pela seguinte equação:

$$\frac{d\varepsilon_d^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{2(1 - \omega\Delta\varepsilon)}{M^* - \eta^2} \quad [10]$$

com,

$$0 \leq 1 - \omega\Delta\varepsilon \leq 1 \quad [11]$$

Os incrementos de deformação elásticos são dados de acordo com o modelo Cam Clay modificado de acordo com as seguintes equações:

$$d\varepsilon_v^e = \left(\frac{\kappa^*}{1 + \varepsilon} \right) \frac{dp^t}{p^t} \quad [12]$$

$$d\varepsilon_d^e = \frac{2(1 + \nu^*)}{9(1 - 2\nu^*)} \left(\frac{\kappa^*}{1 + \varepsilon} \right) \frac{dq}{p^t} \quad [13]$$

Os incrementos de deformação desviadora plástica ($d\varepsilon_d^p$) e deformação volumétrica plástica ($d\varepsilon_v^p$) são expressos de acordo com as seguintes equações:

$$d\varepsilon_d^p = \frac{2\eta(1 - \omega\Delta\varepsilon)}{(M^* - \eta^2)} \times \left[(\lambda^* - \kappa^*) + b\Delta\varepsilon \left(\frac{M^*}{M^* - \eta} \right) \right] \frac{dp_s^t}{(1 + \varepsilon)p_s^t} \quad [14]$$

$$d\varepsilon_v^p = (\lambda^* - \kappa^*) \frac{dp_s^t}{(1 + \varepsilon)p_s^t} + b\Delta\varepsilon \left(\frac{M^*}{M^* - \eta} \right) \frac{dp_s^t}{(1 + \varepsilon)p_s^t} \quad [15]$$

Quando ocorre amolecimento os acréscimos de deformação volumétrica plástica são calculados pela equação:

$$d\varepsilon_v^p = (\lambda^* - \kappa^*) \frac{dp_s^t}{(1 + \varepsilon)p_s^t} - b\Delta\varepsilon \left(\frac{M^*}{M^* - \eta} \right) \frac{dp_s^t}{(1 + \varepsilon)p_s^t} \quad [16]$$

A mudança de sinal do segundo termo do lado direito da equação é necessária para que o incremento de deformação plástica seja dirigido para fora da superfície de plastificação (LIU & CARTER, 2002).

Nas equações acima, [15] e [16], os primeiros termos do lado direito do sinal de igualdade de sinal de igualdade representam acréscimos de deformações plásticas do solo desestruturado, enquanto que os segundos termos representam as variações de índice de vazios devidos à estruturação do solo.

Estas variações devem tender a zero a medida que o solo estruturado se aproximam da ruptura, ou seja, quando tendem a M^* .

Nas equações propostas por LIU E CARTER (2002), [7] e [8], tal não ocorre, uma vez que fator que multiplica $b\Delta\epsilon$ é que, naturalmente, tende ao infinito quando η tende a M^* .

Neste sentido as equações [17] e [18] são originalmente propostas nesta tese, com a inversão da parcela $M^*/(M^*-\eta)$:

$$d\epsilon_d^p = \frac{2\eta(1-\omega\Delta\epsilon)}{(M^{*2}-\eta^2)} \times \left[(\alpha^* - \kappa^*) + b\Delta\epsilon \left(\frac{M^* - \eta}{M^*} \right) \right] \frac{dp_s^f}{(1+\epsilon)p_s^f} \quad [17]$$

$$d\epsilon_v^p = (\alpha^* - \kappa^*) \frac{dp_s^f}{(1+\epsilon)p_s^f} + b\Delta\epsilon \left(\frac{M^* - \eta}{M^*} \right) \frac{dp_s^f}{(1+\epsilon)p_s^f} \quad [18]$$

Com relação ao amolecimento é proposta a mesma inversão da parcela $M^*/(M^*-\eta)$:

$$d\epsilon_v^p = (\alpha^* - \kappa^*) \frac{dp_s^f}{(1+\epsilon)p_s^f} - b\Delta\epsilon \left(\frac{M^* - \eta}{M^*} \right) \frac{dp_s^f}{(1+\epsilon)p_s^f} \quad [19]$$

Segundo LIU & CARTER (2002), os valores dos parâmetros b e $p'_{y,i}$ podem ser obtidos através de ensaios isotrópicos com amostras reconstituídas e intactas (estruturadas) de um mesmo solo. E o parâmetro ω pode ser determinado utilizando-

se a lei de fluxo $\frac{d\epsilon_d^p}{d\epsilon_v^p} = \frac{2(1-\omega\Delta\epsilon)}{M^{*2}-\eta^2}$, Equação [20], aplicada as deformações medidas num ensaio de cisalhamento no solo intacto, conhecidas as suas propriedades

elásticas. No entanto, nessa tese, este parâmetro foi obtido por tentativa e erro com comparações com os resultados experimentais.

O modelo Cam Clay estruturado é definido por nove parâmetros, M^* , e^*_{IC} , λ^* , κ^* , v^* , b , $p'_{y,i}$, Δe_i e ω , sendo os cinco primeiros, com o símbolo *, relacionados com as propriedades intrínsecas do solo (desestruturado ou reconstituído) e independentes da sua estrutura. Estes cinco parâmetros intrínsecos são os mesmos utilizados pelo modelo Cam Clay modificado (ROSCOE & BURLAND, 1968). Os quatro novos parâmetros, b , $p'_{y,i}$, Δe_i e ω , foram propostos para introduzir a influência da estrutura no comportamento mecânico dos solos.

LIU & CARTER (2002) apresentam a modelagem de resultados experimentais obtidos de uma argila estruturada (*Leda clay*) através de ensaio edométrico (YONG & NAGARAJ, 1977), e um calcarenito submetido a ensaio de compressão isotrópica (LAGIOIA & NOVA, 1995), respectivamente na Figura 47 e Figura 48. O modelo constou, também, de resultados de ensaios triaxiais convencionais (carregamento axial) drenados para diferentes níveis de tensão confinante em um calcarenito (Figura 49) e folhelho argiloso (Figura 50).



Figura 47 - Comportamento de uma argila no ensaio edométrico (YONG & NAGARAJI, 1977).

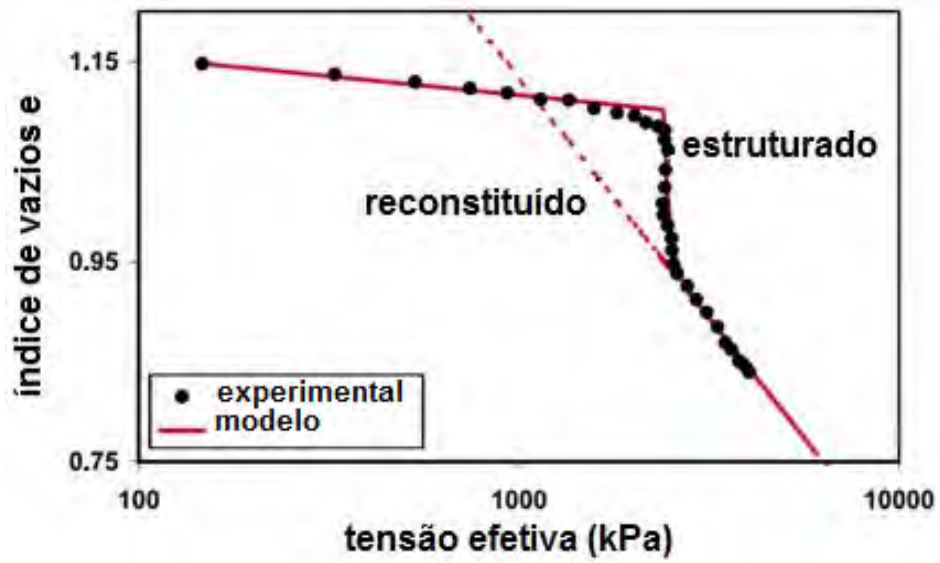


Figura 48 - Calcarenito submetido ao ensaio de compressão isotrópica (LAGIOIA & NOVA, 1995).

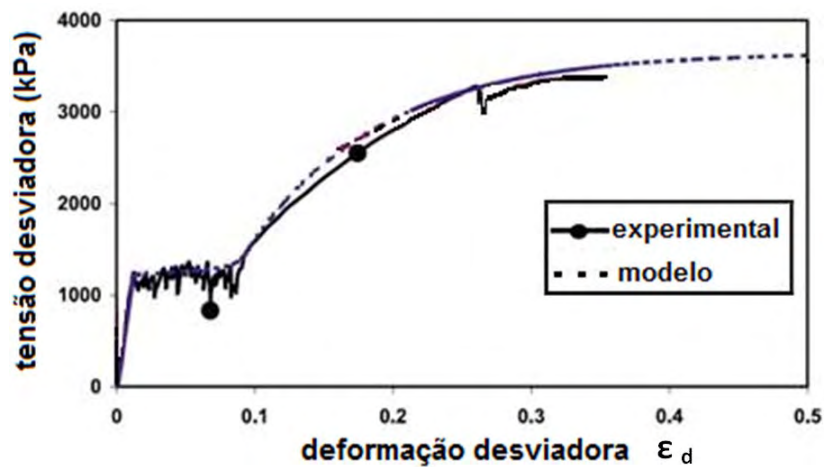


Figura 49 - Ensaio triaxial realizado em calcarenito com $\sigma'_3 = 1300\text{kPa}$ (LAGIOIA & NOVA, 1995).

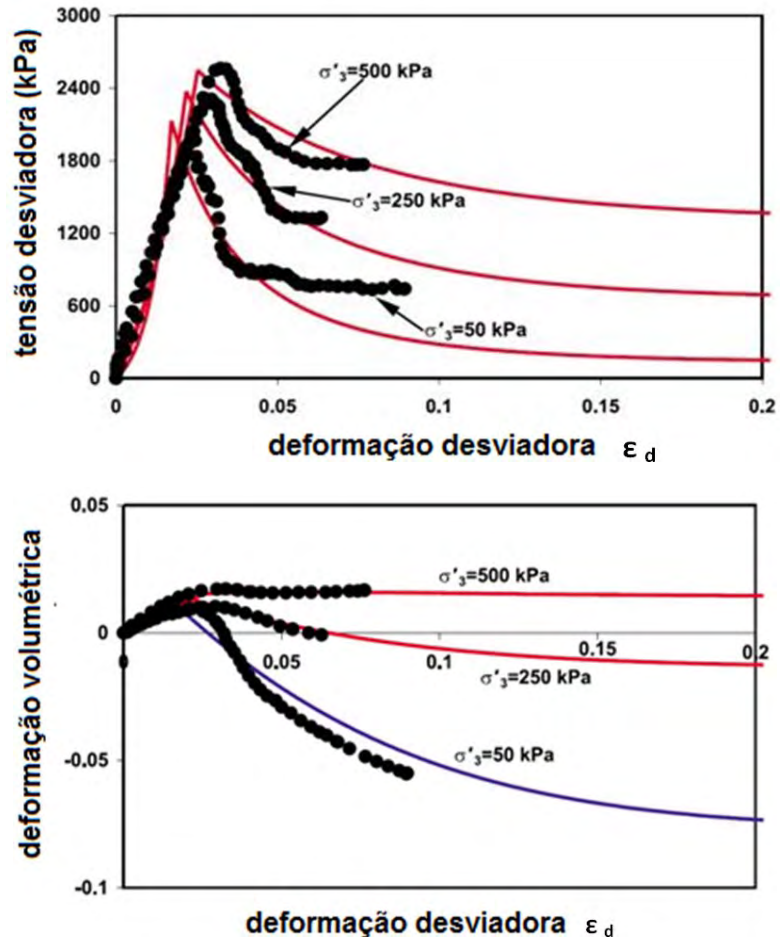


Figura 50 - Ensaio triaxial realizado em folhelho argiloso (WONG, 1998).

3 - MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 - CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA EM ESTUDO

O perfil de onde foi coletado o solo em estudo localiza-se em uma encosta acima do Mirante do Leblon, à margem de uma estrada de terra que dá acesso a uma comunidade local denominada Chácara do Céu (Figura 51). A área situa-se no Bairro do Leblon, no Parque Municipal Sérgio Bernardes (antigo Penhasco Dois Irmãos), a sudeste do município do Rio de Janeiro e faz parte das Serras da Carioca, que compõem o maciço da Tijuca (LIMA, 1994), com uma área de 25,3ha, estando sobre a tutela da Secretaria Municipal do Meio Ambiente (MORRO DO PENHASCO, 2010).

O clima é quente e úmido, com a ocorrência de ventos soprando preferencialmente de SE, com velocidade superior a 6 m/seg (LIMA, 1994). A temperatura no verão apresenta variações significativas, apresentando isotermas em torno de 25°C, e pluviosidade variando entre 1700 e 1900 mm por ano (LIMA, 1994).

A geomorfologia do Estado do Rio de Janeiro é caracterizada basicamente por duas unidades: as Planícies Litorâneas e as Colinas e Maciços Costeiros (PROJETO RADAMBRASIL, 1983). O perfil de onde foi coletado o material em estudo pertence à unidade Colinas e Maciços Costeiros. As Colinas ocorrem nos sopés das escarpas, geralmente capeadas por material coluvionar (PROJETO RADAMBRASIL, 1983). Os Maciços Costeiros constituem as feições mais íngremes e altas, apresentando falhas direcionadas para o norte, gerando formas de pães de açúcar. A área de estudo pertence ao complexo gnáissico-migmático situado dentro do cinturão metamórfico do Atlântico, com direção preferencial N40°W, na cidade do Rio de Janeiro.

O material utilizado na presente tese é um solo residual jovem micáceo de gnaiss. Ele pertence a um perfil de intemperismo constituído dos seguintes horizontes: a) horizonte A, colúvio, seguido logo abaixo por uma linha de pedras, b) horizonte B, solo residual maduro e c) horizonte C, solo residual jovem (Figura 52). A coleta do material foi feita através de blocos de 30x30x30cm retirados do

horizonte C em local indicado pela Figura 53. A atitude da xistosidade do material foi medida em campo com a utilização de uma bússola, com direção E-W e mergulho igual a 37° Sul. A Figura 54 apresenta a xistosidade encontrada no solo residual jovem (horizonte C), vista à esquerda da pá colocada como referencial. Foram retirados quatorze blocos indeformados com as dimensões acima citadas. Também foi coletado material deformado para a realização dos ensaios de caracterização.



Figura 51 - Local de coleta de blocos indeformados (GOOGLE MAPS, 2010).

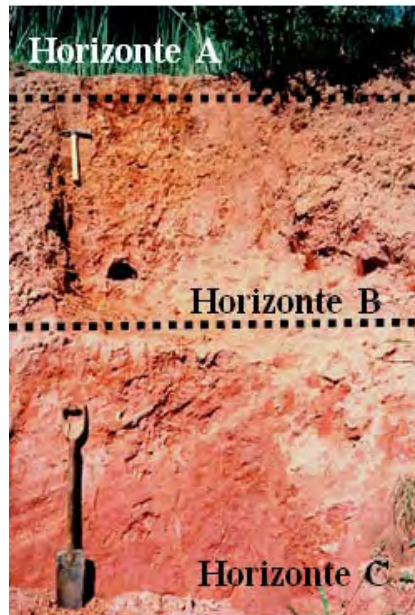


Figura 52 - Perfil de intemperismo de onde foram coletados os blocos indeformados.

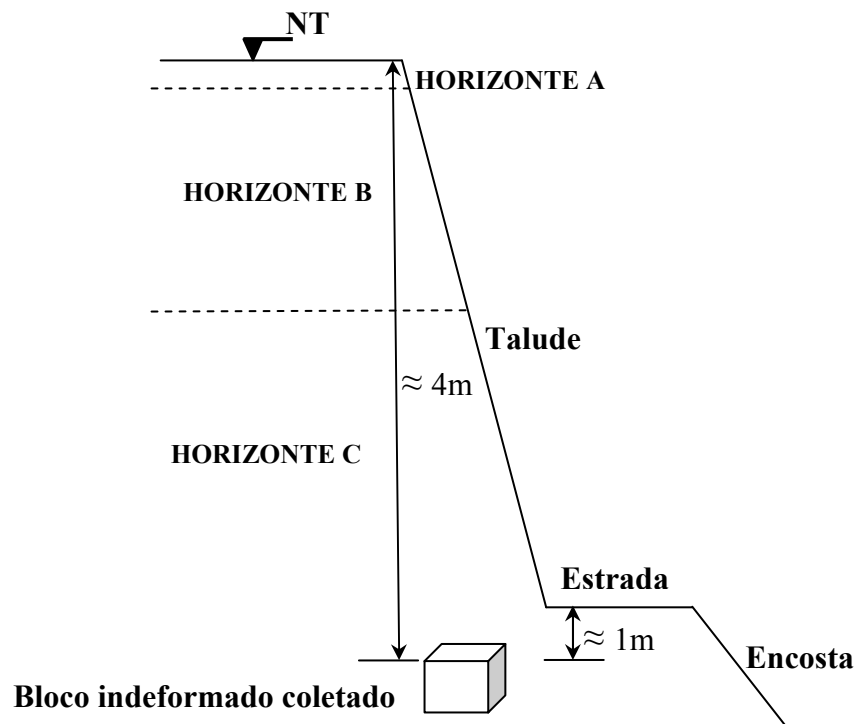


Figura 53 - Croqui de corte transversal do talude de onde foram coletados os blocos indeformados.



Figura 54 - Perfil de onde foi coletado o solo em estudo. Notar a xistosidade herdada da rocha de origem à esquerda da pá.

3.2 - CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL EM ESTUDO

A caracterização geotécnica constou basicamente dos ensaios rotineiros realizados em laboratórios de mecânica dos solos: limite de liquidez (ABNT/NBR-6459-84), limite de plasticidade (ABNT/NBR-7180-84), densidade dos grãos (ABNT/NBR-6508-84) e curva granulométrica (ABNT/NBR-7181-84). Os blocos indeformados foram moldados em campo inicialmente com o auxílio de pá, picareta e enxada, e aproximando-se de suas dimensões (30x30x30cm) foi utilizada uma faca, com a finalidade de minimizar uma possível quebra da estrutura do solo. Após a moldagem do bloco foi feita a sua impermeabilização através de três camadas: plástico filme, papel alumínio e, por último, tecido de murim coberto com parafina (Figura 55).



Figura 55 - Camadas de impermeabilização do bloco indeformado.

As análises mineralógica e microestrutural do solo foram realizadas com o uso de quatro métodos distintos: a) difração de raios-X, b) utilização de lupa binocular, c) análise ao microscópio ótico e d) análise ao microscópio de varredura eletrônica com microsonda.

Para o ensaio de difração de raios -X foi confeccionada uma lâmina delgada para com a fração argila do horizonte C do perfil de intemperismo. A partir do material passante na peneira N° 200 e contido no recipiente final do conjunto de peneiras foi preparado o material para as lâminas. Levado a uma bureta com água destilada, o conjunto foi agitado com movimentos idênticos ao do processo de sedimentação, sendo levado ao repouso. Após vinte quatro horas de repouso o líquido foi sifonado da bureta a uma distância de cerca de vinte centímetros da superfície da água. O líquido colhido com o material argiloso foi colocado num becker e levado à estufa com intuito de se obter uma consistência pastosa. O processo foi repetido até se obter material suficiente, sendo finalmente pipetado e espalhado na lâmina de vidro que ao secar estava pronta para ser levada ao equipamento de difração de raios-X.

As lâminas delgadas de solo utilizadas na microscopia ótica foram preparadas no Instituto de Geociências da UFRJ. Foram feitas duas lâminas com orientação paralela à xistosidade do solo. Inicialmente foi retirado do bloco coletado no campo um bloco menor indeformado. Este foi levado à estufa, com temperatura de 40⁰C, durante 24 horas. Em seguida colocado em recipiente de vidro, ficando submerso por araldite líquida com a finalidade de preenchimento de seus vazios por ela.

Durante este procedimento foi acoplado ao recipiente uma bomba a vácuo com objetivo de evitar a formação de bolhas no solo. Após esta etapa foi realizada a montagem do solo impregnado com araldite na lâmina, colando-a, e realizado o desgaste do mesmo, passando-o por sucessivas lixas de números 320, 400 e 600. O mineral tomado como referência para a finalização da lâmina foi o quartzo. Quando o mesmo apresentou coloração branca e clara foi concluído o processo de laminação.

Após esta etapa foi realizada microscopia de varredura eletrônica (MEV) com uso de microsonda, no Departamento de Metalurgia da PUC-Rio. A superfície da lâmina foi previamente coberta com grafite para a análise da composição química do material. As áreas analisadas foram previamente definidas através da lâmina levada ao microscópico ótico.

A curva de retenção de água para o solo em estudo foi obtida com a técnica do papel filtro. As amostras foram colocadas em contato direto com o papel filtro, sendo o conjunto envolvido com papel filme. Depois foram colocadas em recipiente térmico durante sete dias. Após este período o solo e o papel filtro eram pesados, para obtenção da curva característica.

3.3 - ENSAIOS REALIZADOS

3.3.1 - ENSAIOS TRIAXIAIS

A partir dos blocos indeformados, e dentro da câmara úmida, foram moldados pequenos blocos, logo em seguida levados ao moldador. As amostras foram moldadas lentamente com uso de faca e régua de ferro, com dimensões iguais a $H=78,6\text{mm}$ e $\varnothing=38$, e posteriormente levadas ao equipamento triaxial. Todos os ensaios triaxiais foram realizados com uso de instrumentação interna (eletrônicas), desenvolvida no *Imperial College*, para medição de deformações axiais (Figura 63).

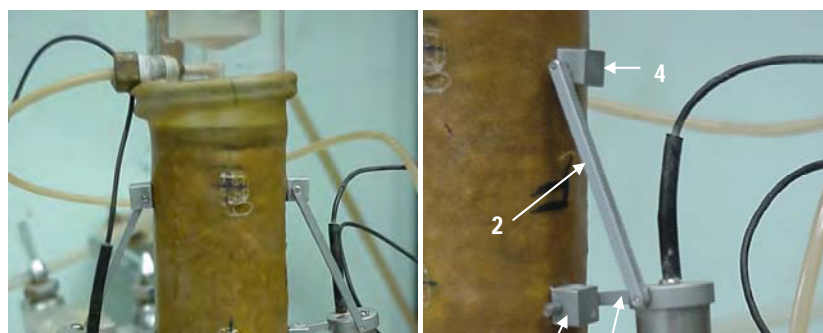


Figura 56 - Eletrônicos utilizados nos ensaios triaxiais: cápsula de vidro vedada, contendo três eletrodos verticais (1), braço móvel (2), braço fixo (3) e sapatas (4).

As etapas de execução dos ensaios triaxiais podem ser divididas em saturação, adensamento e cisalhamento. A saturação das amostras inicialmente ocorreu com a aplicação de fluxo ascendente e posteriormente com a aplicação de incrementos de contrapressão. A aplicação de fluxo teve como objetivo, segundo SANDRONI (1985), minimizar o efeito do processo de saturação na quebra de cimentação do solo. O fluxo foi aplicado com tensão confinante $\sigma_3 = 30\text{kPa}$, contrapressão na base da amostra $U_{cp} = 15\text{kPa}$ e pressão no topo da amostra nula, com a drenagem do *top cap* aberta para a atmosfera. O fluido percolado pela amostra foi coletado em um recipiente e pesado para acompanhar o volume de vazios da amostra que foi percolado (**Erro! Fonte de referência não encontrada.**). Após percolada a água contida no medidor de variação volumétrica, cuja capacidade máxima é de 50cm^3 , o processo era repetido. O número de volume de vazios da amostra percolado variou entre 3,28 e 7,27, o que corresponde a repetir o processo de percolação, ou seja, encher o medidor de variação volumétrica com água até mais de cinco vezes. Durante a percolação foram observadas bolhas de ar no *top cap* e na drenagem ligada a ele, devido ao baixo grau de saturação do solo. A aplicação de contrapressão foi feita através de incrementos de 40kPa aplicados sucessivamente e simultaneamente pela drenagem superior e inferior da amostra.

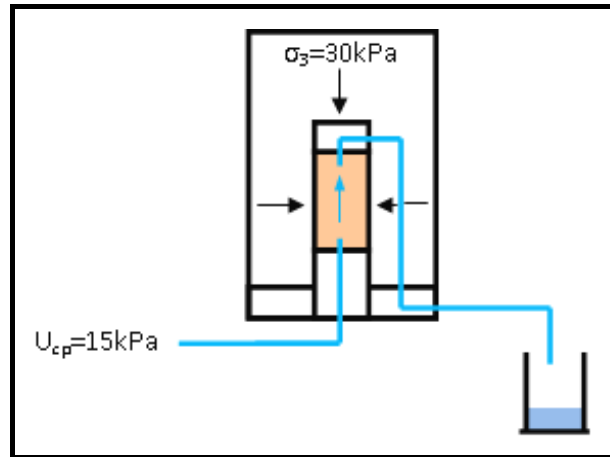


Figura 57 - Esquema mostrando aplicação de fluxo nas amostras.

Os ensaios triaxiais foram realizados no equipamento triaxial, tipo “Bishop-Wesley” da PUC-Rio, com exceção do ensaio triaxial CA800 que foi realizado no em equipamento triaxial convencional no laboratório de Geotecnia da UFV (Figura 58). A Figura 59 mostra foto do conjunto do equipamento triaxial, tipo “Bishop-Wesley” utilizado. Na Figura 60 apresenta-se célula triaxial com a amostra de solo sendo ensaiada e a utilização de eletrônives para medição de deslocamentos axiais da amostra. A célula triaxial “Bishop-Wesley” utilizada na presente tese é apresentada esquematicamente na Figura 61. O conjunto completo utilizado para o funcionamento da célula triaxial “Bishop-Wesley” é mostrado de forma esquemática na Figura 62.



Figura 58- Equipamento triaxial da UFV utilizado no ensaio CA800.

A célula triaxial “Bishop-Wesley” permite a realização de ensaios com deformação controlada e tensão controlada. Os ensaios com deformação controlada são realizados através do acionamento de uma bomba que imprime uma vazão constante de água à base da célula triaxial. Quanto aos ensaios de tensão controlada os incrementos de pressão são aplicados também à base da célula, de forma que a relação entre estes e a modificação da tensão confinante durante o cisalhamento da amostra sigam a trajetória escolhida. A relação de interdependência destas tensões entre a câmara da base (inferior) e a câmara triaxial é feita com o uso de uma membrana diafragma (“Bellofram”), através da equação abaixo (DE OLIVEIRA, 2000):

$$\Delta\sigma_p = \left(1 - \frac{A_c}{a}\right) \cdot \Delta\sigma_c \quad [21]$$

Onde,

$\Delta\sigma_p$ = incremento de pressão aplicado na câmara inferior

$\Delta\sigma_c$ = incremento de pressão confinante

a = área da seção transversal da câmara inferior

A_c = área corrigida da amostra

Foram realizados dezenove ensaios triaxiais drenados seguindo diferentes trajetórias de tensão de compressão e extensão (Tabela 3). As trajetórias de compressão foram de carregamento axial (CA), descarregamento lateral (DL), $p' = (\sigma_1' + \sigma_3')/2$ constante (P), e p' constante seguida de carregamento axial (PCA). A trajetória de carregamento axial foi realizada com deformação controlada, enquanto as trajetórias de descarregamento lateral e p' constante foram feitas com tensão controlada. A trajetória PCA foi inicialmente realizada com tensão controlada (p' constante) e posteriormente mudada para deformação controlada (CA). As trajetórias de extensão foram de descarregamento axial (DA) e carregamento lateral (CL), respectivamente com deformação controlada e tensão controlada. Os níveis de tensão efetiva de confinamento empregados foram de 0, 20, 25, 40, 70, 150, 300 e 800kPa. O ensaio de 800kPa foi realizado no Laboratório de Geotecnia do DEC da UFV. Além dos ensaios triaxiais foram realizados dois ensaios de compressão isotrópica e um ensaio edométrico.



Figura 59 - Equipamento triaxial “Bishop-Wesley” utilizado (PUC-Rio).

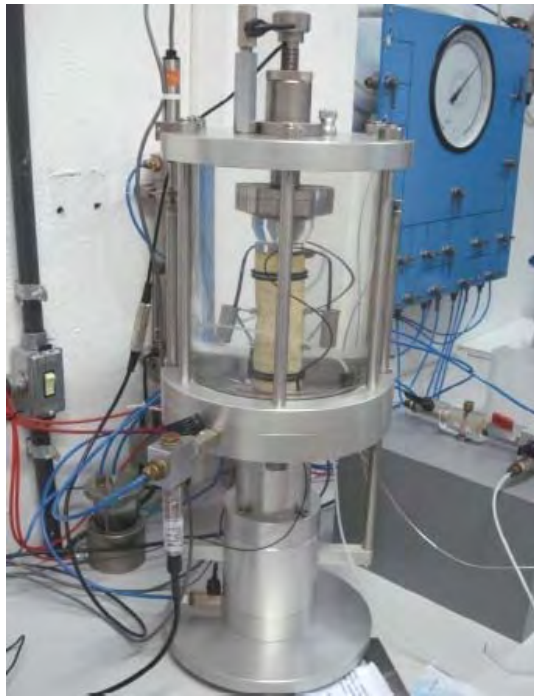


Figura 60 - Célula triaxial “Bishop-Wesley”.

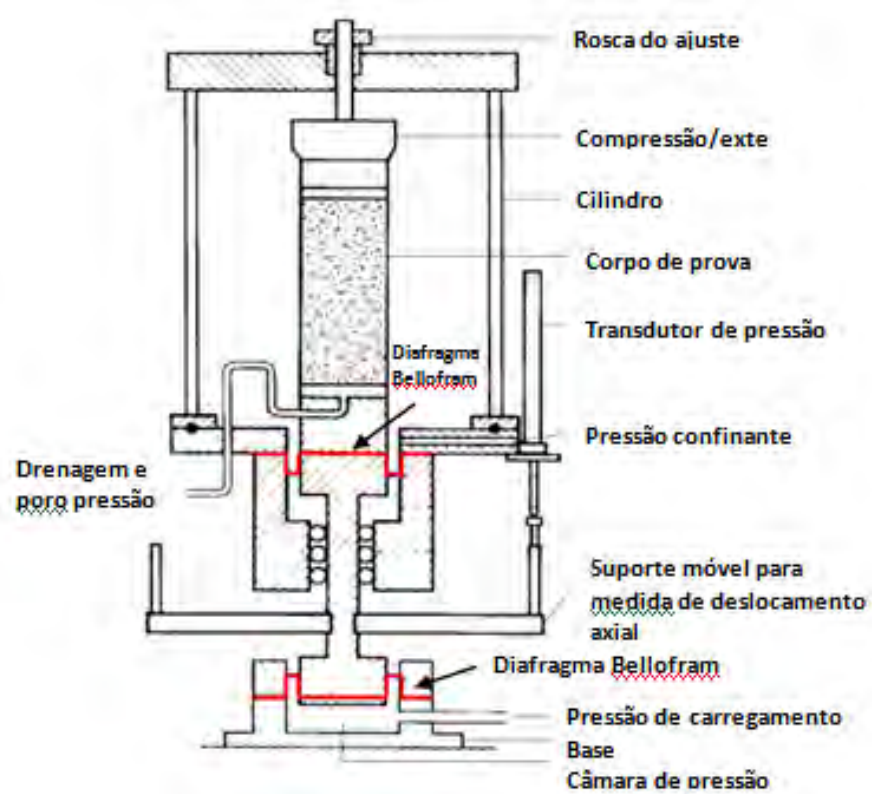


Figura 61 - Esquema da célula triaxial “Bishop-Wesley”.

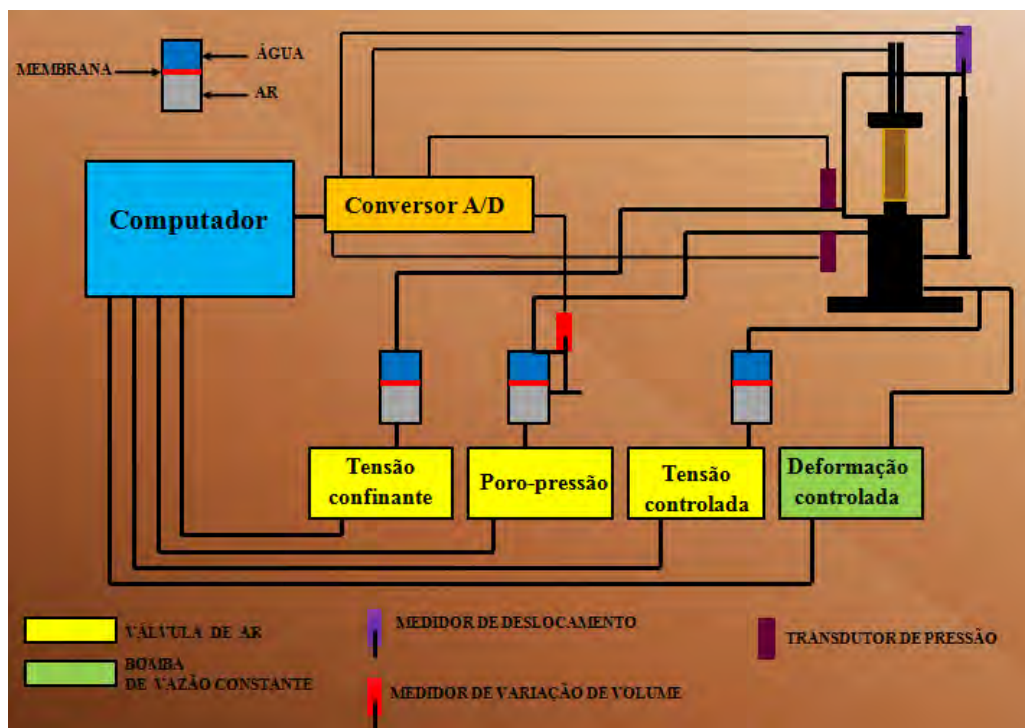


Figura 62 - Esquema do funcionamento da célula triaxial “Bishop-Wesley”.

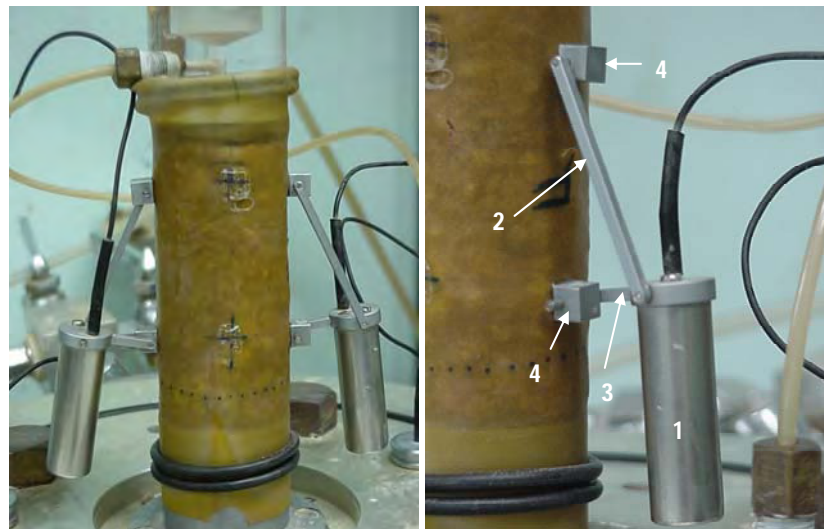
O ensaio DCA apresenta trajetória de tensão diferente das demais apresentadas. Procurou-se, inicialmente, submeter a amostra à quebra de sua cimentação. Esta modificação de sua microestrutura convencionou-se chamar de dano estrutural (D). As diferentes trajetórias de tensão seguidas neste ensaio são descritas abaixo:

- a) adensamento isotrópico para $\sigma_c' = 300 \text{ kPa}$, valor maior que o da tensão de pré-adensamento virtual verificada no solo;
- c) carregamento axial com $\sigma_c' = 300 \text{ kPa}$ (ensaio DCA300) e posterior descarregamento, a partir de deformação axial igual a 2,3% até $\sigma_1 - \sigma_3$ igual a zero;
- d) descarregamento isotrópico até $\sigma_c' = 25 \text{ kPa}$;
- e) Carregamento axial com $\sigma_c' = 25 \text{ kPa}$, levando a amostra à ruptura (ensaio DCA25).

Tabela 3 - Ensaios triaxiais de compressão e extensão realizados.

ENSAIOS TRIAXIAIS		
Ensaio	Trajetoória de Tensão	σ' (kA)
CA0	CA= carregamento axial	0
CA25	CA= carregamento axial	25
CA70	CA= carregamento axial	70

CA150	CA= carregamento axial	150
CA300	CA= carregamento axial	300
CA800	CA= carregamento axial	800
DL70	DL= descarregamento lateral	70
DA25	DA= descarregamento axial	25
DA40	DA= descarregamento axial	40
DA70	DA= descarregamento axial	70
DA150	DA= descarregamento axial	150
CL20	CL= carregamento lateral	20
P25A	P = p' constante	25
P25B	P = p' constante	25
P70	P = p' constante	70
P300	P = p' constante	300
PCA25	(P = p' constante) + (CA= carregamento axial)	25
PCA300	(P = p' constante) + (CA= carregamento axial)	300
DCA25	(D = dano estrutural), (CA= carregamento axial)	25



DCA300 (D = dano estrutural), (CA= carregamento axial) 300

Figura 63 - Eletroníveis utilizados nos ensaios triaxiais: cápsula de vidro vedada, contendo três eletrodos verticais (1), braço móvel (2), braço fixo (3) e sapatas (4).

A diferença entre a tensão confinante aplicada e a contrapressão foi de 10kPa, com a finalidade de se obter uma tensão efetiva na amostra saturada de 10kPa, inferior a menor tensão efetiva de confinamento dos ensaios triaxiais realizados ($\sigma'_c=20\text{kPa}$). Os incrementos de pressão foram efetuados sempre após a estabilização da entrada de água na amostra, até a sua saturação com o parâmetro B maior ou igual que 0,95. Após a saturação, a amostra era adensada para o nível de tensão confinante determinado e, em seguida, cisalhada. Na etapa de cisalhamento, a deformação controlada imposta as amostras foi feita através de uma bomba com vazão constante, cuja água empurrava o êmbolo inferior do equipamento triaxial. Nos ensaios com tensão controlada a trajetória de tensão foi mantida através do sistema servo-controlado do equipamento com a variação das tensões principais σ_1 e σ_3 . Os ensaios com trajetória de tensão PCA teve início com o funcionamento do sistema servo-controlado (p' constante) e posterior mudança para a utilização da bomba de vazão constante (carregamento axial).

Foram realizados, também, ensaios de compressão diametral com amostras não saturadas com dimensões $\varphi = 5\text{cm}$ e $L = 1,8\text{cm}$. A verificação da sucção nas amostras foi feita através da técnica do papel filtro. Os ensaios foram realizados em equipamento triaxial convencional, sem o uso da câmara triaxial.

3.3.2 - ENSAIOS EDMÉTRICOS E DE COMPRESSÃO ISOTRÓPICA

Foram realizados seis ensaios com quatro amostras estruturadas (intactas): quatro ensaios edométricos (1 ensaio na PUC-Rio e 3 ensaios na UFV) e dois ensaios de compressão isotrópica (na PUC-Rio). Cinco ensaios edométricos foram realizados na condição submersa e os de compressão isotrópica foram saturados por fluxo ascendente, inicialmente, e seguidos da aplicação de etapas de contrapressão.

As amostras foram moldadas a partir dos blocos indeformados coletados no campo. A Figura 64 apresenta amostra intacta moldada em anel de adensamento a partir do bloco indeformado para realização de ensaio edométrico. A coloração da amostra é proveniente da alteração dos minerais primários de biotita e granada, com liberação de Ferro.



Figura 64 - Amostra estruturada moldada em anel de adensamento.

Foram realizados quatro ensaios com amostras desestruturadas, também submersos, no Laboratório de Geotecnia da UFV. A metodologia para a determinação do índice de vazios das amostras desestruturadas seguiu os seguintes passos:

- 1) Determinação do limite de liquidez do solo (LL) estudado, com sua secagem prévia ao ar durante 24 horas;
- 2) Determinação da densidade dos grãos $\cdot G = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$, Equação [22], a partir da determinação do peso específico dos sólidos (γ_s) com o uso do picnômetro;
- 3) Cálculo do índice de vazios inicial das amostras desestruturadas a partir da correlação de índice de físicos:

$$S_e = G_w$$

[23]

Onde, w = umidade; e = índice de vazios e S = grau de saturação. Neste item as amostras foram consideradas saturadas, com $S = 1$, obtendo-se a equação seguinte:

$$e = Gw \quad [24]$$

4) Considerando a umidade “ w ” da amostra desestruturada igual a valores entre $LL < w < 1,5LL$, proposto por BURLAND (1990), foram obtidos os respectivos índices de vazios iniciais das amostras; optou-se, também, por utilizar um valor de $w < LL$, obtendo-se, assim, o conjunto de índices de vazios das amostras a serem ensaiadas:

a) $e_{1,5} = Gw \rightarrow w = 1,5LL$

b) $e_{1,1} = Gw \rightarrow w = 1,1LL$

c) $e_{LL} = Gw \rightarrow w = LL$

d) $e_{0,61} = Gw \rightarrow w = 0,61LL$

5) Para a moldagem do solo no anel de adensamento, considerou-se o volume do anel (V_{anel}), sendo necessário o peso específico total do solo (γ_t), correspondente ao índice de vazios desejado ($e_{1,5}, e_{1,1}, e_{LL}$ e $e_{0,61}$). Assim, através da equação abaixo foi estabelecida a relação entre γ_t e o índice de vazios inicial da amostra, para uma determinada umidade, “ w ”:

$$\gamma_t = \frac{(1 + w)G\gamma_w}{1 + e} \quad [25]$$

6) O destorroamento do solo já seco ao ar foi feito com o uso de mão de gral e almofariz, com posterior passagem na peneira nº 40; em seguida foi adicionada água destilada para uma determinada massa de solo, obtendo-se a umidade requerida ($w =$

1,5LL; $w = 1,1LL$; $w = LL$ e $w = 0,61LL$). A mistura solo + água foi homogeneizada com o uso de espátula, durante cerca de cinco minutos (Figura 65).

7) A moldagem do corpo de prova no anel de adensamento foi feita com cerca de três camadas. O solo foi espalhado com o uso de uma agulha de costura, sendo cada camada vibrada lentamente, por toda área do anel com o uso desta, e posteriormente pressionada suavemente com a pressão do dedo polegar. Medindo-se o peso do conjunto anel + solo para cada camada, verificou-se a aproximação do índice de vazios desejado para o ensaio a ser realizado. Ou seja, cada peso do solo moldado no anel corresponde a um índice de vazios. Sendo então feito o arrasamento da face da amostra no anel de adensamento com uso de linha de nylon (Figura 66 e Figura 67), obtendo-se a amostra com o índice de vazios próximo ao desejado para iniciar-se o ensaio edométrico (Figura 68).

8) A verificação do grau de saturação da amostra após o término do ensaio edométrico possibilitou a verificação satisfatória do grau de saturação inicial da amostra com $S = 1$.



Figura 65 - Homogeneização do solo com a água feita manualmente com o uso de espátula para $w = 1,5.LL$.



Figura 66 - Solo moldado no anel de adensamento antes do arrasamento de sua face.



Figura 67 - Arrasamento da face da amostra no anel de adensamento com uso de linha de nylon para $w = 1,5.LL$.

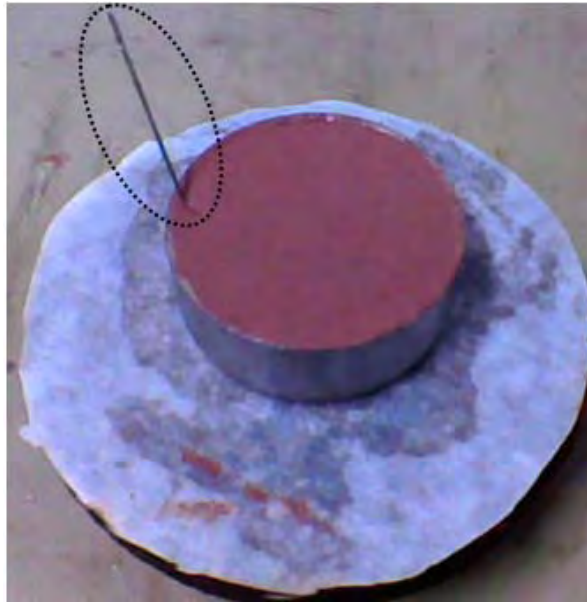


Figura 68 - Moldagem da amostra desestruturada com $w = 1,5LL$. No detalhe a agulha de costura.

4 - RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 - CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E MINERALÓGICA

A distribuição granulométrica de material coletado *in situ* mostrou a presença de 45% de material fino com cerca de 10% de argila, com diâmetro efetivo $D_{10} = 0,0019\text{mm}$ e coeficiente de uniformidade $C_u = 74,7$ (Figura 69).

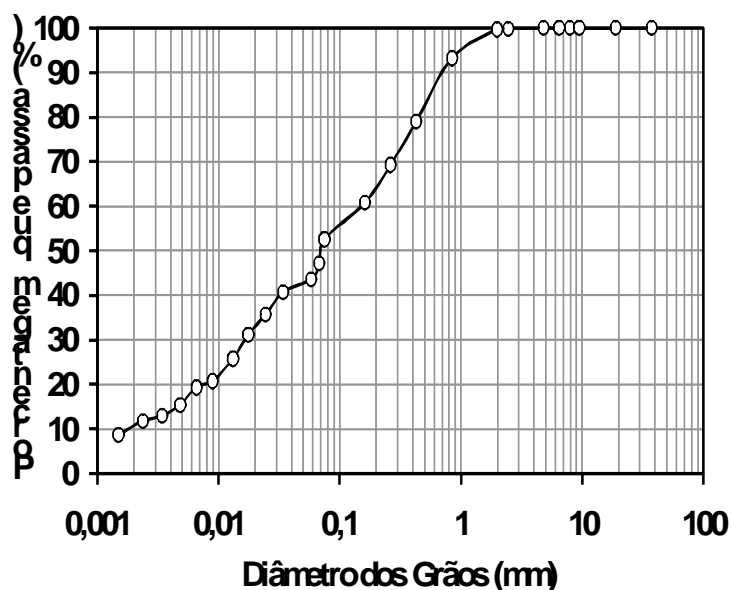


Figura 69 - Curva granulométrica de solo residual jovem de gnaiss.

Os limites de liquidez e de plasticidade realizados com o material passante na peneira n°. 40 foram, respectivamente, 48,4% e 30%. Conseqüentemente, o índice de plasticidade, apresentou valor igual a 18,4%. Segundo o Sistema Unificado o solo em estudo é classificado como uma argila de baixa compressibilidade, CL.

Os índices físicos do solo são apresentados na Tabela 4 para os diferentes ensaios triaxiais realizados. Na Tabela pode-se observar que a umidade (w) apresentou valor mínimo igual a 7,42% e máximo de 17,95%; o grau de saturação (S) variou entre 32,86% e 65,89%; o índice de vazios inicial (e_0) apresentou variação entre 0,61 e 0,70; e o peso específico total apresentou valor mínimo de $17,0\text{kN/m}^3$ e máximo de $18,60\text{kN/m}^3$. A densidade dos grãos foi igual a $G = 2,70$. Na

Tabela 4 são apresentados os índices físicos referentes às amostras estruturadas e desestruturadas ensaiadas no equipamento edométrico.

Tabela 4 - Índices físicos de solo residual jovem de gnaiss (amostras dos ensaios triaxiais).

Ensaio	w(%)	S(%)	e_o	γ_t(KN/m³)
CA0	11,31	43,30	0,71	17,7
CA25	14,60	54,40	0,73	18,0
CA70	15,76	61,24	0,70	18,5
CA150	15,36	61,24	0,78	17,6
CA300	11,08	53,60	0,78	17,0
CA800	10,00	75,00	0,72	16,8
DL70	15,63	56,91	0,75	18,0
DA25	16,68	63,00	0,72	18,4
DA40	17,20	65,89	0,71	18,6
DA70	17,20	61,80	0,72	18,4
DA150	13,63	56,17	0,66	18,6
CL20	17,95	60,88	0,80	17,8
P25A	10,60	40,61	0,71	17,6
P25B	10,76	43,68	0,67	18,0
P70	9,12	33,08	0,75	17,0
P300	9,76	37,39	0,71	17,5
PCA25	8,34	34,90	0,65	17,9
PCA300	8,45	34,48	0,67	17,7
DCA25	7,42	32,86	0,61	18,1
DCA300	12,59	49,00	0,71	17,06
Valor médio	8,52	36,16	0,70	17,5

O ensaio de difração de raios-X realizado na fração argila de material coletado no horizonte C do perfil de intemperismo considerado mostrou a caulinita como mineral secundário predominante (Figura 70), o que é consistente com o fato do feldspato ser o mineral primário presente na rocha de origem que, como se sabe, durante o processo de intemperismo origina a caulinita.

O índice de atividade da fração argila apresentou valor igual a 0,60 sendo classificada como inativa.

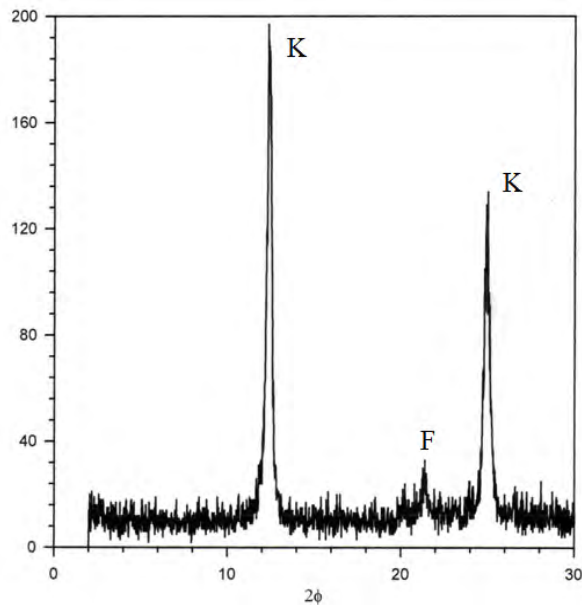


Figura 70 - Difratograma de raios-X do horizonte C do perfil de intemperismo do solo estudado: F = feldspato, K = caulinita.

4.2 - CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA

Na Figura 71 é apresentada a curva característica obtida a partir de amostras indeformadas do solo estudado. Verifica-se uma pressão de entrada de ar em torno de 10kPa. A umidade gravimétrica correlacionada ao grau de saturação residual (S_r) do solo estudado equivale a $w = 0,60\%$. O grau de saturação residual FREDLUND & RAHARDJO (1993) é definido como sendo o grau de saturação a partir do qual um acréscimo de sucção não mais produz uma significativa alteração na saturação do solo.

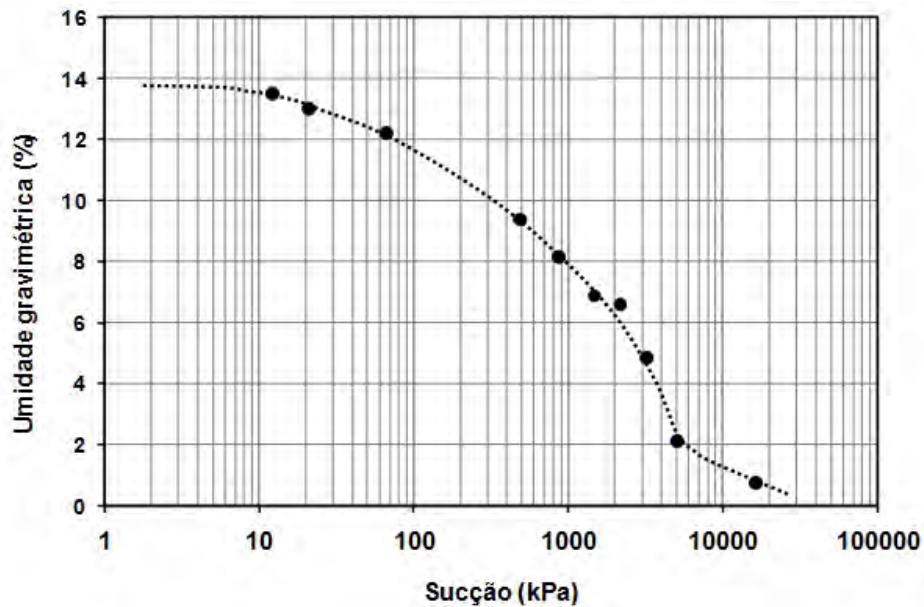


Figura 71 - Curva de retenção de água de solo residual jovem de gnaíse.

4.3 - CARACTERIZAÇÃO MICROMORFOLÓGICA

A sequência de alteração da rocha gnáissica que originou o solo residual jovem em estudo pode ser vista na Figura 72. Inicialmente tem-se a rocha sã (Figura 72a) mostrando a xistosidade da biotita (linhas de cor escura), indicadas por setas, a presença do quartzo (refletindo a luz), e o feldspato com planos ortogonais de clivagem (F). Na sequência é apresentada a rocha alterada (Figura 72b) com mineral de biotita ou granada mostrando intemperização com liberação de ferro (coloração avermelhada). Na Figura 72c o solo residual jovem apresenta sua micromorfologia onde se tem a presença de óxidos de ferro (coloração avermelhada). Este material após sofrer a intensa lixiviação do ferro pela infiltração e drenagem da água da chuva tende a diminuir a sua concentração de ferro (material sem coloração avermelhada) (Figura 72d).

A Figura 73 apresenta foto tirada no microscópio ótico do Laboratório de Geotecnia da PUC-Rio a partir de lâmina delgada do solo residual jovem de gnaíse estudado. Os grãos de quartzo apresentam-se ligados pelo Ferro liberado pela intemperização da biotita (coloração castanha) e granada (coloração vermelha). É possível também visualizar o direcionamento preferencial dos minerais de biotita (xistosidade).

A micromorfologia da biotita ($K(Mg,Fe)_3(OH,F)_2(Al,Fe)Si_3O_{10}$) com sua xistosidade pode ser vista a partir de foto tirada no MEV (Figura 74). Nesta lâmina delgada foram obtidas a composição química nos pontos 1, 2 e 3 (Figura 75). No ponto 1 e todos os outros de coloração branca ocorre a liberação de Ferro causado pelo processo de intemperismo, na forma do óxido Ilmenita ($FeTiO_3$). No ponto 2 verifica-se a presença do mineral secundário caulinita ($Si_2Al_2O_5(OH)_4$). Um grão de quartzo é identificado na composição química do ponto 3.

A foto do MEV mostrada na Figura 76 apresenta a concentração do componente químico Ferro liberado a partir da alteração da biotita e da granada ($A_3B_2(SiO_4)_3$, principais elementos químicos = Ca, Mg, Al, Fe^{2+} e Fe^{3+}). Grãos de quartzo e granada apresentam-se ligados pelo Ferro que funciona como agente cimentante. A coloração branca cuja composição química pode ser verificada no ponto 1 (Figura 77), mostra a concentração do Ferro. Nos pontos 2 e 3 são verificados, respectivamente, um mineral de granada ainda não alterado e um grão de quartzo. A utilização de amostra de solo indeformada levada ao MEV possibilitou a verificação de pacotes de biotita ligados por cimentação (Figura 77), provável acúmulo de Ferro devido à alteração da biotita e da granada.

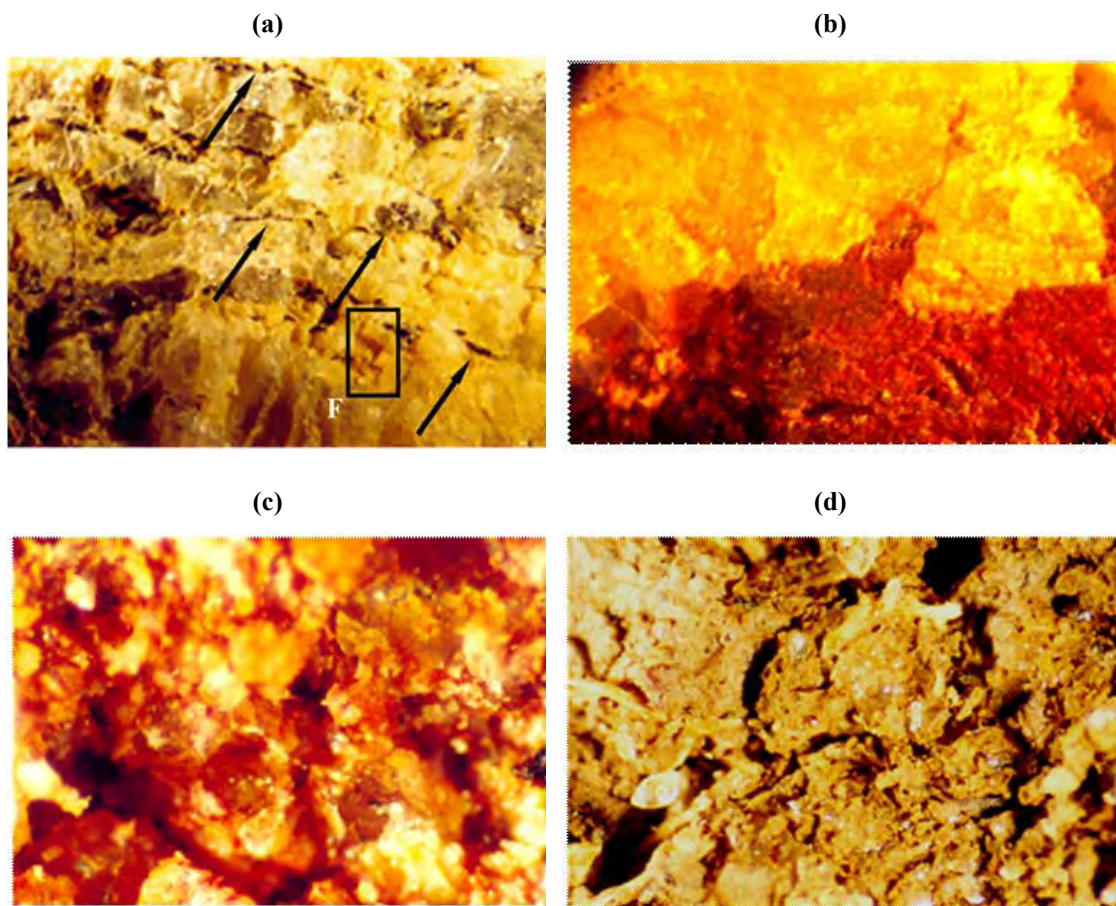


Figura 72 - Sequência mostrando alteração de rocha gnáissica: a) rocha sã, b) alteração da biotita com liberação de ferro, c) solo residual jovem e d) solo residual superficial.

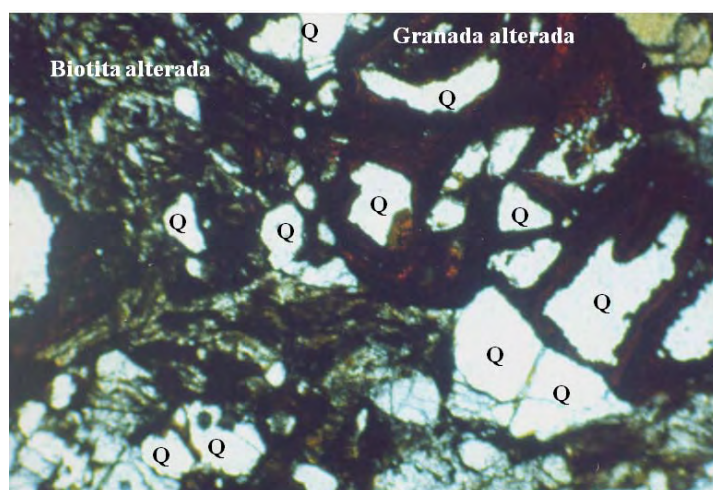


Figura 73 - Lâmina delgada mostrando biotita e granada alteradas, liberando Ferro. Q = quartzo. Foto tirada no microscópio ótico.

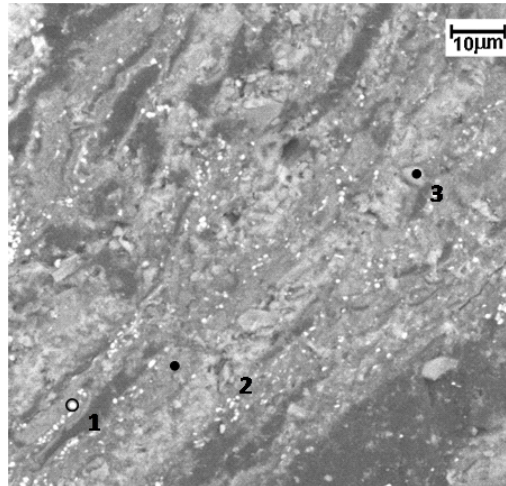


Figura 74 - Micromorfologia de lâmina delgada de solo: intemperização de biotita com liberação de ferro. Foto tirada no MEV.

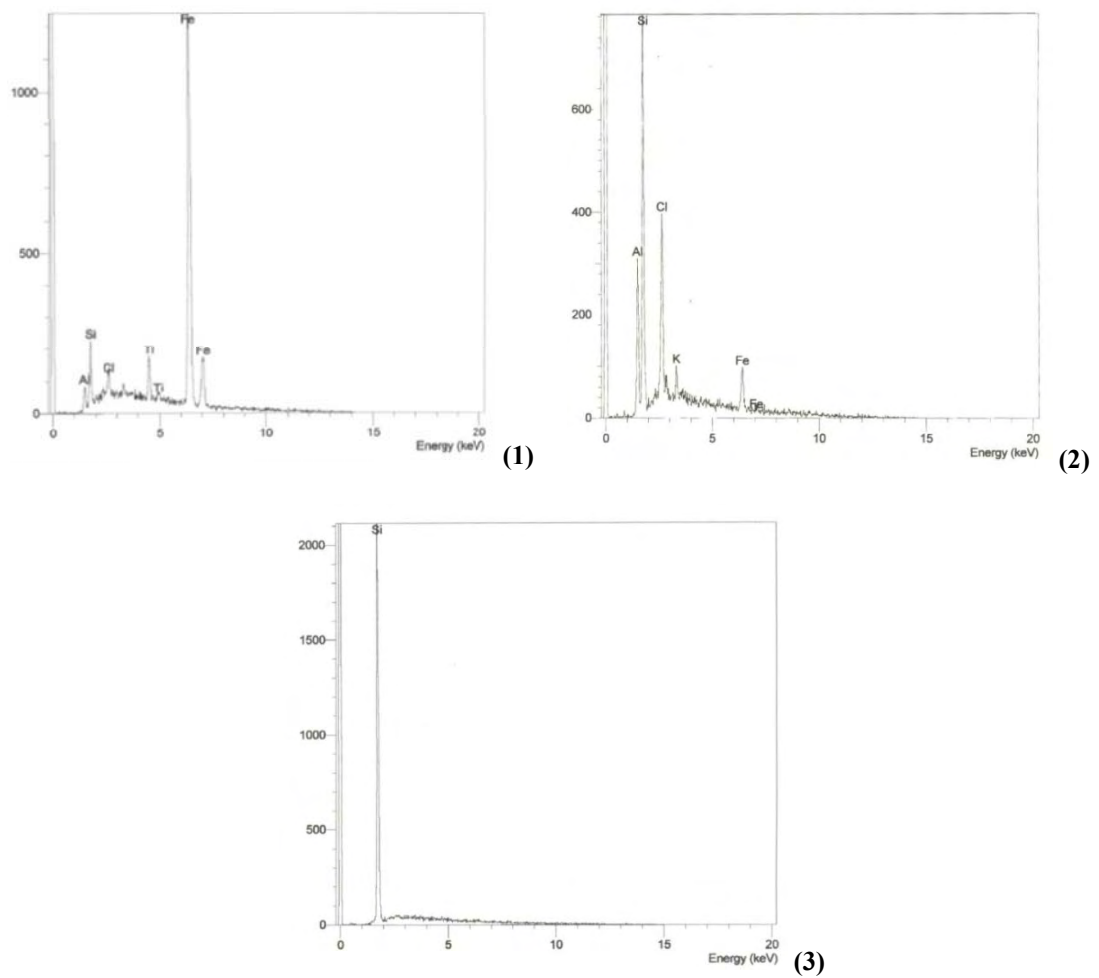


Figura 75 - Composição química pontual de lâmina delgada de solo: (1) Ilmenita, (2) Caulinita e (3) quartzo. Obtida a partir do MEV.

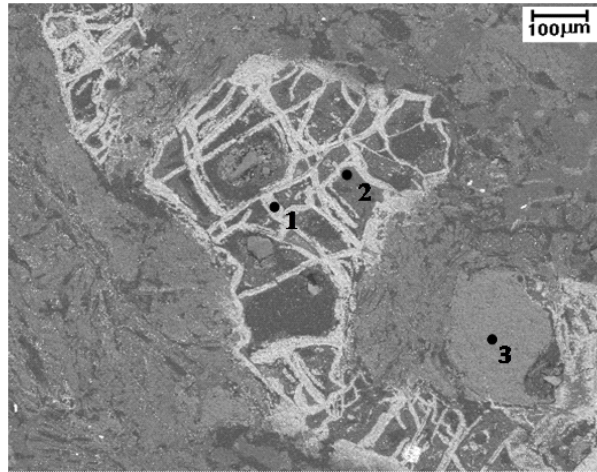


Figura 76 - Micromorfologia mostrando cimentação de grãos de quartzo e granada por ferro: (1) concentração de Ferro, (2) granada não alterada e (3) quartzo. Foto tirada no MEV.

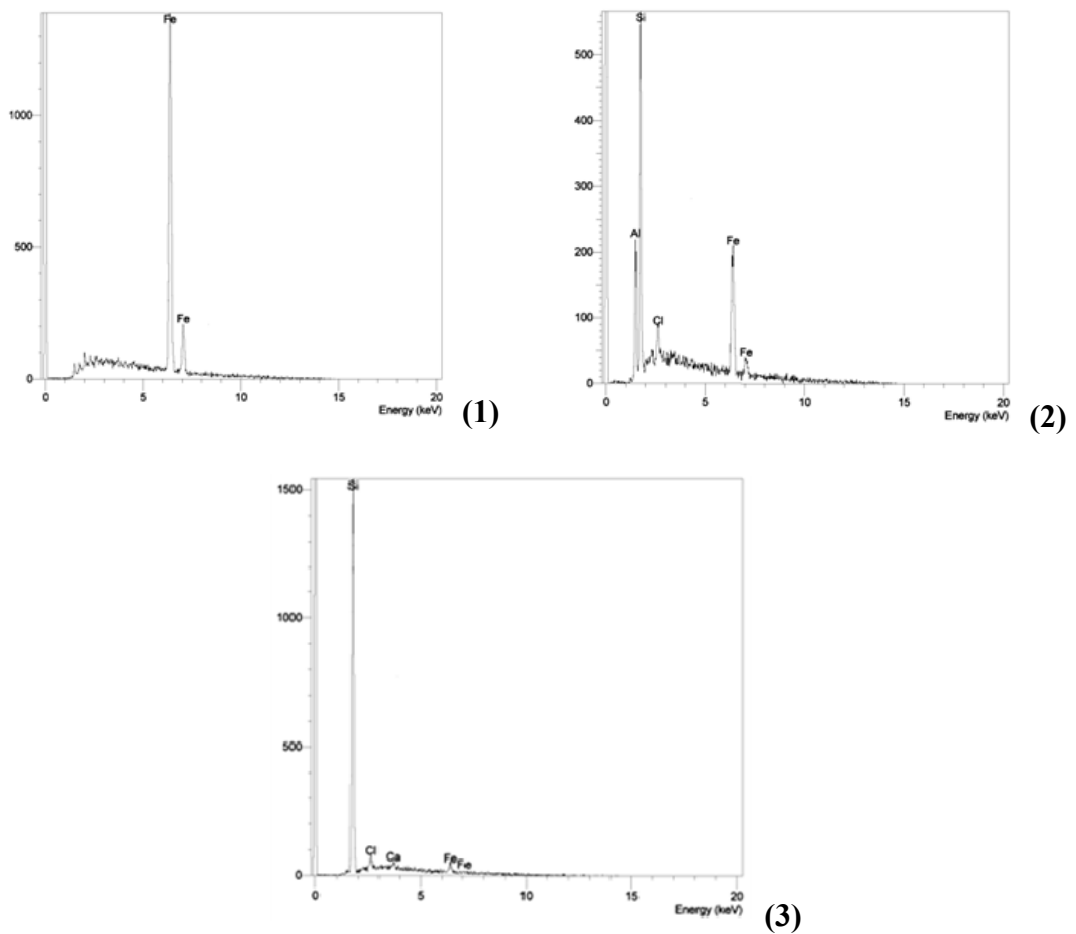


Figura 77 - Composição química pontual de lâmina delgada de solo. Obtida a partir do MEV.

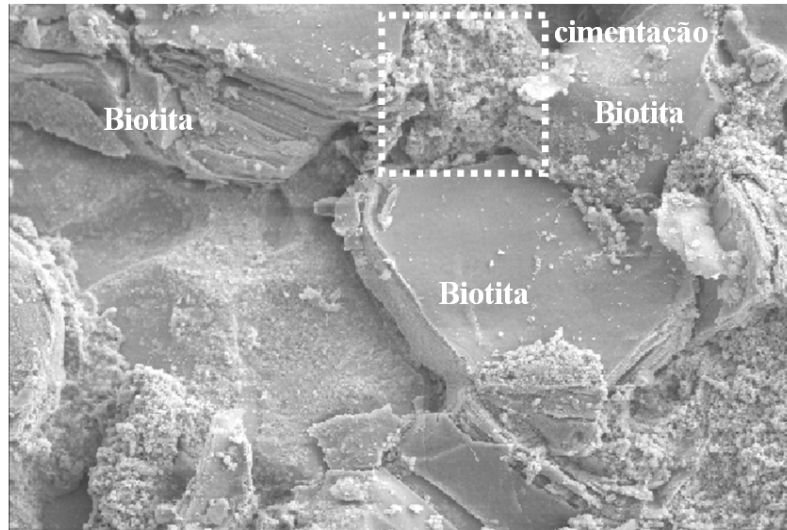


Figura 78 - Pacotes de biotita ligados por agente cimentante. Foto tirada no MEV.

4.4 - COMPRESSÃO DIAMETRAL

Os resultados dos ensaios de compressão diametral com amostras apresentando inicialmente diferentes sucções mátricas, medidas através da técnica do papel filtro, forneceram a sua resistência à tração do solo estudado.

A resistência à tração foi calculada de forma indireta, a partir do ensaio de compressão diametral desenvolvido pelo Professor Lobo Carneiro (ABNT/NBR-7222-94), de acordo com a equação:

$$\sigma_{\text{tração}} = 2P/(\pi DL) \quad [26]$$

onde $\sigma_{\text{tração}}$ = resistência à tração, P = carga de ruptura, D = diâmetro da amostra e L = espessura da amostra.

A relação linear entre $\sigma_{\text{tração}}$ e a sucção inicial das amostras ensaiadas pode ser verificada na Figura 79. A partir da relação linear

$$\sigma_{\text{tração}} = 0,0016(\text{sucção}) + 31,42 \quad [27]$$

Verifica-se que para o solo saturado pode-se estimar $\sigma_{\text{tração}} = 31,42\text{kPa}$, na qual esta embutida parcela da resistência referente à cimentação do solo. A partir da equação acima é possível verificar que, dentro da faixa de sucção medida inicialmente nas amostras ($2,6\text{MPa} \leq u_a - u_w \leq 24,8\text{MPa}$), cerca de 22% desta sucção contribui para o aumento da resistência à tração do solo estudado ($31,42\text{kPa} \leq \sigma_{\text{tração}} \leq 70\text{kPa}$).

Apesar das altas sucções encontradas nas amostras, a relativamente baixa influencia da sucção na $\sigma_{\text{tração}}$ do solo, pode ser explicada pelo fato da sucção inicial das amostras estarem acima de 8MPa, quando a curva de retenção de água apresenta diminuição de sua inclinação, dirigindo-se para o grau de saturação residual. Isto significa dizer que incrementos de sucção aplicados não mais terão uma diminuição na umidade/grau de saturação das amostras, alterando pouco o seu índice de vazios, e sua resistência à tração.

MACCARINI (1987) realizou ensaios de compressão diametral em amostras artificialmente cimentadas ($e_o = 0,70$), previamente saturadas, e submetidas à compressão isotrópica com diferentes níveis de tensão efetiva. O objetivo foi medir a parcela de perda de resistência à tração após a compressão. Os resultados da Figura 80 indicam que o processo de destruição das cimentações teve início com uma tensão efetiva de cerca de 200kPa. Para a tensão de 1000kPa, cerca de cinco vezes maior, a amostra ensaiada ainda apresenta uma reserva de 20% de resistência à tração inicial. Observa-se, portanto, um processo gradual de quebra de cimentação (MACCARINI, 1987).

Assim, para os resultados apresentados verifica-se que o efeito total do incremento de sucção aplicado, $\Delta(u_a - u_w) = 24,6\text{MPa}$, é bem menor no aumento da $\sigma_{\text{tração}}$ do solo estudado (22%), em comparação com o intervalo de $\Delta p' = 750\text{kPa}$ na compressão isotrópica, correspondendo a uma perda de resistência de tração de cerca de 80%. A resistência à tração máxima obtida por MACCARINI (1987) foi de 7kPa.

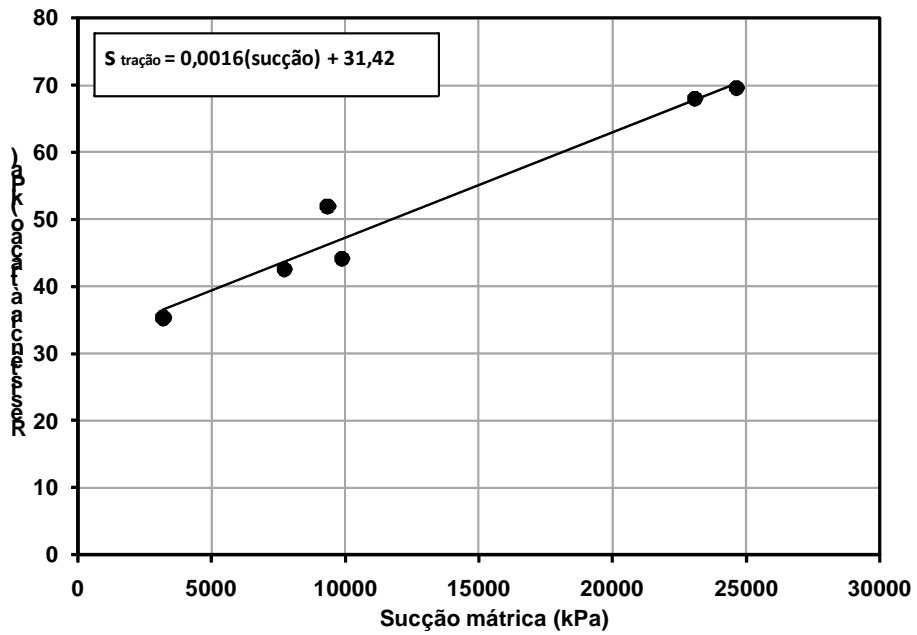


Figura 79 - Relação entre a resistência à tração e a sucção mátrica inicial do solo.

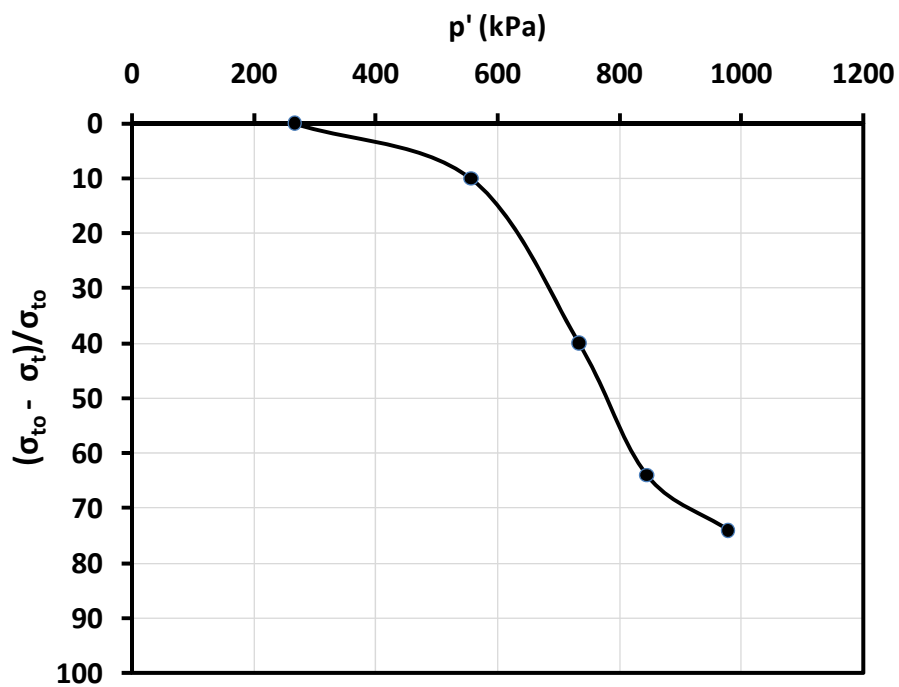


Figura 80 - Resultados de compressão diametral em amostras previamente submetidas à compressão isotrópica. (σ_{t0} = resistência à compressão diametral inicial; σ_t = resistência à compressão após compressão isotrópica).

4.5 - ENSAIOS EDMÉTRICOS E DE COMPRESSÃO ISOTRÓPICA

Os ensaios edométricos e de compressão isotrópica realizados com amostras estruturadas são apresentados na Figura 81. Os ensaios 3, 5 e 6, foram realizados até um nível de tensão efetiva de cerca de 600kPa. O que levou a uma interpretação da tensão de escoamento, obtida pelo método de Casagrande, igual a 40kPa. As curvas de descarregamento destes ensaios apresentam inclinação similar igual a $\kappa = 0,0067$.

Os ensaios edométricos 1, 2 e 4, foram realizados com carregamento superior a 1,8MPa. Observou-se, a partir destes ensaios, uma tensão de escoamento em torno de 1,2MPa, cerca de trinta vezes maior que a encontrada nos ensaios 3, 5 e 6. Assim, os resultados mostram que para a determinação da tensão de escoamento neste solo residual jovem de gnaïsse são necessários níveis de tensão efetiva mais elevados.

Os ensaios edométricos 1, 2 e 4 apresentaram uma porção inicial da curva $e : \sigma'_v$, na qual, a variação do índice de vazios varia pouco com os incrementos de tensão aplicados. Esta porção da curva corresponde às deformações elásticas sofridas pelo solo, sem que haja quebra de cimentação do mesmo (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990; LIU & CARTER, 2002). A partir da tensão de escoamento, com o aumento da compressibilidade do solo ocorrem deformações elasto-plásticas e o início da quebra de cimentação do solo (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990; LIU & CARTER, 2002). A terminologia “tensão de escoamento”, em se tratando de solos estruturados, pode ser substituída por “tensão de pré-adensamento virtual”, denominação proposta por VARGAS (1953), um dos primeiros pesquisadores a estudar o comportamento peculiar dos solos cimentados. A palavra “virtual” advém do fato de que a tensão limite de escoamento, observada, é fruto da quebra de cimentação e não só da história de tensões que o solo tenha porventura sofrido.

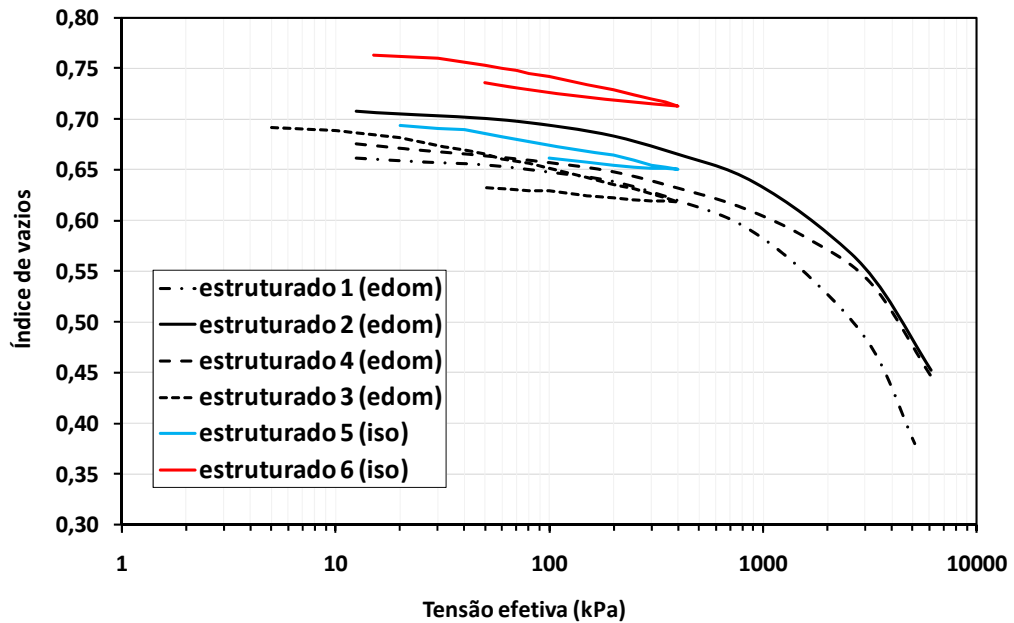


Figura 81 - Resultados de ensaios edométricos e de compressão isotrópica em amostras estruturadas. Tensão efetiva igual: no ensaio edométrico, σ'_v , e isotrópico, $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$.

As curvas de carregamento dos ensaios 1, 2 e 3, realizados com amostras desestruturadas, com umidades iguais a $w=1,5LL$, $w=1,1LL$ e $w=LL$, respectivamente, apresentaram inclinações próximas (Figura 80) com $\lambda^* = 0,135$. Estas umidades apresentam-se dentro do intervalo para moldagem de amostras desestruturadas proposto BURLAND (1990), $LL < w < 1,5LL$. O mesmo não ocorrendo com o ensaio 4, com $w = 0,61.LL$, que apresenta $\lambda^* = 0,075$.

A inclinação do descarregamento dos ensaios 1, 2 e 3 (Figura 83), apresentaram o mesmo valor, $\kappa^* = 0,0065$, similar ao do solo estruturado, $\kappa = 0,0067$. Segundo, LIU & CARTER (2002) as deformações elásticas de um solo estruturado independem da quebra de sua cimentação, o que leva a considerar $\kappa^* = \kappa$. Logo, a desestruturação do solo só ocorre devido à presença de deformações-plásticas. Ensaio de compressão isotrópica realizados por ANAGNOSTOPOULOS ET AL. (1991) em rocha sedimentar marga resultaram em valores de $\kappa^* \approx \kappa = 0,008$.

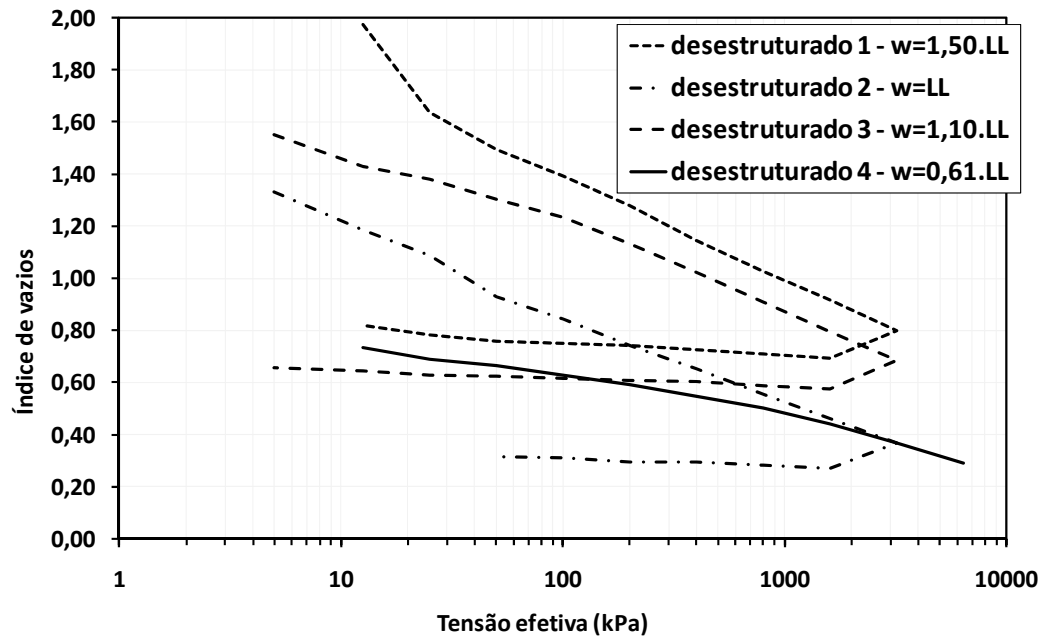


Figura 82 - Resultados de ensaios edométricos em amostras desestruturadas.

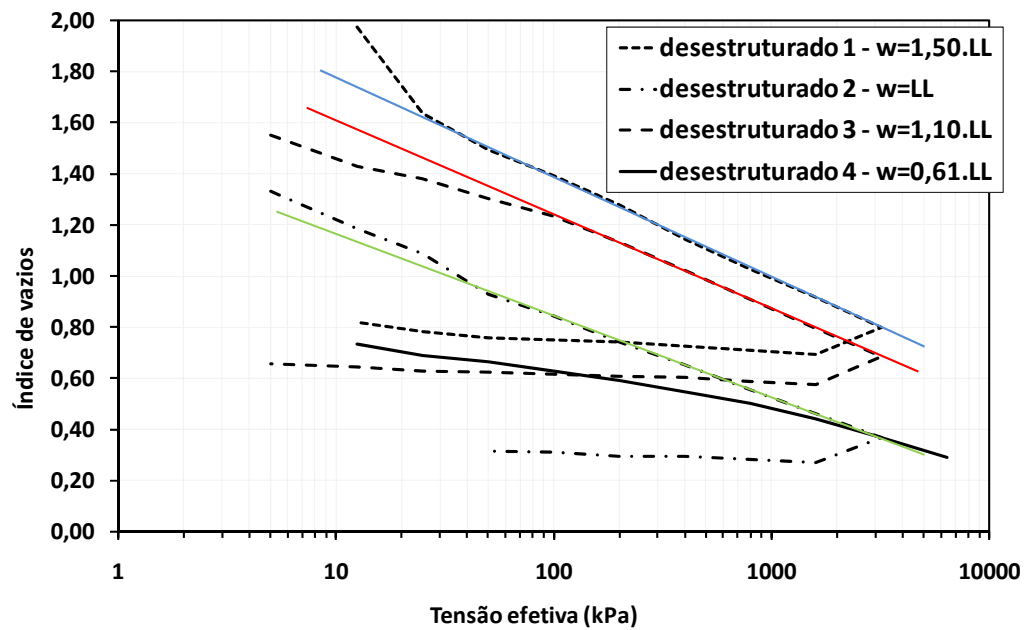


Figura 83 - Ensaios edométricos: inclinações na etapa de carregamento de amostras desestruturadas.

4.6 - ENSAIOS TRIAXIAIS

As trajetórias de tensão utilizadas nos ensaios triaxiais são mostradas na Figura 84 para as tensões efetivas de confinamento de 70, 150, 300 e 800kPa. As curvas σ_a x ε_a e ε_a x ε_v dos ensaios de carregamento axial e descarregamento lateral são mostradas na Figura 85.

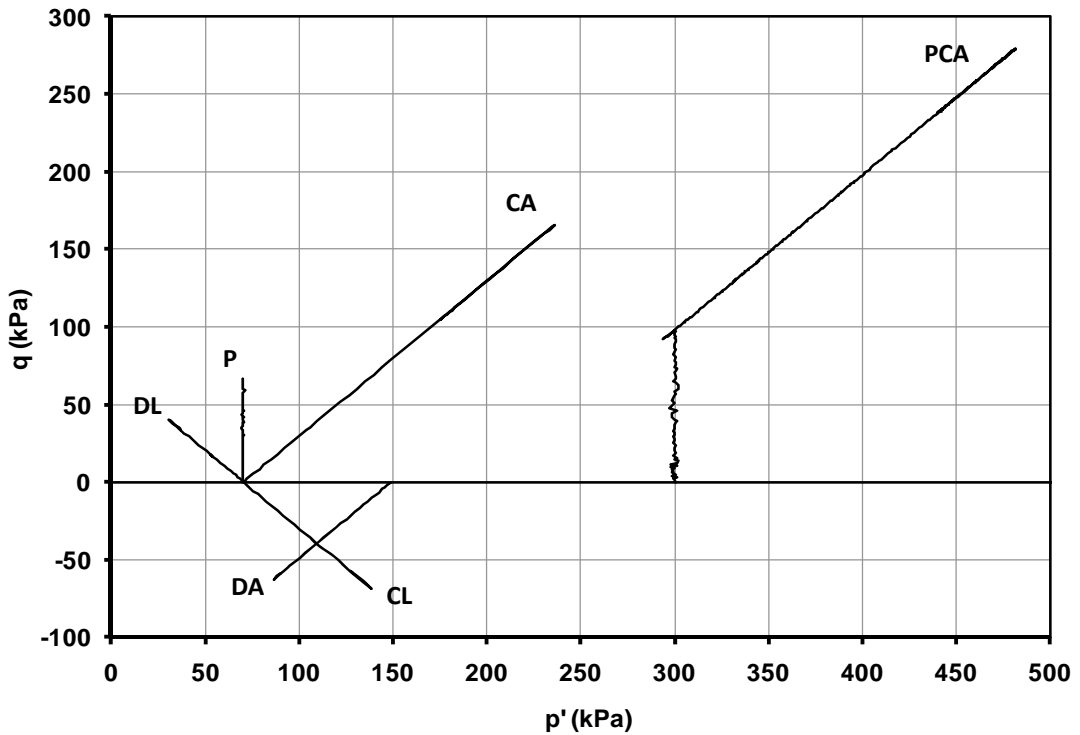


Figura 84 - Trajetórias de tensão seguidas nos ensaios triaxiais realizados, com $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ e $q = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$.

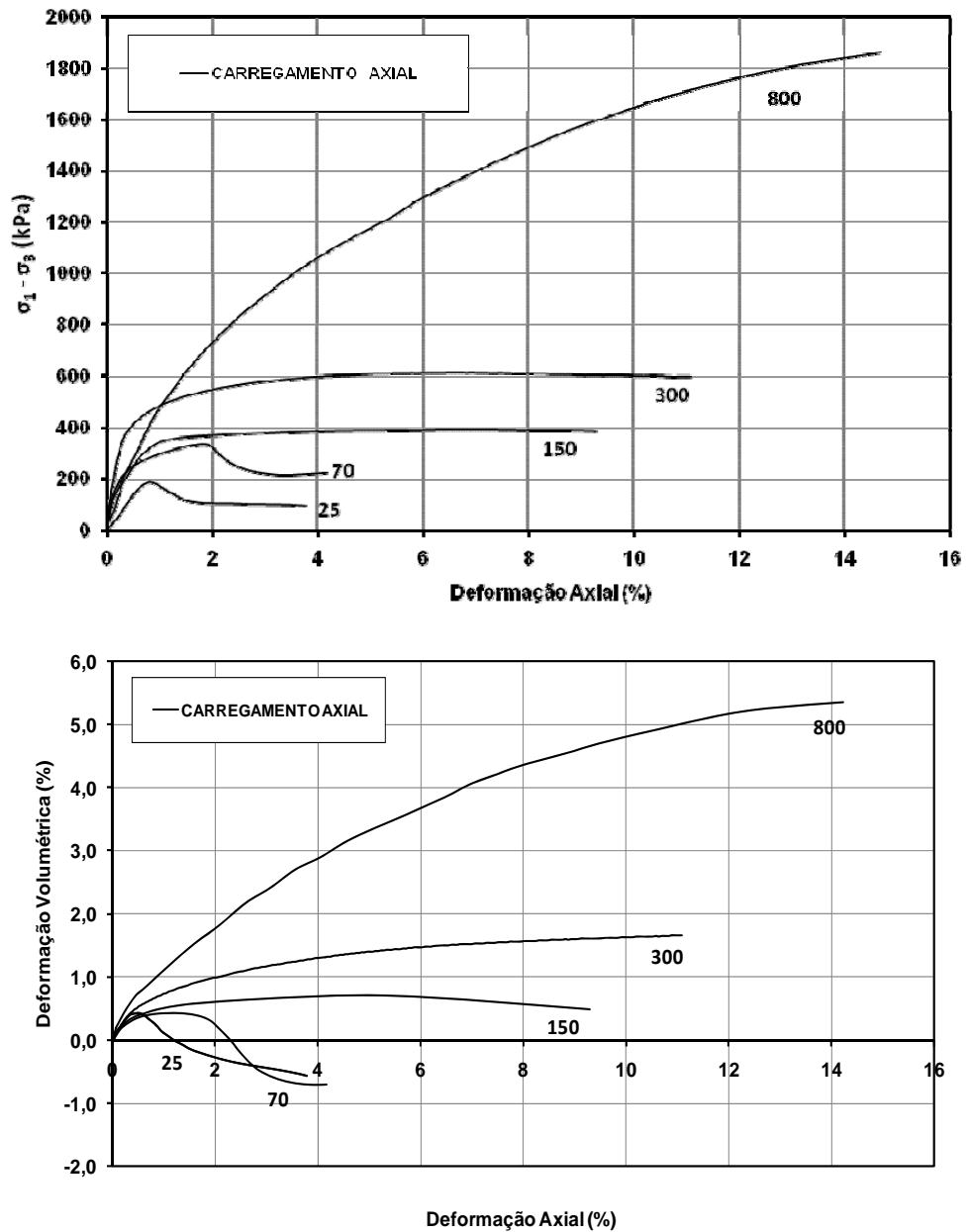


Figura 85 - Curvas $\sigma_d \times \epsilon_a$ e $\epsilon_a \times \epsilon_v$. (trajetória de tensão: carregamento axial).

A Tabela 5 apresenta a tensão desviadora, deformações axiais e volumétricas na ruptura dos ensaios triaxiais de compressão realizados. Para baixos níveis de tensão confinante (25 e 70kPa) a ruptura ocorreu com pico de resistência com ϵ_{af} até cerca de 2%. Os ensaios com níveis de tensão confinante maiores (150 e 300kPa) apresentaram ruptura com endurecimento para ϵ_{af} em torno de 7%.

Tabela 5 - Resultados dos ensaios triaxiais de compressão: σ_{df} , ϵ_{af} , ϵ_{vf} e e_o

Ensaio	ϵ_{af} (%)	ϵ_{vf} (%)	σ_{df} (kPa)	e_o
CA25	0,83	-0,49	185,00	0,73
CA70	1,82	0,35	333,19	0,70
CA150	6,43	0,64	394,32	0,78
CA300	6,54	1,50	614,50	0,78
CA800	14,68	5,35	1858,34	0,73
DL70	0,42	----	80,59	0,75

Os ensaios de compressão com mesma tensão efetiva de confinamento e diferentes trajetórias de tensão, DL70 e CA70, são apresentados na Figura 86, mostrando a influência da trajetória de tensão.

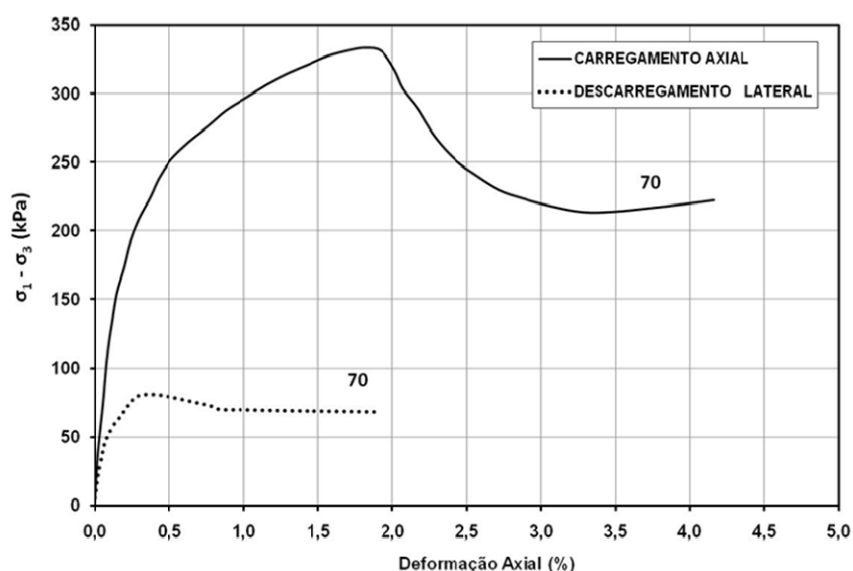


Figura 86 – Curvas tensão-deformação dos ensaios DL70 e CA70.

O comportamento mecânico observado nestes ensaios possui características que se enquadram na definição de solo estruturado proposto por LEROUÉIL & VAUGHAN (1990), de acordo com as seguintes verificações experimentais:

- a) Transição entre as curvas tensão-deformação com pico de resistência, seguido de amolecimento, para um comportamento dúctil, a partir de um certo limite de tensão efetiva de confinamento, verificado como $\sigma'_c = 70\text{kPa}$. Esta transição ocorre devido ao início de quebra de cimentação do solo, segundo

LEROUEIL & VAUGHAN (1990), ao ser atingida a tensão de escoamento do solo, ou seja, $\sigma'_c = 70\text{kPa}$. Segundo VAUGHAN (1985) deve ser considerada uma faixa para os valores da tensão de pré-adensamento virtual devido a sua variabilidade, causada possivelmente pela heterogeneidade da cimentação nos solos, no que diz respeito a sua resistência e distribuição ao longo do solo.

- b) A máxima taxa de expansão volumétrica (MTEV) nos ensaios de 25kPa e 70kPa ocorrem além do pico resistência. O pico de resistência do solo, diferentemente dos solos granulares densos, não é explicado pelo efeito da dilatância, mas sim pela presença da cimentação (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990; MACCARINI, 1993). Nos solos sedimentares granulares densos a MTEV ocorre antes da resistência de pico e está relacionada à sobreposição dos grãos. Supõe-se que a presença de cimentação retarde este efeito, fazendo com que a MTEV só ocorra após o pico de ruptura quando a quebra de cimentação entre as partículas é substancial.
- c) Para tensões efetivas de confinamento maiores, no caso $\sigma'_c = 800\text{kPa}$, a rigidez da curva tensão-deformação diminui. Isto se deve não só ao aumento da tensão de confinamento, bem como a presença de maiores deformações plásticas durante a trajetória de tensão seguida, ambos resultando na quebra de cimentação do solo. Este comportamento é verificado em diferentes materiais estruturados: rocha sedimentar siltito (OHTSUKI ET AL., 1981), calcário (ELLIOT & BROWN, 1985), solo residual de origem vulcânica (WANG & YAN, 2006) e solo residual jovem de gnaiss, Figura 87 (Maccarini, 1980).

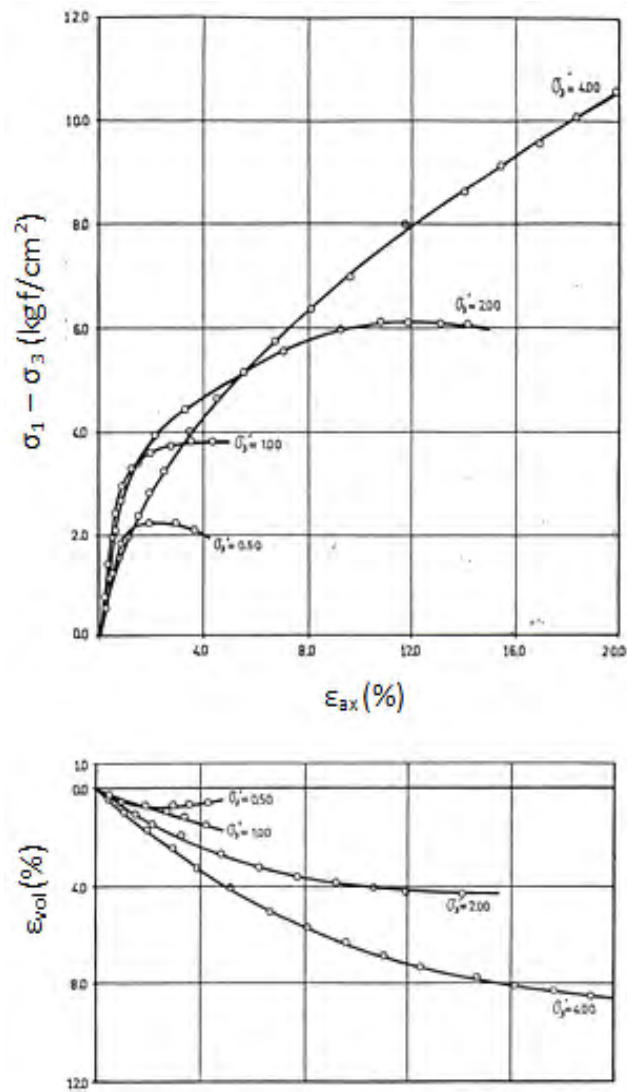


Figura 87 - Resultados de ensaios triaxiais drenados em solos residuais jovens de gnaiss (MACCARINI, 1980).

Nos ensaios com baixos níveis de tensão confinante a MTEV foi igual a 0,47, para 25kPa, e 1,95, para 70kPa, ocorrendo após o pico de resistência (Figura 88). Isto tem sido observado para outros solos naturalmente cimentados (CLOUGH ET AL, 1981; MACCARINI, 1987; FUTAI, 2003). PRIETTO (1996) correlaciona a MTEV ao grau de cimentação em amostras artificialmente cimentadas, ou seja, a porcentagem de cimento empregado na elaboração da amostra. A Figura 89 apresenta a variação da MTEV com o aumento da tensão confinante utilizada nos ensaios triaxiais, para diferentes graus de cimentação. Observa-se a diminuição da

MTEV com o aumento da tensão confinante devido a quebra de cimentação entre as partículas com a diminuição do índice de vazios.

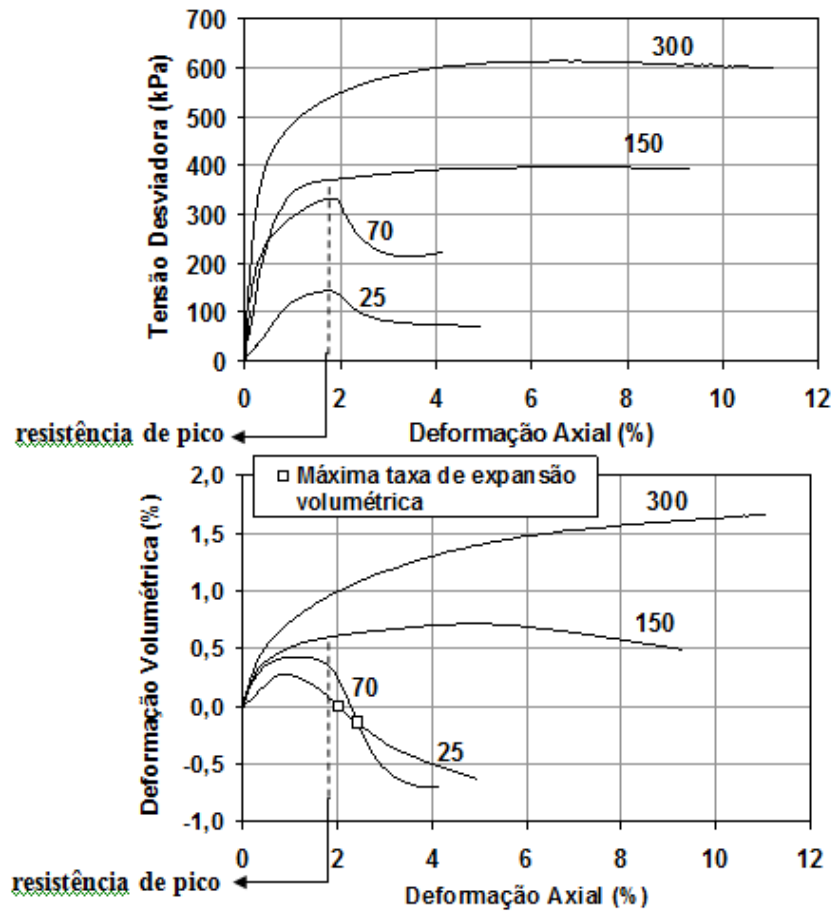


Figura 88 - MTEV observada pós-pico de resistência nos ensaios de 25 e 70KPa.

Tensão desviadora = $\sigma_1 - \sigma_3$.

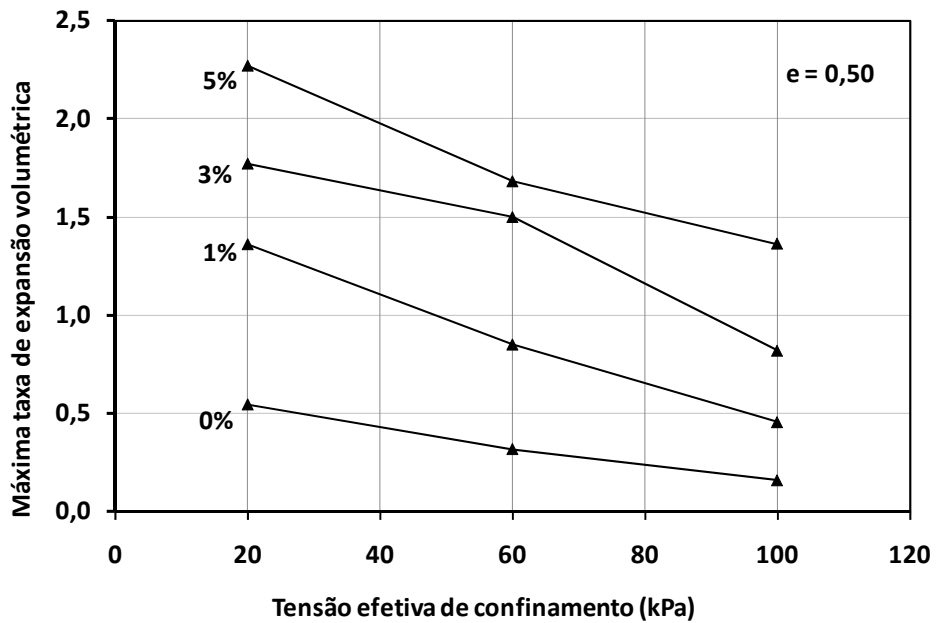


Figura 89 - Variação da MTEV com o aumento da tensão confinante para diferentes graus de cimentação (PRIETTO, 1997).

Na Figura 90 a relação entre MTEV e tensão efetiva de confinamento é apresentada para dois solos residuais jovens: o solo residual desta tese e o solo residual de Botucatu estudados por MARTINS (2001).

Verifica-se que a MTEV diminui à medida que a tensão efetiva de confinamento aumenta, com exceção do ponto (circundado) com confinamento de 70kPa para o solo estudado nesta tese. De acordo com a MTEV a amostra ensaiada apresenta maior grau de cimentação com $MTEV = 1,95$, cerca de quatro vezes maior que o observado na amostra submetida a 25kPa ($MTEV = 0,47$) (Figura 93). Um maior grau de cimentação na amostra de 70kPa poderia explicar a sua maior rigidez em comparação com a amostra ensaiada com 150kPa, o que pode ser visto na Figura 94. A rigidez (E_{sec}) no ensaio de 70kPa chega ser 68 vezes maior que o de 150kPa, igualando-se para $\epsilon_{ax} = 0,50\%$.

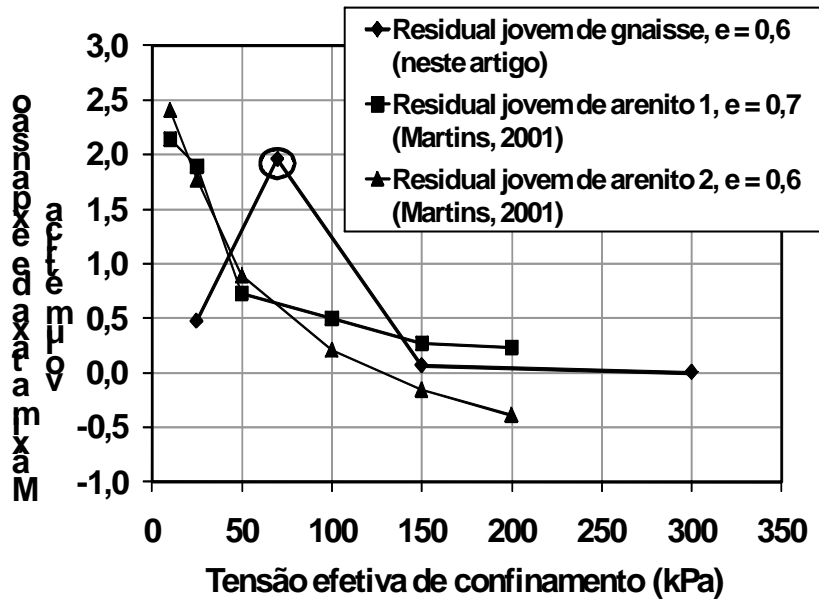


Figura 90 - Variação da máxima taxa de expansão volumétrica com o nível de confinamento.

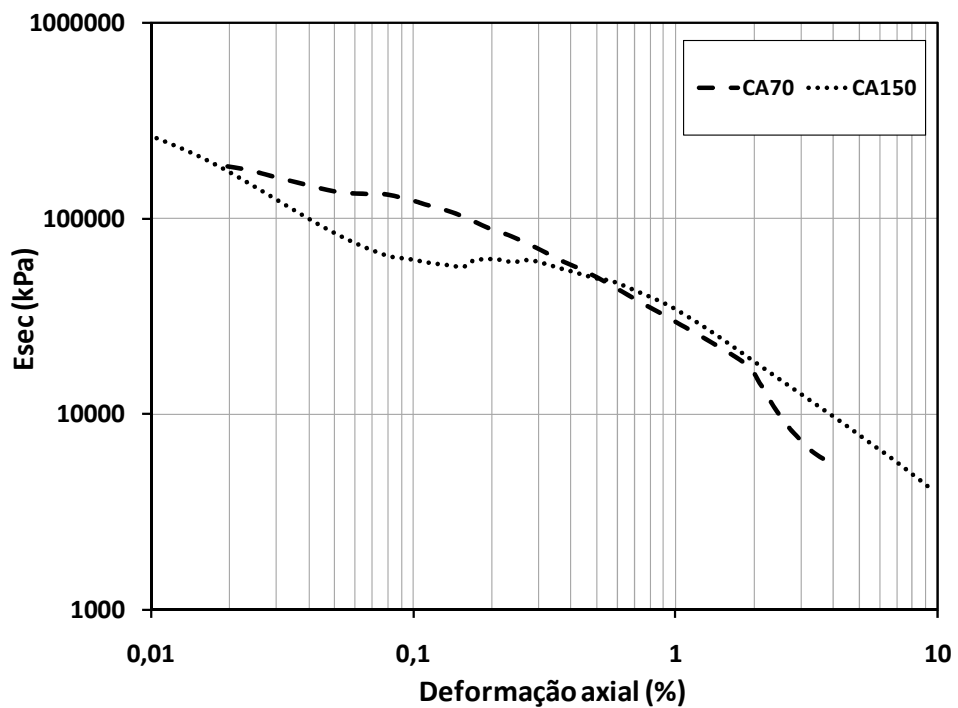


Figura 91 - Rigidez dos ensaios de 70kPa e 150kPa com a deformação axial.

Na Figura 92 são apresentadas as curvas $\sigma_d \times \varepsilon_a$ e $\varepsilon_a \times \varepsilon_v$ dos ensaios triaxiais cuja trajetória de tensão foi p' constante. Os resultados obtidos com a trajetória de

tensão p' constante seguido de carregamento axial podem ser vistos na Figura 93. As curvas dos ensaios de extensão – descarregamento axial e carregamento lateral – são apresentadas na Figura 94.

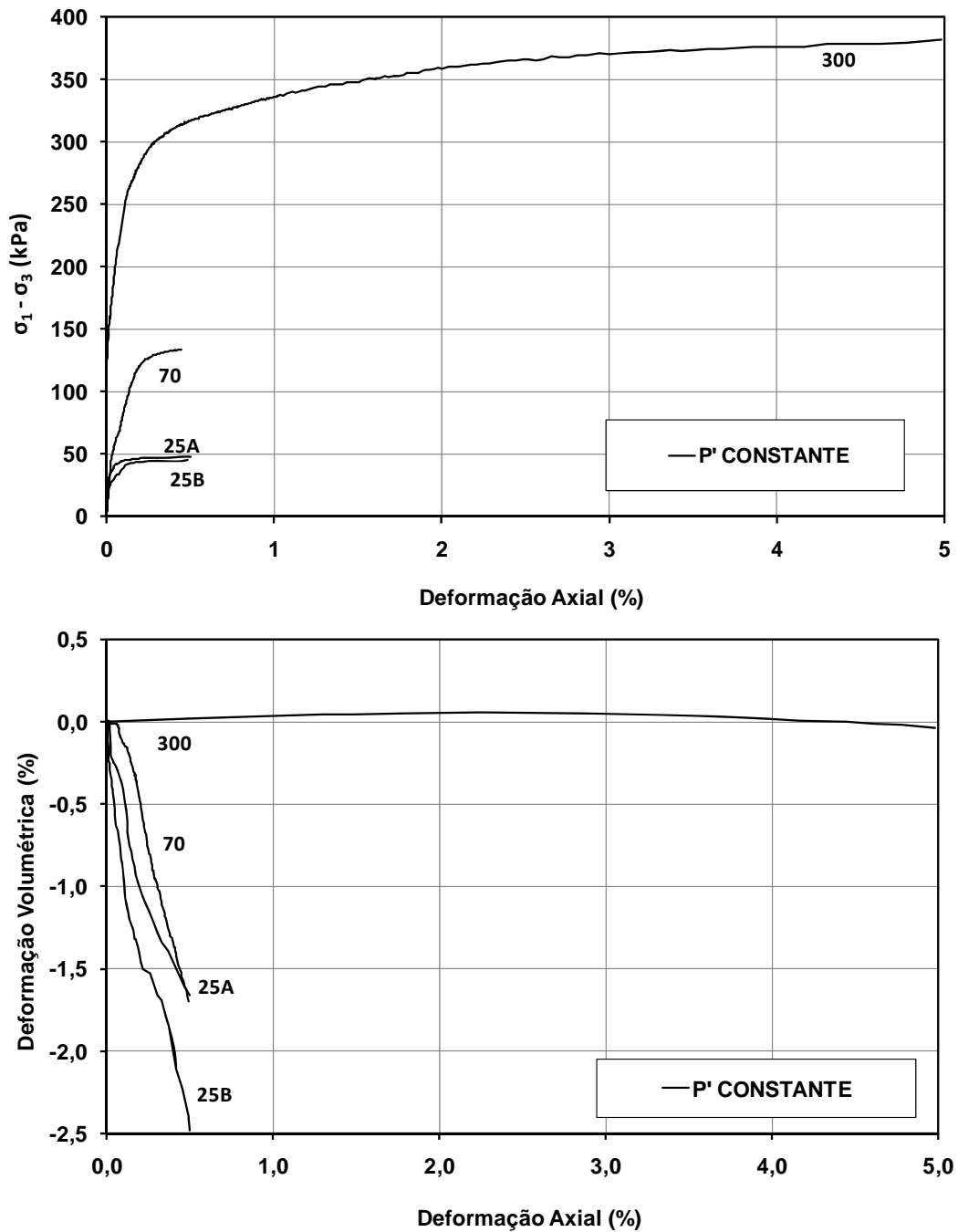


Figura 92 - Curvas $\sigma_d \times \epsilon_a$ e $\epsilon_a \times \epsilon_v$ dos ensaios triaxiais realizados com p' constante.

Os resultados dos ensaios triaxiais com trajetória de tensão p' constante são apresentados na Tabela 6. Para todos os níveis de tensão confinante as curvas $\sigma_d \times \varepsilon_a$ apresentam ruptura com endurecimento. As deformações axiais na ruptura para baixos níveis de tensão confinante apresentam valores próximos a 0,50%. A ruptura da amostra com $\sigma'_c = 300\text{kPa}$ apresentou ε_{af} próximo de 5%.

Tabela 6 - Resultados dos ensaios triaxiais com p' constante: σ_{df} , ε_{af} , ε_{vf} e e_o .

Ensaio	ε_{af} (%)	ε_{vf} (%)	σ_{df} (kPa)	e_o
P25A	0,50	-1,66	44,83	0,71
P25B	0,50	-2,48	47,70	0,67
P70	0,44	-1,7	133,46	0,75
P300	4,98	0,49	381,80	0,71

Os resultados dos ensaios realizados com trajetória de tensão dupla (Tabela 7) apresentaram ε_{af} igual a 0,50% com pico de resistência para o ensaio PCA25. O ensaio realizado com $\sigma'_c = 300\text{kPa}$ apresentou ε_{af} em torno de 6%, rompendo com endurecimento.

Tabela 7 - Resultados dos ensaios triaxiais com trajetória PCA: σ_{df} , ε_{af} , ε_{vf} e e_o

Ensaio	ε_{af} (%)	ε_{vf} (%)	σ_{df} (kPa)	e_o
PCA25	0,50	0,20	188,85	0,65
PCA300	5,83	0,34	557,96	0,67

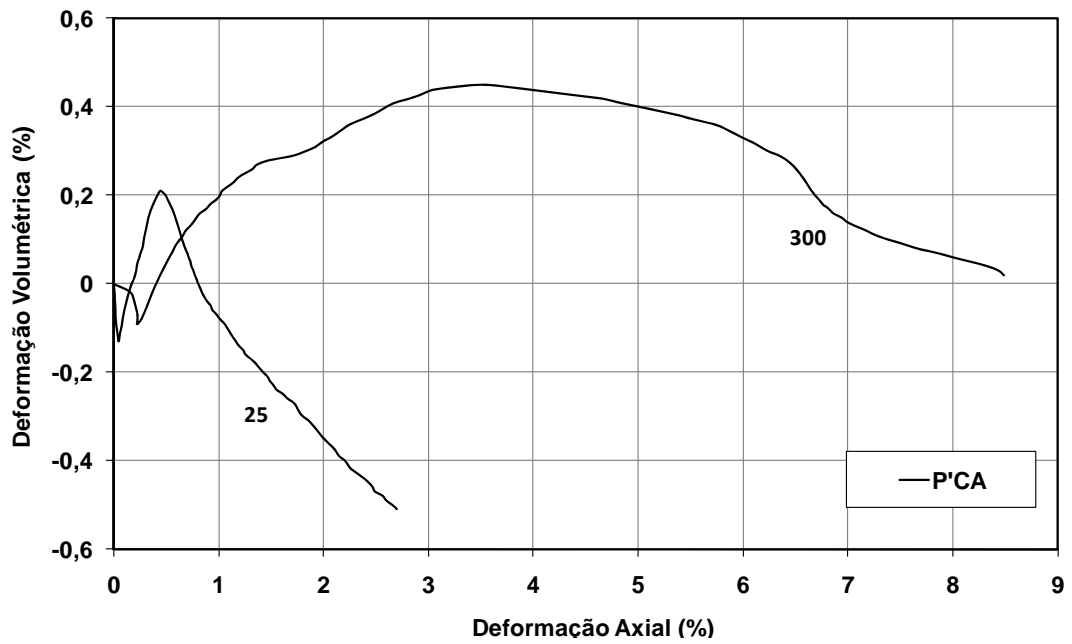
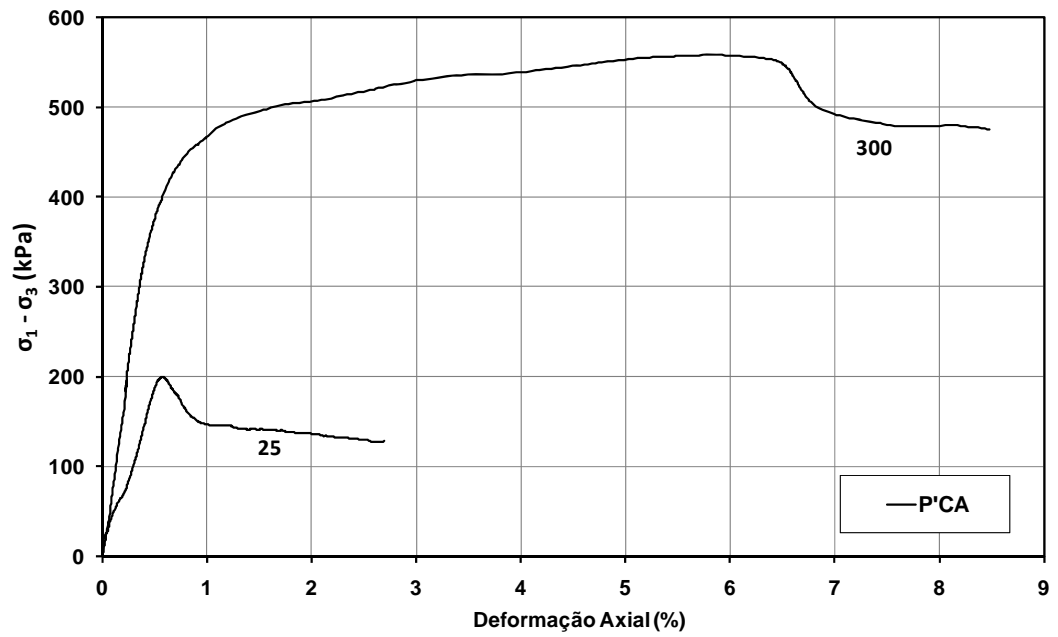


Figura 93 - Curvas $\sigma_d \times \epsilon_a$ e $\epsilon_a \times \epsilon_v$ dos ensaios triaxiais realizados com p' constante seguido de carregamento axial.

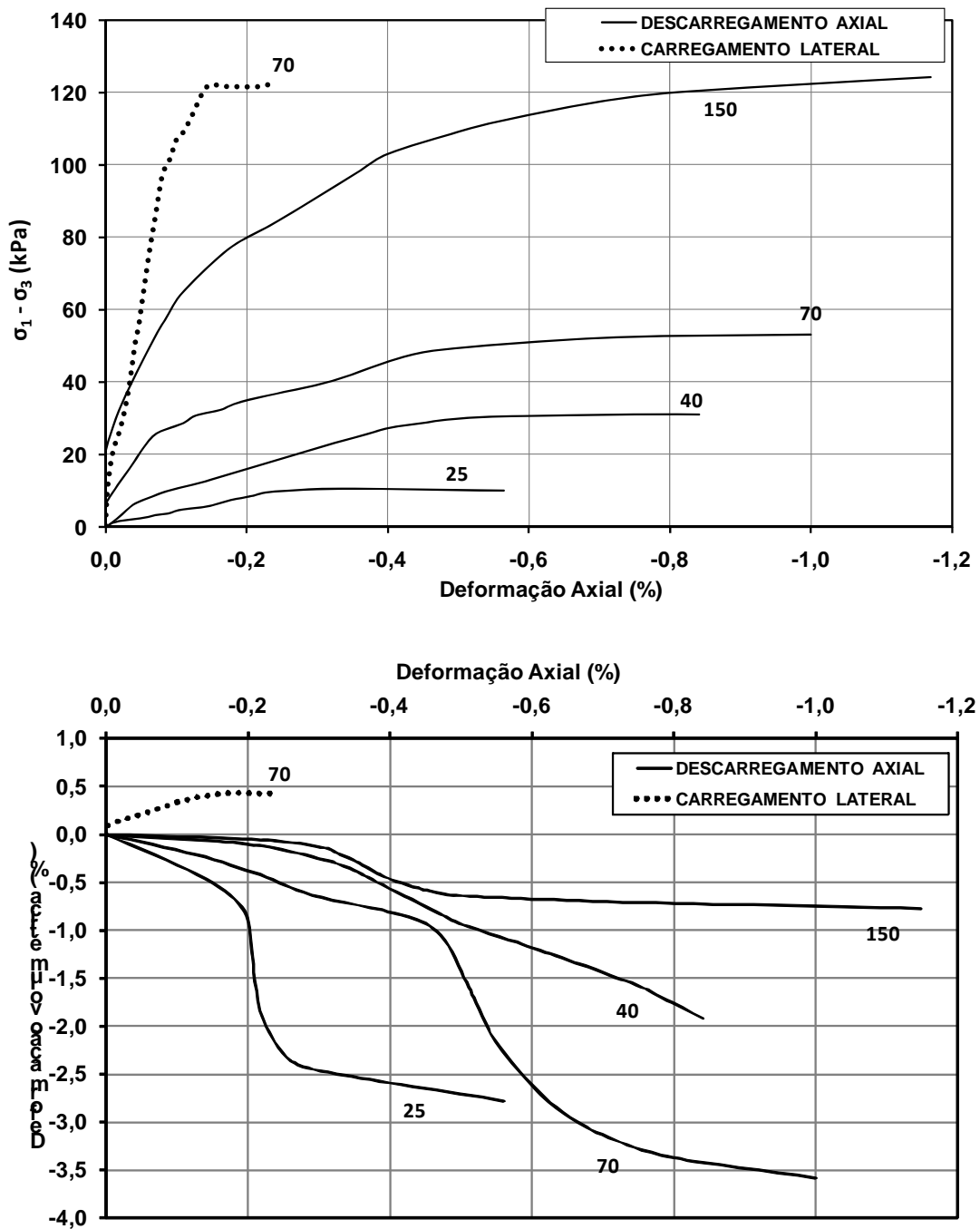


Figura 94 - Curvas $\sigma_d \times \epsilon_a$ e $\epsilon_a \times \epsilon_v$ dos ensaios triaxiais de descarregamento axial e carregamento lateral.

Os ensaios de extensão – descarregamento axial e carregamento lateral – apresentaram ruptura sem pico de resistência com $\epsilon_{af} \leq 1\%$, para baixos níveis de tensão confinante (Tabela 8). Para $\sigma'_c = 300\text{kPa}$ a deformação axial na ruptura apresentou valor em torno de 1%.

Tabela 8 Resultados dos ensaios triaxiais de extensão: σ_{df} , ϵ_{af} , ϵ_{vf} e e_o

Ensaio	ϵ_{af} (%)	ϵ_{vf} (%)	σ_{df} (kPa)	e_o
DA25	-0,32	-2,50	10,63	0,72
DA40	-0,75	-1,57	31,03	0,71
DA70	-1,00	-3,59	53,21	0,72
DA150	-1,17	-0,78	124,25	0,66
CL20	-0,24	0,42	122,86	0,80

Na Figura 95 são apresentadas todas as trajetórias de tensão seguidas no ensaio DCA25. Cada etapa do ensaio é identificada por uma letra, cujo significado é descrito a seguir:

A = etapa de saturação por contrapressão com adensamento isotrópico para $\sigma'_c = 10\text{kPa}$;

B = adensamento isotrópico para $\sigma'_c = 300\text{kPa}$;

B \longrightarrow **C** = carregamento axial até 1% de deformação axial;

C \longrightarrow **B** = descarregamento axial até deformação nula;

D = adensamento isotrópico para $\sigma'_c = 25\text{kPa}$;

D \longrightarrow **E** \longrightarrow **F** = carregamento axial;

E = tensão de pico da amostra ensaiada;

F = tensão residual da amostra ensaiada.

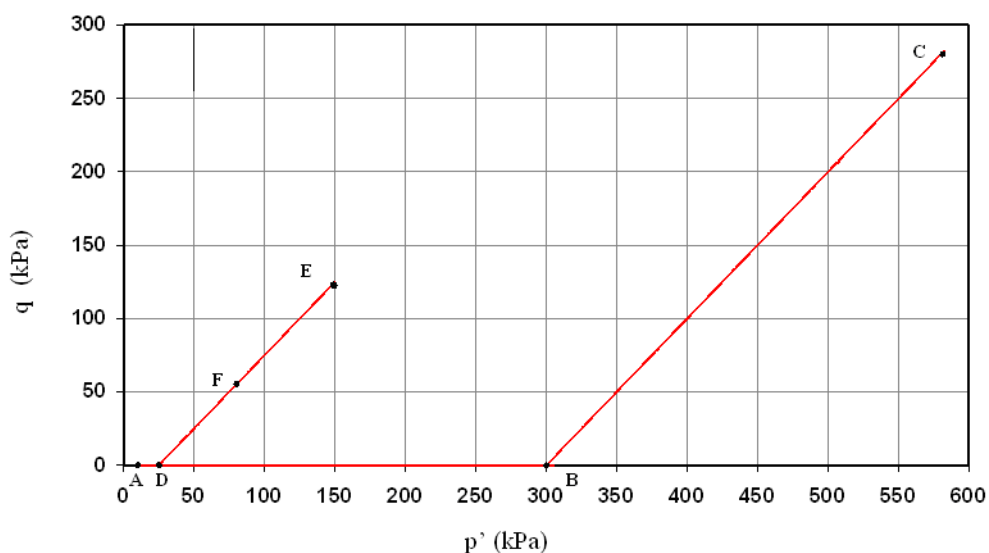


Figura 95 - Trajetória de tensão seguida no ensaio triaxial DCA25, com $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ e $q = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$.

As curvas $\sigma_d \times \epsilon_a$ e $\epsilon_a \times \epsilon_v$ do ensaio DCA300 são apresentadas na Figura 96. Verifica-se que o descarregamento originou uma deformação plástica em torno de 0,6%, e deformação elástica de 0,20%. Os resultados do ensaio DCA25, mostrados na Figura 97, apresentam uma curva tensão-deformação com pico de resistência com $\epsilon_{af} = 0,88\%$ e $\sigma_{df} = 248,95\text{kPa}$, valor maior que o verificado nos ensaios CA25 ($\epsilon_{af} = 0,83\%$, $\sigma_{df} = 185\text{kPa}$) e PCA25 ($\epsilon_{af} = 0,50\%$, $\sigma_{df} = 188,85\text{kPa}$) devido ao pré-carregamento da amostra. Verifica-se, assim, a influência da história de tensões no comportamento mecânico do solo residual estruturado estudado, com a resistência do ensaio DCA25 quase três vezes maior que os dos ensaios CA25 e PCA25.

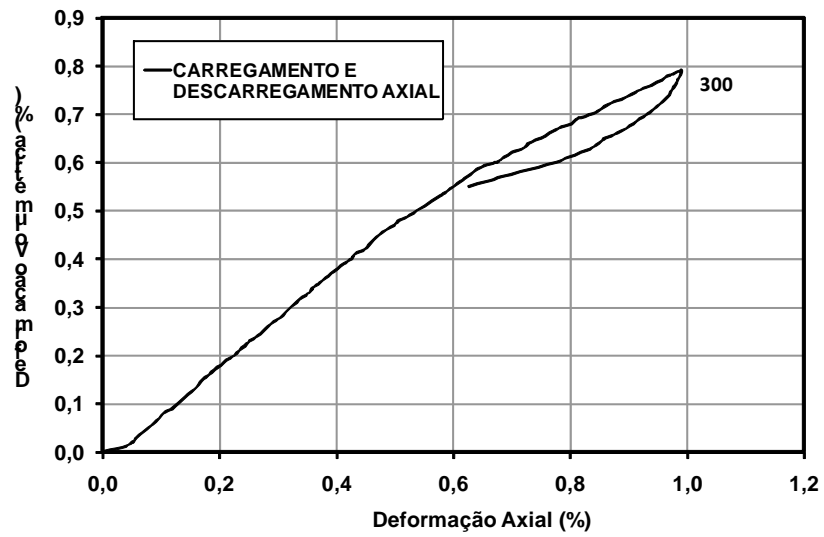
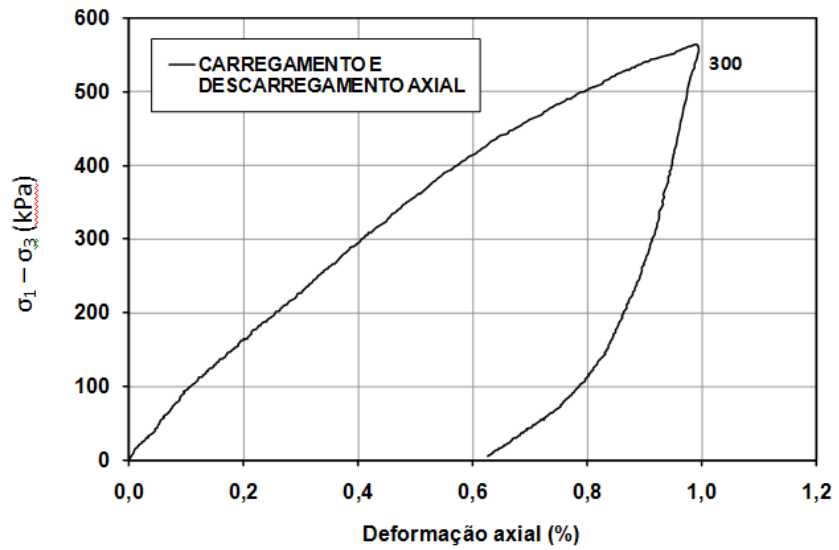


Figura 96 - Curvas $\sigma_d \times \varepsilon_a$ e $\varepsilon_a \times \varepsilon_v$ do ensaio triaxial com carregamento axial seguido de descarregamento.

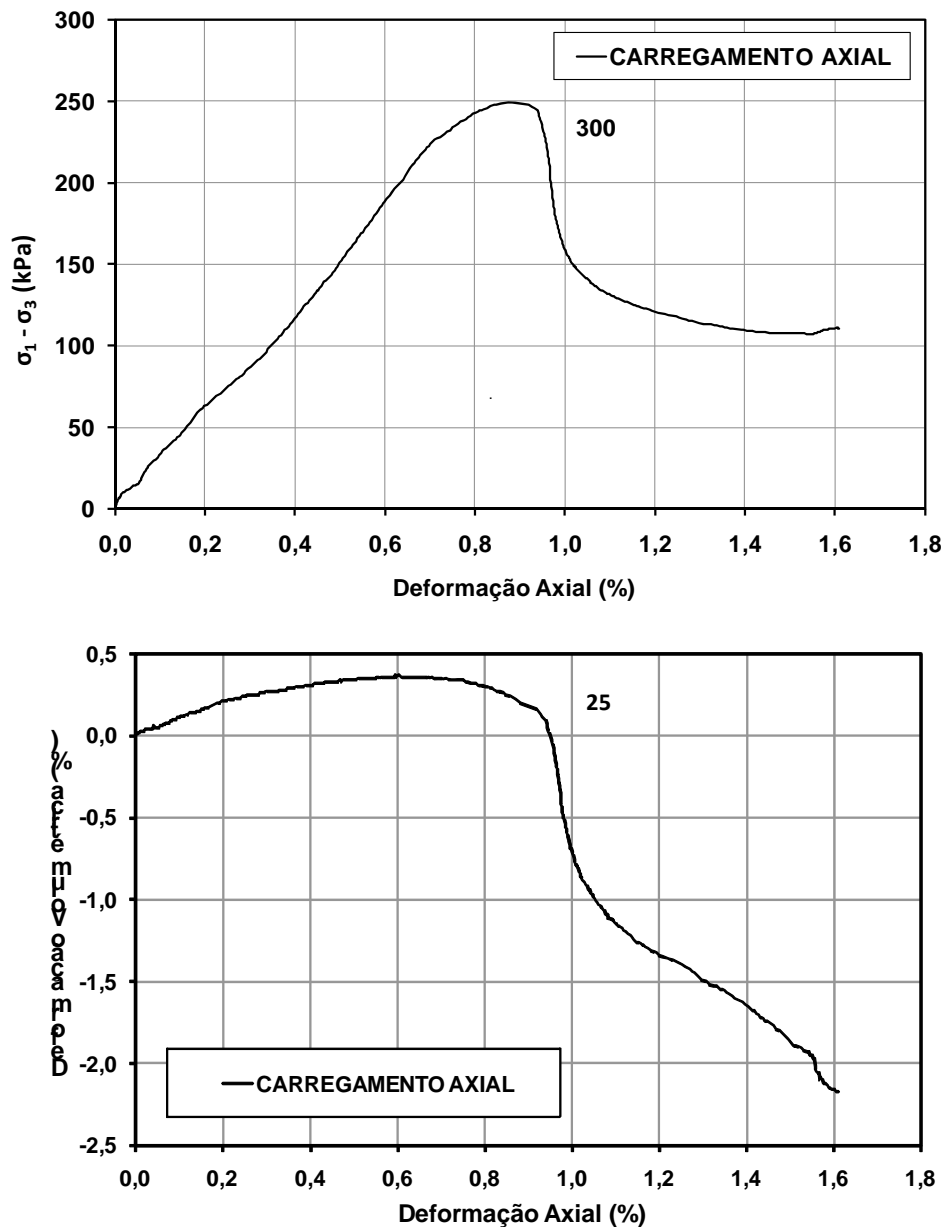


Figura 97 - Curvas $\sigma_d \times \epsilon_a$ e $\epsilon_a \times \epsilon_v$ do ensaio triaxial de carregamento axial DCA25.

As envoltórias de resistência dos ensaios de compressão e extensão são apresentadas na Figura 98. Os ângulos de atrito de resistência ao cisalhamento apresentaram valores próximos, iguais a $\phi' = 29,83^\circ$ (compressão) e $\phi' = 27,97^\circ$ (extensão). O intercepto coesivo da envoltória de compressão ($c' = 33,81\text{kPa}$) apresentou valor cerca de três vezes maior que o dos ensaios de extensão ($c' = 11,30\text{kPa}$). Estudos com amostras artificialmente cimentadas mostram que o aumento da porcentagem de cimento leva a valores crescentes de c' , enquanto o

ângulo de resistência ao cisalhamento permanece praticamente constante (CLOUGH ET AL, 1981). Os ensaios de compressão diametral e compressão uniaxial foram realizados com o objetivo de verificar o grau de cimentação do solo estudado. Verifica-se que quanto maior a resistência à tração e resistência à compressão uniaxial, maior o valor do intercepto coesivo, rigidez e pico de resistência do solo. A resistência à tração e de compressão uniaxial obtidas para o solo em estudo foram respectivamente, iguais a 31,42KPa (ensaio de compressão diametral) e 100,36kPa (ensaio de compressão uniaxial – CA0). A comparação destes resultados com a resistência à tração e compressão uniaxial, calculadas a partir da envoltória de resistência do critério de Mohr-Coulomb mostraram-se próximos. A partir da equação da envoltória, foi obtida a resistência à tração ($\sigma_1^{FUP} = 0$) igual a 39,11kPa e a resistência à compressão uniaxial ($\sigma_3^{FUP} = 0$) de 117,32kPa. Os valores referentes à resistência a tração e a compressão uniaxial, obtidas a partir do critério de Mohr-Coulomb e ensaios de laboratório são mostrados na Figura 99.

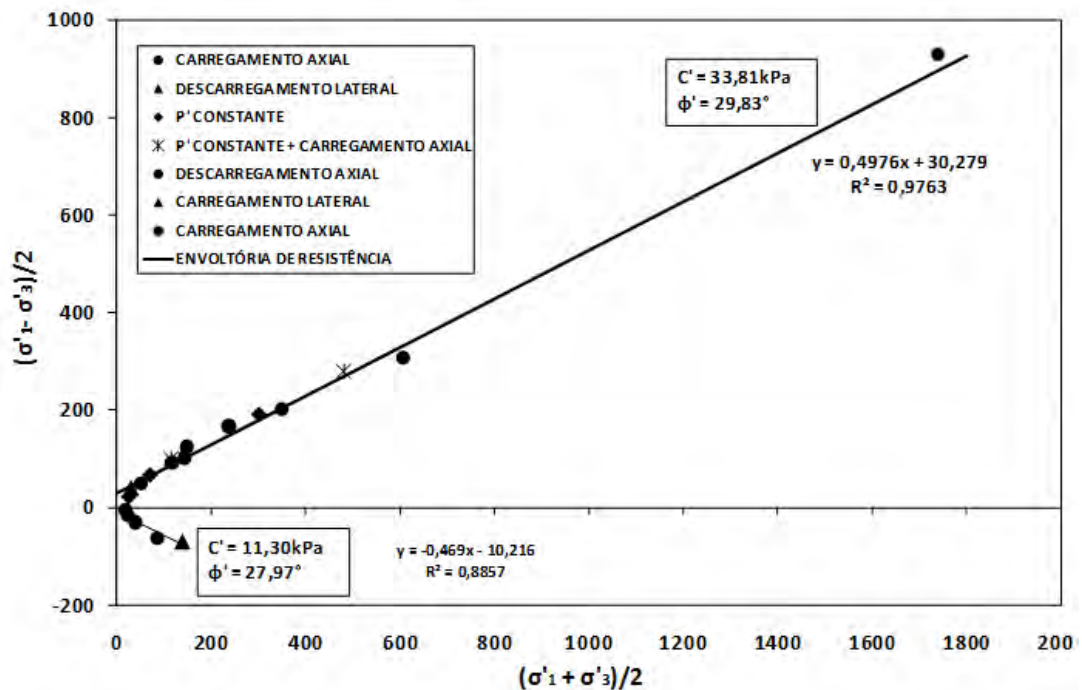


Figura 98 - Envoltórias de resistência dos ensaios triaxiais de compressão e extensão.

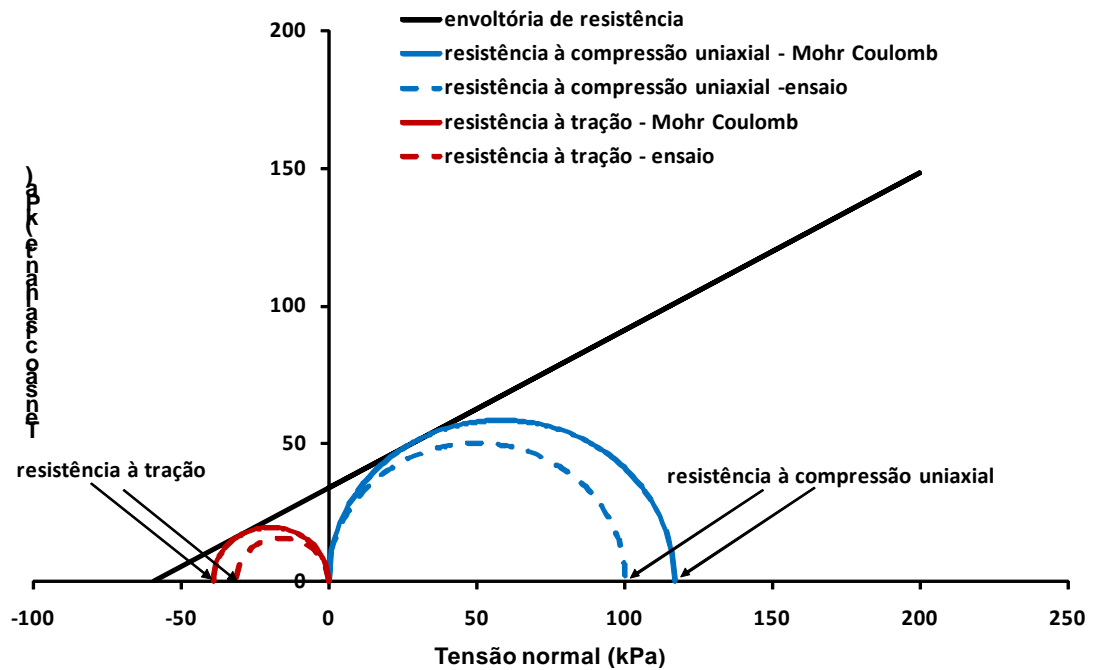
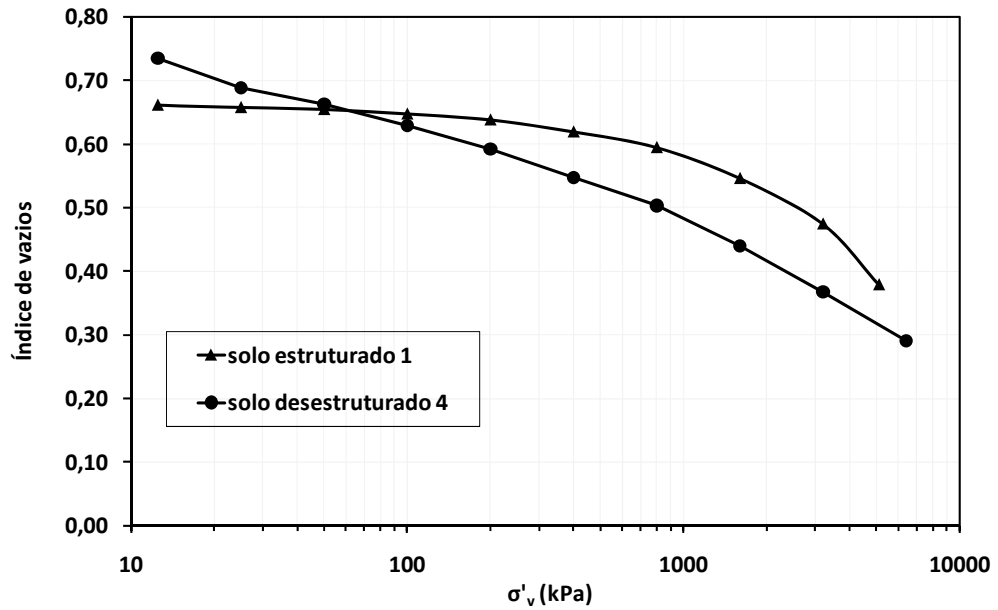


Figura 99- Resistência à tração e à compressão uniaxial do solo em estudo.

4.7 - MODELAGEM MATEMÁTICA

O modelo constitutivo Cam Clay Estruturado, proposto por LIU & CARTER (2002), foi utilizado para prever o comportamento do ensaio “estruturado 1”, com $e_0 = 0,662$. O ensaio realizado com a amostra desestruturada utilizada na modelagem foi a “desestruturado 4”, com $e_0 = 0,735$.

A FiFigura 100 apresenta estas duas curvas em conjunto. Verifica-se que a curva da amostra desestruturada apresenta-se abaixo da curva do solo estruturado, caracterizando o solo estudado como estruturado, de acordo com o modelo teórico-experimental de LEROUEIL & VAUGHAN (1990).



Fi

Figura 100 - Ensaio edométrico utilizados na modelagem matemática.

Os parâmetros κ e e^*_{ic} que definem o comportamento elástico do solo foram obtidos pelo melhor ajuste de uma linha reta aos pontos de recompressão (elástica) do ensaio “estruturado 1 (edom)”, encontrando-se $\kappa = 0,01$, e $e^*_{ic} = 1,28$, considerando-se $p_{ref} = 1\text{kPa}$.

O parâmetro $p'_{y,i}$ foi obtido através da interseção de duas linhas retas definidas pela reta de compressão virgem e a reta de recompressão, encontrando-se $p'_{y,i} = 800$ kPa. Nesse ponto, pela diferença entre o índice de vazios do solo estruturado e desestruturado encontrou-se o valor de $\Delta e_i = 0,10$.

A Figura 101 ilustra a obtenção dos parâmetros κ , e^*_{ic} , e $p'_{y,i}$ utilizados na modelagem.

O parâmetro b foi obtido através de tentativa e erro tentando-se obter o melhor ajuste com os pontos experimentais, utilizando-se a equação [11].

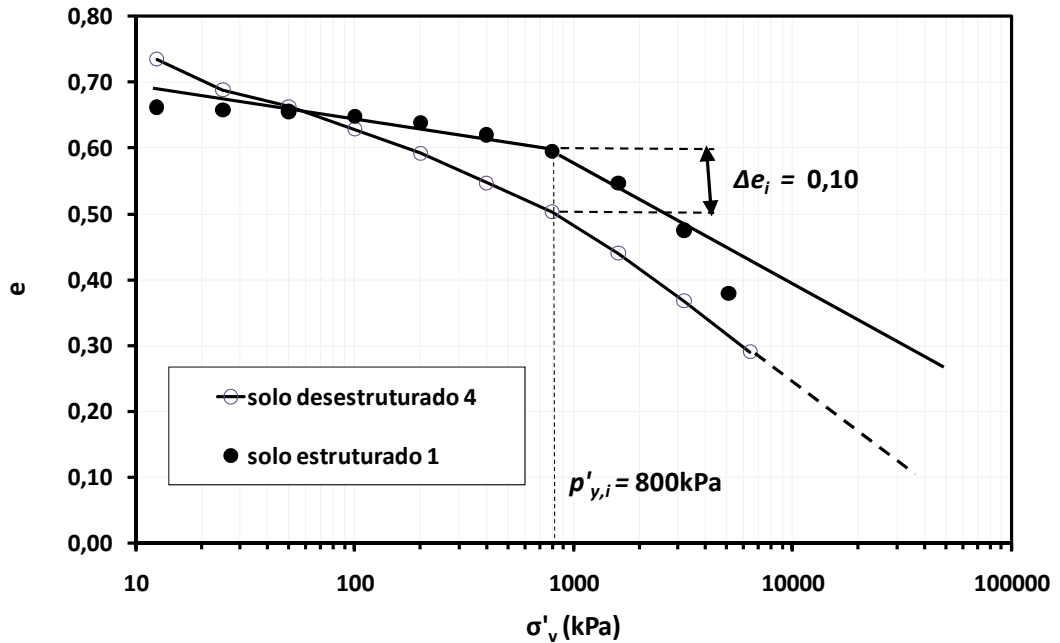


Figura 101 – Determinação dos parâmetros $p'_{y,i}$ e Δe_i , a partir do conjunto dos ensaios “solo estruturado 1” e “solo destruído 4”.

O parâmetro ω foi obtido por meio da equação [4], adotando $1 - \omega \Delta e_i = 0,5$ de acordo com recomendação de LIU&CARTER (2002) e o parâmetro ν^* foi arbitrado.

O parâmetro M^* foi obtido a partir da envoltória abaixo apresentada (Figura 102), de acordo com o espaço de tensões proposto pelo modelo Cam Clay Estruturado. O melhor ajuste para determinação de M^* foi feito com os ensaios CA150, CA300 e CA800, com a envoltória passando pela origem.

Assim, com base no conjunto de parâmetros obtidos, apresentados na Tabela 9, obteve-se a previsão do ensaio “edométrico estruturado 1” com relação as curvas do solo “destruído 4” (Figura 103) e dos ensaios triaxiais também (Figura 103, Figura 103 e Figura 103).

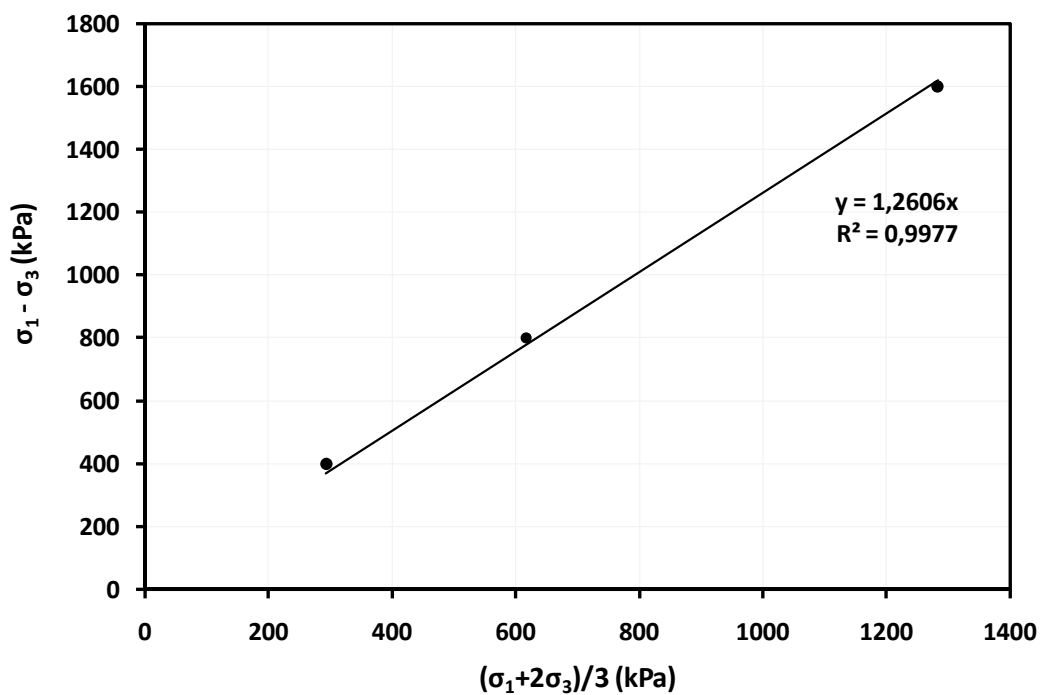


Figura 102 – Envoltória utilizada para determinação de M^* .

Tabela 9 – Parâmetros do solo estudado utilizado no Modelo Cam Clay estruturado.

PARÂMETROS	Solo estruturado 1 + solo desestruturado
$p'_{y,i}$ (kPa)	800
b	0,2
κ	0,01
e^*_{ic}	1,28
M^*	1,30
λ^*	0,075
ν^*	0,20
Δe_i	0,10
ω	3,00

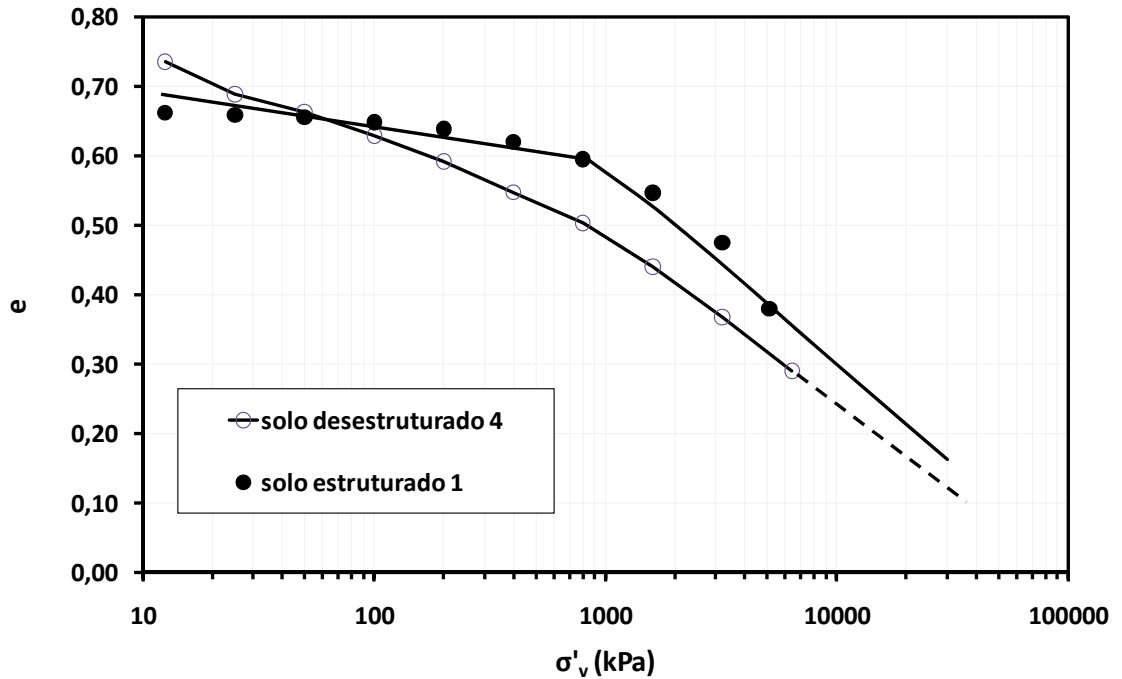


Figura 103 - Previsão do ensaio edométrico do solo estruturado 1, a partir do ensaio “desestruturado 4”.

Comparando os parâmetros obtidos nesta tese com os encontrados por WESLEY (1974), solo residual de rocha vulcânica BURLAND ET AL (1996) e argilas rija de Vallerica e Pietrafitta (Tabela 10), tem-se que:

- Os parâmetros Δe_i apresentam-se próximos, com exceção do solo residual jovem de origem vulcânica.
- A tensão de escoamento ($p'_{y,i}$) do solo residual vulcânico, apresentou valor cerca de três vezes menor que o que o solo residual de gnaisse nesta tese.
- Os valores do parâmetro b , indicativo da taxa de desestruturação do solo, mostraram-se similares, com exceção do solo residual vulcânico.

Tabela 10 – Comparação dos parâmetros Δe_i , $p'_{y,i}$ e b de diferentes solos estruturados.

Solo Estruturado	Δe_i	$p'_{y,i}$ (kPa)	b
Solo residual jovem de gnaiss (nesta tese)	0,13	1200	0,50
Solo residual jovem de gnaiss (nesta tese)	0,166	1200	0,70
Solo residual de rocha vulcânica (WESLEY, 1974)	0,74	476	1,69
Argila rija de Vallerica (BURLAND ET AL., 1996)	0,19	1600	0,20
Argila rija de Pietrafitta (BURLAND ET AL., 1996)	0,26	750	0,60

Na curva tensão-deformação do ensaio CA150 o solo atinge a ruptura ao alcançar a linha de estado crítico (LEC), apresentando a partir daí comportamento perfeitamente plástico. O modelo prevê este comportamento satisfatoriamente (Figura 104). Com relação à deformação volumétrica a porção elástica foi bem representada pelo modelo, mostrando, porém, valores inferiores com relação aos dados experimentais na porção plástica.

No ensaio CA300 a curva tensão-deformação ultrapassa a superfície de escoamento inicial do solo, definida por $p'_{y,i}$, iniciando deformações elasto-plásticas, com o início de quebra de cimentação. As curvas de laboratório e do modelo apresentam resultados bem próximos (Figura 106). Quanto às deformações volumétricas, as curvas do modelo e experimental apresentam mesma tendência, porém com valores do modelo menores, mas com diferença inferior que a da observada no ensaio CA150.

No ensaio com 800kPa (CA800) o modelo representa bem a perda de rigidez da curva tensão deformação, devido à tensão efetiva inicial de confinamento ser igual à $p'_{y,i} = 800\text{kPa}$, limite da tensão de escoamento inicial do solo (Figura 105). Ou seja, desde o início do cisalhamento o solo apresenta deformações elásticas e plásticas. Isto resulta numa maior quebra de cimentação, com a diminuição da rigidez do solo. Quanto às deformações volumétricas as curvas do modelo e

experimental seguem o mesmo padrão, porem diferentemente dos ensaios CA150 e CA300, as deformações volumétricas apresentam valores maiores do que as observadas na curva experimental.

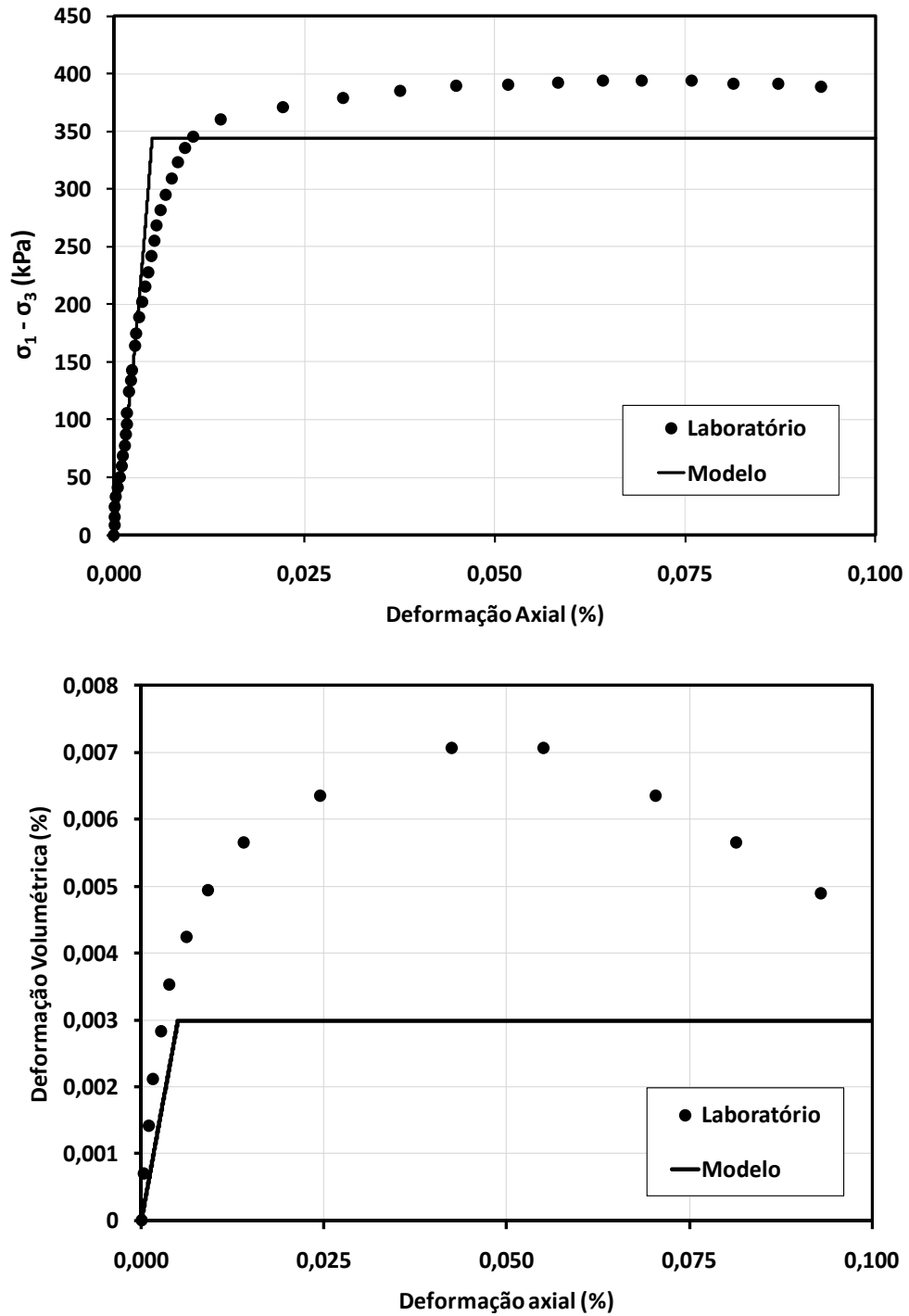


Figura 104 – Modelagem do comportamento mecânico do ensaio CA150.

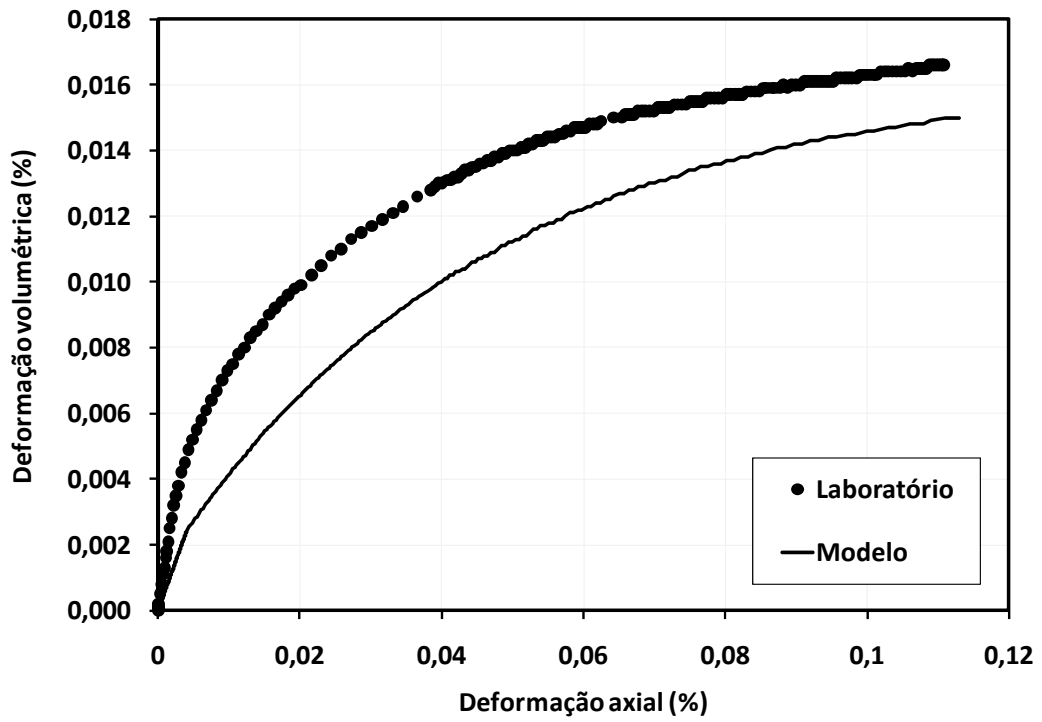
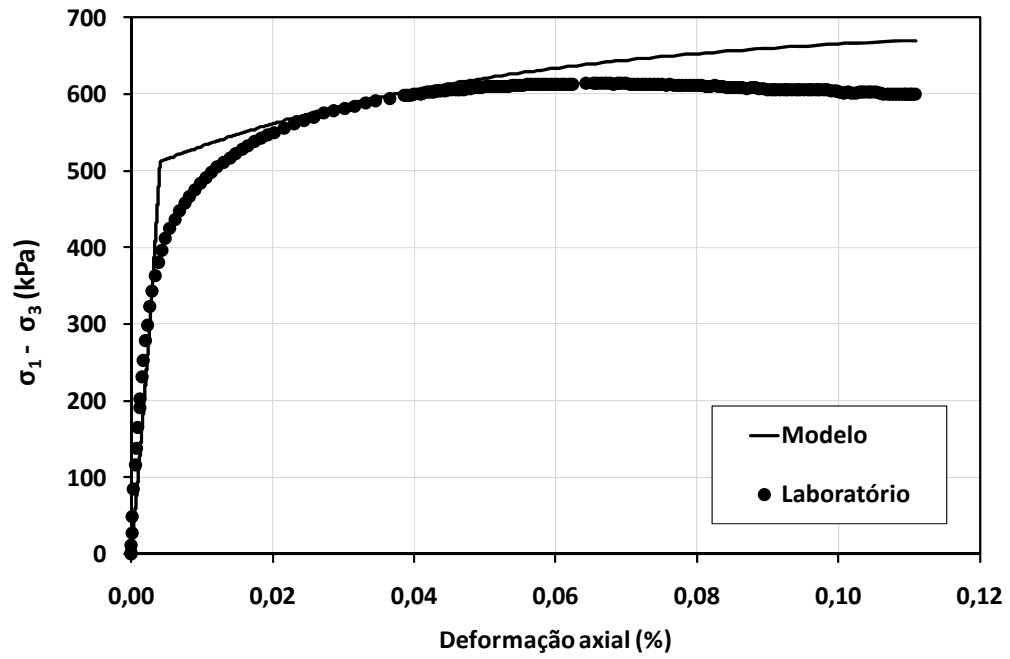


Figura 105 - Modelagem do comportamento mecânico do ensaio CA300.

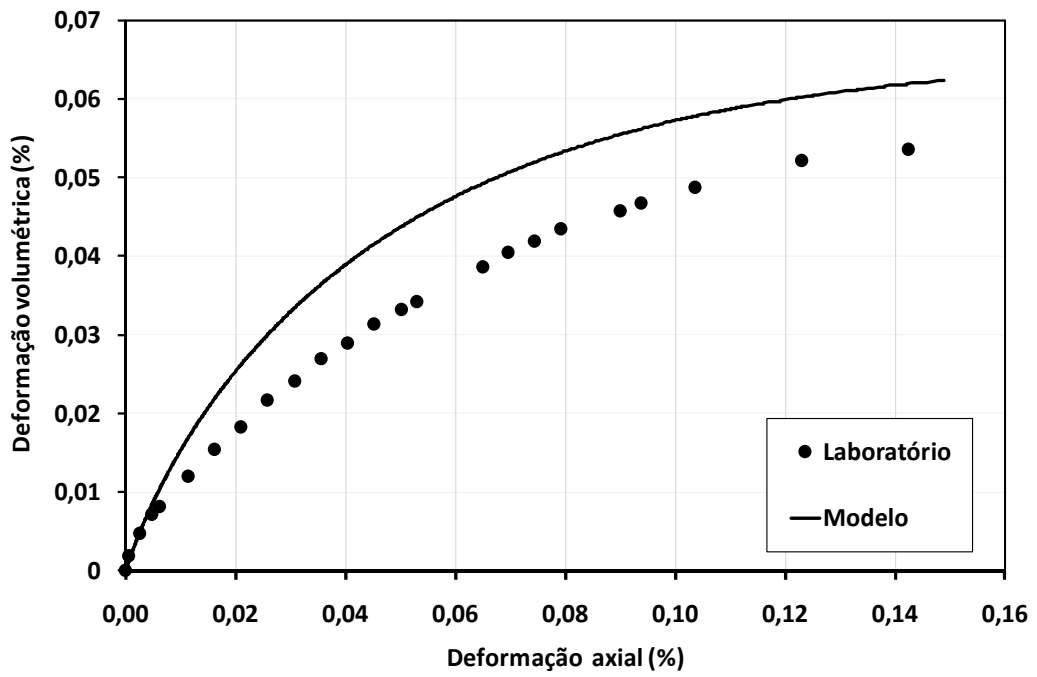
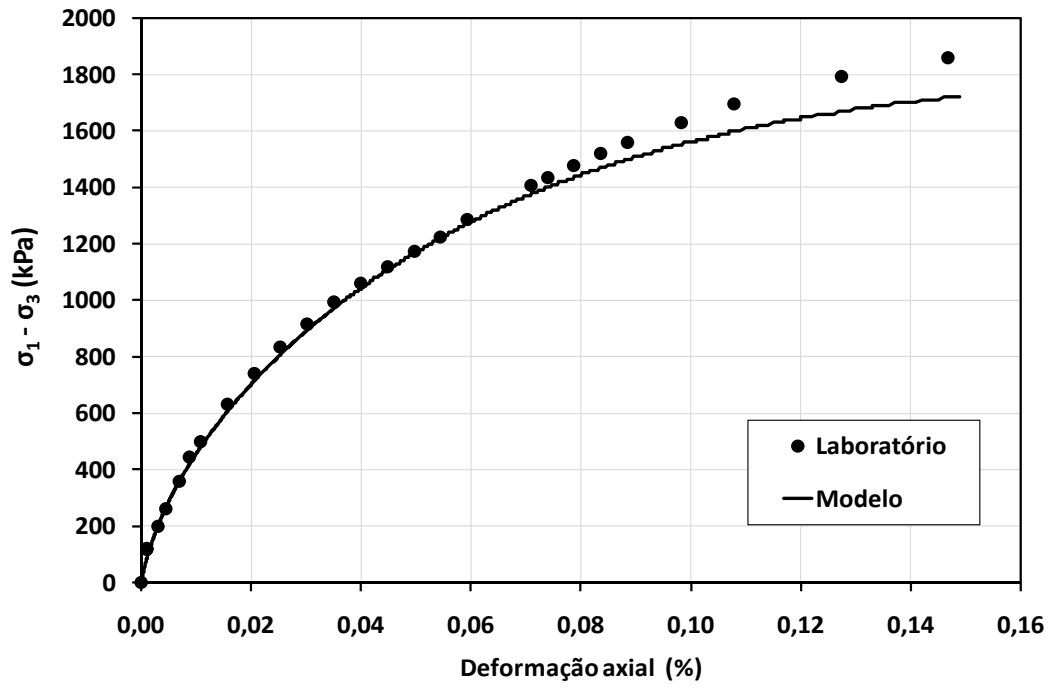


Figura 106 - Modelagem do comportamento mecânico do ensaio CA800.

5 – CONCLUSÕES

As conclusões obtidas a partir dos estudos realizados nesta tese de doutorado são enumeradas a seguir:

- 1) O solo residual jovem de gnaiss estudado foi classificado como um solo estruturado de acordo com o modelo teórico-experimental proposto por LEROUEIL & VAUGHAN (1990).
- 2) A metodologia utilizada para a elaboração das amostras desestruturadas mostrou que: a) a umidade utilizada para as amostras desestruturadas ensaiadas em equipamentos edométricos pode estar aquém do intervalo proposto por BURLAND (1990), b) o nível de carregamento aplicado nas amostras estruturadas no ensaio edométrico pode chegar à ordem de grandeza de 10MPa, para que se possa definir satisfatoriamente a tensão de escoamento do solo.
- 3) O modelo Cam Clay Estruturado conseguiu representar, satisfatoriamente, o comportamento mecânico do solo estruturado estudado para os resultados sem amolecimento.
- 4) O estudo da micromorfologia do solo identificou o ferro como o seu agente cimentante. Este proveniente da alteração dos minerais primários da rocha de origem gnaiss: biotita e granada.
- 5) Os ensaios triaxiais que seguiram a trajetória de tensão de carregamento axial apresentaram características de um solo cimentado, não ocorrendo o mesmo para os resultados das demais trajetórias de tensão. Abaixo são citadas estas verificações experimentais:
 - a) Transição entre as curvas tensão-deformação com pico de resistência, seguido de amolecimento, para um comportamento dúctil, a partir de um certo limite de tensão efetiva de confinamento, verificado como $\sigma'_c = 70\text{kPa}$.
 - b) A máxima taxa de expansão volumétrica (MTEV) nos ensaios de 25kPa e 70kPa ocorreram além do pico resistência, devido à presença da

cimentação. O pico de resistência do solo, diferentemente dos solos granulares densos, não é explicado pelo efeito da dilatância, mas sim pela presença da cimentação (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990; MACCARINI, 1993).

c) Para a tensão efetiva de confinamento de $\sigma'_c = 800\text{kPa}$, a rigidez da curva tensão-deformação diminui. Isto se deve não só ao aumento da tensão de confinamento, bem como a presença de maiores deformações plásticas ocorrendo maior quebra de cimentação no solo.

- 6) Os parâmetros de resistência verificados nas envoltórias de compressão e extensão, foram, respectivamente: $c' = 33,81\text{kPa}$ e $\phi' = 29,83^\circ$, e $c' = 11,30\text{kPa}$ e $\phi' = 27,97^\circ$. Verificações experimentais têm mostrado que a cimentação não tem efeito significativo no ângulo de resistência ao cisalhamento do solo, diferente do intercepto coesivo, o que sugere a influência das trajetórias de compressão e extensão.
- 7) A realização de ensaios de compressão diametral, conhecidas a sucção inicial das amostras ensaiadas, mostraram que a influência da sucção na resistência à tração do solo saturado foi de 22%, para um intervalo de sucção de cerca de 20MPa. A baixa influencia da sucção na $\sigma_{\text{tração}}$ do solo, pode ser explicada pelo fato da sucção inicial das amostras estarem acima de 8MPa, quando a curva de retenção de água apresenta diminuição de sua inclinação, dirigindo-se para o grau de saturação residual do solo. A aplicação de incrementos de sucção não mais terá um aumento significativo na umidade/grau de saturação das amostras, alterando pouco o seu índice de vazios, e sua resistência à tração.
- 8) A resistência à compressão simples obtida através de ensaio triaxial com amostra saturada e a estimativa da resistência à tração saturada mostraram-se satisfatórias quando comparadas às resistências calculadas a partir da equação da envoltória de resistência do critério de Mohr-Coulomb.
- 9) O modelo constitutivo Cam Clay Estruturado foi capaz de prever, satisfatoriamente, o comportamento de compressão do solo estudado. A metodologia utilizada na elaboração das amostras desestruturadas, e os

ensaios edométricos realizados, forneceram parâmetros adequados para a utilização na modelagem.

- 10) Verifica-se a influência da história de tensões no comportamento mecânico do solo residual estudado ao comparar-se os resultados dos ensaios triaxiais DCA25, CA25 e PCA25, com índice de vazios similares. O ensaio DCA25 apresentou resistência cerca de resistência três vezes maior que a encontrada nos ensaios CA25 e PCA25. O ensaio DCA25 foi submetido a trajetórias de tensão (compressão e descompressão isotrópica, carregamento e descarregamento axial, antes de ser cisalhado) diminuindo seu índice de vazios. Vale salientar que a sua MTEV após a ruptura é menor que a dos ensaios CA25 e PCA25, o que fortalece o argumento da influência da trajetória de tensões.
- 11) A tensão de escoamento apresenta valor bem maior que a estimativa da tensão geostática na cota de coleta dos blocos indeformados, reforçando a influência da cimentação entre as partículas e minimizando a ação da história de tensões.
- 12) O índice de vazios inicial da amostra desestruturada utilizada na modelagem foi obtido com $w = 0,61LL$, valor abaixo do intervalo recomendado por BURLAND (1990), $1,5LL \leq w \leq LL$.
- 13) Não se implementar o amolecimento desfavoreceu as comparações entre os resultados experimentais e os do modelo.
- 14) As modificações propostas, originalmente nesta tese, nas equações de LIU & CARTER (2002) para o cálculo dos incrementos de deformação volumétrica e de distorção plásticos.

Algumas sugestões são sugeridas com o intuito de dar continuidade à tese apresentada. Os itens são sugeridos com aplicação em solos residuais formados a partir da alteração de diferentes rochas de origens:

- 1) Realização de ensaios de compressão uniaxial em equipamento triaxial, com amostras saturadas e tensão efetiva de confinamento nula; verificar através de análise química a porcentagem do agente cimentante;

correlacionar a resistência à compressão uniaxial com porcentagem de agente cimentante.

- 2) Verificar a possibilidade de classificação do solo estruturado através do modelo proposto por LEROUEIL & VAUGHAN (1990), através de diferentes maneiras de obtenção das amostras desestruturadas, utilizadas em ensaios edométricos:
 - a) Tratamento inicial do solo: secagem ao ar em bandejas durante 24 horas; secagem em estufa em bandejas, durante 24 horas, a 50°C; sem secagem (umidade natural).
 - b) Homogeneização do solo com uso de espátula e homogeneização do solo com dispersor.
 - c) Comparação dos ensaios edométricos.
- 3) Utilização do modelo Cam Clay Estruturado na previsão do comportamento de outros solos residuais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas: NBR 6459 (1984) – Solo – Determinação do limite de liquidez.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas: NBR 6508 (1984) – Grãos de solo que passa na peneira 4 – Determinação da massa específica.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas: NBR 7180 (1984) – Solo – Determinação do limite de plasticidade.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas: NBR 7181 (1984) – Solo – Análise granulométrica.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas: NBR 7222 (1994) – Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos.
- ANAGNOSTOPOULOS, A.G., KALTEZIOTIS, N., TSIAMBAOS, G.K., & KAVVADAS, M.. Geotechnical properties of the Corinth Canal marls. *Geotechnical and Geological Engineering*, 1991. 9(1): 1–26.
- BASTOS, C. A. B. 1999. Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados. Rio Grande do Sul: Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Tese de Doutorado. 303 p.
- BLIGHT, G.E. 1997. *Mechanics of residual soils – A guide to the formation, classification and geotechnical properties of residual soils, with advice for geotechnical design*. Balkema, 237 p.
- BOEY, C.F. & CARTER, J.P. Manufacture and mechanical testing of an artificially cemented carbonate soil, *Journal of Geotechnical Engineering*. 1989. 20(2). p.161-183.
- BRESSANI, L. A. 1990. Experimental Properties of Bonded Soils. Ph. D. Thesis. Imperial College of Science and Technology. London. 459 p.
- BRITO, A. T. A. 1981. Estudo químico e mineralógico de um perfil de alteração de um gnaiss migmatítico do Campo Experimental da PUC-RJ. Rio de Janeiro: Pontifícia Universidade do Rio de Janeiro. Dissertação de Mestrado.

- BS - British Standards. – BS 1377 (1990) - Methods of test for soils for civil engineering purposes. General requirements and sample preparation.
- BRAND, E. W. 1985. Geotechnical engineering in tropical residual soils. *First International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils. Proceedings. Brasil.* 3. p. 23-100.
- BURLAND, J.B. On the compressibility and shear strength of natural soils. *Geotéchnique.* 1990. 40(3). p. 329–378.
- BURLAND, J. B., RAMPOLLO, S., GEORGIANNOU, V. N. & CALABRESI, G. A laboratory study of the strength of four stiff clays. *Geotéchnique*, 1996.46(3). p. 491-514.
- CLOUGH, G. W., SITAR, N., BACHUS, R. C. & RAD, N. S. (1981) Cemented sands under static loading. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASC.* 107(GT6). 1981. p. 799-817.
- COLLINS, K. & MCGOWN, A. The form and function of microfabric features in a variety of natural soils. *Geotéchnique.* 24(2). 1974. p. 223-254.
- COLLINS, K. 1985 Towards characterization of tropical soil microstructure. In: *First International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils. Proceedings. Brasil.* p. 85-96.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J., PEREIRA, J. H. F. & GUIMARÃES, R. C. 2002. Curves de retenção d'água d'un perfil d'alteração. In: *Third International Conference on Unsaturated Soils. Brasil. Proceedings.* p. 289-294.
- CAMPOS, T. M. DE. 1989. Considerações sobre o comportamento de engenharia de solos saprolíticos de gnaíse. *II Colóquio de Solos Tropicais e Subtropicais. Porto Alegre-RS.* p. 147-165.
- DE OLIVEIRA, C. P. DE 2000. Estudo do comportamento tensão-deformação-resistência de um solo residual de biotita gnaíse saturado. Rio de Janeiro: Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Dissertação de Mestrado. 114p.
- ELLIOT, G. M. & BROWN, E. T. Yield of a soft, high-porosity rock. *Géotechnique.* 1985. 35 (4). p. 413-423.

- FREDLUND, D.G. & RAHARDJO, H. 1993. Soil mechanics for unsaturated soils. John Wiley and Sons, INC., New York.
- FUTAI, M. M. 2003. Estudo teórico- experimental do comportamento de solos tropicais não saturados: aplicação a um caso de voçorocamento. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro. Tese de Doutorado. 597 p.
- GENS, A. & NOVA, R.. Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks. In Geotechnical engineering of hard soils - soft rocks. 1993. Vol. 1, pp. 485-494.
- GOOGLE MAPS. 2010. Disponível em <http://maps.google.com.br>. Acesso em Janeiro de 2010.
- HUANG, J.T. & AIREY, D.W. Properties of Artificially Cemented Carbonate Sand, *Geotéchnique*. 1998. 43(1). p. 53-67.
- KIM, M. K. & LADE, P. V. Single hardening constitutive model for frictional materials – I. Plastic potential function. *Comput. Geotech.* 5. 1998. p. 307-324.
- LADE, P. V. & KIM, M. K. Single hardening constitutive model for frictional materials – II. Yield criterion and plastic work contours. *Comput. Geotech.* 1988a. 6. p. 13-29.
- LADE, P. V. & KIM, M. K. Single hardening constitutive model for frictional materials – III. Comparisons with experimental data” *Comput. Geotech.* 1988b. 6. p. 31-47.
- LADE, P. V. & KIM, M. K. Single hardening constitutive model for soil, rock and concrete. *Int. J. Solids Struct.* 1995. 32(14). p. 1963-1978.
- LAGIOIA, R. & NOVA, R. An experimental and theoretical study of the behaviour of a calcarenite in triaxial compression. *Geotéchnique*. 1995. 45(4). p. 633–648.
- LEROUEIL, S. & VAUGHAN, P. R. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. *Geotechnique*. 1990. 40(3). p. 467-488.
- LIMA, E. M. B. 1994. Caracterização química e mineralógica de perfis de alteração em biotita e gnaise, no município do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro. Dissertação de Mestrado. 136 p.
- LIU, M. D. & CARTER, J. P. Virgin compression of structured soils. *Geotéchnique*. 1999. 49(1). p. 43-57.

- LIU, M. D. & CARTER, J. P. Modelling the destructuring of soils during virgin compression. *Geotéchnique*. 2000. 50(4). p. 479-483.
- LIU, M. D. & CARTER, J. P. A structured Cam Clay model. *Canadian Geotechnical Journal*. 39. 2002. p. 1313–1332.
- LUMB, P. The properties of decomposed granite. *Geotéchnique*. 1962. 12(3). p. 60-71.
- MACCARINI, M. 1980. Ensaio Triaxiais e de Cisalhamento Direto no Solo Residual Jovem do Campo Experimental da PUC-Rio, Gávea. Dissertação de Mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro.
- MACCARINI, M. 1987. Laboratory studies of a weakly bonded artificial soil. Ph. D. Thesis. Imperial College of Science and Technology. London. 323 p.
- MALANDRAKI, V. & TOLL, D. G. Triaxial tests on weakly bonded soil with changes in stress path. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Junho. 2001. p. 282-291.
- MARQUES, E. A. G. 1992. Estudo da alteração e alterabilidade de alguns folhelhos e siltitos da Bacia Sedimentar do Recôncavo – Bahia. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro. Dissertação de Mestrado. 167 p.
- MARTINS, F. B. 2001. Investigação do comportamento mecânico de um solo naturalmente estruturado. Rio Grande do Sul: Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Tese de Doutorado. 303 p.
- MITCHELL, J. K. 1993. *Fundamentals of soil behavior*. 2nd Edition. John Wiley and Sons. New York. 426 p.
- MITCHELL, J. K. E SITAR, N. 1982. Engineering properties of tropical residual soils. In: *Conference on Engineering and Construction in Tropical Residual Soils. Proceedings. Hawaii*. p. 30-57.
- MORRO DO PENHASCO. 2010. Disponível em <http://www.rio.rj.gov.br/>. Acesso em Janeiro de 2010.
- RIBEIRO, A. S. S. 2009. Caracterização física, química, mineralógica e micromorfológica dos solos da Serra Sul, Floresta Nacional de Carajás, Pará. Dissertação de Mestrado em Agronomia (Solos e Nutrição de Plantas). Universidade Federal de Viçosa.

- NAGARAJ, T. S., PANDIAN, N. S. & NARASIMHA RAJU, P. S. R. Compressibility behaviour of soft cemented soils. *Geotéchnique*. 1998. 48(2). p. 281–287.
- NISHIDA, K. & AOYAMA, C. 1985. Physical properties and shear strength of decomposed granite soil. In: *First International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils. Proceedings. Brasil*. p. 371-382.
- PRIETTO, P.D.M, SCHNAID, F. & CONSOLI, N.C. Aspectos do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado. *Revista Solos e Rochas*. 1997. 20(3). p. 145-165.
- PROJETO RADAMBRASIL. 1983. Folha Rio de Janeiro, Vol. 26.
- ROCHA FILHO, P., ANTUNES, F. S. & FALCÃO, M. F. G. 1985. Qualitative influence of the weathering degree upon the mechanical properties of an young gneiss residual soil. In: *First International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils. Proceedings. Brasil*. p. 281-294.
- ROSCOE, K.H. & BURLAND, J.B. 1968. *On the generalised stress-strain behaviour of 'wet clay'*. Cambridge University Pres.
- SANDRONI, S. S. 1973. Resistência ao cisalhamento dos solos residuais das encostas da Guanabara. Rio de Janeiro: Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Dissertação de Mestrado. 57 p.
- SANDRONI, S. S. 1981. Solos residuais gnáissicos – pesquisa realizada na PUC-Rio. *Anais do Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, COPPE/UFRJ – ABMS. Rio de Janeiro*.
- TEIXEIRA, W., TOLEDO, M. C. M., FAIRCHILD, T. R. & TAIOLI, F. 2003. *Decifrando a Terra*. 2ª Edição. Editora Oficina dos Textos. 624 p.
- TOWNSEND, F. C., MANKE, P. G. & PARCHER, J. V. 1971. The influence of sesquioxides on lateritic soil properties. *Highway Research Record, Highway research Board, Washington, D. C.* 374. p. 80-92.
- VARGAS, M. 1953. Some engineering properties of residual clay soils occurring in southern Brazil. In: *Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Zurich. Proceedings*. p. 67-71.

- VARGAS, M. 1982. O Uso dos Limites de Atterberg na Classificação dos Solos Tropicais. *Anais do VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações – VII COBRAMSEG. Olinda/Recife-PE.* p. 262-278.
- VAUGHAN, P. R. 1985. Mechanical and Hydraulic Properties of Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, particularly as related to their Structure and Mineral Components. In: *First International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils. Brasil. Proceedings.* p. 231-263.
- VAUGHAN, P. R. 1988. Characterising the Mechanical Properties of in-situ Residual Soils. In: *Second International Conference on Geomechanics in Tropical Soils. Singapore. Proceedings.* p. 20-37.
- YONG, R. N. & NAGARAJ, T. S. 1977. Investigation of fabric and compressibility of a sensitive clay. In: *International Proceedings on Soft Clay. Asian Institute of Technology.* p. 327–333.
- WERNICK, B. 2004. Rochas magmáticas - conceitos fundamentais e classificação modal, química, hemodinâmica e tectônica. São Paulo: Editora UNESP. 1ª Edição. 655 p.
- WESLEY, L. D. Discussion on 'Structural behaviour of residual soils of the continually wet Highlands of Papua New Guinea' by Wallace. *Geotéchnique.* 1974. 24(1). p.101-105.
- WONG, R. C. K. Swelling and softening behaviour of La Biche shale. *Canadian Geotechnical Journal.* 35. 1998. p. 206–221.
- WANG, Y. H. & Yan, W. M. Laboratory Studies of Two Common Saprolitic Soils in Hong Kong. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental.* 2006. 7. p. 923–930.
- OHTSUKI, H., NISHI, K., OKAMOTO, T. & TANAKA, S. 1981. Time dependent characteristics of strength and deformation of a mudstone. *Proceedings of Symposium on Weak Rock. Vol. 1.* p. 119-124.