

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO
SAPROLÍTICO DE BASALTO DE TEUTÔNIA, RS**

Aline Pereira Denardin

Porto Alegre
Maio de 2005

ALINE PEREIRA DENARDIN

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO
SAPROLÍTICO DE BASALTO DE TEUTÔNIA, RS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia na modalidade Acadêmico

Porto Alegre
Maio de 2005

DENARDIN, Aline Pereira

Estudo do comportamento mecânico de um solo saprolítico de basalto de Teutônia, RS / Aline Pereira Denardin. – Porto Alegre: PPGEC/UFRGS, 2005.

135 p.

Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul; Mestre em Engenharia. Orientadores: Luiz Antônio Bressani e Adriano Virgílio Damiani Bica.

1. Propriedades geotécnicas de solos residuais.

Aline Pereira Denardin

CCAA2

ALINE PEREIRA DENARDIN

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO
SAPROLÍTICO DE BASALTO DE TEUTÔNIA, RS**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelos professores orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 20 de Maio de 2005

Prof. Luiz Antônio Bressani
Ph.D pela University of London, U. K.
Orientador

Prof. Adriano Virgílio Damiani Bica
Ph.D pela University of Surrey, U. K.
Orientador

Prof. Fernando Schnaid
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Cezar Augusto Burkert Bastos (FURG)
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. André Cezar Zingano (UFRGS)
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof^ª. Wai Ying Yuk Gehling (UFRGS)
D.Sc. pela Universidade Politécnic da Catalunya

Aos meus pais

Que a nossa mensagem seja a nossa própria vida.

Mahatma Gandhi

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar os mais sinceros agradecimentos a todos aqueles de que alguma forma auxiliaram na realização desta dissertação. Sem dúvida, a conclusão deste trabalho só foi possível com o apoio de todos vocês. Em especial à:

Deus, pela minha vida, pela minha família, pelas oportunidades que me foram concedidas e por guiar-me nos caminhos da vida.

Aos meus pais Ângelo e Tânia por me apoiarem e auxiliarem em todos os momentos, principalmente nos mais difíceis. Obrigada por acreditarem na minha capacidade e por sempre me incentivarem em minhas escolhas.

Aos meus irmãos Simone e Alex pelas conversas e pelo companheirismo. Agradeço também à Simone pela grande ajuda com as figuras.

Ao meu namorado Rafael, que sempre me incentivou durante a realização deste trabalho. Obrigada pelo apoio, carinho e pela compreensão de estarmos distantes...

À minha avó Mercedes e ao seu esposo Darcy por terem me acolhido com tanto carinho durante estes dois anos aqui em Porto Alegre.

Aos meus professores orientadores Luiz A. Bressani e Adriano V. D. Bica pelos ensinamentos, pela dedicação e empenho e também pela amizade, principalmente na finalização deste trabalho.

Aos professores da Universidade Federal de Santa Maria, Rinaldo J. B. Pinheiro e Talles Araújo pelo incentivo e por terem me recomendado ao PPGEC/ UFRGS.

Ao técnico do Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRGS Jair F. Floriano da Silva agradeço pela grande ajuda na realização dos ensaios, pelos ensinamentos, pela disposição e também pelo convívio durante quase um ano.

Ao colega Marcelo Rigo, pelo auxílio na realização deste trabalho desde seu início. Agradeço pela disposição no esclarecimento das dúvidas e também pela disponibilização dos resultados de ensaios.

Aos colegas de curso Alberto B. Lima e Silva, Ana Paula S. dos Santos, Augusta B. dos Santos, Daniela de David, Diego Foppa, Diego Wesseling, Fábio Ribeiro, Felipe Gobbi, Leandro Marcon, Rodrigo Montemezzo, Taís Retore e Viviane Wickbolt, pelo companheirismo, pela amizade, pela divertida convivência e pela ajuda em todos os momentos do curso.

Aos colegas do PPGEC Juliana Bernardes, Rodrigo S. Lovato, Rodrigo Moraes da Silveira e Rodrigo Malysz, pela amizade, pela ajuda principalmente no início do curso e também pelas dicas no seu decorrer.

Ao CNPq pelo apoio financeiro durante o curso de mestrado.

RESUMO

DENARDIN, A. P. **Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Saprolítico de Basalto de Teutônia, RS.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Essa dissertação apresenta um estudo experimental, com o objetivo de caracterizar a influência da estrutura no comportamento mecânico do solo saprolítico de basalto da região de Teutônia, RS. São apresentados os resultados de ensaios edométricos, ensaios de compressão isotrópica e ensaios de compressão triaxial não drenados (CIU) em amostras reconstituídas juntamente com ensaios de compressão triaxial drenados (CID) e ensaios de compressão isotrópica em amostras indeformadas.

A análise dos resultados obtidos nesta dissertação juntamente com os resultados obtidos por Rigo (2005) mostrou que tanto em compressão confinada como em compressão isotrópica o solo indeformado apresenta um comportamento bem mais rígido que solo reconstituído e consegue sustentar índices de vazios bem maiores para um mesmo valor de tensão. Foi observada uma tensão de plastificação em torno de 350 kPa.

Nos ensaios triaxiais CID o solo indeformado apresentou um comportamento dependente do nível de tensão confinante. Para tensões confinantes mais elevadas foi observada uma queda brusca na curva tensão-deformação após o pico, associada com a formação de um plano de ruptura polido no corpo de prova.

A partir dos resultados dos ensaios de compressão isotrópica e ensaios triaxiais CIU no solo reconstituído foram determinadas uma linha de compressão normal (NCL) e uma linha de estado crítico (CSL) para o solo nesta condição. Foi observado que os resultados dos ensaios triaxiais CID no solo indeformado se ajustaram bem a estas linhas de estado.

ABSTRACT

DENARDIN, A. P. **Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Saprolítico de Basalto de Teutônia, RS.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

This dissertation presents an experimental study which characterises the influence of soil structure on the mechanical behaviour of a basaltic saprolitic soil from Teutônia, RS. Test results of oedometer, undrained triaxial compressions (CIU) tests and isotropic compression tests on reconstituted specimens are presented alongside with drained compression (CID) tests and isotropic compression tests on undisturbed specimens.

The analysis of the data obtained in this work together with the data obtained by Rigo (2005) showed that the undisturbed soil presents a stiffer behaviour than the reconstituted soil in oedometer tests and in the isotropic compression tests, maintaining a much higher voids ratio at the same stress level. The identified yield stress was about 350 kPa.

The drained triaxial tests on undisturbed soil showed a behaviour which was dependent of the confining stress applied. For high confining stress levels there was a sharp drop on the stress strain curve after peak associated with formation of polished shear plane on the specimen.

From the results of isotropic compression and undrained compression tests (CIU) on reconstituted specimens it was defined a normal consolidation line (NCL) and a critical state line (CSL). It has been observed that the results of drained triaxial tests on undisturbed soil specimens have good agreement to such lines.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	13
LISTA DE TABELAS	17
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS	18
1 INTRODUÇÃO	20
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	22
2.1 TEORIA DO ESTADO CRÍTICO	22
2.1.1 Compressão Isotrópica	22
2.1.2 Linha de Estado Crítico	24
2.1.3 Superfície de Roscoe	27
2.1.4 Superfície de Hvorslev	28
2.2 ARGILAS RECONSTITUÍDAS	30
2.3 SOLOS ESTRUTURADOS	32
2.3.1 Definição de Estrutura	32
2.3.2 Origem da Estrutura	34
2.3.3 Solos Residuais	35
2.3.4 Influência Da Estrutura No Comportamento Mecânico Dos Solos	36
2.3.4.1 Plastificação da Estrutura	37
2.3.4.2 Compressão Unidimensional e Isotrópica	42
2.3.4.3 Compressão Triaxial	48
3 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO E METODOLOGIA DE ENSAIOS	55
3.1 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	55
3.2 METODOLOGIA DE ENSAIOS	61
3.2.1 Ensaio Edométricos	61
3.2.1.1 Generalidades	61
3.2.1.2 Preparação dos Corpos de Prova	61
3.2.1.3 Equipamento Utilizado e Procedimentos de Ensaio	62
3.2.2 Ensaio Triaxiais	64
3.2.2.1 Generalidades	64
3.2.2.2 Preparação dos Corpos de Prova	65
3.2.2.3 Equipamento Utilizado	69
3.2.2.4 Procedimentos de Ensaio	70
4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	75
4.1 ENSAIOS EDOMÉTRICOS	75

4.2 ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL	79
4.2.1 Ensaios de Compressão Triaxial Adensados e Não Drenados (CIU)	80
4.2.1.1 Cabeçote de Carga	82
4.2.1.2 Principais Resultados dos Ensaios CIU	85
4.2.2 Ensaios de Compressão Triaxial Adensados e Drenados (CID)	90
4.3 ENSAIOS DE COMPRESSÃO ISOTRÓPICA	98
5. DISCUSSÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	101
5.1 COMPRESSIBILIDADE	101
5.2 COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO	112
5.3 TRAJETÓRIAS DE TENSÕES E ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA	116
5.4 DISCUSSÃO GERAL DOS RESULTADOS E PROPOSTA DE UMA CSL	121
6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	129
6.1 CONCLUSÕES	129
6.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	132
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	133

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Diagrama de compressão isotrópica (Atkinson & Bransby, 1978)	23
Figura 2.2: Linha de estado crítico no plano $v: \ln p'$ (Atkinson & Bransby, 1978)	25
Figura 2.3: Superfície de estado limite: (a) compressão isotrópica e (b) expansão da superfície de plastificação (Leroueil & Hight, 2002)	26
Figura 2.4: Linha de estado crítico no espaço $q : p' : v$ (Atkinson & Bransby, 1978)	27
Figura 2.5: Curvas de ensaios drenados e não drenados no espaço $q : p' : v$ (Atkinson & Bransby, 1978)	28
Figura 2.6: Trajetória de ensaios no plano $q/p'_e : p'/p'_e$ (Atkinson & Bransby, 1978) ...	29
Figura 2.7: Superfícies de estado limite no plano normalizado $q/p'_e : p'/p'_e$ (Leroueil & Hight, 2002)	30
Figura 2.8: Relação entre I_v e $\log s'_v$ para argilas normalmente adensadas (Burland, 1990)	32
Figura 2.9: Superfícies de plastificação de materiais estruturados: (a) argilas com estrutura anisotrópica e (b) rochas brandas e solos residuais (Leroueil & Vaughan, 1990)	38
Figura 2.10: Diferentes mecanismos de plastificação da estrutura (Leroueil & Vaughan, 1990)	39
Figura 2.11: Esquema do comportamento do solo pelas superfícies de plastificação Y_1 , Y_2 e Y_3 (Jardine, 1992)	40
Figura 2.12: Deformação da superfície de plastificação para uma argila estruturada (Leroueil <i>et al</i> , 1979)	41
Figura 2.13: Esquema do comportamento de um solo estruturado e de um “solo ideal” (Leroueil, 1992; <i>apud</i> Leroueil & Hight, 2002)	42
Figura 2.14: Comparação entre as curvas de compressão de um solo estruturado e desestruturado (Leroueil & Vaughan, 1990)	46
Figura 2.15: Plastificação de solos estruturados (Vaughan <i>et al</i> , 1988)	46
Figura 2.16: Ensaios de compressão confinada realizados em solos residuais do sul do Brasil (Vargas, 1953)	47
Figura 2.17: Comportamento em compressão da argila natural e reconstituída (Cotecchia & Chandler, 1997)	47
Figura 2.18: Ensaios de compressão isotrópica (Leroueil <i>et al</i> , 1979)	48
Figura 2.19: Resultados de ensaios triaxiais drenados (Leroueil & Vaughan, 1990)	49
Figura 2.20: Comportamento tensão-deformação e variação volumétrica do solo residual de gnaiss (Sandroni & Maccarini, 1981)	51
Figura 2.21: Resultados de ensaios triaxiais CID (Laggioia & Nova, 1995)	52
Figura 2.22: Ensaios triaxiais CIU (Leroueil <i>et al</i> , 1979)	53

Figura 2.23: Envoltórias de resistência normalizadas para o solo intacto (MP) e desestruturado (HP) (baseado em: Amorosi & Rampello, 1998 ; <i>apud</i> Leroueil & Hight, 2002)	54
Figura 3.1: Vista geral do talude Teutônia (Rigo, 2000)	56
Figura 3.2: Perfil do subsolo no local de amostragem (Rigo, 2005)	57
Figura 3.3: Curva Granulométrica – série GR2 (Rigo, 2000)	58
Figura 3.4: Microfotografias do solo de Teutônia (1 – matriz argilosa; 2 – fenocristal alterado; 3 – óxido secundário), (Rigo, 2000)	60
Figura 3.5: Prensa de adensamento fabricada pela empresa Wykeham Farrance	63
Figura 3.6: Preparação do solo para moldagem dos corpos de prova	66
Figura 3.7: Moldagem dos corpos de prova	67
Figura 3.8: Rasamento do corpo de prova	67
Figura 3.9: Retirada do corpo de prova	68
Figura 3.10: Utilização de papel filtro lateral no corpo de prova	68
Figura 3.11: Equipamentos para moldagem de amostras indeformadas (torno, fio de arame, berço de amostras e espátula)	69
Figura 3.12: Equipamentos de aquisição e gerenciamento de dados para os ensaios triaxiais	71
Figura 3.13: Equipamentos para ensaio triaxial instrumentado (câmara com capacidade de 800 kPa de tensão confinante)	72
Figura 3.14: Equipamentos para ensaio triaxial instrumentado (câmara com capacidade de 1700 kPa de tensão confinante)	72
Figura 3.15: Bucha adaptada à câmara triaxial munida de rolamentos lineares	73
Figura 4.1: Curvas de variação de índice de vazios com $\log s'_v$, para o solo de Teutônia reconstituído em diferentes condições de moldagem	76
Figura 4.2: Curvas de variação de índice de vazios com s'_v , para o solo de Teutônia reconstituído em diferentes condições de moldagem	77
Figura 4.3: Curvas de variação de altura com o tempo do solo de Teutônia reconstituído no limite de liquidez	78
Figura 4.4: Formação de plano de ruptura nos corpos de prova reconstituídos, devida à rotação do cabeçote	83
Figura 4.5: Cabeçote do corpo de prova e pistão de cargas da câmara triaxial desenvolvidos nesta dissertação	83
Figura 4.6: Comparação entre as curvas s_d x e_a - ensaios com cabeçote simples e com cabeçote modificado (*)	84
Figura 4.7: Padrão de ruptura dos corpos de prova reconstituídos, quando ensaiados com a rotação do cabeçote contida	84
Figura 4.8: Resultados dos ensaios CIU: (a) curvas tensão desvio x deformação axial, (b) curvas poropressão x deformação axial ($s'_c = 30$ e 50 kPa)	86

Figura 4.9: Resultados dos ensaios CIU: (a) curvas tensão desvio x deformação axial, (b) curvas poropressão x deformação axial ($s'_c = 100$ e 200 kPa)	87
Figura 4.10: Resultados dos ensaios CIU: (a) curvas tensão desvio x deformação axial, (b) curvas poropressão x deformação axial ($s'_c = 300$ e 400 kPa)	88
Figura 4.11: Resultados dos ensaios CIU: (a) curvas tensão desvio x deformação axial, (b) curvas poropressão x deformação axial	89
Figura 4.12: Trajetórias de tensões efetivas de ensaios triaxiais CIU (amostras reconstituídas)	90
Figura 4.13: Aplicador de pressão hidráulica diferenciado	91
Figura 4.14: Padrão de ruptura dos corpos de prova indeformados (corpo de prova referente ao ensaio de 800 kPa)	93
Figura 4.15: Ensaios CID: (a) curvas tensão desvio versus x deformação axial, (b) curvas deformação volumétrica x deformação axial ($s'_c = 800$ kPa)	95
Figura 4.16: Ensaios CID: (a) curvas tensão desvio versus x deformação axial, (b) curvas deformação volumétrica x deformação axial ($s'_c = 1200$ kPa)	96
Figura 4.17: Ensaios CID: (a) curvas tensão desvio versus x deformação axial, (b) curvas deformação volumétrica x deformação axial (amostras indeformadas)	97
Figura 4.18: Ensaios de compressão isotrópica: curvas índice de vazios x logaritmo da tensão efetiva de confinamento (amostras reconstituída e indeformada)	99
Figura 4.19: Ensaios de compressão isotrópica: curvas índice de vazios x tensão efetiva de confinamento (amostras reconstituída e indeformada)	100
Figura 5.1: Ensaios edométricos: curvas de variação de índice de vazios com $\log s'_v$, para o solo de Teutônia nas condições reconstituída e indeformada	103
Figura 5.2: Ensaios edométricos: curvas de variação de índice de vazios com s'_v , para o solo de Teutônia nas condições reconstituída e indeformada	103
Figura 5.3: Ensaios de compressão isotrópica: curvas de variação de índice de vazios com $\log p'$, para o solo de Teutônia nas condições reconstituída e indeformada	104
Figura 5.4: Ensaios de compressão isotrópica: curvas de variação de índice de vazios com p' , para o solo de Teutônia nas condições reconstituída e indeformada	104
Figura 5.5: Proposta de NCL para o solo de Teutônia reconstituído	105
Figura 5.6: Variação de índice de vazios com p' no ensaio de compressão isotrópica e na fase de adensamento dos ensaios triaxiais no solo de Teutônia reconstituído	106
Figura 5.7: Variação de índice de vazios normalizado em relação à e_o com p' - fase de adensamento dos ensaios triaxiais no solo reconstituído	107
Figura 5.8: Variação de índice de vazios ajustado em relação à curva de compressão isotrópica com p' - fase de adensamento dos ensaios triaxiais no solo reconstituído	108
Figura 5.9: Linha de compressão normal (NCL) obtida através dos resultados de ensaios triaxiais e do ensaio de compressão isotrópica	110
Figura 5.10: Variação de índice de vazios com p' - fase de adensamento dos ensaios triaxiais no solo de Teutônia indeformado	110

Figura 5.11: Variação de índice de vazios ajustado com p' - fase de adensamento dos ensaios triaxiais no solo indeformado	111
Figura 5.12: Variação do índice de vazios ajustado com p' na fase de adensamento dos ensaios triaxiais no solo reconstituído e no solo indeformado	111
Figura 5.13: Ensaios CID: (a) curvas tensão desvio x deformação axial, (b) curvas deformação volumétrica x deformação axial	115
Figura 5.14: Superfície de ruptura observada no ensaio triaxial CID com tensão confinante efetiva de 800 kPa	116
Figura 5.15: Envoltória de resistência ao cisalhamento para o solo de Teutônia reconstituído	118
Figura 5.16: Envoltórias de resistência ao cisalhamento e superfície de plastificação para o solo de Teutônia indeformado	118
Figura 5.17: Envoltória bi-linear de resistência ao cisalhamento para o solo de Teutônia indeformado	119
Figura 5.18: Envoltórias de resistência ao cisalhamento para o solo de Teutônia reconstituído e indeformado	121
Figura 5.19: Variação de índice de vazios com p' em ensaios triaxiais CIU no solo de Teutônia reconstituído	124
Figura 5.20: Variação de índice de vazios ajustado com p' em ensaios triaxiais CIU no solo de Teutônia reconstituído	124
Figura 5.21: Variação de $e_{ajustado}$ com p' em ensaios triaxiais CIU no solo de Teutônia reconstituído, com os pontos de início da fase de cisalhamento e de estado crítico	125
Figura 5.22: Variação de $e_{ajustado}$ com p' em ensaios triaxiais CIU no solo de Teutônia reconstituído, com as linhas de compressão isotrópica e de estado crítico	125
Figura 5.23: Variação de índice de vazios com p' em ensaios triaxiais CID no solo de Teutônia indeformado	126
Figura 5.24: Variação de índice de vazios ajustado com p' em ensaios triaxiais CID no solo de Teutônia indeformado	126
Figura 5.25: Variação de índice de vazios com p' em ensaios triaxiais CIU e CID no solo de Teutônia reconstituído e indeformado	127
Figura 5.26: Variação de $e_{ajustado}$ com p' em ensaios triaxiais CIU e CID no solo de Teutônia reconstituído e indeformado, com as linhas de compressão isotrópica e de estado crítico	128

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Resumo dos ensaios de granulometria (Rigo, 2000)	58
Tabela 3.2: Características físicas do solo saprolítico de basalto (Rigo, 2000)	59
Tabela 3.3: Análises de Difração de Raios-x (Rigo, 2000)	59
Tabela 3.4: Composição Modal do solo (Rigo, 2000)	60
Tabela 4.1: Condições iniciais dos corpos de prova de ensaios edométricos	76
Tabela 4.2: Índices de compressão e descompressão do solo de Teutônia reconstituído (ensaios edométricos)	77
Tabela 4.3: Coeficientes de adensamento do solo reconstituído	78
Tabela 4.4: Características iniciais dos corpos de prova	80
Tabela 5.1: Índices de compressão e descompressão do solo de Teutônia (ensaios edométricos)	102
Tabela 5.2: Equação das envoltórias e parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo de Teutônia	119

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
- ASTM – American Society for Testing and Materials
- CID – ensaio triaxial adensado drenado
- CIU – ensaio triaxial adensado não drenado
- CSL – linha de estado crítico
- ICL – linha de compressão intrínseca
- LL – limite de liquidez
- LP – limite de plasticidade
- NCL – linha de compressão normal
- SCL – linha de compressão de sedimentação
- TEC – Teoria do Estado Crítico
- A_c – área do corpo de prova corrigida
- A_o – área inicial do corpo de prova
- c' – Intercepto coesivo efetivo
- C_c – índice de compressão
- C_d – índice de descompressão
- e – índice de vazios
- e_o – índice de vazios inicial
- e_{LL} – índice de vazios do solo no limite de liquidez
- e_{100} – índice de vazios para $p' = 100$ kPa
- e_{1000} – índice de vazios para $p' = 1000$ kPa
- e_{ic}^* – índice de vazios intrínseco (solo reconstituído)
- E – módulo de deformabilidade ou módulo de Young
- FA – fração argila
- G – densidade real dos grãos
- I_v – índice de vazios normalizado
- k – declividade da linha de expansão no plano $v : \ln p'$
- K_o – coeficiente de empuxo ao repouso, dado por s'_h / s'_v
- M – inclinação da linha do estado crítico no plano $q : p'$
- N – volume específico para $p' = 1$ kPa (linha de compressão normal)
- p' – tensão média efetiva - $(s'_1 + 2.s'_3)/3$
- p'_e – tensão efetiva equivalente

q – tensão desvio ($s'_1 - s'_3$)

$s' - (s'_1 + s'_3)/2$

S – grau de saturação

$t - (s'_1 - s'_3)/2$

w – teor de umidade

ΔV – variação volumétrica

Δh – variação de altura

ϵ_a – deformação axial

ϵ_v – deformação volumétrica

ϕ' – ângulo de atrito interno efetivo

ϕ'_{cv} – ângulo de atrito interno no estado crítico

γ_d – peso específico aparente seco

γ_s – peso específico real dos grãos

γ_t – peso específico aparente úmido

Γ – volume específico para $p' = 1$ kPa (linha de estado crítico)

λ – declividade da linha de compressão normal e da linha de estado crítico no plano $v : \ln p'$

λ^* – declividade intrínseca da linha de compressão normal (solo reconstituído)

v – volume específico

v_k – volume específico para $p' = 1$ kPa (linha de expansão)

s_a – tensão axial

s'_c – tensão confinante efetiva

s_d – tensão desvio

s'_n – tensão normal efetiva

s_r – tensão radial

s'_v – tensão vertical efetiva

s'_y – tensão de plastificação

τ – resistência ao cisalhamento

1. INTRODUÇÃO

Essa dissertação apresenta um estudo sobre o comportamento mecânico do solo saprolítico de basalto da região de Teutônia no estado do Rio Grande do Sul. Este solo foi formado a partir de derrames basálticos da Formação Serra Geral (FSG) e pertence à província geomorfológica do Planalto.

O talude do qual foram extraídas as amostras originou-se da necessidade de um corte durante a construção da rodovia estadual RST-453. Esse talude sofreu processos de instabilidade e seus mecanismos foram estudados por Pinheiro (2000).

Rigo (2000) estudou a resistência ao cisalhamento residual de alguns solos saprolíticos de basalto, entre os quais estava o solo saprolítico de basalto de Teutônia. O autor concluiu que esses solos apresentam elevados índices de vazios em função do alto grau de intemperismo e diminuição da resistência residual a partir de um valor crítico de tensão normal. Desse modo, o autor sugeriu que ocorre uma mudança no comportamento desses solos, devido à degradação mecânica de partículas parcialmente intemperizadas com o aumento dos deslocamentos e do nível de tensões.

Frente às características apresentadas pelo solo saprolítico de basalto e devido aos problemas ocorridos junto à RST-453, procurou-se realizar um estudo aprofundado sobre o comportamento mecânico deste solo, com o objetivo de caracterizar seu comportamento estruturado.

Situados em uma área de conhecimento entre a mecânica dos solos e a mecânica das rochas, no passado os solos estruturados não recebiam maior importância em investigações geotécnicas, pois suas propriedades garantiam desempenho adequado às obras de engenharia civil. Porém, durante as últimas décadas, devido a um aumento na escala da construção civil, esses materiais tornaram-se conhecidos por estarem associados a problemas geotécnicos durante a construção de túneis, cortes, escavações, aterros e fundações de grande porte e a problemas de instabilidade de taludes (Clayton & Serratrice, 1993).

Desse modo, esta dissertação consistiu essencialmente em um programa experimental, onde foram realizados ensaios edométricos, ensaios de compressão triaxial e isotrópica com amostras reconstituídas e indeformadas, onde se procurou atingir tensões confinantes elevadas, que permitissem identificar quais aspectos do solo estão associados à sua estrutura natural e quais estão associados às suas propriedades intrínsecas.

A estrutura desta dissertação é composta de seis capítulos, onde o capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica em que são abordados conceitos da mecânica dos solos clássica, através da Teoria do Estado Crítico (TEC), o comportamento de solos reconstituídos como referência na compreensão do comportamento de solos estruturados e uma descrição geral sobre solos estruturados.

No capítulo 3 são apresentados: (i) a caracterização do solo a ser estudado a partir de resultados de ensaios de caracterização realizados por Rigo (2000), (ii) o programa de ensaios e (iii) a metodologia empregada na realização dos mesmos, incluindo a preparação dos corpos de prova e a descrição dos equipamentos e dos procedimentos utilizados nos ensaios.

Os resultados dos ensaios edométricos e triaxiais realizados no solo estudado serão apresentados no capítulo 4. Inicialmente são apresentados os resultados dos ensaios edométricos, em seguida os resultados dos ensaios de compressão triaxial e isotrópica realizados em amostras reconstituídas e indeformadas.

A discussão e a análise dos resultados são apresentadas no capítulo 5. Os resultados obtidos para o solo reconstituído e indeformado nesta dissertação são comparados entre si e com resultados deste solo existentes na literatura. A partir desta análise procurou-se evidenciar o comportamento estruturado do solo saprolítico de basalto de Teutônia.

No capítulo 6 são apresentadas as conclusões obtidas nesta dissertação e algumas sugestões para futuros trabalhos de pesquisa.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nesse capítulo são apresentados, inicialmente, os conceitos básicos da Teoria do Estado Crítico. A seguir é apresentada uma breve descrição sobre o comportamento de argilas reconstituídas e em seguida o comportamento de solos estruturados é apresentado incluindo os conceitos de estrutura e plastificação.

2.1 TEORIA DO ESTADO CRÍTICO

A partir de 1958, na Inglaterra, foram estabelecidas, através de Roscoe, Schofield e Wroth, as bases da Teoria do Estado Crítico (TEC). Dessa forma, foram apresentados os conceitos de plastificação e estado crítico, considerados ferramentas poderosas na análise do comportamento geotécnico de solos. A TEC é baseada em resultados de ensaios de amostras de argilas reconstituídas e isotropicamente adensadas. (Leroueil, 1997).

2.1.1 Compressão Isotrópica

De acordo com a TEC, os resultados de um ensaio de compressão isotrópica de uma amostra de argila podem ser adequadamente apresentados plotando-se o volume específico n , definido por $n = (1 + e)$, versus $\ln p'$ (ou $\log p'$) em um gráfico conhecido como diagrama de compressão isotrópica, conforme a Figura 2.1. Nesse gráfico, a linha AC é conhecida como linha de compressão normal NCL e a linha BD como linha de expansão, sendo ambas representadas por retas na escala logarítmica (Atkinson & Bransby, 1978).

A NCL é expressa pela seguinte equação:

$$v = N - I \cdot \ln p' \quad (\text{equação 2.1})$$

onde N é definido como o volume específico de um solo normalmente adensado com $p' = 1,0$ kPa e I a inclinação da NCL.

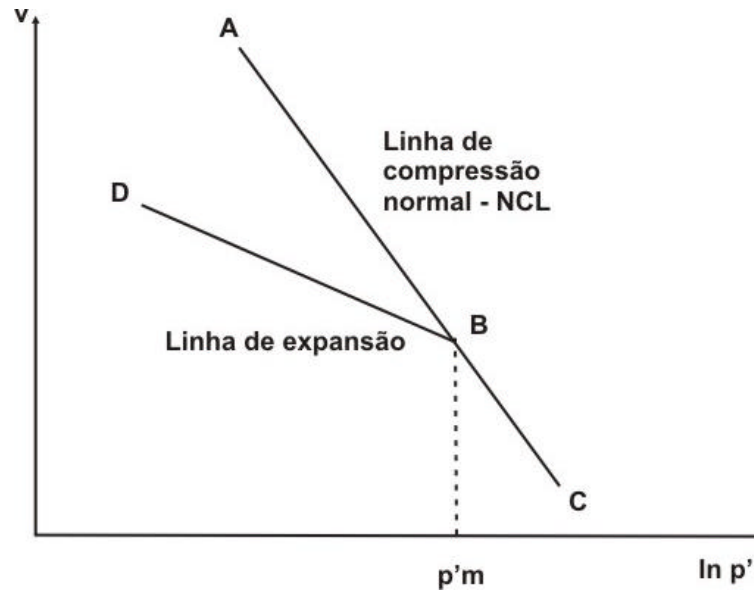


Figura 2.1: Diagrama de compressão isotrópica (Atkinson & Bransby, 1978)

A curva de expansão não possui uma posição única, pois o solo pode ser descarregado em qualquer ponto da NCL, logo ela dependerá da máxima tensão atingida p'_m , sendo expressa por:

$$v = v_k - k \cdot \ln p' \quad (\text{equação 2.2})$$

onde v_k é o volume específico do solo pré-adensado com $p' = 1,0$ kPa e k é a inclinação da curva de expansão, havendo um valor de v_k e k correspondente a cada curva de expansão (Atkinson & Bransby, 1978).

Segundo a TEC, quando uma amostra de solo normalmente adensada é carregada isotropicamente, existe uma relação única entre v e $\ln p'$, estabelecida pela NCL. Após sofrer um descarregamento a amostra pode situar-se em um ponto qualquer à esquerda da NCL, onde a mesma se encontra em um estado pré-adensado. Ao ser recarregada a amostra

converge em direção à NCL. No entanto, a região à direita da NCL nunca poderá ser atingida pela amostra. Nesse caso, a NCL define um estado limite na compressão isotrópica.

2.1.2 Linha de Estado Crítico

Os conceitos apresentados até agora aplicam-se na análise da compressibilidade de um solo. No entanto, quando uma amostra de solo, após ser adensada isotropicamente, é submetida ao cisalhamento em um equipamento triaxial, seu comportamento após grandes deformações, tanto em condições drenadas como não drenadas, tende à condição última. Nesse caso, não ocorrem variações no seu índice de vazios, nem em n e nas tensões efetivas. Essa condição é chamada de “estado crítico” e é alcançada em maiores deformações, quando a máxima tensão desvio q é atingida (Leroueil & Hight, 2002).

A linha que representa os pontos de estado crítico de ensaios triaxiais drenados e não drenados é definida como linha de estado crítico CSL. A CSL é uma linha reta no plano $v : \ln p'$, posicionada à esquerda da NCL (Figura 2.2), sendo admitida paralela à mesma e expressa pela equação:

$$v = G - I \cdot \ln p' \quad (\text{equação 2.3})$$

onde G é definido como o valor de v , correspondente a $p' = 1,0$ kPa na linha de estado crítico.

A projeção da CSL no plano $q: p'$ é também uma reta (Figura 2.3 b), expressa por:

$$q' = M p' \quad (\text{equação 2.4})$$

onde M equivale ao ângulo de atrito interno no estado crítico, f_{cv} , sendo para compressão triaxial:

$$M_{ce} = \frac{6 \operatorname{sen} f_{cv}}{(3 - \operatorname{sen} f_{cv})} \quad (\text{equação 2.5})$$

e, para extensão triaxial:

$$M_{ce} = \frac{6 \operatorname{sen} f_{cv}}{(3 + \operatorname{sen} f_{cv})} \quad (\text{equação 2.6})$$

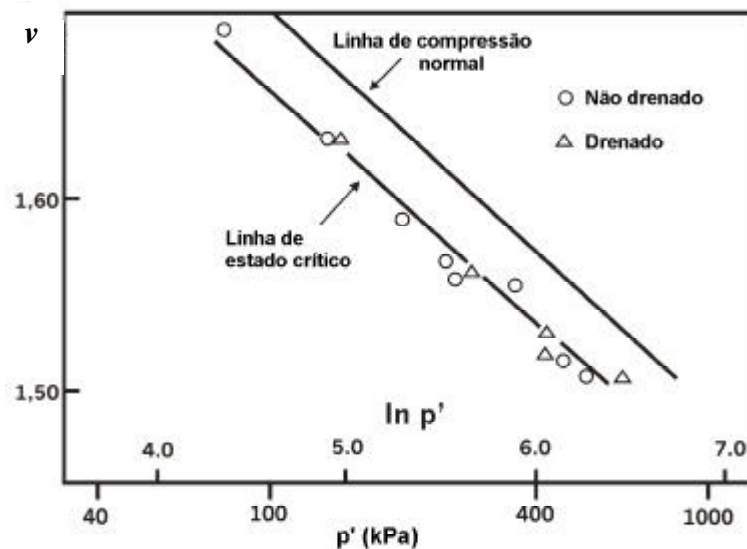


Figura 2.2: Linha de estado crítico no plano $v: \ln p'$ (Atkinson & Bransby, 1978)

Segundo Atkinson & Bransby (1978), a ruptura de uma amostra inicialmente submetida à compressão isotrópica ocorre quando seu estado de tensões alcança a CSL, independente da trajetória de tensões efetivas seguida pela amostra. Porém essa afirmativa se aplica apenas para solos normalmente adensados, nos quais não ocorre um pico de resistência antes de atingirem o estado crítico.

Na Figura 2.3(a), um solo é carregado isotropicamente até o ponto A, descarregado isotropicamente até R e então recarregado. Este solo apresenta um comportamento elástico de R até A, e então segue ao longo da NCL até B. No trecho AB ocorrem tanto deformações plásticas quanto elásticas. Quando o estado de tensões do solo é R, A representa um estado limite a partir do qual iniciam-se deformações plásticas. No diagrama $q : p'$ da Figura 2.3(b), o solo é carregado isotropicamente até p'_A , por onde passa a curva de estado limite definindo uma zona onde o comportamento do solo é elástico. Logo, se o solo percorrer uma trajetória LM, dentro da curva de estado limite, seu comportamento será elástico. Já para uma trajetória LT, seu comportamento será elástico de L até S e somente a partir de S desenvolvem-se deformações plásticas no solo. Para o solo carregado até o ponto B, a curva de estado limite sofre uma expansão, representada pela linha tracejada, a qual é associada a deformações volumétricas plásticas acumuladas (Leroueil & Hight, 2002).

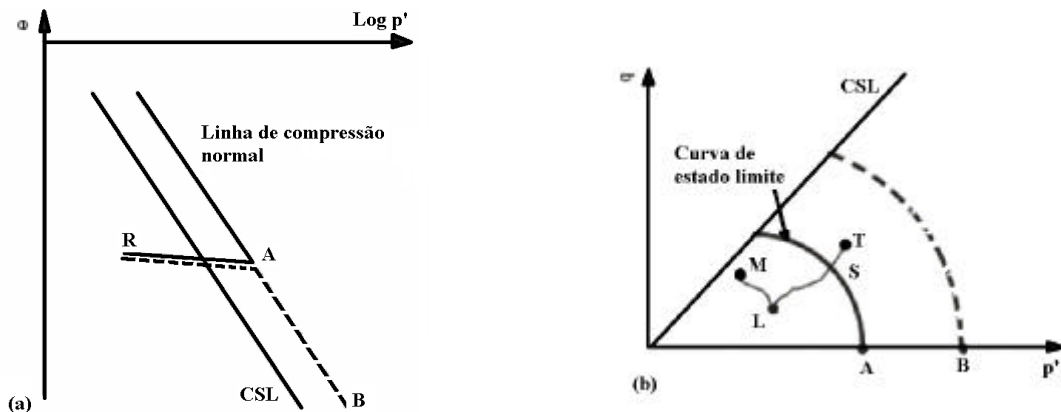


Figura 2.3: Superfície de estado limite: (a) compressão isotrópica e (b) expansão da superfície de plastificação (Leroueil & Hight, 2002)

As equações 2.3 e 2.4 definem a posição da CSL no espaço, mostrada na Figura 2.4, onde a posição do estado crítico de uma amostra de solo é função de q , p' e v . A NCL aparece no plano $v : p'$, onde $q = 0$ enquanto a CSL ascende quando p' e q aumentam e v diminui.

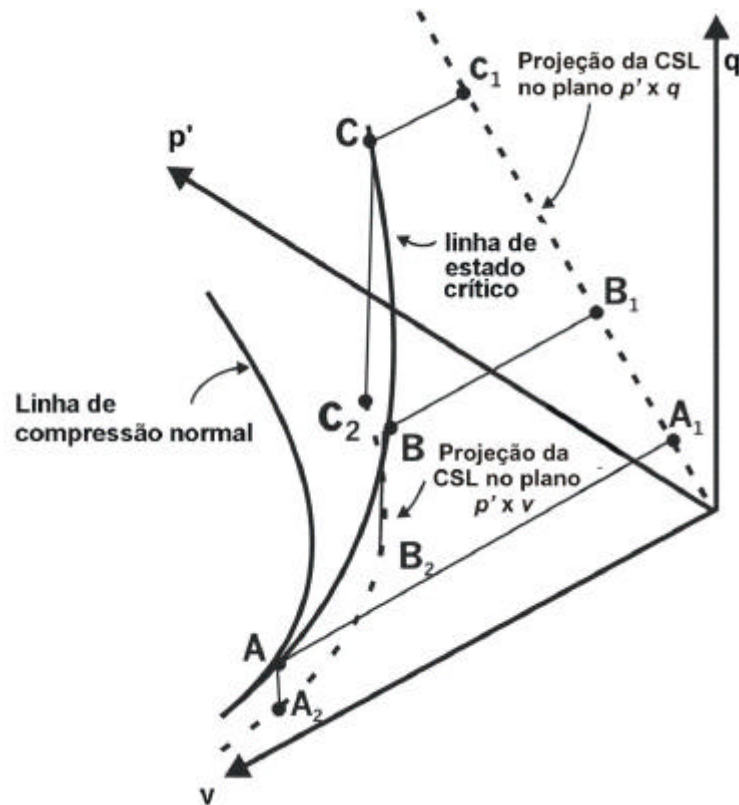


Figura 2.4: Linha de estado crítico no espaço $q : p' : v$ (Atkinson & Bransby, 1978)

2.1.3 Superfície de Roscoe

As trajetórias de tensões seguidas em ensaios triaxiais padrões, drenados e não drenados, podem também ser representadas no espaço $q : p' : v$. Para cada amostra de solo comprimida isotropicamente até uma determinada tensão efetiva confinante p'_0 , e posteriormente cisalhada em um ensaio drenado ou não drenado, sua trajetória move-se da linha de compressão normal em direção à linha de estado crítico. Dessa maneira, as curvas traçadas por famílias de ensaios drenados e não drenados realizados em amostras normalmente adensadas no espaço $q : p' : v$, definem uma superfície de estado limite que une a NCL à CSL, denominada Superfície de Roscoe (Figura 2.5) (Atkinson & Bransby, 1978).

Como as diversas curvas possuem forma similar, é possível sua normalização em relação à tensão equivalente p'_e , que representa a tensão correspondente à NCL para o mesmo volume específico. Portanto, em um gráfico normalizado $q/p'_e : p/p'_e$ (Figura 2.6), tanto as trajetórias seguidas em ensaios drenados como em não drenados resultam em uma única superfície,

comprovando a unicidade da Superfície de Roscoe. No plano normalizado não é possível que um solo reconstituído se situe à direita dessa superfície de estado limite (Atkinson & Bransby, 1978).

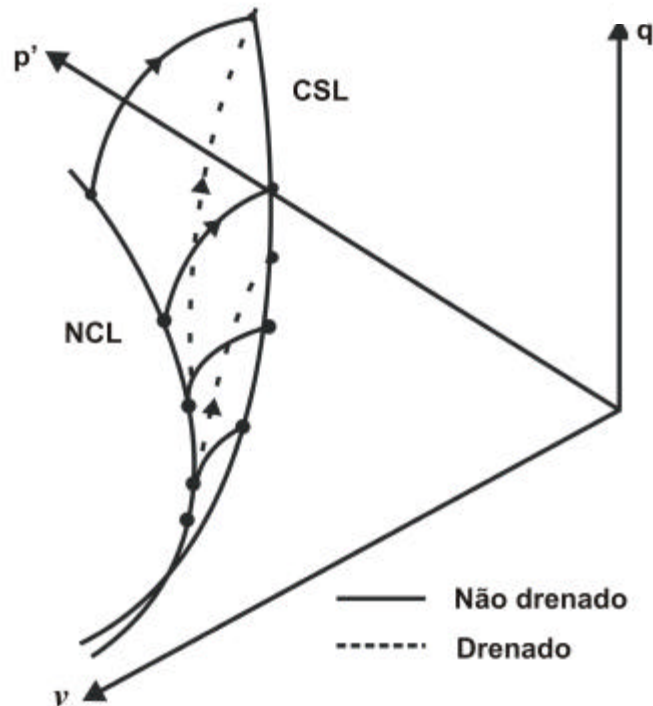


Figura 2.5: Curvas de ensaios drenados e não drenados no espaço $q : p' : v$ (Atkinson & Bransby, 1978)

2.1.4 Superfície de Hvorslev

O método de obtenção da Superfície de Roscoe se aplica para amostras normalmente adensadas. Para amostras fortemente pré-adensadas uma maneira de comparar diretamente resultados de ensaios drenados e não-drenados é plotar suas trajetórias de tensões no gráfico normalizado em relação à tensão equivalente p'_e , que nesse caso representa o valor da tensão efetiva correspondente ao mesmo volume específico do solo, porém obtida na NCL. Os pontos de ruptura de ensaios triaxiais drenados e não drenados realizados em amostras pré-adensadas para qualquer estado de tensão inicial, plotados em eixos normalizados definem uma nova superfície de estado limite, que pode ser idealizada por uma reta (Figura 2.7). Essa superfície é denominada Superfície de Hvorslev, a qual é limitada à direita pelo ponto que representa a CSL no topo da Superfície de Roscoe, não sendo possível que um solo reconstituído se situe acima da mesma (Atkinson & Bransby, 1978).

A Superfície de Hvorslev é expressa pelas seguintes equações (Leroueil & Hight, 2002):

para compressão triaxial:

$$\frac{q}{p'_e} = \frac{6 \cos \mathbf{f}'_e}{(3 - \text{sen } \mathbf{f}'_e)} c'_{pe} + M_{ce} \frac{p'}{p'_e} \quad (\text{equação 2.7})$$

e para extensão triaxial:

$$\frac{q}{p'_e} = \frac{6 \cos \mathbf{f}'_e}{(3 + \text{sen } \mathbf{f}'_e)} c'_{pe} + M_{ee} \frac{p'}{p'_e} \quad (\text{equação 2.8})$$

onde c'_e e \mathbf{f}'_e são conhecidos como parâmetros de Hvorslev, c'_{pe} é obtido através da normalização de c'_e em relação à p'_e e M_{ce} e M_{ee} já definidos nas equações 2.5 e 2.6.

As definições abordadas até então constituem elementos básicos da Teoria do Estado Crítico, podendo ser apresentadas em um único gráfico normalizado (Figura 2.7), onde aparecem as Superfícies de Roscoe e Hvorslev. Nesse mesmo gráfico a NCL e a CSL são representadas respectivamente pelos pontos A e C.

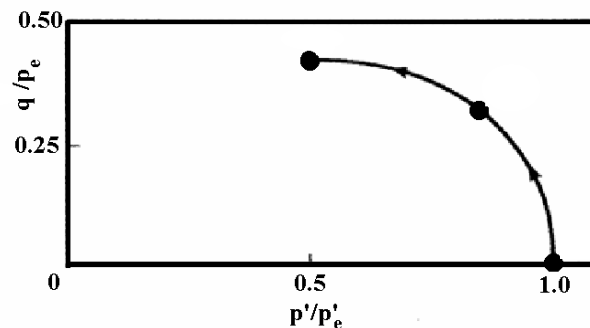


Figura 2.6: Trajetória de ensaios no plano $q/p'_e : p'/p'_e$ (Atkinson & Bransby, 1978)

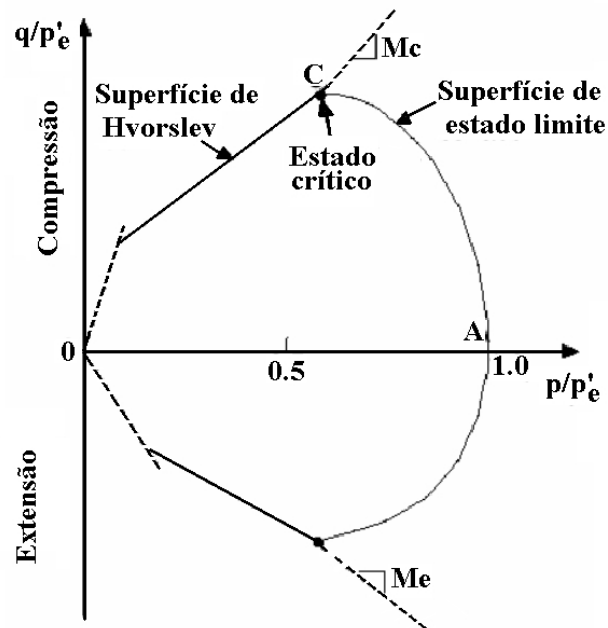


Figura 2.7: Superfícies de estado limite no plano normalizado $q'/p'_e : p'/p'_e$ (Leroueil & Hight, 2002)

2.2 ARGILAS RECONSTITUÍDAS

Os principais conceitos apresentados pela TEC foram elaborados com base em evidências experimentais de argilas reconstituídas. Dessa forma, os conceitos descritos anteriormente não se aplicam adequadamente na descrição do comportamento de solos estruturados.

Burland (1990) notou que a NCL definida a partir de ensaios de compressão unidimensional em argilas reconstituídas não coincidia com a curva de compressão representativa do estado de sedimentação natural dos depósitos de argila. O autor define uma argila reconstituída como aquela que foi completamente remoldada em um teor de umidade igual ou maior que o limite de liquidez (entre 1,0.LL e 1,5.LL). Ao observar as curvas $e : \log s'_v$, de algumas argilas naturais reconstituídas, Burland (1990) percebeu uma tendência de convergência das diversas curvas com o aumento da tensão vertical e a forma similar apresentada pelas mesmas. Essas observações levaram o autor a propor uma alternativa de normalização dessas curvas em relação ao índice de vazios. Esta normalização foi apresentada em um gráfico $I_v : \log s'_v$, onde I_v é definido como índice de vazios intrínseco e é dado por:

$$I_v = \frac{e - e^*_{100}}{e^*_{100} - e^*_{1000}} = \frac{e - e^*_{100}}{C_c^*} \quad (\text{equação 2.9})$$

onde: e^*_{100} e e^*_{1000} correspondem aos índices de vazios para s'_v de 100 kPa e 1000 kPa, respectivamente e C_c^* representa o índice de compressão do solo ensaiado nesta condição.

Na equação, a simbologia (*) refere-se às propriedades intrínsecas do material, obtidas a partir de ensaios de compressão unidimensional realizados com o material reconstituído em um teor de umidade igual ou até 50 % acima do limite de liquidez. A partir desta normalização foi possível a obtenção de uma curva razoavelmente única no espaço $I_v : \log s'_v$, denominada Linha de Compressão Intrínseca (ICL), a qual está associada ao comportamento do solo reconstituído. Essa curva representa o sucesso da normalização proposta por Burland (1990). Uma curva associada ao comportamento do solo na condição de sedimentação natural pôde ser obtida através do ajuste de uma regressão linear a vários dados de curvas de compressão sedimentar de argilas naturais. Esta curva corresponde à relação $e : \log s'_v$ que um depósito de argila apresenta em seu estado de sedimentação *in situ* e é denominada Linha de Compressão por Sedimentação (SCL).

A Figura 2.8 apresenta as curvas ICL e SCL em um mesmo gráfico, onde as duas curvas apresentam-se aproximadamente paralelas. Burland (1990) percebeu que para valores de s'_v superiores a 10 MPa, estas curvas tendem a convergir. A posição da SCL à direita da ICL mostra que argilas naturais suportam um índice de vazios alto em relação ao mesmo solo na condição reconstituída, demonstrando que a ICL é uma referência valiosa para o estudo das características de compressão de argilas naturais sedimentares e que ocorre uma diferença no comportamento de argilas naturais em relação aos apresentados pela TEC.

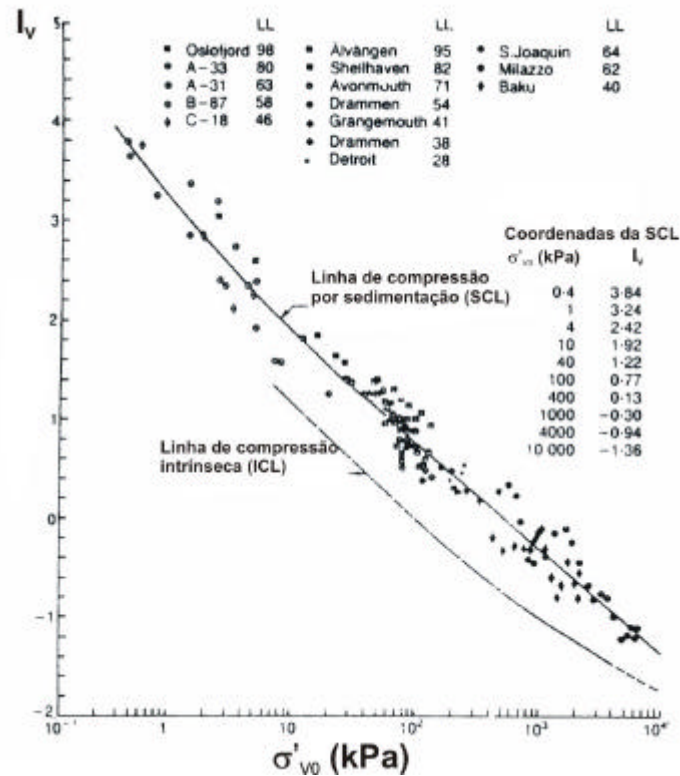


Figura 2.8: Relação entre I_v e $\log \sigma'_{v0}$ para argilas normalmente adensadas (Burland, 1990)

2.3 SOLOS ESTRUTURADOS

2.3.1 Definição de Estrutura

Conforme apresentado nas seções anteriores, a mecânica dos solos clássica considera somente a influência do índice de vazios inicial e a sua modificação pela história de tensões no comportamento mecânico apresentado por um solo.

Segundo Leroueil & Vaughan (1990), conceitos de resistência e rigidez devidos à cimentação entre partículas eram somente considerados na Mecânica das Rochas. No entanto, materiais naturais tratados em engenharia como solos, apresentam componentes de resistência e rigidez que não podem ser considerados somente pela sua porosidade e história de tensões. Estes materiais foram denominados de “solos estruturados”, e apesar de possuírem origens bastante diferentes, o efeito da estrutura exerce forte influência em seus comportamentos.

Para (Martins, 2001), o termo estrutura está associado a um ganho de resistência que não pode ser explicado pela história de tensões ou pelo índice de vazios do solo, sendo a estrutura relacionada à existência de um arranjo estrutural que se mantém estável graças ao desenvolvimento de ligações entre partículas.

Segundo Lambe & Whitman (1969), o termo estrutura é usado para definir o efeito combinado da fábrica (arranjo entre partículas) e das forças entre partículas que não são puramente devidas ao atrito.

Mitchell (1976) definiu o termo estrutura como a combinação da fábrica e das forças entre partículas. Segundo o autor, a fábrica representa o arranjo entre partículas, grupos de partículas e poros presentes no solo.

Liu & Carter (1999) utilizaram o termo estrutura para definir o arranjo e a cimentação entre os constituintes do solo, englobando todas as características que o diferenciam quando o mesmo se encontra na condição reconstituída.

Segundo Martins (2001), a estrutura de um solo natural pode ser definida pelas diferenças de comportamento observadas no material indeformado em relação ao mesmo material reconstituído no mesmo índice de vazios e submetido ao mesmo carregamento, ambos com a mesma condição de saturação. Desse modo, a utilização de materiais reconstituídos torna-se uma ferramenta muito utilizada na determinação do caráter estruturado do material intacto.

Clayton & Serratrice (1997) definem solos estruturados como materiais intermediários entre solos e rochas em termos de porosidade, resistência e compressibilidade.

A ocorrência de estrutura tem sido identificada em diversos tipos de solos, entre eles argilas moles, argilas rijas, solos granulares e solos residuais (Leroueil & Vaughan, 1990). Diversos autores como Vaughan (1988), Burland (1990), Leroueil & Vaughan (1990), Clayton & Serratrice (1993) entre outros, identificaram em seus estudos a presença de estrutura em solos naturais e rochas brandas.

No Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS), da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), a presença de estrutura em solos foi identificada anteriormente por alguns autores, entre eles Martins (2001) e Ferreira (2002) ao estudarem o comportamento mecânico do solo residual de arenito da Formação Botucatu.

2.3.2 Origem da Estrutura

A estrutura de um solo pode originar-se tanto da ligação entre partículas individuais quanto do arranjo entre partículas ou agregados. Em argilas sedimentares, a estrutura inicial é função da mineralogia, forma e tamanho das partículas, composição química da água durante o processo de sedimentação, teor de matéria orgânica, velocidade de sedimentação, turbulência e temperatura. Já em solos residuais fatores como a mineralogia, tamanho e forma de partículas, composição química da água dos poros, pressão, temperatura e fluxo de água são determinantes na formação de sua estrutura. Tanto em solos sedimentares, como em solos residuais, a estrutura inicial pode sofrer mudanças causadas tanto por processos químicos quanto físicos, tais como: lixiviação, precipitação, intemperismo, alterações mineralógicas, adensamento secundário e envelhecimento, entre outros (Mitchell, 1976).

Leroueil & Hight (2002) atribuem o desenvolvimento de estrutura em solos naturais a diversos processos, incluindo adensamento secundário, tixotropia, envelhecimento, etc.

Bjerrum (1967) percebeu que uma argila mantida por um certo tempo em um equipamento de laboratório, sob tensão constante, desenvolve uma resistência estrutural extra, o que a torna mais frágil e aumenta sua resistência contra deformações a pequenos incrementos de carga com o aumento de sua idade. Segundo Bjerrum (1967), essa mudança no comportamento é resultado do desenvolvimento de ligações coesivas entre as partículas, causadas por diversos processos, tais como adensamento secundário, envelhecimento, troca de cátions e precipitação de agentes cimentantes.

Schmertmann (1991) analisou os efeitos causados pelo envelhecimento nas propriedades do solo, sob o aspecto da engenharia. Entre os principais efeitos no comportamento do solo estão o aumento da tensão de pré-adensamento, o aumento da rigidez, o aumento da resistência e a diminuição da poropressão. Segundo o autor, em nenhum dos exemplos apresentados houve evidência de aumento nas ligações químicas ou outro efeito de coesão. O aumento da resistência devido ao envelhecimento deve-se apenas ao aumento do atrito interno no solo devido a mudanças no arranjo dos grãos.

2.3.3 Solos Residuais

Leroueil & Vaughan (1990) definem solos residuais como o produto da intemperização *in situ*, que geralmente diminui sua densidade e conseqüentemente aumenta sua porosidade, tendo sua história de tensões pouca influência em suas propriedades. Nesse processo, a cristalização associada à formação de novos minerais e a precipitação de sais minerais criam ligações entre partículas e conseqüentemente desenvolvem a estrutura do solo.

Em solos residuais, as partículas e seus arranjos desenvolvem-se de maneira progressiva, através do intemperismo químico, resultando em uma ampla variedade mineralógica e de índice de vazios. Desse modo, a mineralogia de solos residuais é parcialmente dependente da rocha de origem e parcialmente gerada pelo intemperismo (Vaughan, 1988).

Vaughan *et al* (1988) descrevem como uma característica predominante em solos residuais a presença de cimentação entre partículas devido ao processo de intemperismo químico. Segundo os autores o termo cimentação refere-se a uma componente de resistência estrutural.

Segundo Vargas (1953), o processo de formação de solos residuais a partir da decomposição de uma rocha sã é composto pelas seguintes fases: desintegração por mudanças físicas ou mecânicas, intemperismo químico responsável pela deterioração de blocos desintegrados e processo de evolução que leva uma rocha intensamente decomposta ao estado de um solo (argila ou areia) residual homogêneo, freqüentemente não saturado.

Na interpretação de Vargas (1953), os solos originados da decomposição de rochas no sul do Brasil podem ser divididos (sob o ponto de vista de engenharia) em três principais camadas:

- a) uma camada de rocha desintegrada que cobre a rocha sã e só pode ser removida por explosivos;
- b) uma camada de solo residual jovem, cuja principal característica é mostrar a estrutura original da rocha mãe;
- c) uma camada superficial de solo residual maduro que inclui a camada orgânica e uma camada amarelada ou avermelhada de solo argiloso ou arenoso com alto índice de vazios e baixo grau de saturação – *camada porosa*.

A presença de esmectitas e caulinitas é comum em solos residuais. Estes argilo-minerais possuem baixo coeficiente de atrito interno e podem orientar-se durante o cisalhamento,

gerando uma baixa resistência ao cisalhamento residual e uma superfície de ruptura lisa e polida (Vaughan, 1988).

O comportamento de solos residuais difere dos padrões de comportamento já conhecidos pela Mecânica dos Solos clássica, onde o comportamento de argilas se divide em normalmente adensadas e pré-adensadas e o comportamento de areias é altamente dependente de sua densidade. Portanto, a aplicação dos modelos já desenvolvidos para estes solos no estudo de comportamento de solos residuais pode causar grandes equívocos.

Vaughan *et al* (1988) resumiram as principais características no comportamento mecânico de solos residuais devidas à sua origem geológica, que devem estar presentes em qualquer sistema usado para descrever seu comportamento mecânico. São elas:

- uma componente de resistência ao cisalhamento e rigidez, devida à cimentação, que se desenvolve progressivamente com o solo e que está em equilíbrio com o estado de tensões *in situ*;
- um pequeno efeito no estado de tensões e estrutura do solo devido à história de tensões que acompanha sua evolução;
- variabilidade mineralógica e na resistência dos grãos;
- ampla variedade de porosidade.

2.3.4 Influência da Estrutura no Comportamento Mecânico dos Solos

A partir do estudo do comportamento de solos naturais (sedimentares ou residuais) e artificialmente cimentados é possível perceber a presença da estrutura e seu efeito no comportamento mecânico de tais solos. Baseado nos estudos realizados para solos residuais por Vaughan *et al* (1988) e Vaughan (1988), que posteriormente foram extrapolados para vários tipos de solos por Leroueil & Vaughan (1990), o comportamento de solos estruturados pôde ser descrito de modo simples e geral podendo ser incluído nos conceitos da Mecânica dos Solos.

2.3.4.1 Plastificação da Estrutura

Leroueil & Vaughan (1990) apresentaram um dos conceitos mais utilizados na identificação da estrutura em solos, o conceito de plastificação da estrutura. Segundo estes autores, a plastificação pode ser identificada por uma descontinuidade no comportamento tensão-deformação do solo, quando o mesmo é submetido a um carregamento monotônico. Sob compressão isotrópica ou unidimensional, a plastificação é seguida por uma diminuição acentuada do índice de vazios com o carregamento vertical na curva de compressão. Desse modo, quando um material estruturado é submetido a um carregamento de compressão unidimensional, isotrópico ou triaxial, o mesmo apresenta uma elevada rigidez inicial, até que o carregamento gere um dano irreversível à sua estrutura (plastificação), ocasionando a quebra de ligações entre partículas e/ou desordem no arranjo de grãos.

Sob compressão isotrópica ou unidimensional, a tensão em que ocorre a plastificação (tensão de plastificação ou tensão de pré-adensamento virtual) é semelhante à tensão de pré-adensamento observada em solos sedimentares, porém em solos estruturados esta se deve à cimentação e à ligação entre partículas e não à sua história de tensões (Vaughan, 1988).

A partir da definição de plastificação, é possível definir-se pontos de plastificação em solos estruturados através de ensaios triaxiais e/ou edométricos. Os ensaios triaxiais devem partir de condições iniciais dentro da superfície de plastificação (domínio elástico), com as trajetórias de tensões avançando em direção, e possivelmente ultrapassando, a superfície de plastificação, onde deformações plásticas começam a desenvolver-se. A identificação de um ponto de plastificação ocorre quando há uma mudança significativa na deformabilidade da curva de tensão desvio versus deformação axial, correspondendo à tensão desvio necessária para romper a estrutura do solo. Nos ensaios edométricos e de compressão isotrópica o ponto de plastificação ocorre quando a tensão vertical efetiva ultrapassa a tensão de pré-adensamento aparente devida à estrutura ou tensão de plastificação. A partir daí ocorre uma mudança brusca no comportamento do solo, devido à ruptura dessa estrutura, sendo que para tensões mais elevadas o comportamento do solo estruturado tende a aproximar-se da curva de compressão do solo desestruturado (Leroueil & Hight, 2002).

Após definidos os pontos de plastificação de um determinado solo através dos ensaios específicos para obtenção dos mesmos, pode-se obter uma superfície de plastificação para o solo, plotando-se estes pontos em um gráfico $q : p'$. A superfície de plastificação de um solo

está associada à sua estrutura, portanto ela limita a região onde a estrutura do solo é preservada. Dentro da superfície de plastificação o solo apresenta pouca deformabilidade, porém se a trajetória de tensões aplicada ao solo atinge a mesma, grandes deformações passam a desenvolver-se (Leroueil & Vaughan, 1990; Leroueil & Hight, 2002).

A Figura 2.9 apresenta as superfícies de plastificação típicas de solos estruturados. Segundo Leroueil & Vaughan (1990), argilas com estrutura anisotrópica devida ao processo de adensamento apresentam superfícies de plastificação aproximadamente centradas na linha que representa a trajetória de tensões K_o . Já no caso de rochas brandas e solos residuais as superfícies de plastificação são centradas em torno do eixo de tensões isotrópico (s').

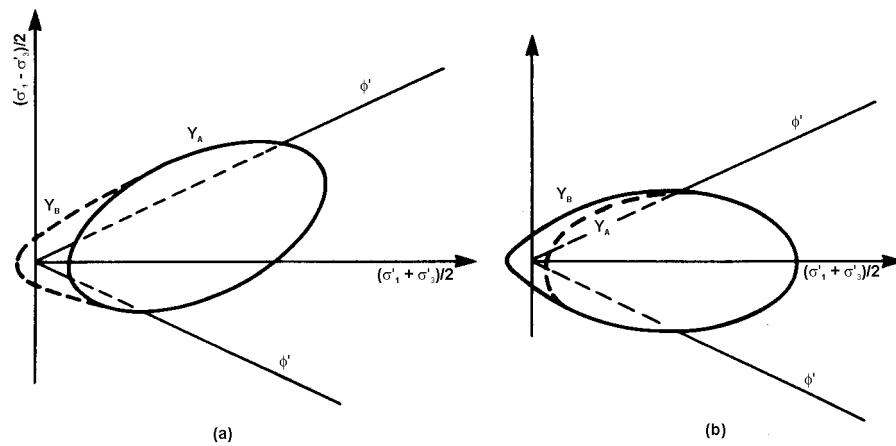


Figura 2.9: Superfícies de plastificação de materiais estruturados: (a) argilas com estrutura anisotrópica e (b) rochas brandas e solos residuais (Leroueil & Vaughan, 1990)

Segundo Leroueil & Vaughan (1990), a plastificação da estrutura do solo pode ocorrer de três diferentes formas, sendo estas: compressão, cisalhamento ou expansão, conforme indicado na superfície de plastificação (Figura 2.10).

A plastificação por compressão é identificada quando ocorre para níveis de tensão desvio inferiores aos da envoltória de resistência ao cisalhamento. Este tipo de plastificação pode ser verificado em um solo através de ensaios de compressão triaxial, sob níveis de tensão confinante efetiva elevados em relação à estrutura do solo.

A plastificação devida ao cisalhamento ocorre para níveis de tensão confinante efetiva mais baixos, onde as tensões cisalhantes ultrapassam a envoltória de resistência ao cisalhamento para grandes deformações. Neste caso, o solo apresenta um pico de resistência ao

cisalhamento a pequenas deformações que coincide com o ponto de plastificação da estrutura. Esse pico de resistência deve-se à estrutura do solo, não estando associado com a máxima taxa de expansão volumétrica, como no caso de solos pré-adensados. As deformações volumétricas de expansão são mobilizadas somente após a ruptura da estrutura do solo, responsável pelas ligações entre partículas.

A plastificação por expansão resulta de trajetórias de descarregamento, quando o solo não consegue suportar as deformações de expansão acumuladas. Se a plastificação do solo, por expansão, ocorre enquanto o mesmo ainda está sob tensões de compressão, sua superfície de plastificação terá a forma indicada pela curva Y_A da Figura 2.9. Já em solos fortemente estruturados, que conseguem suportar pressões internas de expansão devido a uma componente de coesão verdadeira, a superfície de plastificação tem a forma indicada pela curva Y_B da Figura 2.9.

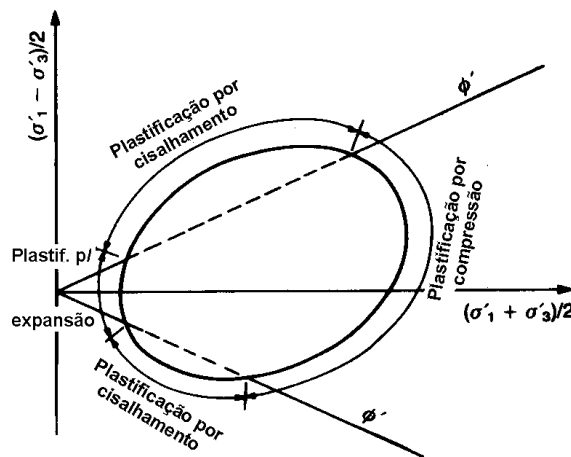


Figura 2.10: Diferentes mecanismos de plastificação da estrutura (Leroueil & Vaughan, 1990)

Através do desenvolvimento de sistemas de medição local de deformações mais precisos, Jardine (1992) identificou 4 fases distintas de comportamento no espaço de tensões triaxiais. A Figura 2.11 apresenta um esquema de comportamento que pode ser dividido em três regiões de plastificação definidas por Zona 1, Zona 2 e Zona 3, sendo as superfícies entre essas zonas consideradas superfícies de subplastificação. Dentro da região correspondente a Zona 1, onde o comportamento do solo é elástico linear e caracterizado por pequenas deformações. A Zona 1 ocupa uma pequena região do espaço de tensões e é de difícil localização para muitos solos, sendo mais extensa para materiais fortemente estruturados. Quando a trajetória de tensões

atravessa a superfície que delimita a Zona 1, permanecendo dentro da Zona 2, deformações elásticas não lineares ocorrem no material. As superfícies que envolvem as Zonas 1 e 2 são cinemáticas, isto é, quando atravessadas pela trajetória de tensões movem-se de acordo com o estado de tensões efetivas aplicadas ao material. Quando a Zona 3 é atingida, deformações plásticas começam a ocorrer à medida que a trajetória de tensões se aproxima da superfície de plastificação limite; o comportamento do solo é afetado significativamente com a geração de excessos de poro-pressão e variações volumétricas consideráveis. A superfície de plastificação limite está associada com uma mudança estrutural irreversível e com diminuição da rigidez do material.

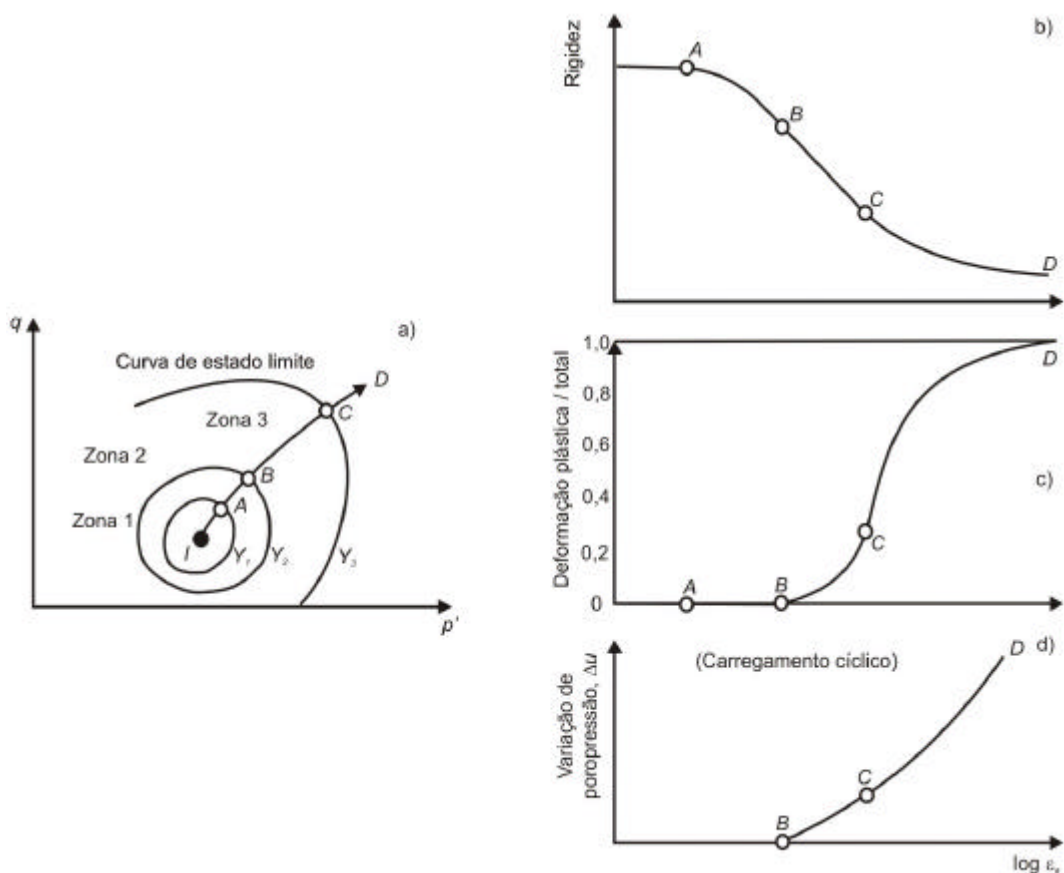


Figura 2.11: Esquema do comportamento do solo pelas superfícies de plastificação Y_1 , Y_2 e Y_3 (Jardine, 1992)

Ao analisar o efeito da desestruturação no comportamento de argilas naturais Leroueil *et al* (1979) concluíram que a desestruturação leva à deformação da sua superfície de plastificação. Os autores sugeriram que, para a argila em estudo, a parte superior da curva de plastificação

da argila desestruturada coincide com a envoltória de resistência ao cisalhamento a grandes deformações da argila intacta. (Figura 2.12)

A Figura 2.13 apresenta as principais diferenças no comportamento mecânico de um solo estruturado em relação a um “solo ideal”, cujo comportamento é descrito pela Teoria do Estado Crítico. No solo estruturado a tensão de plastificação é maior que a tensão de pré-adensamento do “solo ideal” e não tem relação com a sua história de tensões, devendo-se à sua estrutura. Conseqüentemente, o solo estruturado apresenta maior rigidez que o mesmo solo não estruturado, podendo suportar tensões efetivas maiores com baixa compressibilidade. No espaço $t \times s'$ a curva de plastificação definida para o solo estruturado é única e pode ser considerada como um alargamento da curva de estado limite do solo desestruturado.

Segundo Leroueil & Hight (2002), é importante notar que após grandes deformações a plastificação da estrutura do solo já ocorreu, logo seu estado de tensões não está sobre a curva de plastificação conforme a Figura 2.13 c (ponto C), mas sim dentro da mesma (Figura 2.13 d). Isso ocorre quando a superfície de plastificação coincide com a máxima resistência suportada pelo solo (plastificação por cisalhamento) e a grandes deformações grande parte da estrutura já foi destruída.

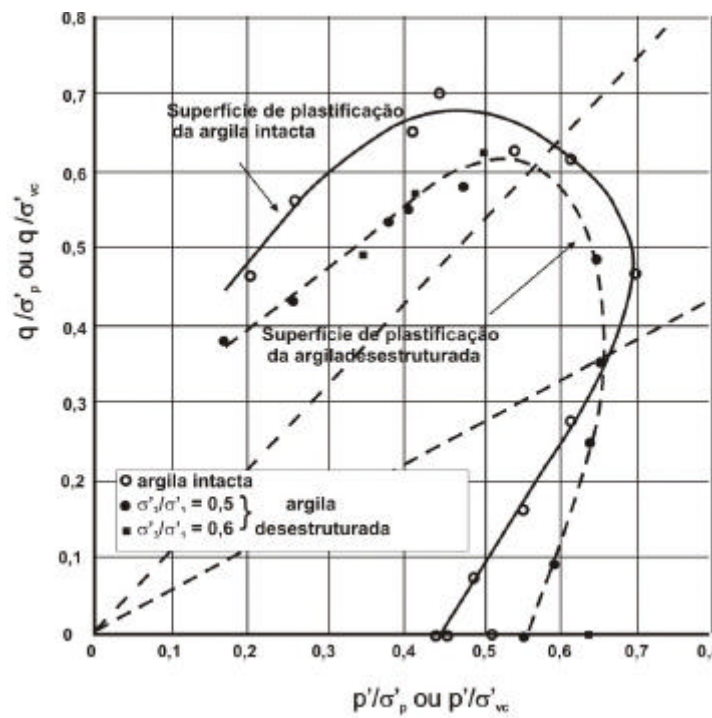


Figura 2.12: Deformação da superfície de plastificação para uma argila estruturada (Leroueil *et al*, 1979)

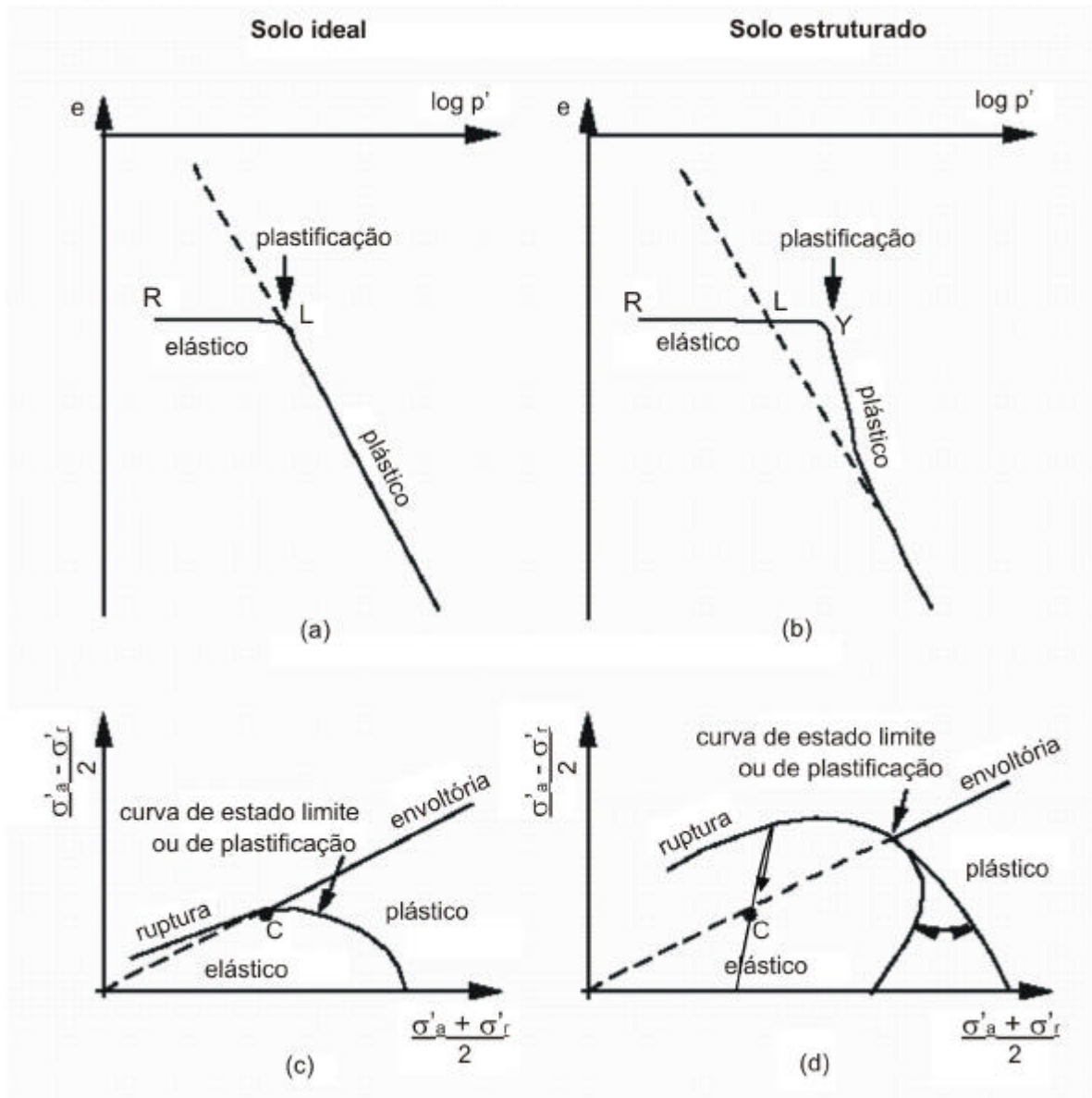


Figura 2.13: Esquema do comportamento de um solo estruturado e de um “solo ideal” (Leroueil, 1992; *apud* Leroueil & Hight, 2002)

2.3.4.2 Compressão Unidimensional e Isotrópica

Para se identificar o caráter estruturado dos solos costuma-se comparar seu comportamento nas condições indeformada (solo intacto) e reconstituída (solo desestruturado). Leroueil & Vaughan (1990) ilustram esquematicamente o comportamento de um solo estruturado através da comparação entre o comportamento do material estruturado e desestruturado sob compressão unidimensional e isotrópica (Figura 2.14). Pode-se observar, através da figura, que a curva de compressão do solo estruturado ultrapassa a curva de compressão do material

desestruturado (NCL). Os autores definiram duas regiões no plano $e \times \log s'_v$ (ou p'), delimitadas pela curva de compressão do material desestruturado. Segundo essa definição somente materiais estruturados podem alcançar a região superior do gráfico, pois atingem índices de vazios maiores que os possíveis para materiais desestruturados nos mesmos níveis de tensões normais efetivas. A NCL representa uma curva de estado limite para o solo desestruturado, conforme descrito pela TEC.

Segundo Vaughan (1988), uma vez ultrapassada a tensão de plastificação do solo (Y Figura 2.14) observa-se uma redução acentuada da sua rigidez. Com a continuidade do carregamento, a estrutura é progressivamente destruída, seu índice de vazios diminui significativamente e o mesmo converge para a curva de compressão normal definida para o material desestruturado.

Vaughan *et al* (1988) definiram três estágios de comportamento de solos estruturados, limitados por dois pontos de plastificação (Figura 2.15). Inicialmente a estrutura do solo não sofre plastificação, sendo a compressibilidade do solo estruturado menor que a do solo desestruturado (estágio a). A resistência do solo permanece constante à medida que a tensão sobre a estrutura do solo aumenta. Este estágio é seguido por uma plastificação inicial da estrutura, em que o aumento da tensão sobre a estrutura provoca uma diminuição na sua resistência devido ao rompimento progressivo da estrutura (estágio b). O carregamento continua, até que a tensão sobre a estrutura torna-se igual a sua resistência, ocorrendo a segunda plastificação. A partir daí grandes deformações desenvolvem-se e a curva de compressão do solo estruturado converge gradualmente para a curva de compressão do solo desestruturado com o aumento das tensões, devendo alcançá-la quando a estrutura for completamente destruída (estágio c). A segunda plastificação não coincide com a destruição completa da estrutura. A destruição completa da estrutura do solo ocorre progressivamente, sendo necessárias significativas deformações pós-plastificação.

A intensidade da plastificação da estrutura e a magnitude das deformações que a seguem aumentam com o aumento do índice de vazios inicial em que a plastificação ocorre e com o aumento da resistência da estrutura e da tensão de plastificação. A visualização destes efeitos pode ser feita através da Figura 2.14, comparando-se o comportamento do solo estruturado em relação à curva de compressão do solo desestruturado (Leroueil & Vaughan, 1990).

A plastificação de solos já havia sido observada por Vargas (1953), ao realizar ensaios de compressão confinada em solos residuais do sul do Brasil. Segundo o autor as curvas de

compressão mostraram uma tensão limite, semelhante à tensão de pré-adensamento de solos sedimentares. O comportamento do solo era rígido com pequena redução no índice de vazios até que fosse atingida esta tensão, a partir da qual o índice de vazios diminuía significativamente com o acréscimo da tensão vertical. Naquela ocasião esta tensão limite foi denominada de “tensão de pré-adensamento virtual”. Foram também utilizadas amostras remoldadas a um teor de umidade próximo ao limite de liquidez, o que permitiu a comparação do comportamento do solo nas duas condições (Figura 2.16). O comportamento do solo se enquadra perfeitamente na proposta apresentada posteriormente por Leroueil & Vaughan (1990).

Cotecchia & Chandler (1997) compararam o comportamento mecânico de uma argila natural fortemente estruturada com o comportamento da mesma argila quando reconstituída. Na Figura 2.17 são mostradas as curvas obtidas através de ensaios edométricos convencionais com tensão vertical máxima de 7 MPa e de ensaios com velocidade de deformação constante CRS com tensão vertical máxima de até 25 MPa para a argila natural e reconstituída. A tensão vertical efetiva na profundidade de amostragem é 415 kPa, enquanto a tensão de pré-adensamento, deduzida das evidências geológicas, é aproximadamente 1300 kPa (ponto P na Figura 2.17). Das curvas de compressão é possível calcular a tensão de plastificação da estrutura em torno de 2600 kPa, ou seja, o dobro da tensão de pré-adensamento geológico, confirmando que a forte presença de estrutura nesta argila não se deve somente à sua história de tensões. A presença de estrutura pode ser observada também através da comparação entre a tensão de plastificação da argila natural ($s'_y = 2600$ kPa) e a tensão vertical equivalente necessária para a argila reconstituída atingir o mesmo índice de vazios ($s'_c = 750$ kPa). A relação $s'_y / s'_c = 3,5$ é uma medida que prova o efeito da estrutura no comportamento da argila natural quando comparado ao da argila reconstituída. Ao calcular a relação entre o índice de descompressão da argila reconstituída e o da argila natural (C_d^*/C_d), definido por Schmertmann (1969) como sensibilidade de expansão (*swell sensitive*), os autores encontraram um valor de 2,5 para um descarregamento antes de ser atingida a tensão de plastificação. Segundo Cotecchia & Chandler (1997), este valor reduz-se rapidamente quando esta tensão é ultrapassada, tornando-se próximo a 1,0 para tensões verticais em torno de 5 MPa, o que ilustra a perda de algumas ligações na argila natural, após a plastificação.

Ao analisar o comportamento das curvas de compressão de uma argila da China, em diferentes graus de estrutura, Liu & Carter (1999) observaram que, para uma determinada

tensão vertical σ'_v , o índice de vazios sustentado pelo solo indeformado é maior que o sustentado pelo mesmo solo na condição reconstituída e que com o aumento de σ'_v , a curva de compressão do solo indeformado tende a convergir em direção à curva do solo na condição reconstituída. Estes autores sugeriram uma relação hiperbólica para descrever o comportamento de compressão de solos estruturados, descrita pela equação:

$$e = e_{ic}^* + \frac{A}{p'} - I^* \cdot \ln p' \quad (\text{equação 2.10})$$

onde e_{ic}^* e λ^* são parâmetros intrínsecos do solo reconstituído e A é um parâmetro relacionado à estrutura do solo que depende da tensão de plastificação inicial do solo, assim como das deformações impostas durante a compressão.

A relação hiperbólica proposta por Liu & Carter (1999) foi avaliada através de 27 resultados de ensaios em 20 diferentes solos, onde descreveu com muito sucesso o comportamento de compressão de solos estruturados.

Leroueil *et al* (1979) realizaram um estudo experimental para investigar como a desestruturação causada pelo adensamento pode afetar o estado limite e as características mecânicas de uma argila inicialmente intacta. Através dos resultados de ensaios de compressão isotrópica em termos de variação volumétrica v versus tensão média efetiva p' , apresentados na Figura 2.18, os autores observaram que, após ultrapassada a tensão de pré-adensamento virtual, o módulo de variação volumétrica (k) aumentou de 190 kPa no solo desestruturado para 320 kPa no solo desestruturado e que as curvas correspondentes à argila intacta e desestruturada tendem a convergir a uma única curva para valores de p' maiores que 60 kPa.

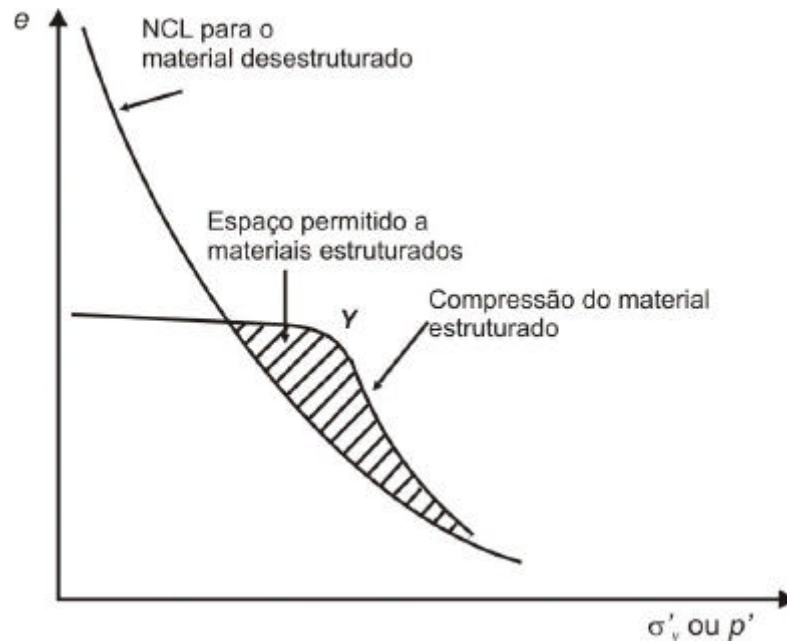


Figura 2.14: Comparação entre as curvas de compressão de um solo estruturado e desestruturado (Leroueil & Vaughan, 1990)

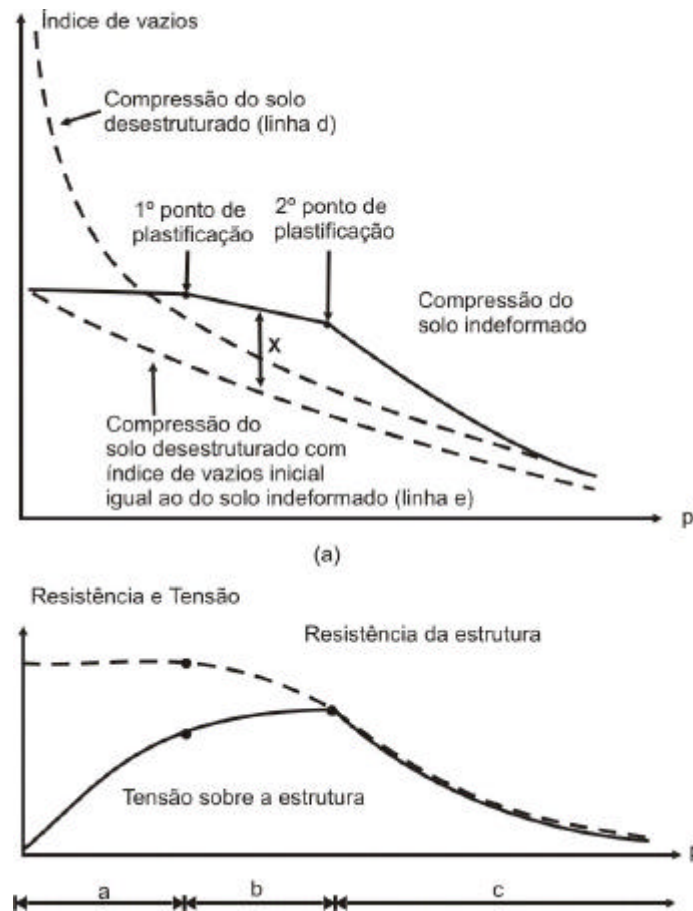


Figura 2.15: Plastificação de solos estruturados (Vaughan *et al*, 1988)

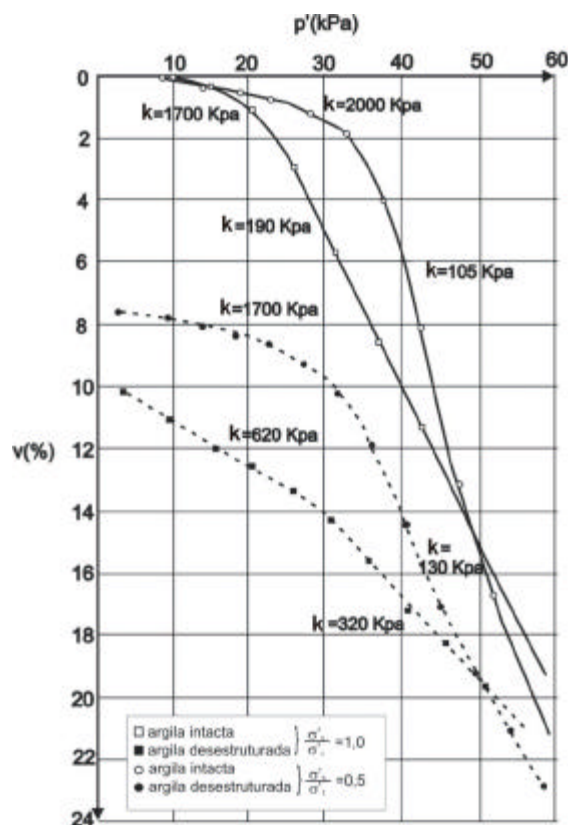


Figura 2.18: Ensaios de compressão isotrópica, k – módulo de variação volumétrica (Leroueil *et al*, 1979)

2.3.4.3 Compressão Triaxial

Segundo Leroueil & Vaughan (1990), a estrutura presente na maioria dos solos naturais, embora originada por diferentes causas, gera comportamento similar em diferentes materiais. Através da Figura 2.19 são apresentadas as principais características do comportamento de solos estruturados sob compressão triaxial. Leroueil & Vaughan (1990) sintetizaram o padrão de comportamento para solos estruturados de acordo com o nível de tensão confinante no qual foi realizado o ensaio. Os ensaios rotulados com o número “1” foram realizados com tensões confinantes baixas, mostrando um pico de resistência bem definido na curva tensão desvio versus deformação axial. O pico de resistência deve-se à estrutura, não coincidindo com a máxima taxa de dilatação volumétrica que ocorre para deformações superiores. A plastificação é brusca e coincide com a ruptura por cisalhamento e a formação de superfícies de cisalhamento, caracterizando um comportamento frágil do material. Para maiores deformações ocorre queda de resistência (strain-softening) e os materiais tendem ao seu estado crítico. Os ensaios rotulados com o número “3” foram realizados com altas tensões

confinantes, mostrando um comportamento rígido até a plastificação da estrutura ser atingida. Isso ocorre bem antes da ruptura, que só é atingida após grandes deformações acompanhada por significativas contrações. Nos ensaios rotulados com o número “2” a plastificação ocorre quando a resistência de pico é atingida, coincidindo com a ruptura por cisalhamento. O comportamento é intermediário entre os ensaios “1” e “3”. É importante notar que um dos materiais é uma argila sensível e o outro é uma rocha branda, tendo origens completamente diferentes com diferentes magnitudes de resistência, mas qualitativamente apresentam o mesmo comportamento.

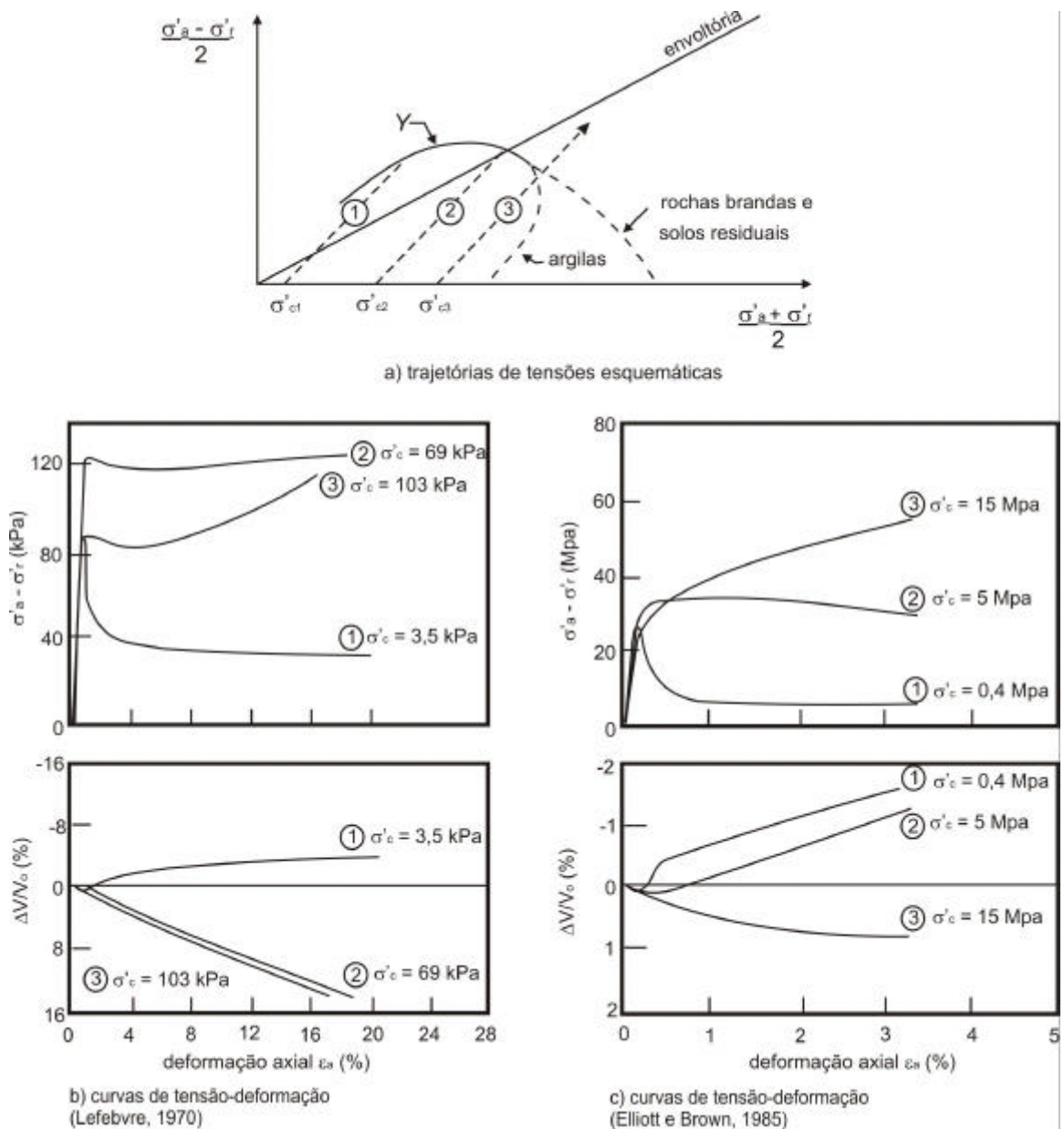


Figura 2.19: Resultados de ensaios triaxiais drenados (Leroueil & Vaughan, 1990)

Sandroni & Maccarini (1981) identificaram dois tipos de comportamento tensão-deformação (A e B) em estudos realizados em um solo residual de gnaiss, conforme apresentado na Figura 2.20. O comportamento tipo A caracteriza-se pela presença de um pico de resistência bem definido na curva tensão-deformação que ocorre para pequenas deformações (< 5%). As variações volumétricas consistem em leves compressões que, em alguns casos, são seguidas por expansão do solo. No comportamento tipo B a curva tensão-deformação é claramente não linear, sendo a máxima resistência atingida com grandes deformações, associadas a significativas compressões volumétricas. Segundo os autores, a observação destes comportamentos nos ensaios realizados variou tanto para o nível de tensões quanto para o índice de vazios inicial (refletindo seu grau de intemperismo). O comportamento tipo A foi obtido em ensaios triaxiais realizados com baixos níveis de tensão confinante, independente da profundidade da amostra. Para níveis de tensão confinante elevados, as amostras coletadas próximas à superfície com altos índices de vazios apresentaram comportamento tipo B, enquanto que as obtidas a maiores profundidades e com baixos índices de vazios apresentaram comportamento tipo A.

Ao estudar o comportamento tensão-deformação-resistência de um solo residual de biotita gnaiss através de ensaios triaxiais, Oliveira (2000) observou um comportamento frágil para baixos níveis de tensão efetiva e dúctil para uma tensão efetiva de 150 kPa, caracterizando um comportamento típico de um solo cimentado. Segundo o autor, o ferro liberado pela biotita e pela granada precipita, funcionando como agente cimentante entre as partículas de quartzo, feldspato e granada.

Santos Jr. *et al* (2004) estudaram o comportamento tensão-deformação de um solo residual da encosta do Soberbo, no Rio de Janeiro, através de ensaios de compressão triaxial drenados e não drenados. Os autores obtiveram como resultado um comportamento dependente do nível de tensão confinante utilizada no ensaio, inteiramente compatível com o padrão de comportamento proposto por Leroueil & Vaughan (1990).

Laggioia & Nova (1995) realizaram ensaios de compressão isotrópica e ensaios triaxiais convencionais drenados em uma rocha branda calcárea. Nos ensaios em que foram utilizadas altas pressões confinantes (maiores que 400 kPa) foi observada a ocorrência da desestruturação do material quando o estado de tensões atingiu a superfície de plastificação. Segundo os autores a tensão aplicada rompe a cimentação entre os grãos causando o colapso

da estrutura, com uma súbita variação de volume de compressão. A figura 2.21 mostra resultados típicos de ensaios triaxiais drenados com tensão confinante constante de 900 kPa, onde 3 fases de comportamento podem ser distinguidas:

- uma fase inicial elástica completamente reversível (comportamento de rocha);
- fase de desestruturação a uma tensão constante (transição de comportamento de rocha para solo);
- fase de enrijecimento (comportamento de solo).

Ao analisar resultados de dois ensaios triaxiais CIU realizados com a mesma tensão confinante s'_c de 12 kPa para a argila nos estados intacto e desestruturado (Figura 2.22), Leroueil *et al* (1979) observaram que a desestruturação ocasionou a diminuição do pico de resistência ao cisalhamento e um aumento na deformação de ruptura. Para maiores deformações, a curva de tensão desvio versus deformação axial correspondente à argila desestruturada apresenta-se levemente acima da curva que representa o comportamento da argila intacta.

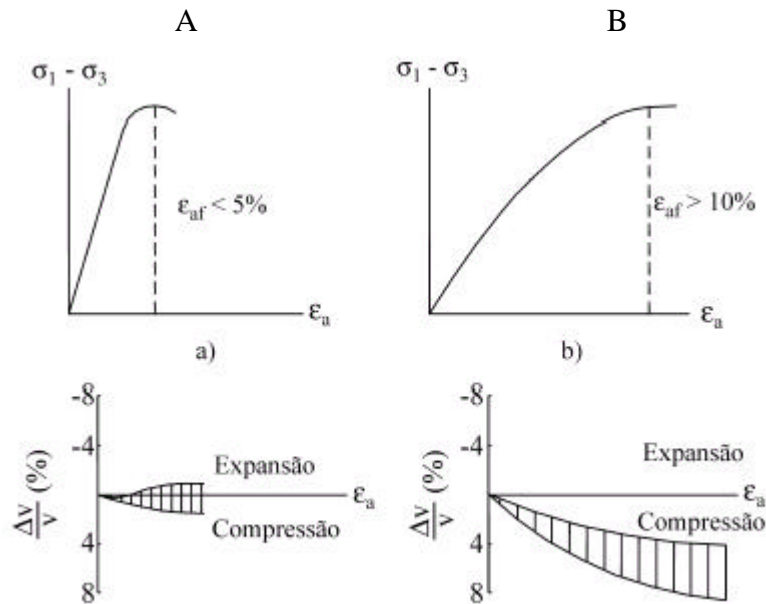


Figura 2.20: Comportamento tensão-deformação e variação volumétrica do solo residual de gnaisse (Sandroni & Maccarini, 1981)

Outro aspecto importante abordado por Leroueil & Hight (2002) na caracterização do comportamento de solos estruturados está relacionado à sua envoltória de resistência ao cisalhamento. Baseados nos resultados de duas séries de ensaios realizados por Amorosi & Rampello (1998) em uma argila rija, em que o solo foi primeiro adensado anisotropicamente e então descarregado antes de ser cisalhado, pôde-se observar o seguinte: na série denominada MP a máxima tensão vertical atingida durante o ensaio foi menor que a tensão vertical de plastificação obtida do ensaio edométrico e o solo permaneceu intacto, enquanto na série denominada HP o solo foi carregado a uma tensão vertical bem maior que a tensão de plastificação e o solo foi então desestruturado. Através da Figura 2.23, onde as envoltórias estão normalizadas em relação à p'_e , é possível perceber que a envoltória de resistência do material intacto (MP) aparece bem acima da envoltória do solo desestruturado (HP).

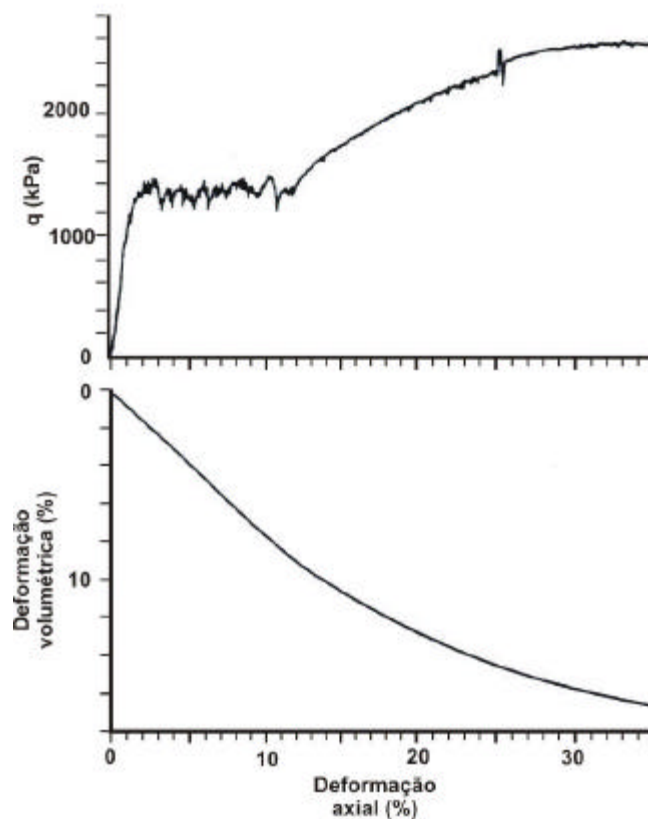


Figura 2.21: Resultados de ensaios triaxiais CID (Liggioia & Nova, 1995)

Vaughan *et al* (1988) destacam ainda que, em muitos solos residuais, onde há forte presença de uma componente de resistência devido à estrutura, a envoltória de resistência ao

cisalhamento apresenta um alto valor de intercepto coesivo c' , que não pode ser observado quando este mesmo solo é remoldado com índice de vazios similar ao de campo. Isto ocorre devido à destruição da sua estrutura no processo de remoldagem.

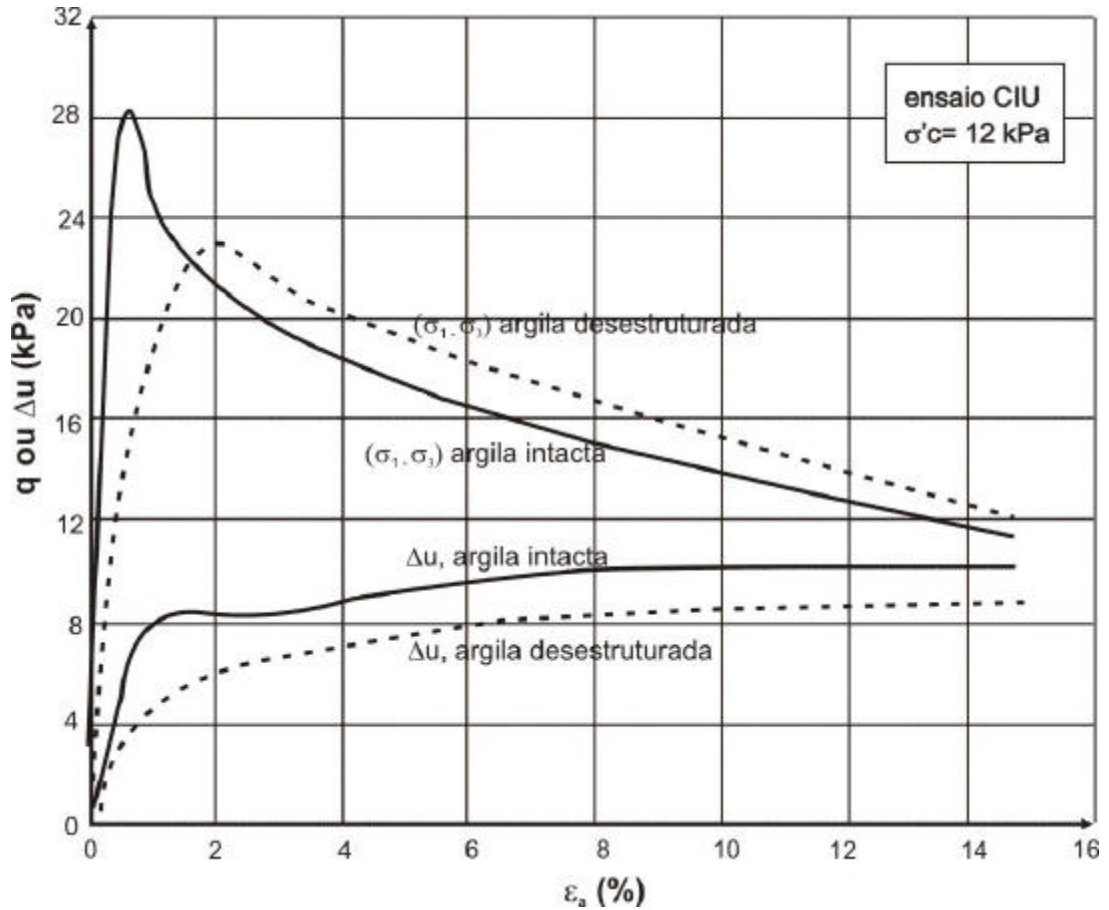


Figura 2.22: Ensaios triaxiais CIU (Leroueil *et al*, 1979)

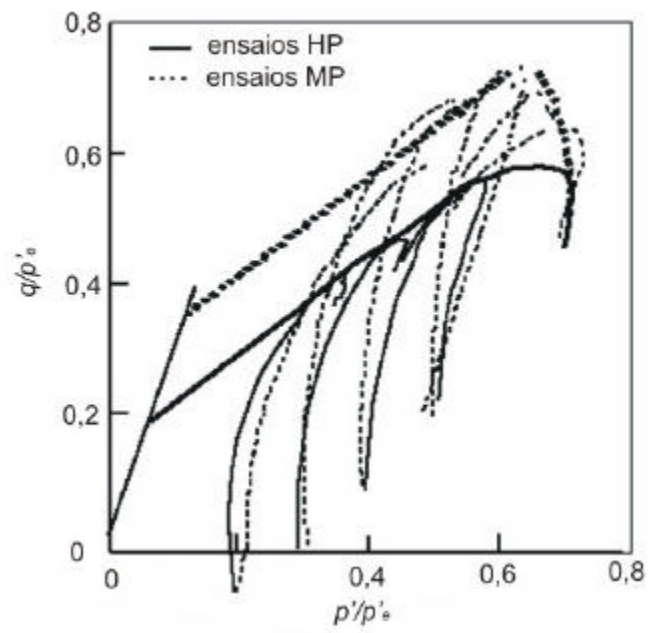


Figura 2.23: Envoltórias de resistência normalizadas para o solo intacto (MP) e desestruturado (HP) (baseado em : Amorosi & Rampello, 1998 ; *apud* Leroueil & Hight, 2002)

3. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO E METODOLOGIA DE ENSAIOS

Esse capítulo apresenta a caracterização do solo estudado nesta dissertação, incluindo seus aspectos geológicos, a descrição do local de extração das amostras e a caracterização geotécnica e mineralógica do material. Também é apresentada a descrição detalhada da metodologia empregada nos ensaios de laboratório realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS) da UFRGS.

3.1 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

O solo estudado nesta dissertação é um solo residual saprolítico de basalto proveniente de um perfil de alteração próximo à cidade de Teutônia no Rio Grande do Sul. Este solo foi descrito por Rigo (2000), que estudou sua resistência ao cisalhamento residual. Baseado nos resultados apresentados pelo autor, esta seção apresenta um breve resumo da caracterização do solo saprolítico de basalto de Teutônia.

A região do estado do Rio Grande do Sul na qual foram coletadas as amostras do solo estudado nessa dissertação, situa-se na província geomorfológica Planalto, que cobre toda a região norte do estado e pertence à Bacia do Paraná. O solo saprolítico de basalto investigado faz parte dos derrames basálticos que originaram a Formação Serra Geral.

As amostras de solo foram coletadas junto ao km 24+180 da rodovia estadual RST-453, no trecho que liga as cidades de Teutônia e Garibaldi. Foram coletadas amostras de solo deformadas e indeformadas.

O talude do qual as amostras provêm sofreu uma série de movimentos de massa que interromperam as duas pistas da RST-453 por três dias consecutivos em outubro de 2000, durante um período de chuva prolongado. Rigo (2005) descreve detalhadamente o local da amostragem e os movimentos ocorridos. O talude possuía uma inclinação média de 18° e já apresentava problemas de instabilidade. O mesmo era constituído de um colúvio sobrejacente ao solo residual de basalto, com espessura média de 4 m, formado por material fino,

proveniente do solo residual, e por pedregulhos, matacões e blocos de rocha de origem basáltica e sedimentar. A Figura 3.1 apresenta uma visão geral do talude antes de ocorrerem os movimentos de massa mencionados anteriormente e a Figura 3.2 o perfil do subsolo no local de amostragem.



Figura 3.1: Vista geral do talude Teutônia (Rigo, 2000)

A caracterização geotécnica do solo residual de basalto é apresentada através de resultados de ensaios de caracterização realizados por Rigo (2000). Para a caracterização geotécnica deste solo o autor realizou ensaios de granulometria, índices físicos e limites de Atterberg.

A Tabela 3.1 apresenta um resumo dos ensaios de granulometria realizados por Rigo (2000). As curvas granulométricas obtidas com e sem utilização de defloculante são apresentadas na Figura 3.3.

Os índices físicos, juntamente com os limites de consistência determinados para o solo residual saprolítico de basalto de Teutônia são apresentados na Tabela 3.2. Segundo Rigo (2000) há uma relação direta entre o índice de vazios e o nível de intemperismo deste solo, sendo o alto valor no índice de vazios do solo devido à lixiviação decorrente do alto grau de intemperismo.

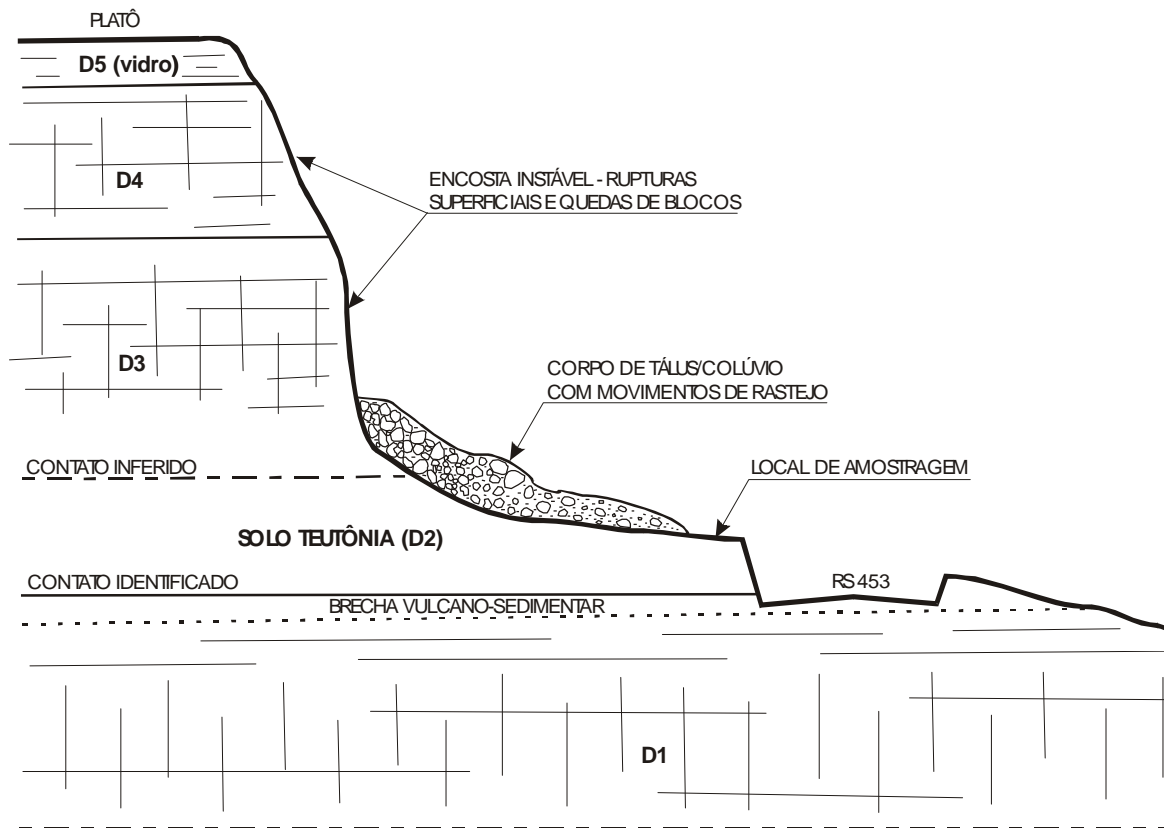


Figura 3.2: Perfil do subsolo no local de amostragem (Rigo, 2005)

A caracterização mineralógica do solo é apresentada através de resultados de ensaios de caracterização especiais realizados por Rigo (2000). Os ensaios de caracterização especiais incluíram análises de difração de raios-x e microscopia óptica.

Os resultados dos ensaios de análises de difração de raios-x são apresentados na Tabela 3.3. Através das análises dos difratogramas o autor identificou a presença de argilo-minerais expansivos do grupo das esmectitas, como principais constituintes da fração argila e silte desse solo. A presença de argilo-minerais de natureza caulinítica também foi observada, porém em menores quantidades.

Tabela 3.1: Resumo dos ensaios de granulometria (Rigo, 2000)

Norma	Faixa Granulom.	Série GR2	
		Sem defloc. (%)	Com defloc. (%)
NBR 6502 (1993)	Pedregulho	0	0
	Areia	32	26
	Silte	55	52
	Argila	13	22
ASTM D 653 (1997)	Pedregulho	0	0
	Areia	21	17
	Silte	66	61
	Argila	13	22

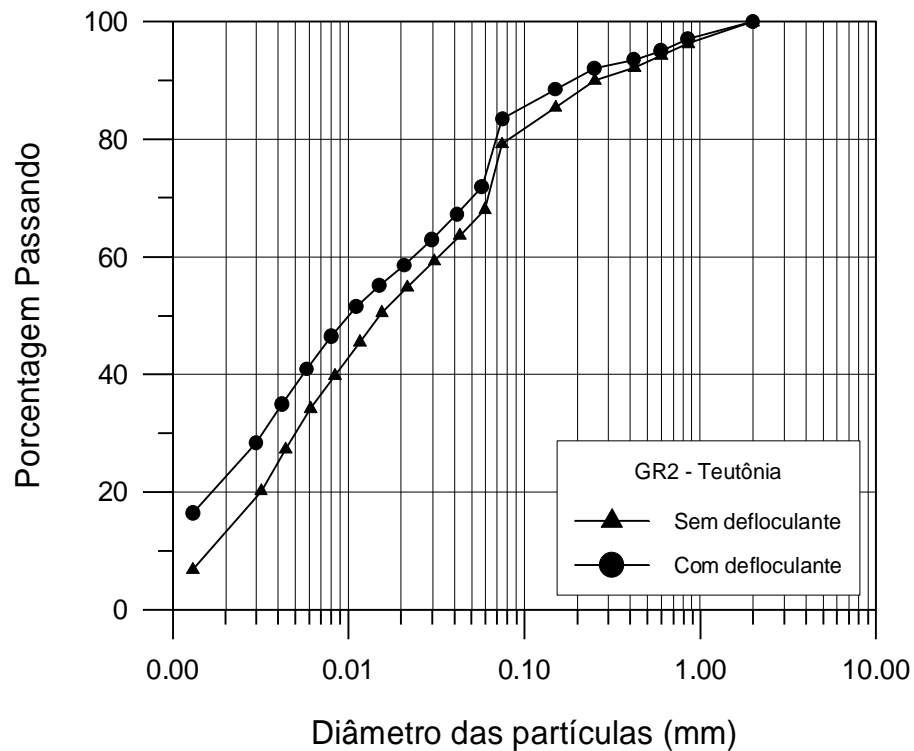


Figura 3.3: Curva Granulométrica – série GR2 (Rigo, 2000)

Tabela 3.2: Características físicas do solo saprolítico de basalto (Rigo, 2000)

γ_s (kN/m ³)	27,14
γ_t (kN/m ³)	14,37
γ_d (kN/m ³)	9,57
G	2,714
w (%)	50,13
S (%)	74,00
e	1,73-1,90
LL (%)	72
LP (%)	38
FA (%)	22

Tabela 3.3: Análises de Difração de Raios-x (Rigo, 2000)

Análise das amostras naturais (pó)	Análise das amostras orientadas (natural, glicolada e calcinada)
Hematita (óxido secundário) Montmorilonita Caolinita	Montmorilonita Caolinita

Os ensaios de microscopia óptica permitiram a verificação da influência do nível de intemperismo na composição mineralógica e na microestrutura do solo. Nesse caso, o nível de intemperismo foi avaliado pela composição relativa entre minerais primários (preservados da rocha) e secundários (provenientes da alteração de minerais primários ou da deposição de minerais lixiviados de camadas superiores), através de contagens modais. Através dos resultados, o autor pode observar um alto grau de intemperismo, com 100% de minerais secundários (Tabela 3.4). Desse modo, todos os minerais primários sofreram alteração para secundários, não restando remanescentes da textura original do basalto (Rigo, 2000).

Tabela 3.4: Composição mineralógica modal do solo (Rigo, 2000)

FASE MODAL	PERCENTUAL
Matriz argilosa	79,2
Fenocristais alterados	12,1
Óxidos secundários	3,3
Minerais opacos	5,4
Total minerais primários	0
Total minerais secundários	100
Total geral	100

A microestrutura do solo é apresentada na Figura 3.4 e caracteriza-se pela presença de uma matriz argilosa na qual predominam argilominerais expansivos do grupo das esmectitas. Encontram-se imersos na matriz argilosa fenocristais de piroxênio e plagioclásio extremamente alterados e argilizados, porém com sua forma preservada, além de concentrações de óxidos secundários (Rigo, 2000).

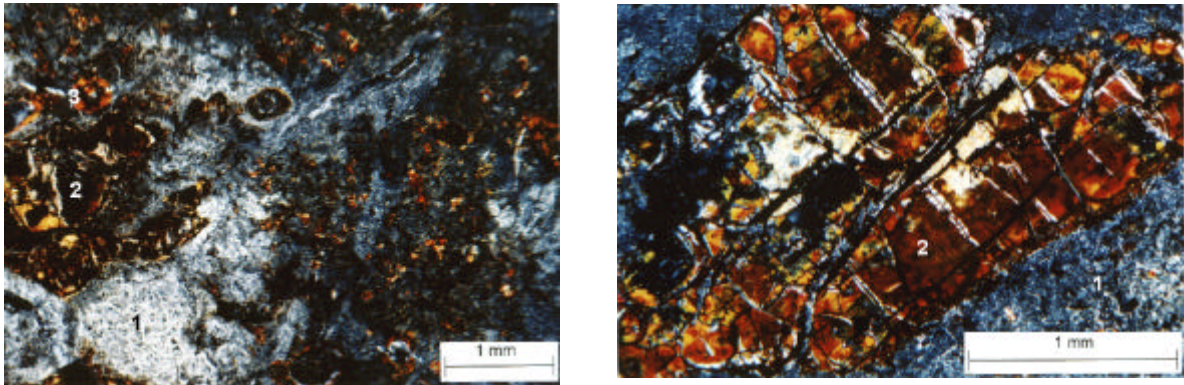


Figura 3.4: Microfotografias do solo de Teutônia (1 – matriz argilosa; 2 – fenocristal alterado; 3 – óxido secundário), (Rigo, 2000)

3.2 METODOLOGIA DE ENSAIOS

Com o objetivo de investigar o comportamento estruturado do solo saprolítico de basalto de Teutônia, o programa experimental desta dissertação constitui-se na realização de ensaios edométricos, ensaios de compressão isotrópica e ensaios de compressão triaxial em amostras de solo na condição indeformada e reconstituída.

3.2.1 Ensaios Edométricos

3.2.1.1 Generalidades

O ensaio edométrico constitui uma importante ferramenta para avaliar o comportamento de solos estruturados. Através desse ensaio é possível a obtenção da curva $e \times \log s_v'$, em condições de deformação lateral nula, que permite a determinação da NCL de um solo. Nesta dissertação foram realizados ensaios edométricos em amostras reconstituídas do solo saprolítico de basalto de Teutônia em dois teores de umidade. O objetivo foi comparar os resultados de ensaios edométricos nestas amostras reconstituídas com os resultados de ensaios edométricos realizados em amostras indeformadas do mesmo solo, apresentados por Rigo (2005). Desse modo, procurou-se definir um método de reconstituição que pudesse estabelecer um comportamento de referência do solo, permitindo avaliar o caráter estruturado das amostras indeformadas.

3.2.1.2 Preparação dos Corpos de Prova

A preparação dos corpos de prova foi realizada a partir de amostras deformadas do solo saprolítico de basalto. Essas amostras encontravam-se embaladas em sacos plásticos selados e mantidas em câmara úmida, para evitar a perda de umidade do material. Foram utilizados dois métodos distintos de moldagem de corpos de prova: (a) com teor de umidade e índice de vazios de campo e (b) com teor de umidade próximo ao limite de liquidez, de maneira a obter-se uma amostra reconstituída segundo a definição de Burland (1990).

No primeiro método, o solo era colocado em um saco plástico, para manter sua umidade, e desestruturado manualmente. Posteriormente, conhecendo-se o volume do anel metálico de adensamento, pôde-se estimar o peso de solo a ser acrescentado no anel para que se obtivesse o índice de vazios de campo.

Para a moldagem dos corpos de prova com teor de umidade próximo ao limite de liquidez, o solo na umidade natural era colocado em um saco plástico e logo após era adicionado o volume de água necessário para que se atingisse o limite de liquidez. Em seguida, com a embalagem fechada, o solo era misturado à água manualmente, de modo que fossem garantidas a desestruturação do material e a obtenção de uma pasta homogênea. Esse procedimento durava aproximadamente 20 minutos. Posteriormente, o solo com teor de umidade próximo ao limite de liquidez permanecia armazenado em câmara úmida por aproximadamente 24 horas. No momento da moldagem do corpo de prova, o solo era novamente misturado manualmente, dentro da embalagem plástica fechada, por mais 20 minutos. Com a ajuda de uma espátula, essa pasta era introduzida no anel metálico, tendo-se o cuidado de não deixar ar na amostra. O método utilizado é denominado de *procedimento de preparação padrão* seguindo a nomenclatura de Fearon & Coop (2000).

3.2.1.3 Equipamento Utilizado e Procedimentos de Ensaio

Na realização dos ensaios edométricos foi utilizada uma prensa de adensamento convencional fabricada pela empresa Wykeham Farrance (Figura 3.5). Os corpos de prova ensaiados possuíam 50 mm de diâmetro e 19 mm de altura. Os ensaios edométricos realizados nesta dissertação seguiram as recomendações da norma brasileira ABNT MB-3336 / 1990 (Solo – Ensaio de Adensamento Unidimensional) e da norma americana ASTM D 2435 – 96 (Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils).

O procedimento utilizado nos ensaios consistia primeiramente na instalação do consolidômetro na prensa de adensamento. Inicialmente o carregamento aplicado ao corpo de prova era de aproximadamente 1,0 kPa, devido ao peso do cabeçote de carregamento. Após feita a leitura inicial do relógio comparador, o corpo de prova era inundado e mantido com esse carregamento por aproximadamente 24 horas, para que posteriormente se desse início aos próximos estágios de carregamento. No ensaio em que o corpo de prova foi ensaiado com teor

de umidade próximo ao limite de liquidez não houve expansão significativa do mesmo, ocorrendo logo em seguida o início do adensamento do corpo de prova. Porém, no ensaio em que o corpo de prova foi ensaiado na umidade natural, a expansão causou um aumento de 0,10 % no volume inicial do corpo de prova, que só foi superado no terceiro estágio de aplicação de carga (25 kPa). Os estágios de carregamento foram de 6,25; 12,5; 25; 50; 100; 200; 400; 800 e 1600 kPa, com duração de 24 horas cada, exceto finais de semana e feriados. Os estágios de descarregamento foram os mesmos de carregamento, porém com duração de 2 horas, exceto quando algum estágio era mantido durante a noite.

Com os dados obtidos através das leituras do relógio comparador e do tempo, para cada nível de carregamento aplicado aos corpos de prova, foram montadas planilhas de cálculo. Através dessas planilhas foram gerados gráficos de variação de altura x raiz do tempo (Dh x raiz(t)), variação altura x logaritmo do tempo (Dh x log(t)) e índice de vazios x logaritmo da tensão vertical (e x log (S'_v)).



Figura 3.5: Prensa de adensamento fabricada pela empresa Wykeham Farrance

3.2.2 Ensaios Triaxiais

3.2.2.1 Generalidades

Ensaios de compressão triaxial são ensaios muito utilizados para análise do comportamento mecânico e obtenção de parâmetros de resistência ao cisalhamento e deformabilidade de solos. No ensaio um corpo de prova de solo cilíndrico é primeiramente submetido a uma tensão efetiva confinante (s_c), que é igualmente aplicada em todas as superfícies do corpo de prova. No ensaio convencional de carregamento é então aplicado um acréscimo de tensão axial (Ds_a) até a amostra romper.

Através dos ensaios de compressão triaxial foi possível identificar o comportamento estruturado do solo saprolítico de basalto de Teutônia, além de estimar seus parâmetros de resistência ao cisalhamento. O programa de ensaios consistiu em duas etapas. Na primeira etapa foram realizados ensaios em amostras reconstituídas com teor de umidade próximo ao limite de liquidez. Esta etapa consistiu de ensaios de compressão triaxial não drenados com tensões confinantes efetivas de 30 a 400 kPa e de um ensaio de compressão isotrópica com estágios de tensão confinante efetiva de 50 a 600 kPa. Estes ensaios permitiram uma comparação com os ensaios realizados por Rigo (2005), com amostras indeformadas deste mesmo solo. Na etapa seguinte foi realizada uma nova série de ensaios com amostras indeformadas. Foram realizados ensaios de compressão triaxial drenados em níveis de tensões mais elevados, onde foram atingidas tensões confinantes efetivas de 800 e 1200 kPa e um ensaio de compressão isotrópica com estágios de tensão confinante efetiva de 100 a 1200 kPa. Os ensaios realizados com amostras indeformadas em níveis de tensões mais elevadas deram continuidade à série inicial de ensaios já realizada por Rigo (2005), com o mesmo solo saprolítico de basalto de Teutônia.

3.2.2.2 Preparação dos Corpos de Prova

Amostras Reconstituídas

A preparação das amostras de solo reconstituídas no limite de liquidez foi inicialmente idêntica à utilizada nas amostras utilizadas nos ensaios de adensamento. Um saco plástico era utilizado, onde se adicionava água e se misturava manualmente o solo, garantindo a sua desestruturação e a obtenção de uma pasta homogênea. Essa pasta também era preparada no dia anterior à realização do ensaio, permanecendo em câmara úmida até a moldagem do corpo de prova. No momento da moldagem, novamente misturava-se o solo por mais 20 minutos. Como o solo preparado nesse teor de umidade possuía uma consistência muito mole, antes da moldagem dos corpos de prova o solo era espalhado sobre uma superfície de vidro e recolhido com uma espátula diversas vezes, para que dessa maneira fosse perdendo um pouco de sua umidade. Quando fosse verificado visualmente que o solo já possuía uma melhor consistência, a pasta era utilizada para moldagem dos corpos de prova (Figura 3.6).

Em seguida, iniciava-se o processo de moldagem. Com a ajuda de uma espátula, o solo era introduzido dentro de um cilindro metálico com 50 mm de diâmetro, apoiado em um pedestal também cilíndrico, com diâmetro levemente inferior. À medida que o solo era introduzido no cilindro, o mesmo era erguido até que o corpo de prova atingisse a altura de 100 mm, tendo-se o cuidado de não deixar ar na amostra (Figuras 3.7 e 3.8). Uma vez que o cilindro estava preenchido, o solo era rasado (Figura 3.8) e, em seguida removia-se o corpo de prova do cilindro. Isto era feito simplesmente pelo deslocamento do cilindro para baixo (Figura 3.9). Nas condições de moldagem o solo não apresentava nenhuma aderência às paredes laterais. Depois de moldado, o corpo de prova era pesado e eram obtidas as medidas de suas dimensões. Com o solo excedente no processo de moldagem era feita a determinação do teor de umidade inicial do corpo de prova e calculados os seus índices de vazios.

Devido à baixa condutividade hidráulica do solo moldado nesse teor de umidade, fez-se necessária a utilização de papel filtro nas laterais do corpo de prova (Figura 3.10). Segundo Bishop e Henkel (1962), uma série de tiras de papel filtro colocadas em torno da amostra e sobrepondo as pedras porosas são capazes de reduzir o tempo de adensamento a 1/10 do tempo necessário se fosse utilizada somente a drenagem nas extremidades da amostras.

Amostras Extraídas de Blocos Indeformados

A moldagem dos corpos de prova de amostras indeformadas para os ensaios triaxiais foi realizada a partir de blocos indeformados de solo extraídos em campo. No processo de moldagem, amostras de solo com dimensões superiores às do corpo de prova eram esculpidas a partir do bloco indeformado. Estas amostras eram levadas a um torno utilizado para moldar corpos de prova com 50 mm de diâmetro. Neste torno, as amostras eram desbastadas com um fio de arame até adquirirem um formato cilíndrico com aproximadamente 50 mm de diâmetro. Em seguida as extremidades eram regularizadas, também com um fio de arame, em um berço metálico, permitindo a obtenção de uma altura de 100 mm. Após moldado, o corpo de prova era pesado e eram obtidas as medidas de seu diâmetro e altura. Parte do solo excedente era utilizado para a determinação do teor de umidade inicial do corpo de prova. Na Figura 3.11 são apresentados os equipamentos utilizados para a moldagem de amostras indeformadas.

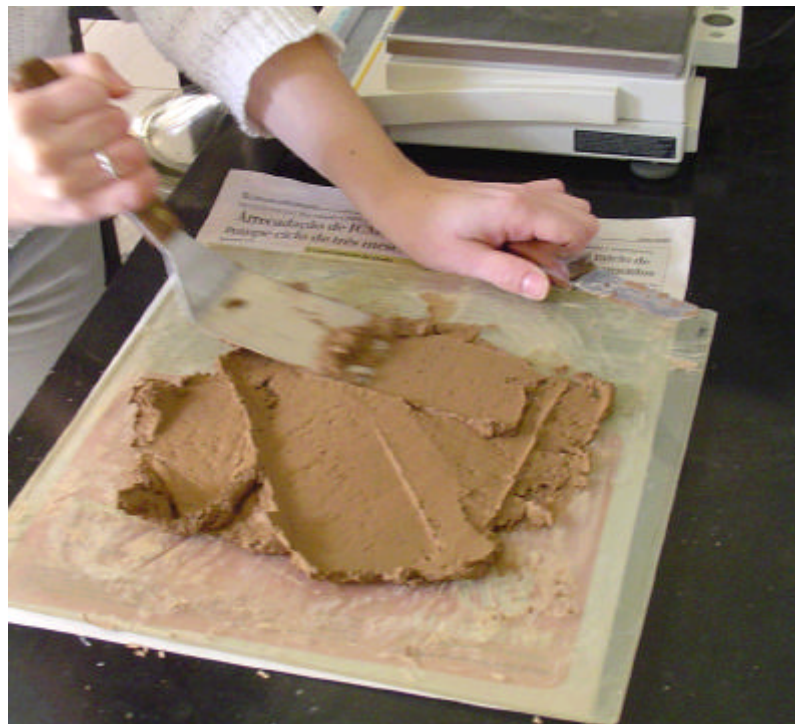


Figura 3.6: Preparação do solo para moldagem dos corpos de prova



Figura 3.7: Moldagem dos corpos de prova



Figura 3.8: Rasamento do corpo de prova

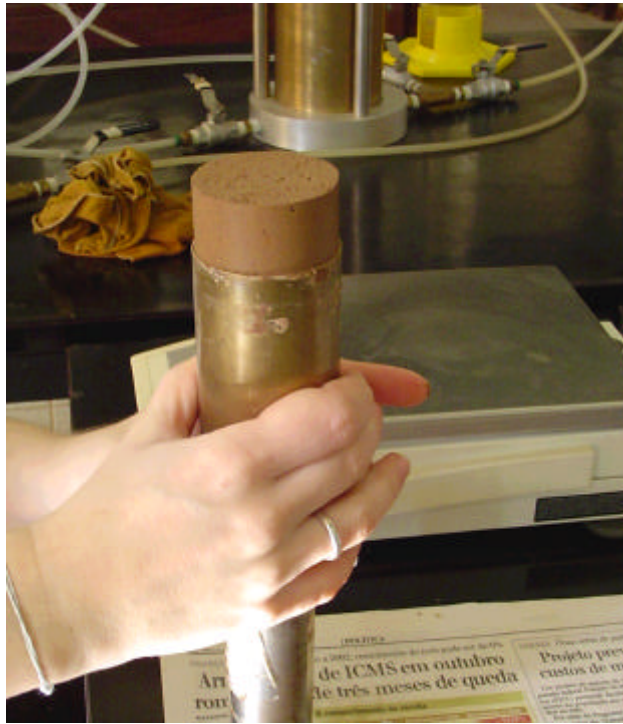


Figura 3.9: Retirada do corpo de prova

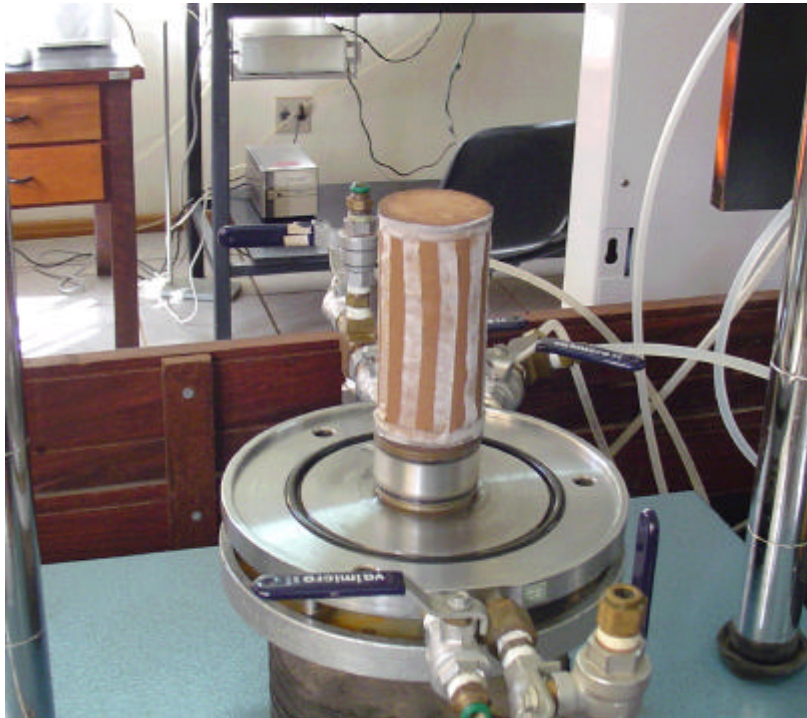


Figura 3.10: Utilização de papel filtro lateral no corpo de prova



Figura 3.11: Equipamentos para moldagem de amostras indeformadas (torno, fio de arame, berço de amostras e espátula)

3.2.2.3 Equipamento Utilizado

O equipamento utilizado na realização de todos os ensaios de compressão triaxial é formado pelos seguintes componentes:

- prensa triaxial da marca Wykeham Farrance (Tritech 50);
- transdutor de pressão Druck PDCR 810, com capacidade de 1500 kPa, utilizado para medir a pressão confinante;
- transdutor de pressão Druck PDCR 810, com capacidade de 700 kPa, utilizado para medir a poro-pressão;
- transdutor de deslocamento da marca Wykeham Farrance, utilizado para medir o deslocamento do pistão de cargas relativo à parte superior da câmara triaxial;
- transdutor de deslocamento da marca Wykeham Farrance, utilizado para medir a variação volumétrica do corpo de prova, acoplado a um cilindro hidráulico de dupla ação, com vedação do êmbolo realizada por duas membranas do tipo *Bellofram*, no qual o volume de água que se movimentava para fora ou dentro da

amostra é relacionado com o deslocamento de um pino existente na lateral do êmbolo;

- equipamento de aquisição automática de dados Hewlett Packard HP 75000B (*data-logger*), controlado por um microcomputador, ao qual todos os transdutores foram conectados;
 - software Hewlett Packard HP-Vee, responsável pelo gerenciamento do processo de aquisição de dados.
- a) Nos ensaios triaxiais CIU com tensões efetivas de confinamento de até 400 kPa foram utilizados:
- câmara triaxial da marca Geonor, para corpos de prova com 50 mm de diâmetro, capaz de suportar até 800 kPa de tensão confinante;
 - célula de carga Reaccion BCZ-200, com capacidade de 200 kgf, utilizada na medição da força axial aplicada ao corpo de prova;
- b) Nos ensaios triaxiais CID com tensões efetivas de confinamento de 800 e 1200 kPa foram utilizados:
- câmara triaxial da marca Wykeham Farrance, para corpos de prova com 50 mm de diâmetro, com capacidade para suportar até 1700 kPa de tensão confinante;
 - célula de carga Reaccion BCZ-200, com capacidade de 500 kgf, utilizada na medição da força axial aplicada ao corpo de prova;

Na Figura 3.12 são apresentados os equipamentos de aquisição e gerenciamento de dados dos ensaios triaxiais. Nas Figuras 3.13 e 3.14 são apresentados os equipamentos para a realização dos ensaios triaxiais, mostrando as câmaras triaxiais com capacidade de 800 kPa e 1700 kPa de tensão confinante, respectivamente.

As câmaras triaxiais, com capacidade de 800 e 1700 kPa de tensão confinante, utilizadas nos ensaios CIU e CID respectivamente, sofreram algumas modificações no Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS) da UFRGS, como parte desta dissertação. Para a minimização do atrito entre o pistão de cargas e a tampa da câmara triaxial foi necessária a adaptação de uma bucha especialmente projetada e usinada, munida de rolamentos lineares (Figura 3.15).

3.2.2.4 Procedimentos de Ensaio

Na montagem dos ensaios, os corpos de prova eram colocados sobre o pedestal da câmara triaxial, onde eram colocados previamente uma pedra porosa e o papel filtro com o mesmo diâmetro do corpo de prova. No topo dos corpos de prova, também eram colocados o papel

filtro e uma pedra porosa e sobre esta pedra porosa, um cabeçote para aplicação da carga axial. Em seguida uma membrana de látex era introduzida em torno do corpo de prova e fixada no pedestal e no cabeçote por meio de anéis de vedação (“*O-rings*”). Após esta seqüência de montagem, a mangueira de drenagem superior existente no cabeçote era conectada à base da câmara triaxial e a câmara triaxial era preenchida com água destilada.

O procedimento de ensaios seguiu as seguintes rotinas:

- a) saturação do corpo de prova por contra-pressão, em incrementos de carga de 50 kPa com uma tensão confinante efetiva de 30 kPa e cálculo do parâmetro B;
- b) adensamento isotrópico com as respectivas tensões confinantes efetivas de cada ensaio e medição da variação volumétrica do corpo de prova com o tempo;
- c) cisalhamento do corpo de prova com deformação controlada, incluindo a medição da carga axial, do deslocamento vertical e da poro-pressão, ou da variação volumétrica, dependendo se o ensaio fosse não drenado ou drenado.



Figura 3.12: Equipamentos de aquisição e gerenciamento de dados para os ensaios triaxiais



Figura 3.13: Equipamentos para ensaio triaxial instrumentado (câmara com capacidade de 800 kPa de tensão confinante)



Figura 3.14: Equipamentos para ensaio triaxial instrumentado (câmara com capacidade de 1700 kPa de tensão confinante)

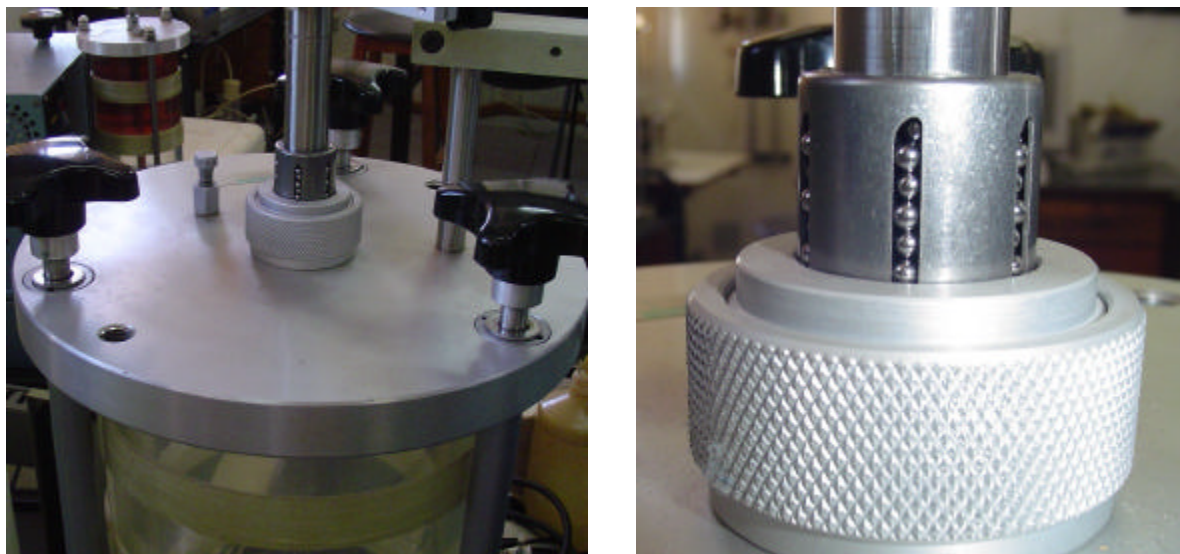


Figura 3.15: Bucha adaptada à câmara triaxial munida de rolamentos lineares

Os ensaios triaxiais realizados nessa dissertação seguiram as recomendações da norma BS 1377 – 90 (“British Standard Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes – Part 8. Shear Strength Tests (Effective Stress)”).

Na primeira série de ensaios, como as amostras se encontravam com teor de umidade próximo ao limite de liquidez e a sua condutividade hidráulica era muito baixa, foram realizados ensaios de compressão triaxial adensados não drenados do tipo CIU (consolidated isotropic undrained). Nesse tipo de ensaio o corpo de prova era primeiramente adensado isotropicamente, permitindo-se a drenagem até que todo o excesso de poro-pressão gerado pela tensão confinante fosse dissipado e a variação volumétrica fosse estabilizada. Durante a fase de cisalhamento a válvula de drenagem era fechada e o excesso de poro-pressão era lido pelo transdutor de pressão.

Nos ensaios realizados com amostras indeformadas foram realizados ensaios triaxiais adensados drenados do tipo CID (consolidated isotropic drained). Nesse ensaio o corpo de prova era adensado isotropicamente, conforme descrito anteriormente, porém durante a fase de cisalhamento era permitida sua drenagem e realizada a medição de sua variação volumétrica.

A velocidade dos ensaios na fase de cisalhamento foi calculada a partir das curvas de compressão isotrópica ($\Delta V \times t$) obtidas na fase de adensamento, conforme especificado pela

norma BS1377-90. A fórmula utilizada no cálculo da velocidade e os valores obtidos estão detalhados no capítulo 4.

Para os cálculos de ensaio foram utilizadas as correções de área descritas em Bishop & Henkel (1962) e em La Rochelle *et al* (1988), que serão discutidas no capítulo 4. Ao final de cada ensaio era gerada uma planilha de dados, possibilitando a construção dos gráficos das trajetórias de tensão (q x p') de cada ensaio, a partir dos quais foram determinadas as envoltórias de ruptura e os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo. Também foram construídos gráficos das curvas de tensão desvio x deformação axial (s_d x e_a) e de variação volumétrica x deformação axial (e_v x e_a) ou poro-pressão x deformação axial (u x e_a) para cada ensaio.

4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados experimentais de 2 ensaios edométricos, 11 ensaios de compressão triaxial e 2 ensaios de compressão isotrópica realizados no solo saprolítico de basalto de Teutônia. Visando analisar o comportamento estruturado deste solo, são apresentados resultados de ensaios com o solo nas condições intacta e desestruturada. Foi também definido um método de remoldagem de corpos de prova que melhor representasse a condição desestruturada deste solo, o que permitiu a comparação do comportamento do solo reconstituído ao do solo indeformado.

4.1 ENSAIOS EDMÔMETRICOS

A Tabela 4.1 apresenta as condições iniciais dos corpos de prova ensaiados, incluindo sua identificação e seus principais índices físicos.

Os resultados obtidos nos ensaios edométricos foram plotados em um gráfico de índice de vazios (e) versus tensão vertical efetiva (s'_v). Na Figura 4.1 são apresentadas as curvas obtidas através destes ensaios realizados em amostras remoldadas com teor de umidade natural e em amostras reconstituídas próximo ao limite de liquidez, onde o eixo das abscissas aparece em escala logarítmica. A partir da curva $e \times \log s'_v$ foram determinados os índices de compressão (C_c) e descompressão (C_d) do solo, que estão apresentados na Tabela 4.2.

O solo reconstituído com teor de umidade próximo ao limite de liquidez parte de um índice de vazios levemente maior que o solo remoldado na umidade natural e apresenta maior compressibilidade (Figura 4.1). Porém à medida que a tensão vertical efetiva aumenta, pode-se notar uma tendência de convergência entre as duas curvas.

Percebe-se que, apesar de pequenas, as diferenças de comportamento entre o solo nestas duas condições evidenciam que o corpo de prova reconstituído com teor de umidade próximo ao limite de liquidez obteve uma maior desestruturação durante o processo de remoldagem. Isso fez com que o método de moldagem de corpos de prova com teor de umidade próximo ao

limite de liquidez, descrito detalhadamente no capítulo 3, fosse adotado para representar o solo na condição desestruturada. O objetivo foi de estabelecer um comportamento de referência que permitisse analisar o comportamento estruturado do solo na condição indeformada.

Na Figura 4.2 as mesmas curvas são apresentadas com s'_v em escala linear. A maior desestruturação apresentada pelo corpo de prova reconstituído com teor de umidade próximo ao limite de liquidez é evidenciado neste tipo de gráfico.

Tabela 4.1: Condições iniciais dos corpos de prova de ensaios edométricos

Nome	d (cm)	h (cm)	Teor de umidade inicial (%)	Índice de vazios inicial
R-NAT	5,00	1,90	58,9	1,82
R-LL	5,00	1,90	70,5	1,91

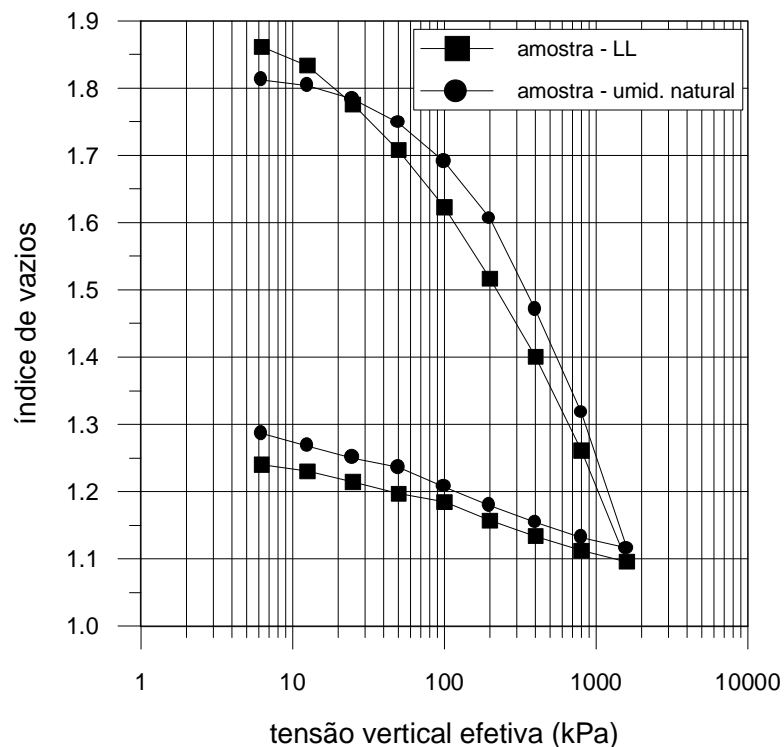


Figura 4.1: Curvas de variação de índice de vazios com $\log s'_v$, para o solo de Teutônia reconstituído em diferentes condições de moldagem

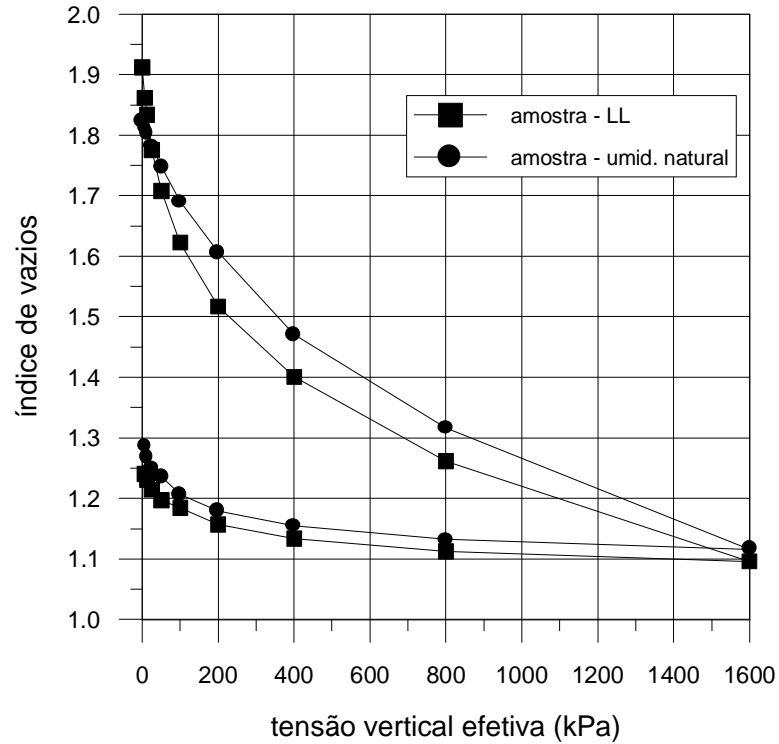


Figura 4.2: Curvas de variação de índice de vazios com s'_v , para o solo de Teutônia reconstituído em diferentes condições de moldagem

Tabela 4.2: Índices de compressão e descompressão do solo de Teutônia reconstituído (ensaios edométricos)

Amostra	C_c	C_d
Remoldada – umid. natural	0,494	0,085
Reconstituída – LL	0,425	0,070

Na Figura 4.3 são apresentadas as curvas de variação de altura com o tempo para o corpo de prova reconstituído no limite de liquidez. Embora na escala do gráfico seja difícil a visualização, observa-se que as curvas de estabilização dos recalques mudam sua forma entre 20 e 200 minutos de adensamento do corpo de prova. O coeficiente de adensamento C_v para o solo reconstituído foi calculado através das curvas de adensamento ($h \times \log t$) pelo método de Casagrande. A Tabela 4.3 apresenta os valores de C_v obtidos para cada estágio de tensão vertical efetiva no ensaio edométrico. Os valores de t_{100} foram da ordem de 21 a 210 minutos, sendo os maiores valores obtidos nos estágios onde foram aplicadas menores tensões verticais.

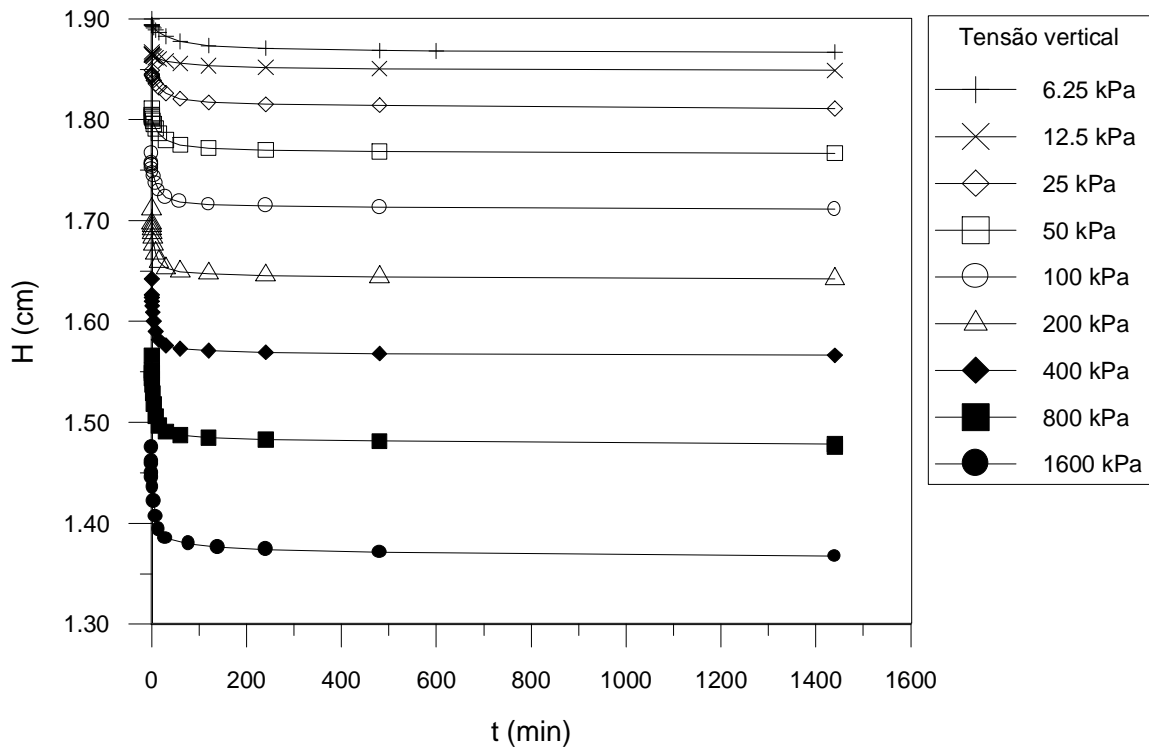


Figura 4.3: Curvas de variação de altura com o tempo do solo de Teutônia reconstituído no limite de liquidez

Tabela 4.3: Coeficientes de adensamento do solo reconstituído

s'_v (kPa)	C_v (cm ² /min)
6,25	$1,56 \times 10^{-2}$
12,5	$1,61 \times 10^{-2}$
25,0	$1,62 \times 10^{-2}$
50,0	$1,98 \times 10^{-2}$
100,0	$3,48 \times 10^{-2}$
200,0	$5,15 \times 10^{-2}$
400,0	$6,07 \times 10^{-2}$
800,0	$5,47 \times 10^{-2}$
1600,0	$3,59 \times 10^{-2}$

4.2 ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

Os ensaios de compressão triaxial realizados nesta dissertação foram divididos em duas séries de ensaios. A primeira série de ensaios de compressão triaxial foi realizada em corpos de prova reconstituídos e consistiu em 9 ensaios adensados não drenados CIU com tensões efetivas de confinamento de 30, 50, 100, 200, 300 e 400 kPa. Já na segunda série de ensaios foram utilizadas amostras de solo indeformadas, com as quais foram realizados 2 ensaios adensados drenados CID nas tensões efetivas de confinamento de 800 e 1200 kPa. Esta série complementou a série de ensaios realizados por Rigo (2005) com o solo saprolítico de basalto de Teutônia, onde foram utilizadas tensões efetivas de confinamento de 30 a 400 kPa.

A Tabela 4.4 apresenta um resumo das características iniciais dos corpos de prova e as tensões efetivas de confinamento utilizadas nos ensaios de compressão triaxial. Os gráficos de trajetórias de tensões apresentados nesta dissertação foram construídos conforme as definições de Cambridge, onde $q = (\mathbf{s}'_1 - \mathbf{s}'_3)$ e $p' = (\mathbf{s}'_1 + 2.\mathbf{s}'_3)/3$.

As velocidades de cisalhamento foram determinadas a partir das curvas de variação volumétrica (cm^3) versus raiz tempo (min) ($\Delta V \times \sqrt{t}$). Segundo a norma BS 1377-90 através desta curva determina-se o tempo de adensamento total t_{100} e com este valor calcula-se t_f pela seguinte equação:

$$t_f = F. t_{100} \quad (\text{equação 4.1})$$

onde F é um coeficiente que depende das condições de drenagem e do tipo de ensaio de compressão triaxial.

Após calculado t_f a determinação da velocidade na fase de cisalhamento é feita através da equação 4.2:

$$(\text{equação 4.2})$$

$$v = \frac{e_a \cdot h}{t_f}$$

onde:

h – altura do corpo de prova após o adensamento (mm);

ε_a - intervalo de deformação axial considerado.

As correções de área adotadas nos cálculos dos ensaios são apresentadas detalhadamente nas seções relativas a cada série de ensaios.

Tabela 4.4: Características iniciais dos corpos de prova

Condição da amostra	Nome	Tensão Confinante (kPa)	d (cm)	h (cm)	Teor de umidade inicial (%)	Índice de vazios
reconstituída	R-30	30	4,92	10,00	65,76	1,88
	R-50	50	4,90	9,96	67,38	1,86
	R-50 (*)	50	4,92	9,91	66,42	1,88
	R-100	100	4,93	9,93	63,50	1,83
	R-200	200	4,91	9,94	69,28	1,91
	R-200 (*)	200	4,92	9,98	69,19	1,93
	R-300	300	4,95	9,80	69,97	1,91
	R-300 (*)	300	4,91	10,06	68,84	1,93
	R-400	400	4,94	9,95	69,46	1,75
indeformada	I – 800	800	5,15	10,06	58,55	1,75
	I - 1200	1200	5,11	9,98	58,91	1,80

(*) ensaios em que ocorreu giro do cabeçote

4.2.1 Ensaios de Compressão Triaxial Adensados e Não Drenados (CIU)

Nesta seção são apresentados os resultados de 9 ensaios triaxiais adensados e não-drenados (CIU) realizados no solo saprolítico de basalto de Teutônia. As amostras utilizadas nesta série

de ensaios foram todas reconstituídas. Conforme descrito no capítulo 3, os corpos de prova foram moldados com teor de umidade levemente abaixo do limite de liquidez, de forma a permitir sua montagem no ensaio.

O objetivo desta série de ensaios foi reproduzir o mesmo intervalo de tensões efetivas de confinamento utilizado em amostras indeformadas através de ensaios triaxiais adensados e drenados (CID) realizados por Rigo (2005), em amostras do mesmo solo na condição reconstituída. Devido à baixa condutividade hidráulica apresentada pelo solo reconstituído foi decidido utilizar ensaios CIU nesta dissertação. A fase de saturação dos corpos de prova durava em média 24 horas. Já na fase de adensamento, com a utilização de drenagem radial, o tempo de duração variava de 8 a 40 horas, dependendo da tensão efetiva de confinamento do ensaio. Deste modo, mesmo em condições não drenadas a velocidade utilizada na fase de cisalhamento era muito baixa (0,02 mm/min.), tendo esta fase duração de 17 e 25 horas para os ensaios levados a 20 e 30 % de deformação axial, respectivamente. Através desta série de ensaios pôde-se comparar o comportamento apresentado pelo solo na condição indeformada com o comportamento deste mesmo solo quando sua estrutura foi completamente destruída.

No primeiro ensaio realizado com tensão confinante de 200 kPa e sem a utilização de papel filtro em torno do corpo de prova, a velocidade calculada foi de 0,003 mm/min. Ao repetir este ensaio com a mesma tensão confinante e a utilização de papel filtro lateral a velocidade encontrada foi de 0,024 mm/min. Decidiu-se então, adotar a velocidade na fase de cisalhamento de 0,02 mm/min. Nos próximos ensaios, tanto com tensões de confinamento maiores como menores que 200 kPa, foram calculadas as velocidades e os valores encontrados foram sempre maiores que o valor da velocidade adotada no primeiro ensaio.

Baseado na observação visual da forma de ruptura apresentada pelos corpos de prova nos ensaios, foi adotada a correção de área cilíndrica proposta por Bishop e Henkel (1962), apresentada na equação 4.3. Esta correção de área foi utilizada nos ensaios CIU com diferentes tensões efetivas de confinamento e para todos os níveis de deformação.

$$A_c = A_o \frac{(1 - \varepsilon_v)}{(1 - \varepsilon_a)} \quad (\text{equação 4.3})$$

onde:

A_c – área corrigida;

A_o – área do corpo de prova após o adensamento;

e_v – deformação volumétrica durante a fase de cisalhamento (ensaios CIU é igual a zero);

e_a – deformação axial durante a fase de cisalhamento.

4.2.1.1 Cabeçote de Carga

Na realização dos primeiros ensaios, observou-se que alguns corpos de prova apresentavam a formação de um plano de ruptura e uma séria distorção do topo (Figura 4.4), enquanto outros apresentavam ruptura sem nenhuma evidência de formação de plano como era de esperar. Além de não apresentar relação com o nível de tensão efetiva de confinamento utilizado no ensaio, já que os corpos de prova apresentaram formação de plano de ruptura somente nos ensaios com tensões efetivas de confinamento de 50, 200 e 300 kPa, este não era o comportamento esperado para as amostras reconstituídas. Ao analisar o problema, percebeu-se que o pistão de aplicação da carga axial apenas encostava no cabeçote do corpo de prova e não permanecia necessariamente alinhado. Isso permitia a ocorrência de rotação considerável do cabeçote após o adensamento, o que na fase de cisalhamento forçava a formação de um plano de ruptura. Devido a isso, optou-se pela repetição dos ensaios em que esta distorção foi observada, com a utilização de um cabeçote diferente. Um novo pistão de cargas foi confeccionado, de maneira que sua extremidade fosse introduzida alguns centímetros em cavidade cilíndrica existente no cabeçote (Figura 4.5). Como resultado, a rotação do cabeçote era contida durante a fase de cisalhamento e, nos ensaios executados com o novo cabeçote, os corpos de prova não apresentaram formação de plano de ruptura, conforme esperado. Na Figura 4.6 são apresentadas as curvas tensão x deformação axial dos ensaios realizados com o cabeçote simples e com o cabeçote modificado, nas mesmas tensões efetivas de confinamento. Pode-se perceber claramente a mudança na forma das curvas especialmente no trecho em que a ruptura se define. A Figura 4.7 apresenta o padrão de ruptura apresentado pelos corpos de prova reconstituídos com o uso do novo cabeçote.



Figura 4.4: Formação de plano de ruptura nos corpos de prova reconstituídos, devida à rotação do cabeçote



Figura 4.5: Cabeçote do corpo de prova e pistão de cargas da câmara triaxial desenvolvido nesta dissertação

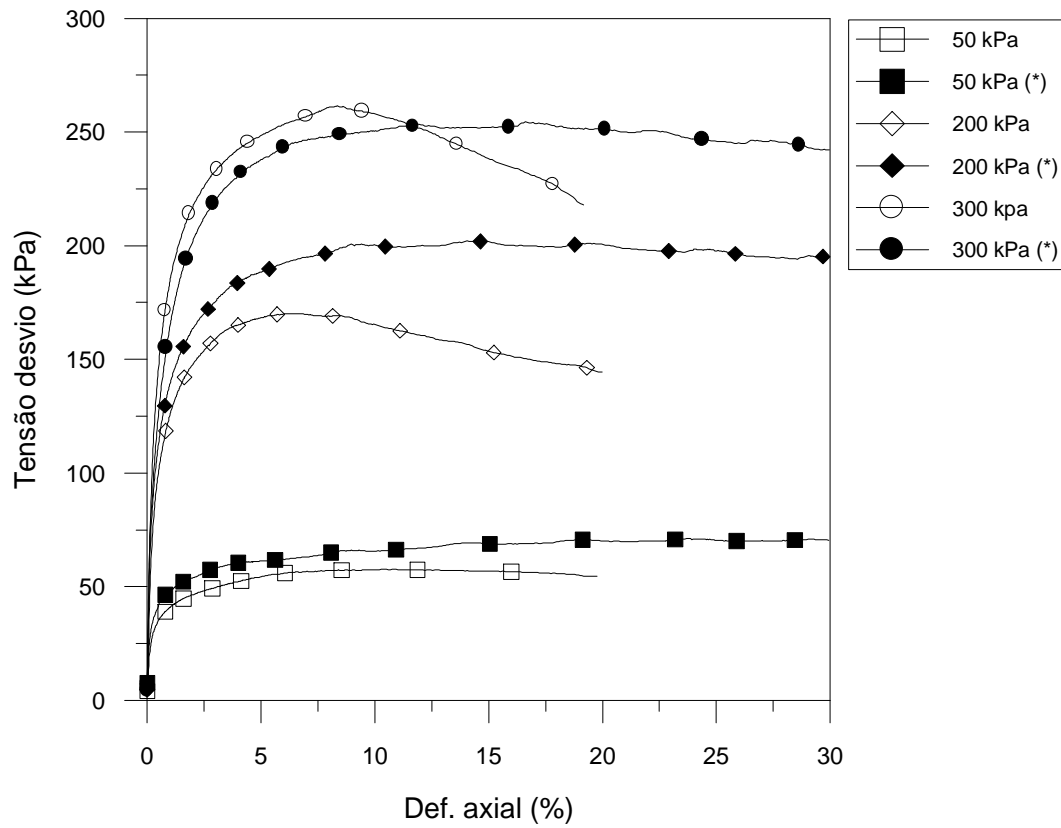


Figura 4.6: Comparação entre as curvas $s_d \times e_a$ - ensaios com cabeçote simples e com cabeçote modificado (*)



Figura 4.7: Padrão de ruptura dos corpos de prova reconstituídos, quando ensaiados com a rotação do cabeçote contida

4.2.1.2 Principais resultados dos ensaios CIU

As curvas de tensão desvio $s_d = (s_1 - s_3)$ versus deformação axial (e_a) e de poropressão (u) versus deformação axial (e_a) dos ensaios CIU realizados no solo saprolítico de basalto de Teutônia são apresentadas na Figuras 4.8, 4.9 e 4.10. As curvas foram obtidas a partir de centenas de pontos experimentais (entre 374 e 621, tipicamente). Os pontos das figuras são somente para identificação. Para os ensaios com tensões de confinamento de 50, 200 e 300 kPa foram atingidas deformações axiais de até 30%. Isso porque, conforme explicado anteriormente, foi utilizado um novo pistão de cargas com um curso de 250 mm, permitindo que estes ensaios chegassem a níveis maiores de deformação axial.

As curvas apresentadas nas Figuras 4.8, 4.9 e 4.10, mostram um aumento da tensão desvio até um patamar de tensões, para os ensaios com tensões confinantes efetivas de 200 a 400 kPa. Nos ensaios com tensões efetivas menores, não houve uma estabilização da tensão desvio. Em todos os ensaios, entretanto, não houve formação de pico ou plano de ruptura. A rigidez do solo aumentou à medida que aumentaram as tensões efetivas de confinamento dos ensaios e conseqüentemente, a deformação axial necessária para atingir a máxima tensão desvio foi maior nos ensaios com tensões efetivas de confinamento mais baixas (Figura 4.8 (a)). Nas curvas de poropressão versus deformação axial observou-se que todos os ensaios apresentaram crescimento das poropressões positivas e aumento da poropressão máxima com o aumento da tensão efetiva de confinamento utilizada no ensaio. Nestas curvas, foi observado também que, para baixos valores de tensões efetivas de confinamento, após atingido o valor máximo, houve uma queda no valor da poropressão. Com o aumento da tensão efetiva de confinamento esta queda se reduzia, ocorrendo uma estabilização para os ensaios com 300 e 400 kPa de tensão efetiva de confinamento (Figura 4.10 (b)). Na Figura 4.11 são apresentadas todas as curvas de $s_d \times e_a$ e $u \times e_a$ dos ensaios CIU realizados no solo saprolítico de basalto de Teutônia para comparação.

As trajetórias de tensões efetivas seguidas pelos corpos de prova de solo reconstituídos em ensaios triaxiais CIU nas tensões efetivas de confinamento de 30, 50, 100, 200, 300 e 400 kPa são apresentadas na Figura 4.12 em um gráfico de q versus p' . Devido à condição reconstituída dos corpos de prova, percebeu-se que o ajuste da envoltória de resistência ao cisalhamento passaria muito próximo da origem dos eixos q versus p' , confirmando a desestruturação do material.

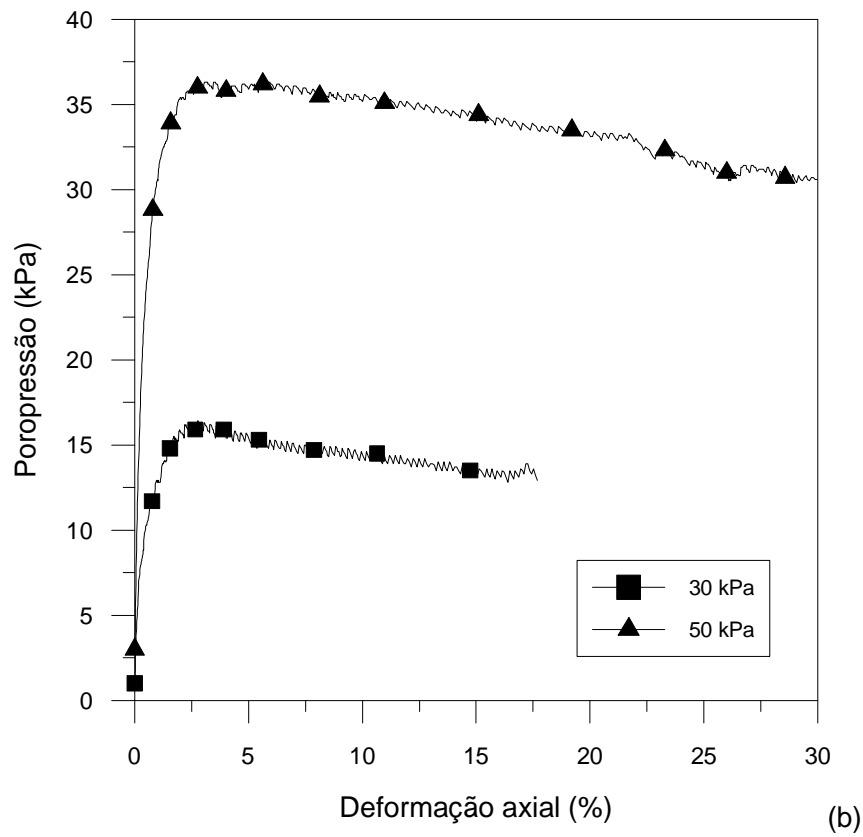
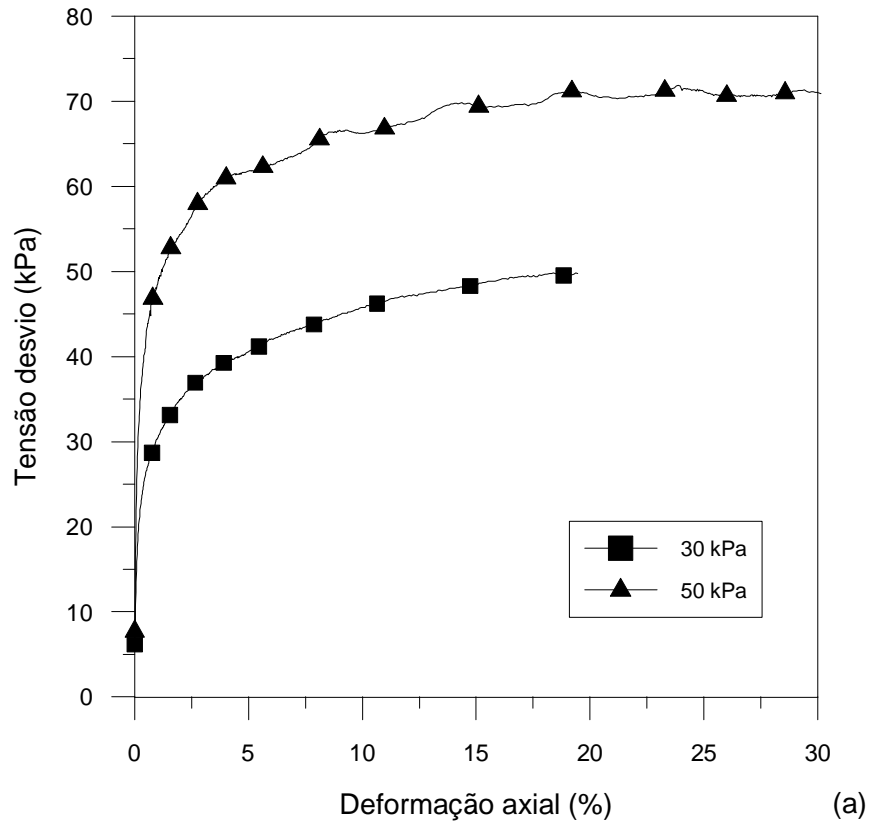


Figura 4.8: Resultados dos ensaios CIU: (a) curvas tensão desvio x deformação axial, (b) curvas poropressão x deformação axial ($s'_c = 30$ e 50 kPa)

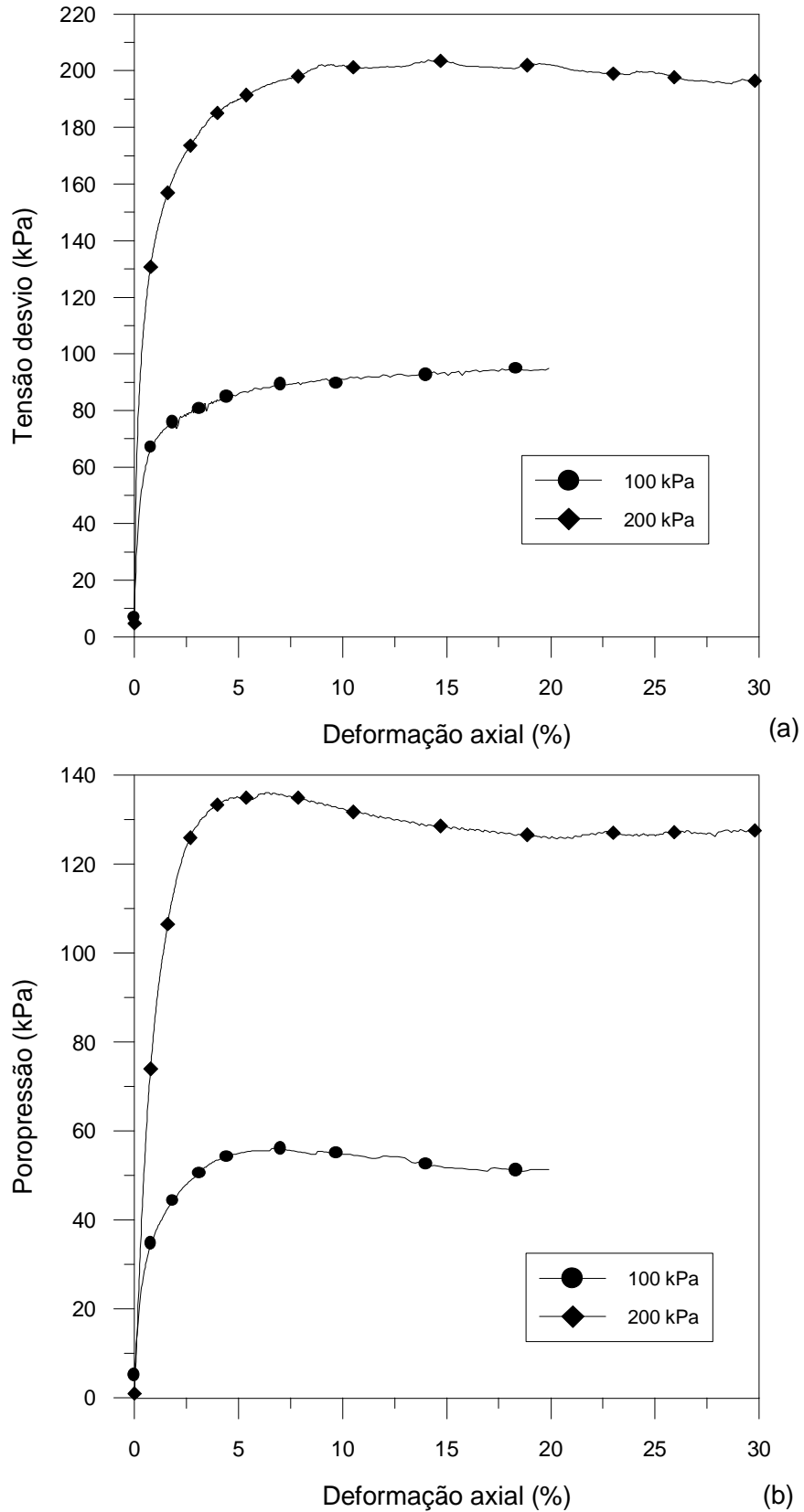


Figura 4.9: Resultados dos ensaios CIU: (a) curvas tensão desvio x deformação axial, (b) curvas poropressão x deformação axial ($s'_c = 100$ e 200 kPa)

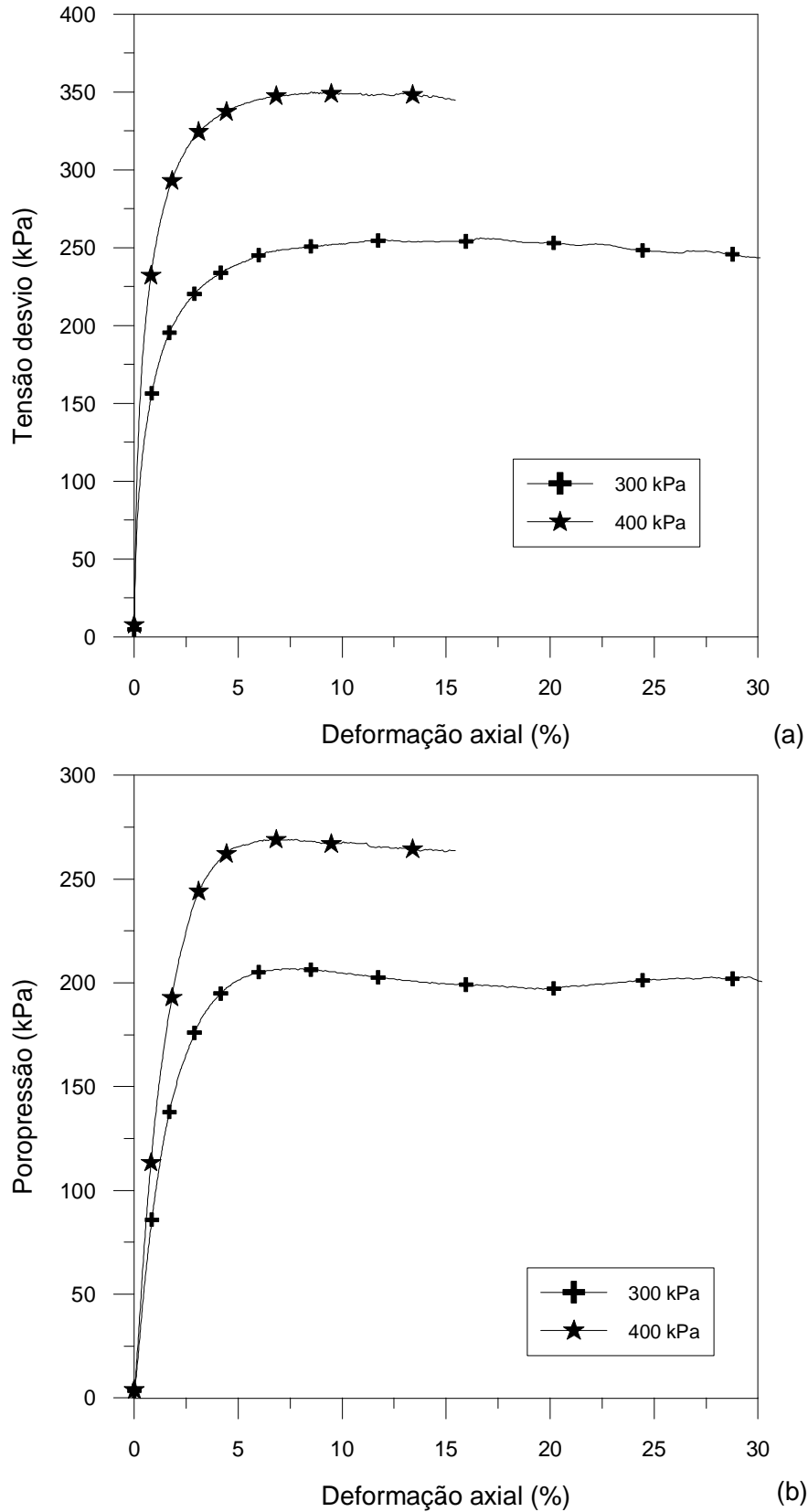


Figura 4.10: Resultados dos ensaios CIU: (a) curvas tensão desvio x deformação axial, (b) curvas poropressão x deformação axial ($s'_c = 300$ e 400 kPa)

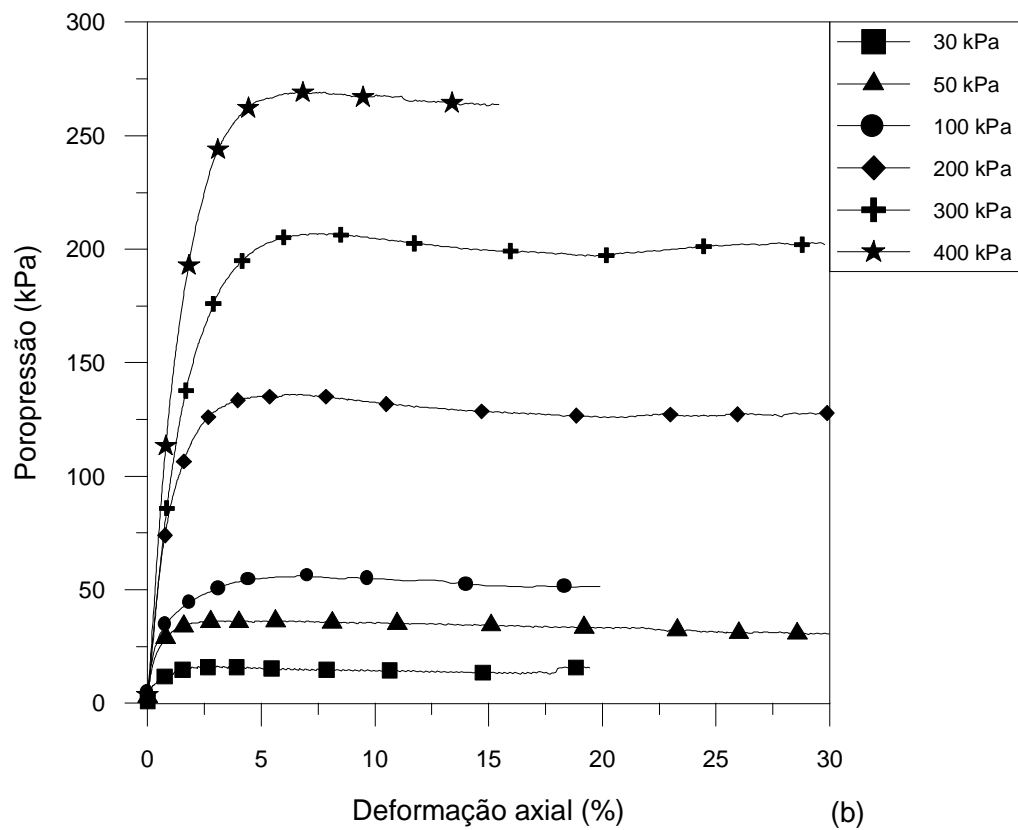
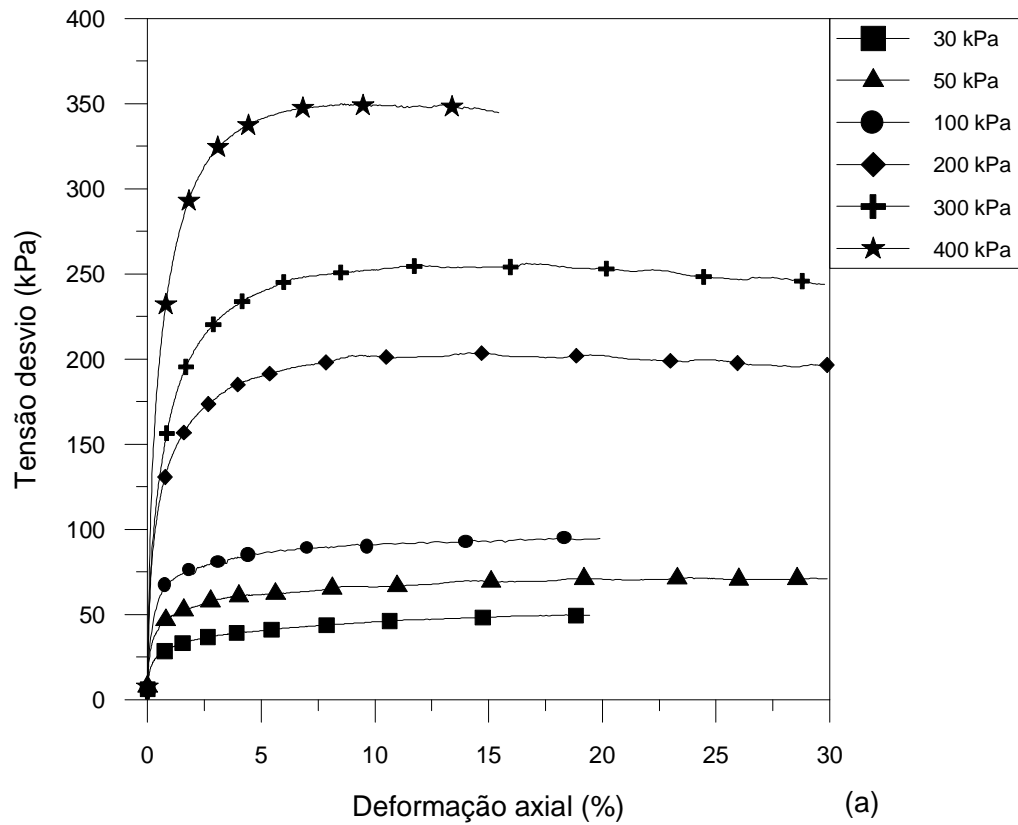


Figura 4.11: Resultados dos ensaios CIU: (a) curvas tensão desvio x deformação axial, (b) curvas poropressão x deformação axial

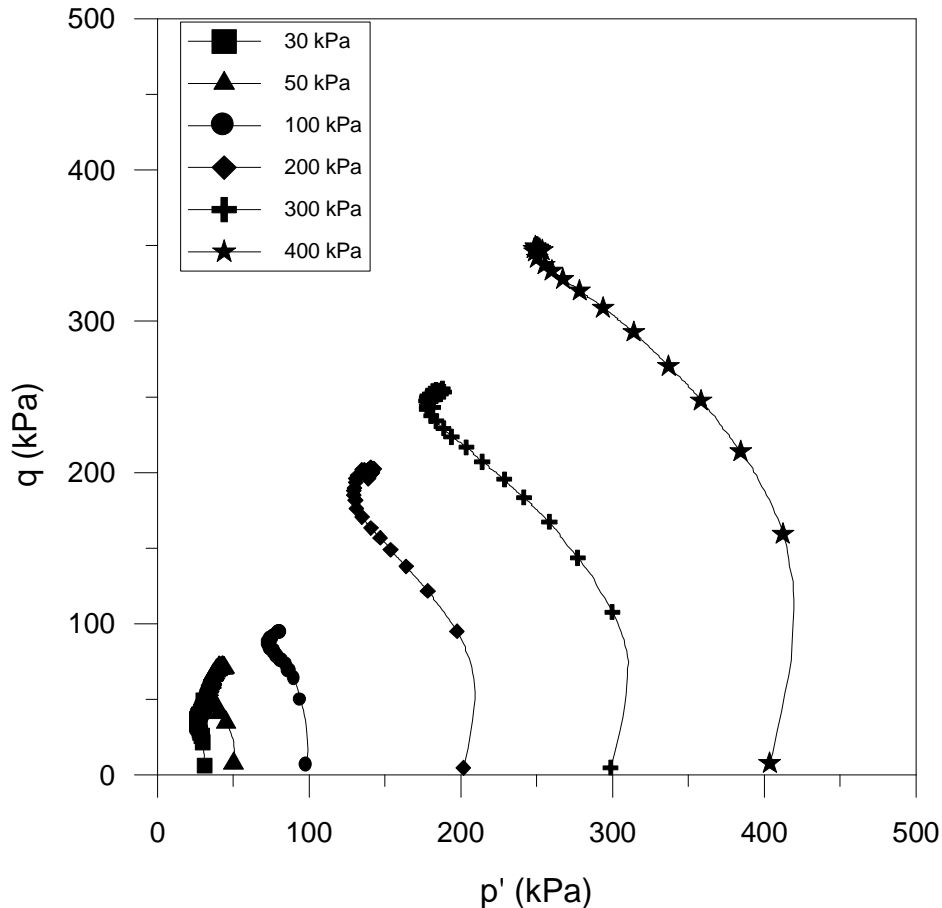


Figura 4.12: Trajetórias de tensões efetivas de ensaios triaxiais CIU (amostras reconstituídas)

4.2.2 Ensaios de Compressão Triaxial Adensados e Drenados (CID)

Os resultados de 2 ensaios de compressão triaxial adensados e drenados (CID) são apresentados nesta seção. Nesta série de ensaios foram utilizados corpos de prova indeformados para as tensões efetivas de confinamento de 800 e 1200 kPa.

A pressão de confinamento máxima utilizada nesta série de ensaios chegou a 1600 kPa garantindo uma tensão efetiva de confinamento de 1200 kPa, já que a saturação dos corpos de prova era obtida com a aplicação de uma contrapressão de 400 kPa. Devido à utilização de níveis de tensões tão elevados e nunca antes utilizados no Laboratório de Mecânica dos Solos, algumas modificações no equipamento foram necessárias para realização dos ensaios em que foram utilizadas tensões de confinamento elevadas. A primeira dificuldade foi verificada

durante o ensaio de compressão isotrópica com o solo reconstituído, em que a conexão e a mangueira de drenagem superior do equipamento não suportaram pressões de confinamento acima de 1100 kPa. Neste caso, foi realizada a troca por uma mangueira mais resistente e um reforço no sistema de conexão que não permitisse vazamentos. Outra adaptação necessária aos ensaios foi a utilização de um aplicador de pressão hidráulica diferenciado (capacidade 3500 kPa) para a aplicação da pressão de confinamento (Figura 4.13), já que o compressor de ar utilizado normalmente pelo laboratório atingia pressões de, no máximo, 800 kPa.

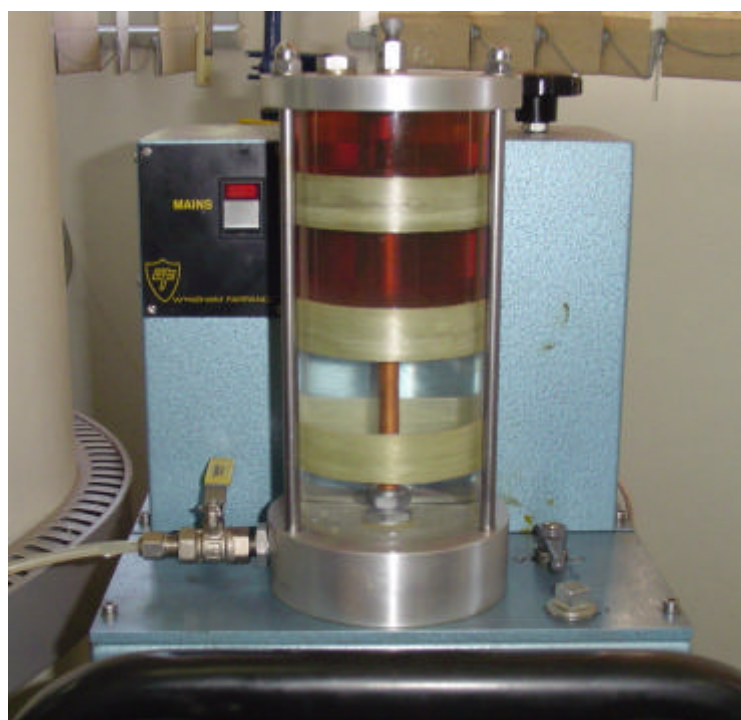


Figura 4.13: Aplicador de pressão hidráulica diferenciado

Os ensaios triaxiais CID realizados em amostras indeformadas foram ensaios muito lentos. Na fase inicial, após 24 horas de percolação, sob um gradiente hidráulico de 10, o volume de água que passava pelo corpo de prova era insignificante. Na fase de saturação, foram necessários 3 dias e uma contrapressão de 400 kPa (aplicada em 8 estágios de 50 kPa) para que se atingisse a saturação do corpo de prova, com parâmetro B igual a 0,95. Com tensões efetivas de confinamento bastante altas, a fase de adensamento durou 3 dias para o ensaio com tensão efetiva de confinamento de 800 kPa e 6 dias para o ensaio com tensão efetiva de confinamento de 1200 kPa. Devido a isto a fase de cisalhamento foi realizada com uma velocidade muito baixa, 0,001 mm/min e duração de cerca de 50 horas.

O último ensaio triaxial CID realizado nesta dissertação foi o ensaio com tensão efetiva de confinamento de 800 kPa. Devido a um problema ocorrido no equipamento de aquisição automática de dados (*data-logger*) e sendo este o último ensaio a ser realizado, optou-se pela realização deste ensaio sem instrumentação. Foram utilizados os seguintes instrumentos de leitura manual: (i) anel dinamométrico com capacidade de 300 kN; (ii) relógio comparador digital com curso de 27 mm; (iii) os mesmos transdutores de pressão, mas lidos em um multímetro digital; (iv) bureta dupla com capacidade de 50 ml. A contrapressão passou a ser aplicada à bureta dupla conectada a um dos reguladores de pressão de precisão do aplicador de pressão pneumático. Durante a fase de cisalhamento, para que não fossem perdidos dados no período noturno, o ensaio era ligeiramente descarregado (cerca de 10% da carga total aplicada) e a prensa era desligada. A prensa era religada na manhã seguinte. Para que se atingisse o nível de deformação requerido, foram necessários 4 dias, com cerca de 48 horas de carregamento total, para a finalização do ensaio.

Conforme descrito anteriormente, a escolha da correção de área foi baseada na observação visual da forma de ruptura apresentada pelos corpos de prova. Como os corpos de prova ensaiados com tensões efetivas de confinamento de 800 e 1200 kPa apresentaram a formação de um plano de ruptura bem definido (Figura 4.14) verificou-se inicialmente a adoção da correção de área proposta por La Rochelle et al (1988). No entanto, este tipo de correção de área ocasionou um aumento da tensão desvio pós-ruptura nos ensaios realizados na série anterior realizada por Rigo (2005). Como estes ensaios são complementares à série já realizada foi utilizada a correção de área cilíndrica proposta por Bishop e Henkel (1962) e utilizada por Rigo (2005) para fins de comparação de resultados (equação 4.1).



Figura 4.14: Padrão de ruptura dos corpos de prova indeformados (corpo de prova referente ao ensaio de 800 kPa)

O objetivo desta série de ensaios era de ampliar o intervalo de tensões de confinamento utilizado por Rigo (2005) em amostras indeformadas do solo saprolítico de basalto, buscando um maior entendimento do comportamento deste solo. Foram realizados apenas 2 ensaios triaxiais CID com amostras indeformadas, pois para valores de tensões de confinamento menores já havia resultados disponíveis. Outro fator determinante no número de ensaios foi a baixa velocidade com que deveriam ser executados e o tempo disponível para os trabalhos.

Rigo (2005) realizou ensaios triaxiais CID com tensões efetivas de confinamento de 30, 50, 100, 200, 300 e 400 kPa, sendo esta série complementada pelos ensaios realizados nesta dissertação com tensões efetivas de confinamento de 800 e 1200 kPa. As curvas de tensão desvio $s_d = (s_1 - s_3)$ versus deformação axial (e_a) e de deformação volumétrica (e_v) versus deformação axial (e_a) obtidas nos ensaios CID são mostradas separadamente nas Figuras 4.15 e 4.16. Conforme explicado anteriormente, são mostrados somente alguns pontos experimentais para fins de identificação.

No ensaio com tensão de confinamento de 800 kPa a curva apresentou uma maior rigidez inicial até atingir uma tensão desvio de aproximadamente 150 kPa com uma deformação axial

próxima de 0,25%, onde a rigidez diminuiu claramente. A partir daí, a curva $s_d \times e_a$ continuou crescendo até atingir o pico de resistência a uma deformação axial de cerca de 17%. Após atingir o pico, houve uma queda brusca e acentuada da tensão desvio seguida da formação nítida de um plano de ruptura no corpo de prova.

No ensaio com tensão de confinamento de 1200 kPa o comportamento foi semelhante ao descrito anteriormente. A curva tensão desvio versus deformação axial também apresentou uma maior rigidez inicial, até uma tensão desvio em torno de 250 kPa e uma deformação axial próxima de 0,30%, a partir da qual diminuiu bruscamente. A curva apresentou um pico de resistência em uma deformação axial em torno de 12%, seguido por uma elevada queda com formação de um plano de ruptura no corpo de prova. O ciclo de carga e descarga apresentado no gráfico foi devido à troca da célula de carga durante a fase de cisalhamento do ensaio. A Figura 4.17 apresenta as curvas de tensão desvio x deformação axial e de deformação volumétrica x deformação axial obtidas nos 2 ensaios triaxiais CID para comparação.

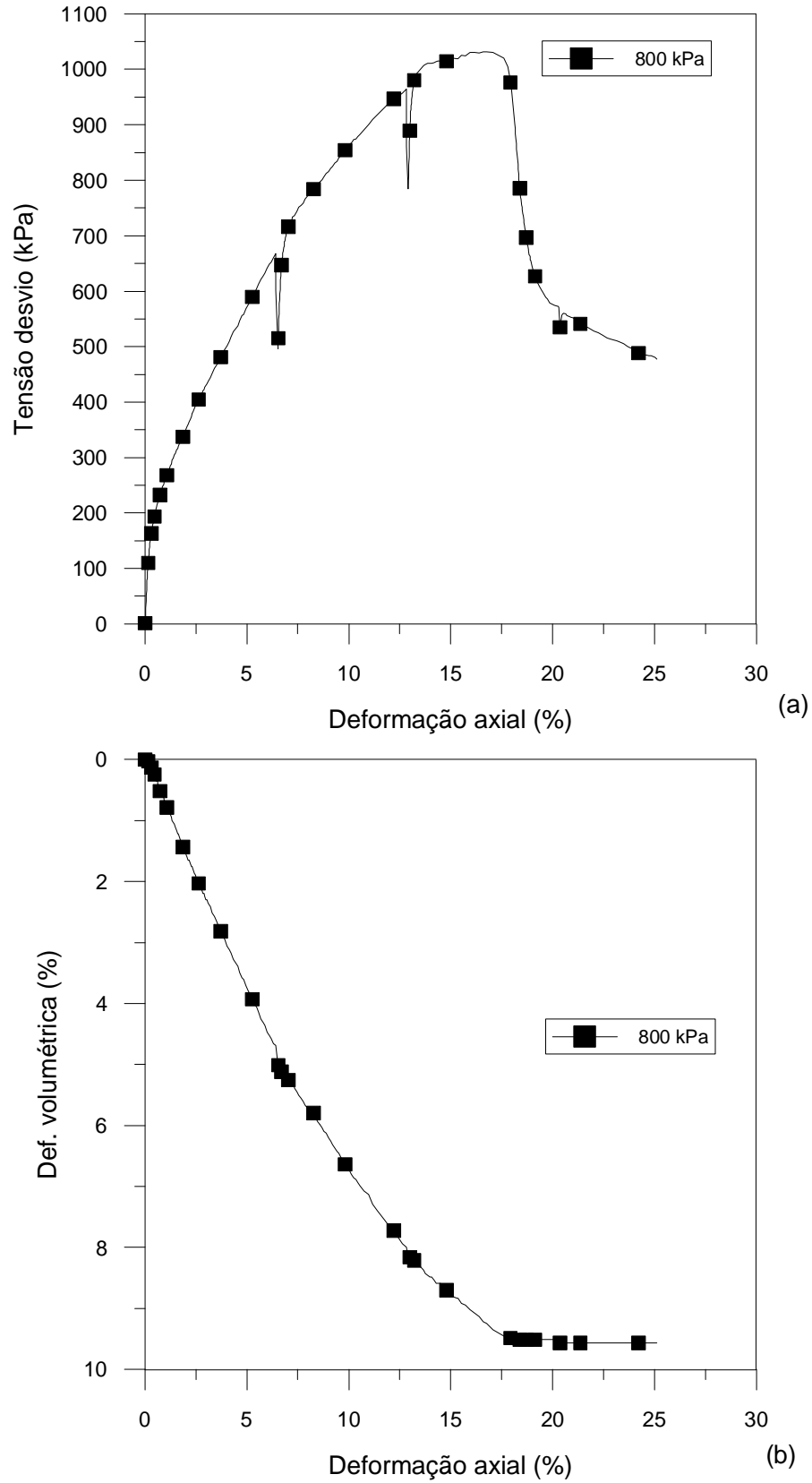


Figura 4.15: Ensaio CID: (a) curvas tensão desvio x deformação axial, (b) curvas deformação volumétrica x deformação axial ($s'_c = 800$ kPa)

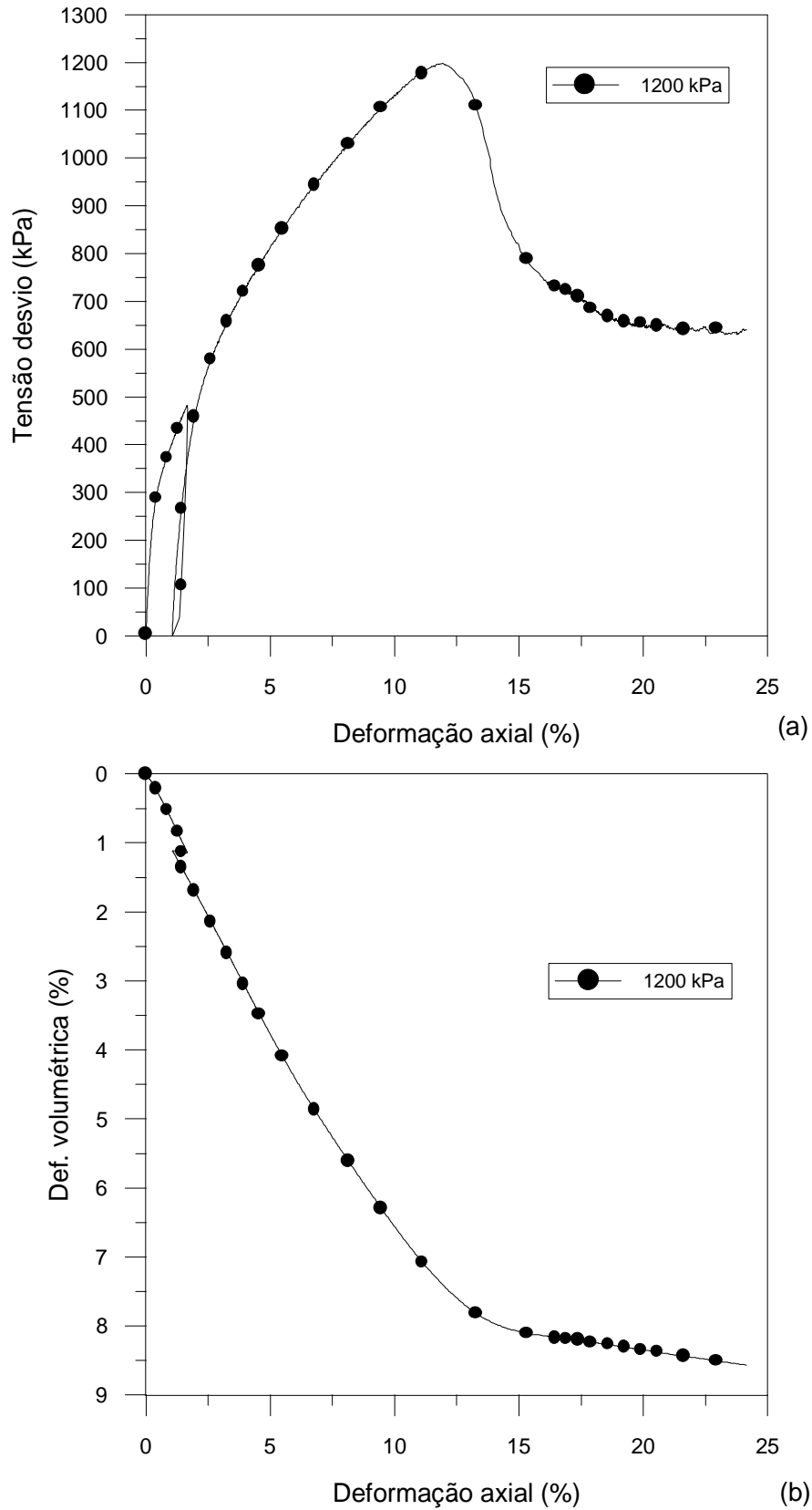


Figura 4.16: Ensaio CID: (a) curvas tensão desvio x deformação axial, (b) curvas deformação volumétrica x deformação axial ($s'_c = 1200$ kPa)

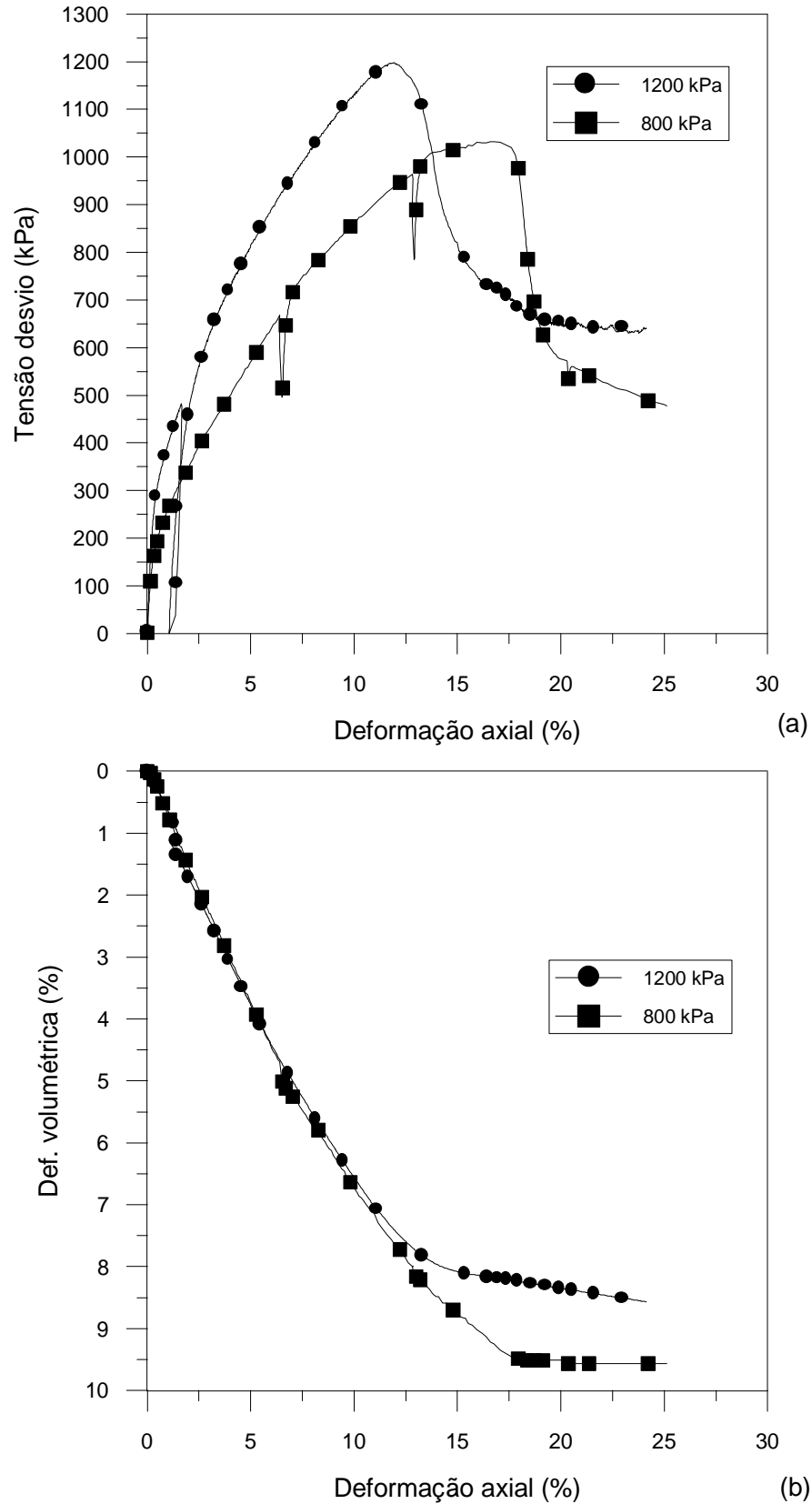


Figura 4.17: Ensaio CID: (a) curvas tensão desvio x deformação axial, (b) curvas deformação volumétrica x deformação axial (amostras indeformadas)

4.3 ENSAIOS DE COMPRESSÃO ISOTRÓPICA

Os resultados de 2 ensaios de compressão isotrópica, realizados no solo saprolítico de basalto de Teutônia, são apresentados nesta seção. Foram realizados 2 ensaios, sendo num utilizado um corpo de prova de solo reconstituído próximo ao limite de liquidez e no outro, um corpo de prova de solo indeformado.

No ensaio de compressão isotrópica realizado com amostra reconstituída foram utilizados estágios de tensão efetiva de confinamento de 50, 100, 200, 400, 600 e 800 kPa, com uma contrapressão de 300 kPa. Devido à baixa condutividade hidráulica do solo, o tempo necessário para que ocorresse a dissipação do excesso de poro pressão e a estabilização volumétrica da amostra era muito grande, tendo o ensaio uma duração de cerca de 2 semanas. Neste ensaio pretendia-se chegar a uma tensão efetiva de confinamento de 1200 kPa, porém ao aplicar o último estágio de carregamento em que a tensão de confinamento passou de 1100 para 1500 kPa, ocorreu um vazamento na conexão de drenagem superior do corpo de prova inviabilizando a continuidade do ensaio.

O ensaio de compressão isotrópica realizado com amostra indeformada teve o objetivo de aumentar o intervalo de tensão efetiva de confinamento utilizado por Rigo (2005). O autor havia realizado um ensaio de compressão isotrópica em amostra indeformada do solo saprolítico de basalto de Teutônia nos seguintes estágios de tensão efetiva de confinamento, 30, 50, 100, 200, 300 e 400 kPa. No ensaio realizado nesta dissertação foram utilizados estágios de 100, 300, 400, 800 e 1200 kPa. A tensão efetiva de confinamento inicial foi de 30 kPa, aplicada durante a fase de saturação por contrapressão.

A Figura 4.18 apresenta as curvas de índice de vazios (e) versus logaritmo da tensão efetiva de confinamento ($\log p'$) para as amostras do solo na condição reconstituída e indeformada. O solo reconstituído possui uma grande compressibilidade e nenhuma evidência de sua estrutura original, podendo-se considerar a curva e x $\log p'$ como uma reta. Já o solo na condição indeformada apresenta um comportamento diferente. A curva e x $\log p'$ possui uma rigidez inicial até uma tensão efetiva de confinamento em torno de 350 kPa e após ultrapassada esta tensão de plastificação, que pode ser chamada de tensão de pré-adensamento virtual, sua compressibilidade aumenta acentuadamente. Observa-se também, que as curvas apresentam uma tendência de convergência para níveis de tensões maiores que os 1200 kPa atingidos neste ensaio.

Na Figura 4.19 a tensão efetiva de confinamento aparece em escala linear. Novamente percebe-se, que para o solo na condição indeformada, ocorre uma mudança de comportamento a partir de uma tensão efetiva de confinamento de 300 kPa.

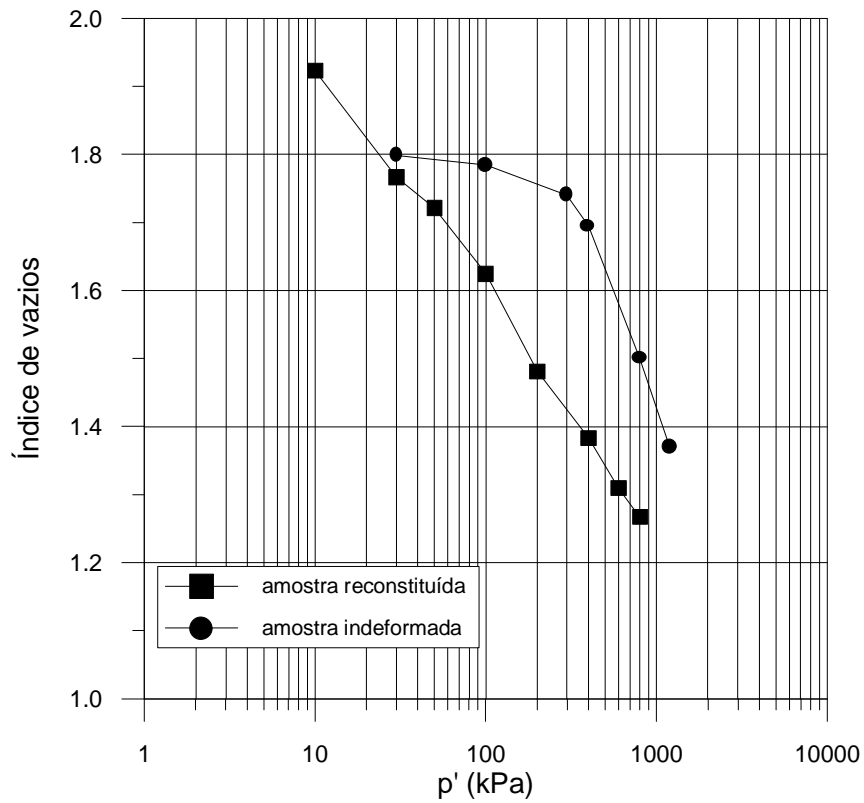


Figura 4.18: Ensaio de compressão isotrópica: curvas índice de vazios x logaritmo da tensão efetiva de confinamento (amostras reconstituída e indeformada)

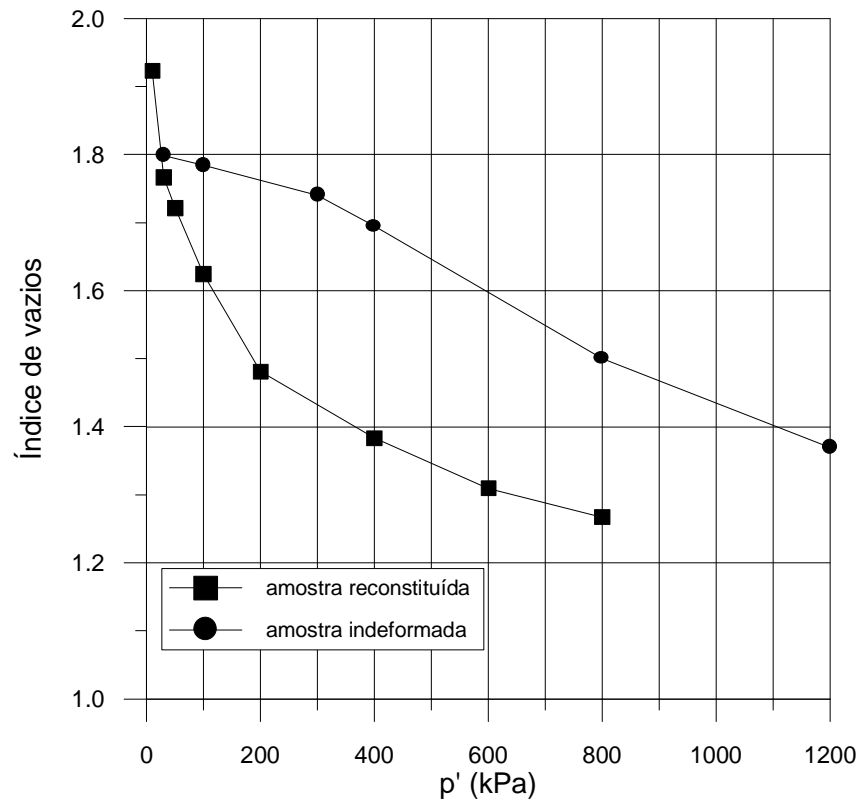


Figura 4.19: Ensaio de compressão isotrópica: curvas índice de vazios x tensão efetiva de confinamento (amostras reconstituída e indeformada)

5. DISCUSSÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 COMPRESSIBILIDADE

A Figura 5.1 apresenta a curva $e \times \log s'_v$ obtida através do ensaio edométrico para o solo na condição reconstituída, juntamente com a curva obtida por Rigo (2005) para o solo na condição indeformada. Estas mesmas curvas são apresentadas na Figura 5.2, com s'_v em escala linear. Ao comparar o comportamento do solo nestas duas condições, pode-se perceber que o solo indeformado apresenta um comportamento mais rígido até tensões verticais efetivas próximas a 350 kPa, que segundo Rigo (2005) é o valor de sua tensão de plastificação. Uma vez ultrapassado este valor de tensão de plastificação, sua compressibilidade aumenta significativamente. Já o solo na condição reconstituída apresenta uma compressibilidade inicial maior, porém sua variação é menor dentro do intervalo de tensões verticais investigado. Comprovando a definição proposta por Leroueil & Vaughan (1990), o solo na condição indeformada consegue sustentar índices de vazios maiores que o mesmo solo reconstituído para os mesmos níveis de tensão efetiva. Desse modo, o solo indeformado atinge uma região impossível de ser atingida quando o mesmo se encontra desestruturado. Este comportamento evidencia o caráter estruturado deste solo, já que após a plastificação da estrutura sua compressibilidade é superior à apresentada pelo mesmo solo reconstituído, resultando na convergência entre as curvas de compressão do solo indeformado e reconstituído. Na Tabela 5.1 são apresentados os índices de compressão (C_c) e descompressão (C_d) para o solo de Teutônia na condição reconstituída e indeformada. Ao comparar os valores obtidos, observa-se que o índice de compressão do solo indeformado é maior que o do solo reconstituído, confirmando a análise descrita por Leroueil & Hight (2002). Isto ocorre, porque para o trecho da curva em que foi calculado C_c a tensão de plastificação da estrutura do solo já havia sido ultrapassada, tornando-se o solo indeformado mais compressível que o mesmo na condição reconstituída. O índice de descompressão C_d apresentado pelo solo reconstituído é levemente maior que o apresentado pelo solo indeformado, sendo a relação entre o índice de descompressão da amostra reconstituída e o da amostra indeformada (C_{d^*}/C_d) (*swell sensitive*) igual a 1,11. Segundo Cotecchia & Chandler

(1997), quando a tensão de plastificação é ultrapassada, este valor reduz-se e tende a se aproximar da unidade para altas tensões. Isto demonstra que neste caso, como o descarregamento foi realizado bem acima da tensão de plastificação da estrutura do solo, já havia ocorrido a quebra desta estrutura, fazendo com que o solo indeformado tivesse um comportamento próximo ao do solo reconstituído.

Tabela 5.1: Índices de compressão e descompressão do solo de Teutônia (ensaios edométricos)

Amostra	C_c	C_d
Reconstituída	0,425	0,070
Indeformada (Rigo, 2005)	0,923	0,063

As curvas $e \times \log p'$ e $e \times p'$ obtidas através de ensaios de compressão isotrópica para o solo de Teutônia são apresentadas nas Figuras 5.3 e 5.4, respectivamente. Para fins de comparação são apresentados resultados com o solo na condição reconstituída e na condição indeformada. Para o solo na condição indeformada, além do resultado apresentado por Rigo (2005) é apresentado o resultado do ensaio realizado nesta dissertação, em que se atingiu níveis mais altos de tensão efetiva. Para os dois ensaios realizados com o solo indeformado a tensão de plastificação da estrutura foi próxima de 350 kPa. O comportamento é semelhante ao apresentado nos ensaios edométricos, com o solo reconstituído apresentando uma maior compressibilidade inicial. O solo indeformado apresenta uma tensão de plastificação da estrutura de 300 kPa, a partir da qual sua compressibilidade ultrapassa a do solo na condição reconstituída. A tendência suave de convergência entre as curvas aparece para níveis mais elevados de tensões efetivas. Novamente percebe-se o caráter estruturado do solo através da comparação entre o comportamento do solo na condição reconstituída e indeformada.

No gráfico de volume específico v versus logaritmo da tensão efetiva média p' (Figura 5.5) é apresentada uma tentativa de definição da linha de compressão normal (NCL) do solo. A partir da extrapolação dos pontos da curva de compressão isotrópica do solo reconstituído foram determinados os parâmetros N e λ da NCL do solo, conforme apresentado no gráfico.

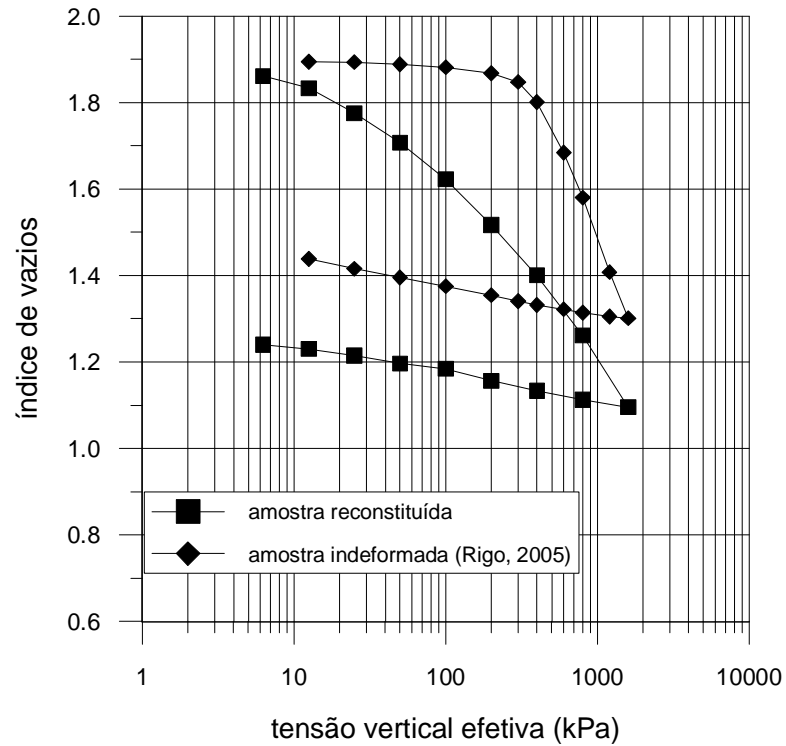


Figura 5.1: Ensaio edométrico: curvas de variação de índice de vazios com $\log s'_v$, para o solo de Teutônia nas condições reconstituída e indeformada

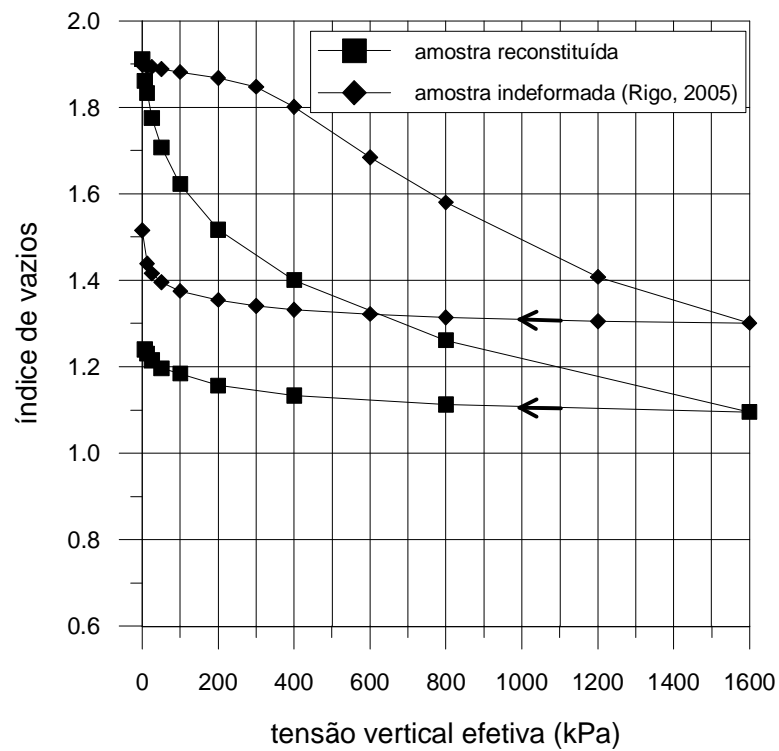


Figura 5.2: Ensaio edométrico: curvas de variação de índice de vazios com s'_v , para o solo de Teutônia nas condições reconstituída e indeformada

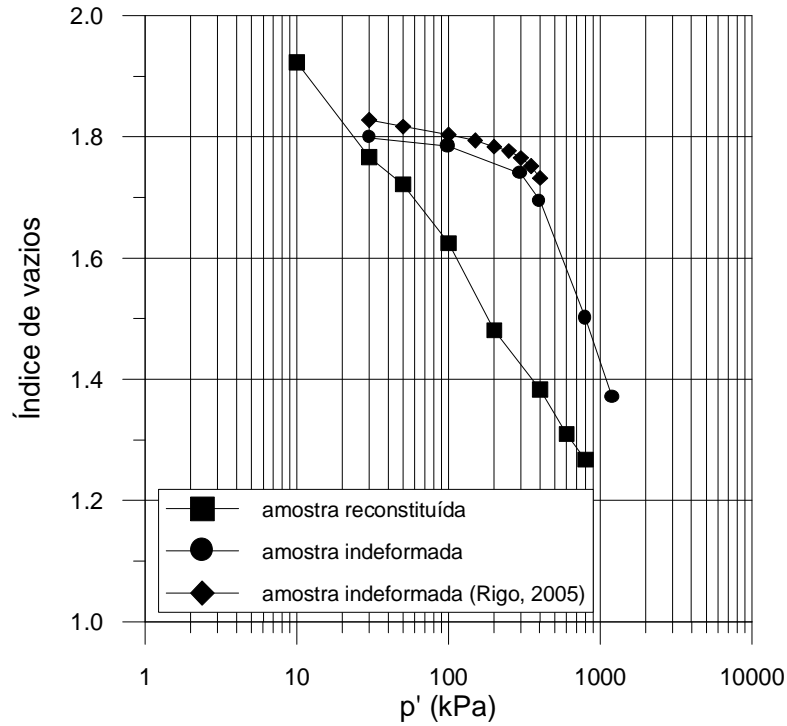


Figura 5.3: Ensaios de compressão isotrópica: curvas de variação de índice de vazios com $\log p'$, para o solo de Teutônia nas condições reconstituída e indeformada

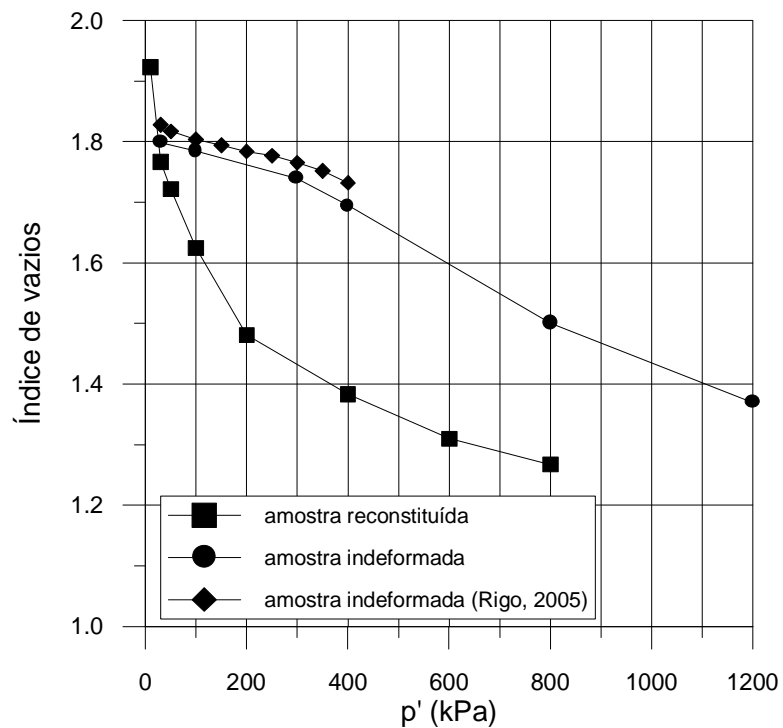


Figura 5.4: Ensaios de compressão isotrópica: curvas de variação de índice de vazios com p' , para o solo de Teutônia nas condições reconstituída e indeformada

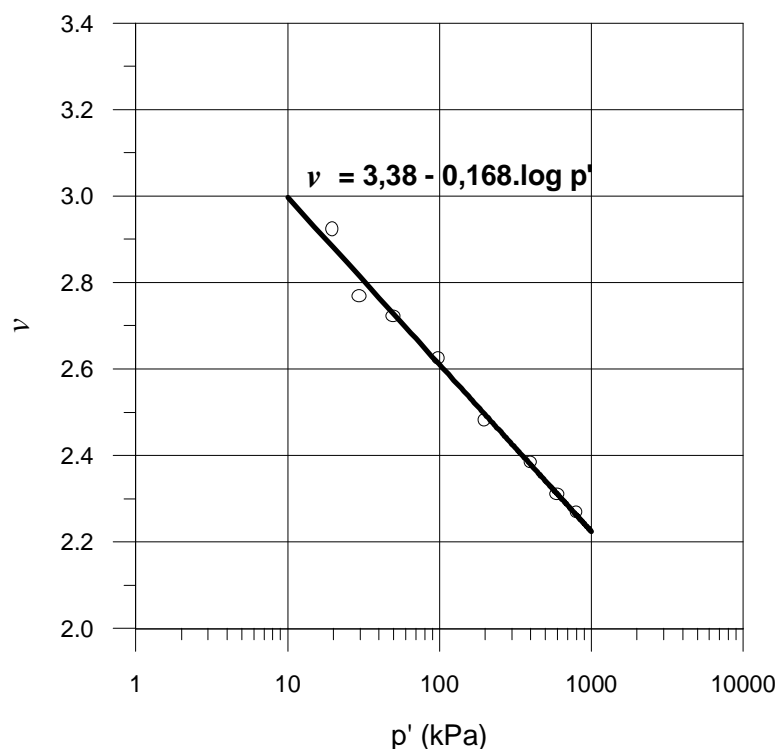


Figura 5.5: Proposta de NCL para o solo de Teutônia reconstituído

Para analisar se o comportamento em compressão do solo reconstituído obedece a linha de compressão normal (NCL) proposta através do ensaio de compressão isotrópica, foram utilizados os resultados obtidos na fase de adensamento isotrópico dos ensaios de compressão triaxial nas diversas tensões confinantes. Na figura 5.6 estão plotados os pontos experimentais obtidos dos vários ensaios triaxiais, fase de adensamento. Na mesma figura estão plotados os pontos experimentais obtidos do ensaio isotrópico e a linha ajustada a estes pontos (ver Figura 5.5). Devido às características de preparação das amostras reconstituídas (ver capítulo 3), mesmo o índice de vazios inicial sendo bem conhecido (controle da umidade), a tensão efetiva inicial, função da poropressão negativa, poderia variar levemente. Assim, foi assumido que todos os corpos de prova possuíam uma tensão efetiva inicial de 20 kPa, para plotar a Figura 5.6. Na fase de saturação dos corpos de prova reconstituídos, o primeiro estágio de aplicação de contrapressão, com uma tensão confinante efetiva de 30 kPa, gerava um adensamento inicial nas amostras. Este estágio está mostrado na Figura 5.6 através das linhas tracejadas. Como se pode perceber, a compressibilidade durante esta fase é bastante acentuada e não está associada com a apresentada posteriormente na fase de adensamento. Isto pode estar relacionado a algum erro nas medições de variação volumétrica, que devido à presença de ar nos corpos de prova ainda não saturados, levou a valores de medição maiores que os reais

e/ou ao valor atribuído à tensão efetiva inicial. No entanto, durante a fase de adensamento observa-se que a tendência dos diversos resultados é um comportamento similar de compressão, embora os corpos de prova tenham índices de vazios diferentes e não coincidam com a curva de compressão isotrópica determinada, nem apresentem tendência de convergência com a mesma, conforme seria esperado segundo a Teoria do Estado Crítico.

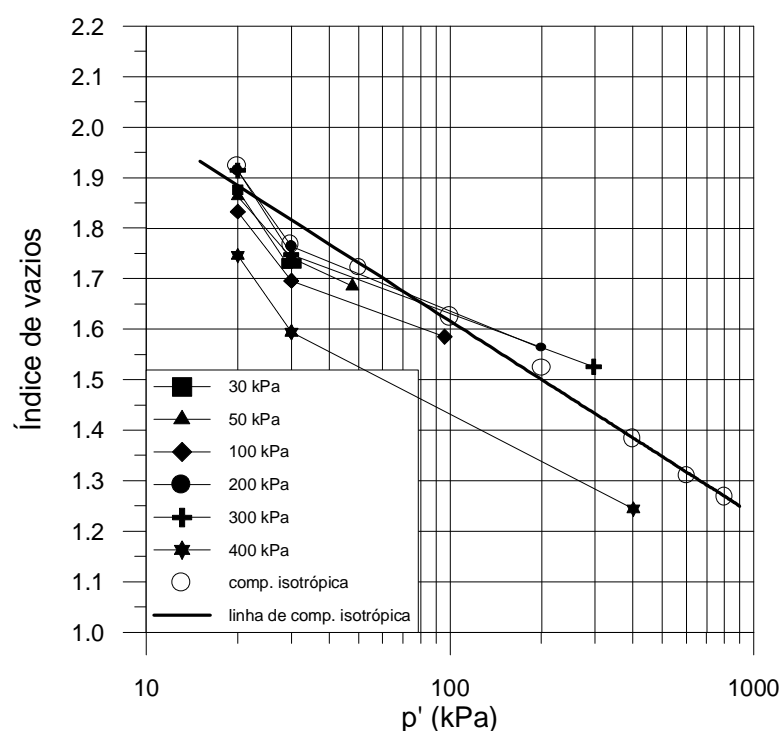


Figura 5.6: Variação de índice de vazios com p' no ensaio de compressão isotrópica e na fase de adensamento dos ensaios triaxiais no solo de Teutônia reconstituído

Uma alternativa de análise dos dados é apresentada na Figura 5.7, onde a variação relativa do índice de vazios (e/e_0) é plotada contra $\log p'$. Como pode-se observar, a tendência dos 6 ensaios é de apresentar uma variação bastante semelhante à NCL determinada na Figura 5.5. É importante ressaltar que o valor de I pode ser considerado único, mas o índice de vazios inicial ainda mantém influência nos resultados (Figura 5.6).

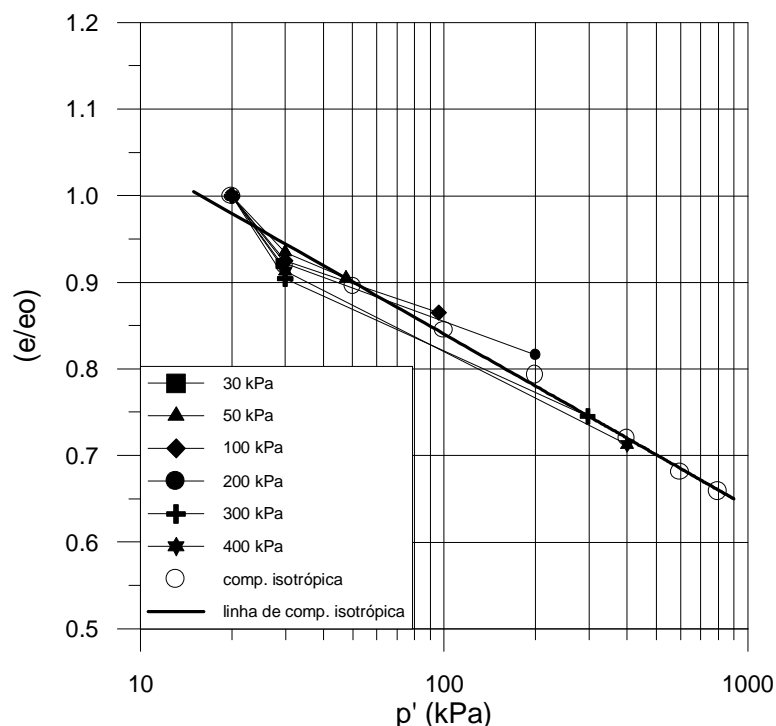


Figura 5.7: Variação de índice de vazios normalizado em relação a e_0 com p' - fase de adensamento dos ensaios triaxiais no solo reconstituído

Outra alternativa de plotagem sugere o ajuste do índice de vazios dos corpos de provas utilizados nos ensaios triaxiais, em relação ao índice de vazios correspondente à tensão média efetiva inicial ($p'=20$ kPa) na curva de compressão isotrópica (Figura 5.8). É importante notar que neste tipo de plotagem os resultados dos ensaios são apenas trasladados no eixo que representa o índice de vazios dos corpos de prova para que o efeito dos diferentes índices de vazios iniciais seja eliminado. Observando os pontos obtidos no final da fase de adensamento dos ensaios triaxiais com o índice de vazios ajustado, é aceitável sugerir uma linha de compressão única representando a compressão isotrópica do solo. Portanto, o comportamento do solo em compressão é semelhante nos diferentes ensaios e independe do índice de vazios inicial, o qual foi afetado pelo processo de remoldagem que pode não ter obtido uma completa desagregação das partículas e pela variabilidade inerente ao processo de remoldagem. Os resultados indicam que a matriz desestruturada comanda a compressibilidade mesmo a diferentes índices de vazios.

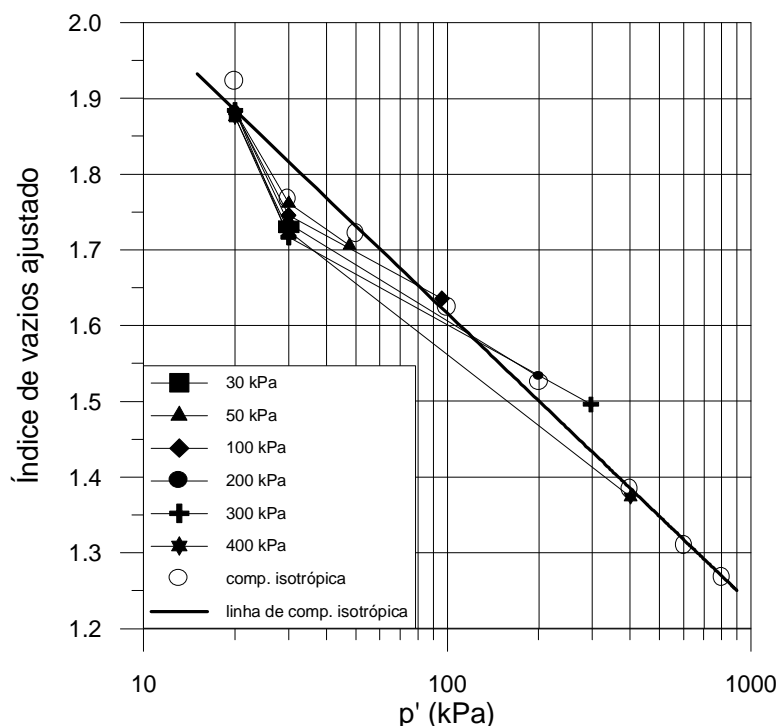


Figura 5.8: Variação de índice de vazios ajustado em relação à curva de compressão isotrópica com p' - fase de adensamento dos ensaios triaxiais no solo reconstituído

Na Figura 5.9 são apresentadas no plano v versus $\log p'$ os pontos obtidos no ensaio de compressão isotrópica com o solo reconstituído juntamente com os pontos obtidos no final da fase de adensamento dos ensaios triaxiais com v ajustado. Com o uso desta alternativa de plotagem em que se tentou eliminar o efeito do índice de vazios inicial do solo, foi possível a obtenção de uma linha de compressão normal (NCL) para o solo reconstituído bastante semelhante à NCL definida somente para o ensaio de compressão isotrópica. A NCL definida a partir dos resultados dos ensaios triaxiais e do ensaio de compressão isotrópica e seus parâmetros N e λ estão apresentados na Figura 5.9.

Com o solo indeformado também foi atribuída uma tensão média efetiva p' para todos os corpos de prova. A tensão média efetiva utilizada foi de 30 kPa e com o índice de vazios inicial de cada corpo de prova foi obtido o ponto inicial de cada curva. O ponto final de cada curva foi dado pela tensão média efetiva no final da fase de adensamento de cada ensaio, juntamente com o índice de vazios calculado através da variação volumétrica durante o adensamento (Figura 5.10). Novamente não eram conhecidos os pontos intermediários das curvas e apenas dois pontos foram plotados na construção das curvas. Como o solo era indeformado, o comportamento das curvas, principalmente nos 2 ensaios com tensão

confinante efetiva de 800 e 1200 kPa, não pôde ser bem representado apenas por dois pontos. Observando-se o gráfico em que o índice de vazios do solo foi ajustado em relação ao índice de vazios inicial do corpo de prova com que foi realizado o ensaio de compressão isotrópica (Figura 5.11), percebe-se claramente que para os ensaios com tensão confinante efetiva de até 200 kPa o comportamento é rígido e as curvas são praticamente paralelas entre si. Para tensões confinantes efetivas entre 200 e 400 kPa o solo ainda mantém a rigidez, mas o aumento da compressibilidade pode ser notado através do aumento das inclinações das curvas. Já para os ensaios em que foram utilizadas altas tensões de confinamento (800 e 1200 kPa), o comportamento não pode ser representado por uma reta. Isto se deve a falta de dados intermediários durante o adensamento, já que o comportamento real apresentado pelo solo deveria manter a rigidez inicial para tensões menores e passar por uma transição em tensões intermediárias onde ocorreria a plastificação da estrutura do solo e posteriormente o aumento brusco da compressibilidade, atingindo assim valores de índices de vazios tão baixos.

Na Figura 5.12 foram plotados os pontos que representam os índices de vazios ajustados, ao final da fase de adensamento, dos ensaios de compressão triaxial no solo reconstituído e no solo indeformado. Para o solo reconstituído foi ajustada uma reta representando a curva de compressão normal do solo e para o solo indeformado foi ajustada uma curva através dos pontos obtidos dos ensaios. A observação da Figura 5.12 mostra claramente a diferença entre os comportamentos apresentados pelo solo indeformado e pelo solo reconstituído. As curvas obtidas através da aplicação de diferentes tensões efetivas de confinamento durante a fase de adensamento dos ensaios triaxiais revelam comportamento idêntico ao obtido nos ensaios edométricos e de compressão isotrópica. O solo indeformado apresenta índices de vazios bem mais elevados que o solo reconstituído para uma mesma tensão média efetiva, passando por uma transição, onde ocorre a plastificação da estrutura, e a partir daí as curvas tendem a convergir.

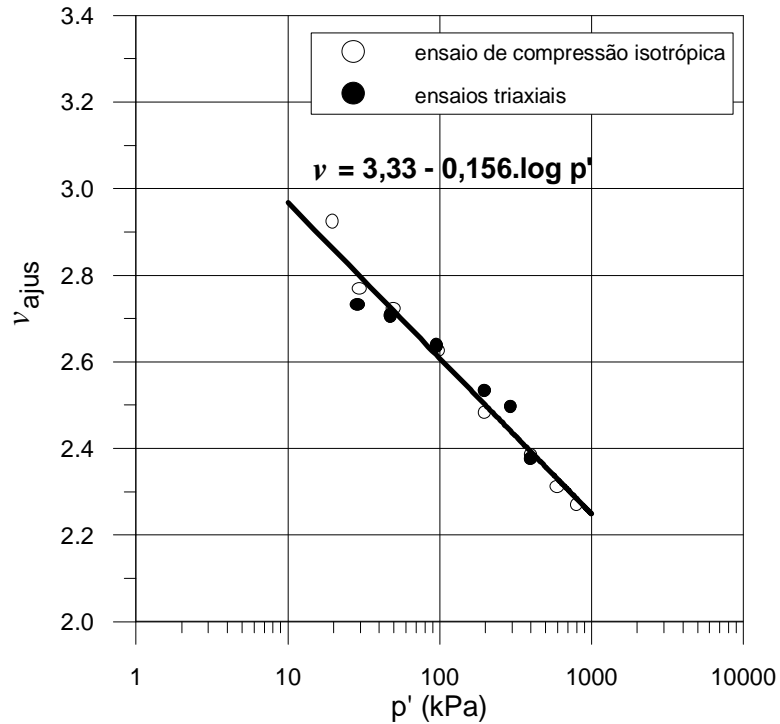


Figura 5.9: Linha de compressão normal (NCL) obtida através dos resultados de ensaios triaxiais e do ensaio de compressão isotrópica

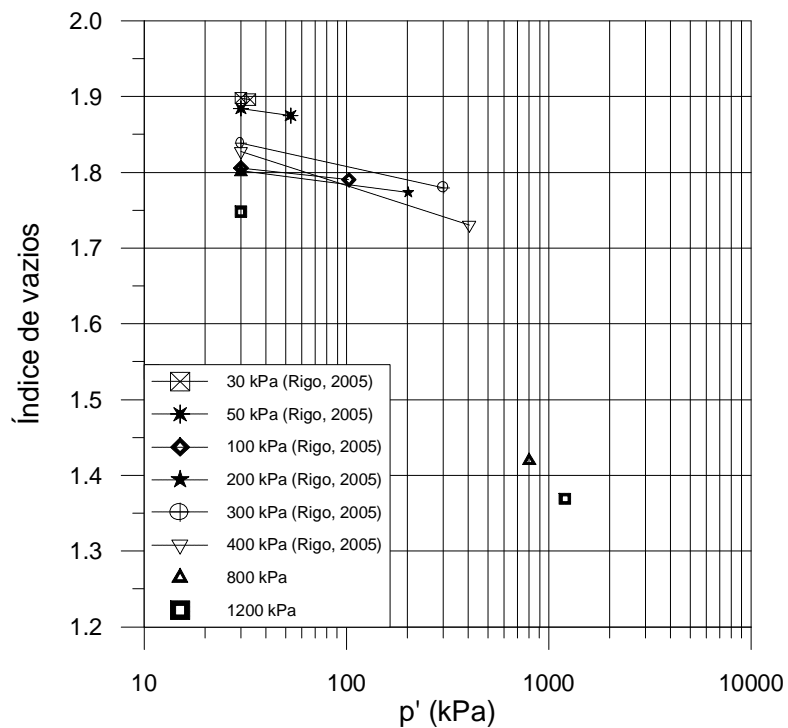


Figura 5.10: Variação de índice de vazios com p' - fase de adensamento dos ensaios triaxiais no solo de Teutônia indeformado

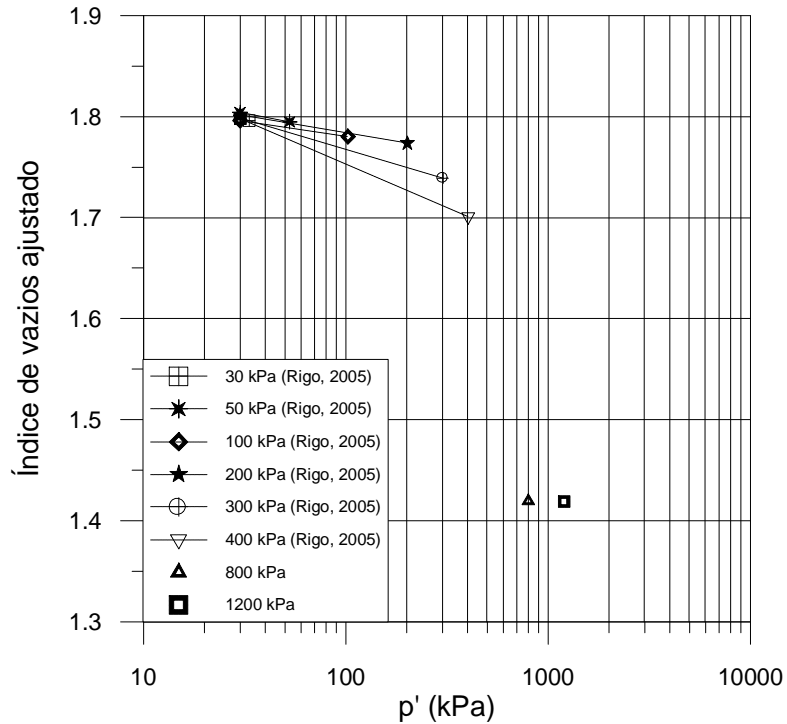


Figura 5.11: Variação de índice de vazios ajustado com p' - fase de adensamento dos ensaios triaxiais no solo indeformado

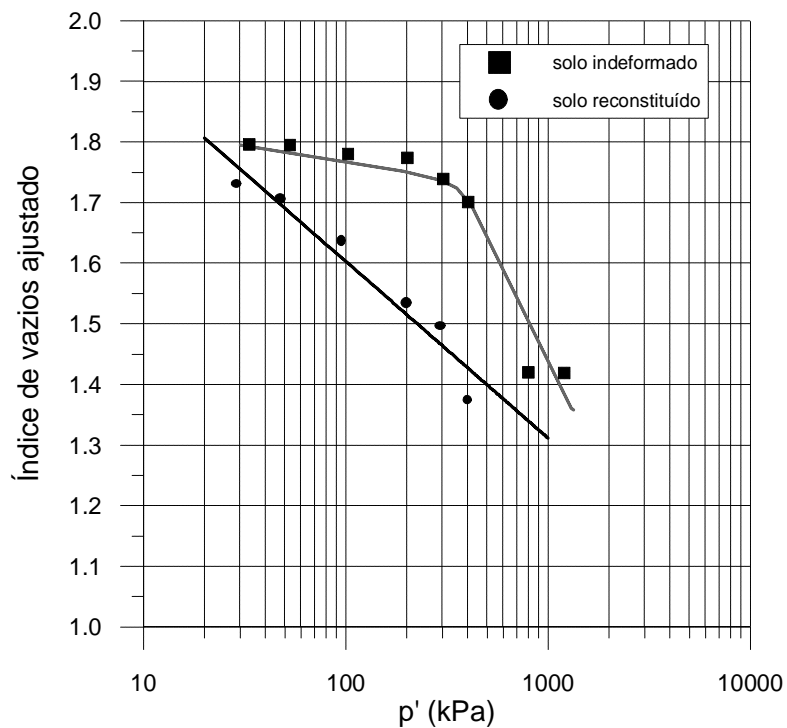


Figura 5.12: Variação do índice de vazios ajustado com p' na fase de adensamento dos ensaios triaxiais no solo reconstituído e no solo indeformado

5.2 COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO

Ao comparar os resultados de ensaios triaxiais com o solo na condição desestruturada (amostras reconstituídas) e natural (amostras indeformadas) foi possível compreender alguns aspectos do comportamento mecânico do solo saprolítico de basalto de Teutônia. No capítulo anterior as Figuras 4.9 a 4.11 apresentaram as curvas de tensão desvio x deformação axial e poropressão x deformação axial obtidas através de ensaios triaxiais CIU para o solo na condição reconstituída. Pôde-se observar que para o solo reconstituído as curvas mantiveram um padrão de comportamento, onde em geral a tensão desvio atingiu um valor máximo e permaneceu praticamente constante até o final do ensaio sem a ocorrência de pico de resistência ao cisalhamento. Houve aumento da rigidez do solo com o aumento da tensão efetiva de confinamento, enquanto a deformação axial necessária para atingir a tensão desvio máxima diminuiu. A tensão desvio máxima atingida pelo solo na condição reconstituída foi de aproximadamente 345 kPa, no ensaio com tensão efetiva de confinamento de 400 kPa.

Para o solo na condição indeformada, os resultados obtidos nesta dissertação foram plotados juntamente com os resultados obtidos por Rigo (2005). A Figura 5.13 apresenta as curvas de tensão desvio x deformação axial e deformação volumétrica x deformação axial obtidas através dos ensaios triaxiais CID realizados no solo indeformado, em um amplo intervalo de tensões confinantes. O comportamento do solo é dependente do nível de tensão efetiva de confinamento utilizado em cada ensaio, semelhante ao comportamento observado por Leroueil & Vaughan (1990) em solos estruturados (Figura 2.11).

Nos ensaios com tensões efetivas de confinamento de 30 e 50 kPa o comportamento do solo é idêntico ao comportamento descrito por Leroueil & Vaughan (1990) para os ensaios com baixas tensões de confinamento. As curvas de tensão desvio x deformação axial apresentaram pico de resistência bem definido seguido de queda de tensão desvio com o aumento das deformações axiais. A plastificação da estrutura ocorre por cisalhamento, devido aos baixos níveis de tensão confinante, e coincide com o pico de resistência da curva tensão desvio x deformação axial. O pico de resistência não coincide com a máxima taxa de expansão volumétrica, já que estas só são mobilizadas após a quebra da estrutura (plastificação). Vaughan et al (1988) obtiveram resultados semelhantes com um solo residual artificial e segundo os autores, a resistência de pico está relacionada a fatores estruturais herdados da rocha de origem. Quanto às deformações volumétricas, estas foram de compressão até que a

plastificação da estrutura fosse atingida e logo após surgiram deformações volumétricas de expansão no solo. Em geral, o solo apresenta comportamento frágil com a plastificação coincidindo com a ruptura por cisalhamento e a formação do plano de cisalhamento no corpo de prova.

Para as tensões confinantes efetivas de 100 e 200 kPa, as curvas de tensão desvio x deformação axial apresentam alta rigidez até ocorrer a plastificação da estrutura; a partir daí sua rigidez diminui e a tensão desvio continua crescendo até níveis de deformação consideráveis. Este comportamento foi observado por Leroueil & Vaughan (1990) nos ensaios em que foram utilizadas altas tensões de confinamento. Nestes ensaios a plastificação ocorre por compressão durante a fase de cisalhamento, para níveis de tensões inferiores à resistência máxima atingida durante o ensaio. É possível perceber que a resistência máxima é atingida para níveis de deformações axiais superiores às deformações relativas à plastificação da estrutura. No ensaio de 200 kPa não foi atingido pico de resistência nem houve estabilização da curva para o nível de deformação atingido. As deformações volumétricas foram de compressão durante todo o ensaio.

Nos ensaios com tensões efetivas de confinamento de 300 e 400 kPa, as curvas de tensão desvio x deformação axial apresentaram redução de rigidez em relação aos ensaios com tensões confinantes efetivas menores. Este fato deve-se à plastificação da estrutura por compressão durante a fase de compressão isotrópica do ensaio, já que a tensão de plastificação da estrutura é de 350 kPa e as tensões efetivas de confinamento são de 300 e 400 kPa. Nestes ensaios as curvas s_d x e_d não apresentam nenhum ponto de plastificação e tendem a crescer até grandes deformações axiais sem que ocorra estabilização da tensão desvio. As deformações volumétricas foram de compressão nos dois ensaios, não sendo atingida estabilização no ensaio com s_c de 300 kPa. No ensaio com s_c de 400 kPa foram atingidas deformações axiais próximas a 30%. Neste ensaio a tensão desvio máxima foi atingida com deformações axiais em torno de 21%. Após o pico houve formação do plano de ruptura no corpo de prova seguido de uma significativa queda de resistência. Neste ensaio houve estabilização das deformações volumétricas no final do ensaio.

Os ensaios com tensões efetivas de confinamento de 800 e 1200 kPa apresentaram comportamento bastante peculiar. As curvas de tensão desvio x deformação axial apresentaram uma rigidez inicial similar aos ensaios com tensões confinantes menores. Essa

rigidez inicial diminuiu significativamente após uma aparente plastificação e a tensão desvio continuou crescendo até deformações axiais consideráveis. Nestes ensaios foram utilizadas tensões de confinamento elevadas, em que a tensão de plastificação isotrópica da estrutura já havia sido ultrapassada. Entretanto, o solo apresentou uma rigidez inicial, mesmo já tendo sido submetido a tensões maiores que a de plastificação isotrópica. Este comportamento pode estar relacionado aos elevados valores de tensões confinantes, que faz com que o solo adquira uma densidade mais alta por rearranjo e quebra de partículas. Durante o ensaio há um certo nível de tensões que provoca uma plastificação deste novo arranjo estrutural, levando as curvas de tensão desvio x deformação axial a um comportamento similar à curva obtida no ensaio com $\sigma_c = 400$ kPa. É importante notar que à medida que aumentaram as tensões de confinamento (800 e 1200 kPa) a tensão desvio máxima foi atingida com um nível menor de deformação axial. No ensaio com σ_c de 800 kPa a deformação axial necessária para atingir a tensão desvio máxima foi em torno de 17%, enquanto que no ensaio com σ_c de 1200 kPa esta deformação reduziu para cerca de 12%. Novamente este comportamento pode ser explicado pela maior densidade atingida nos ensaios com maiores tensões confinantes, levando a ruptura a ocorrer com deformações axiais menores. As deformações volumétricas de compressão foram praticamente idênticas até a ruptura nestes dois ensaios. A partir daí, aparece uma tendência de estabilização. A tendência de aumento das deformações volumétricas com as tensões confinantes obtida nos ensaios com tensões confinantes menores não ocorreu nestes ensaios. As deformações volumétricas dos ensaios de 800 e 1200 kPa de tensão confinante efetiva foram inferiores às apresentadas pelo ensaio com σ_c de 400 kPa.

Após a ocorrência do pico de resistência nos ensaios com tensões efetivas de confinamento de 800 e 1200 kPa houve a formação de um plano de ruptura no corpo de prova seguido da queda brusca de resistência. Conforme já descrito por Vaughan (1988), esta elevada queda de resistência deve-se à orientação de partículas, como os argilo-minerais do grupo das esmectitas e caolinitas, na superfície de cisalhamento. Isto causa uma baixa resistência residual e gera uma superfície de cisalhamento lisa e polida. A Figura 5.14 mostra estas características na superfície de ruptura formada pelos corpos de prova.

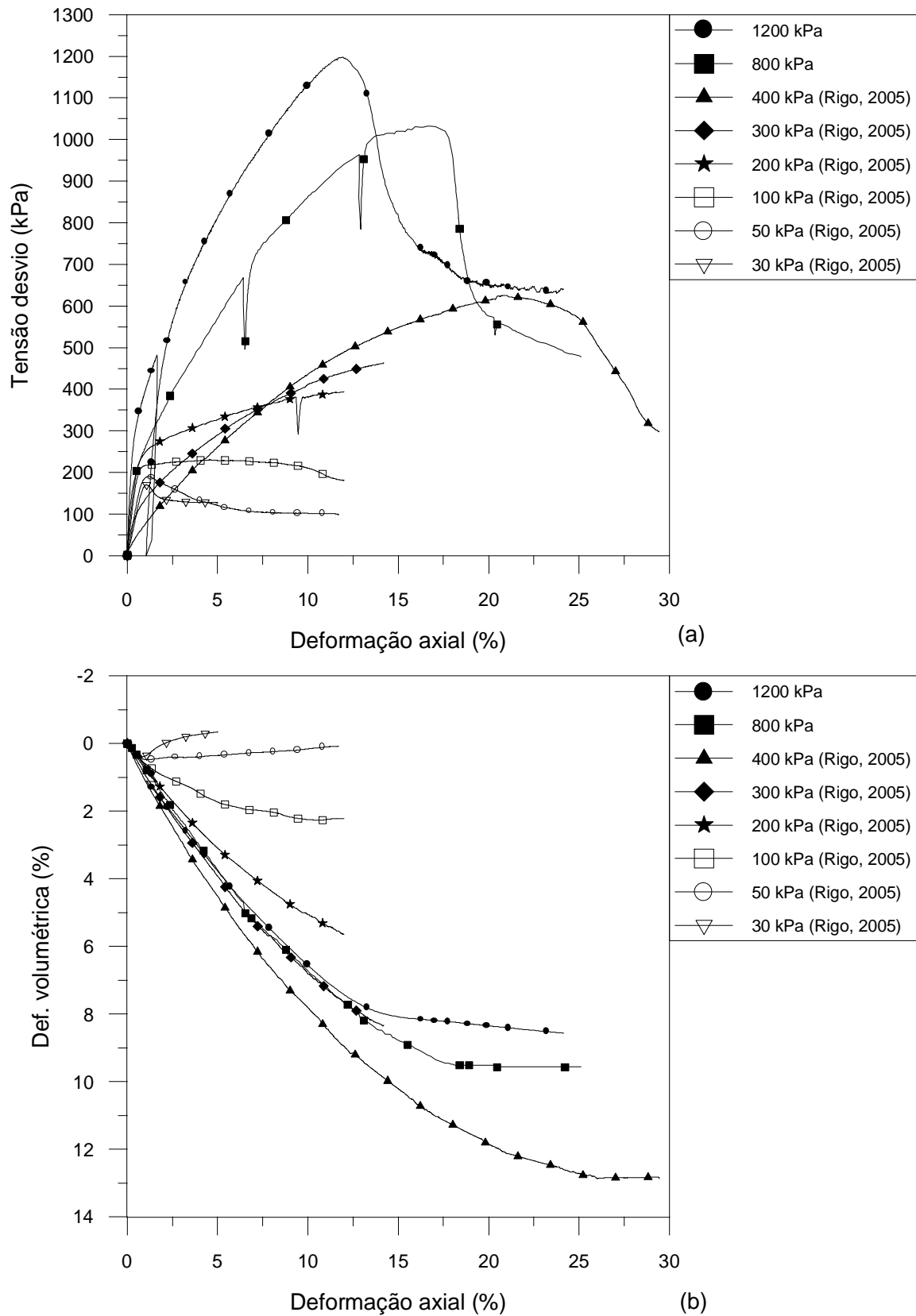


Figura 5.13: Ensaios CID: (a) curvas tensão desvio x deformação axial, (b) curvas deformação volumétrica x deformação axial



Figura 5.14: Superfície de ruptura observada no ensaio triaxial CID com tensão confinante efetiva de 800 kPa

5.3 TRAJETÓRIAS DE TENSÕES E ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA

A Figura 4.12, apresentada no capítulo anterior, mostrou as trajetórias de tensões obtidas nos ensaios de compressão triaxial não drenados CIU. Estas mesmas trajetórias foram plotadas em um gráfico $t \times s'$, onde $t = (\mathbf{s}_1 - \mathbf{s}_3)/2$ e $s' = (\mathbf{s}'_1 + \mathbf{s}'_3)/2$, através do qual foi possível a obtenção da equação da envoltória de resistência ao cisalhamento para o solo de Teutônia reconstituído e seus parâmetros de resistência ao cisalhamento c' e f' (Figura 5.15). É importante notar que, como as curvas de tensão desvio não apresentaram pico de resistência, ocorrendo uma certa estabilização das mesmas, a envoltória de resistência ao cisalhamento de pico para o solo reconstituído será a mesma para grandes deformações. Devido à condição reconstituída dos corpos de prova, o ajuste da envoltória de resistência ao cisalhamento foi muito próximo à origem dos eixos $t \times s'$ (ver Tabela 5.2).

A envoltória de resistência ao cisalhamento e os parâmetros de resistência do solo indeformado foram obtidos por Rigo (2005), através de ensaios triaxiais drenados CID realizados com tensões confinantes efetivas de até 400 kPa .

Na Figura 5.16 estão plotadas as trajetórias dos ensaios triaxiais drenados CID realizados nesta dissertação juntamente com as trajetórias obtidas por Rigo (2005). Neste mesmo gráfico, também são apresentadas a envoltória de resistência ao cisalhamento de pico e a superfície de plastificação calculadas por Rigo (2005) e uma nova envoltória de resistência ao cisalhamento levando em conta todos os ensaios CID. O ajuste desta envoltória através do conjunto de ensaios completo com tensões confinantes efetivas de 30 a 1200 kPa levou à obtenção de uma envoltória curva, conforme mostrado na Figura 5.16.

Através deste gráfico é possível descrever melhor o comportamento tensão-deformação do solo apresentado na seção anterior. No caso dos ensaios com baixas tensões efetivas de confinamento (30 e 50 kPa), a superfície de plastificação coincide com a envoltória de ruptura confirmando que o pico, apresentado nas curvas de tensão desvio x deformação axial, representa a plastificação da estrutura do solo. Para tensões confinantes efetivas de 100 e 200 kPa, a plastificação da estrutura ocorre antes que seja atingida a tensão desvio máxima quando as trajetórias atravessam a superfície de plastificação do solo. Nas curvas de tensão desvio x deformação axial, a plastificação é marcada por uma descontinuidade que diminui a inclinação das curvas, mas estas continuam crescendo até atingirem seu valor máximo. Os ensaios com 300 e 400 kPa de tensão efetiva de confinamento situam-se sobre a região em que ocorre a plastificação da estrutura do solo sob compressão isotrópica. Neste caso, as curvas de tensão desvio x deformação axial apresentam rigidez significativamente menor que as curvas obtidas com tensões confinantes inferiores. E finalmente, nos ensaios com altas tensões confinantes efetivas (800 e 1200 kPa), a plastificação da estrutura do solo ocorre durante a fase de adensamento, estando as trajetórias totalmente afastadas da superfície de plastificação.

Para fim de cálculo foi obtida no plano $t \times s'$ (Figura 5.17) uma envoltória de resistência bilinear, cujos parâmetros variam de acordo com o nível de tensão normal. Na Tabela 5.2 são apresentados a equação das envoltórias de resistência ao cisalhamento e os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos para o solo de Teutônia nas condições reconstituída e indeformada.

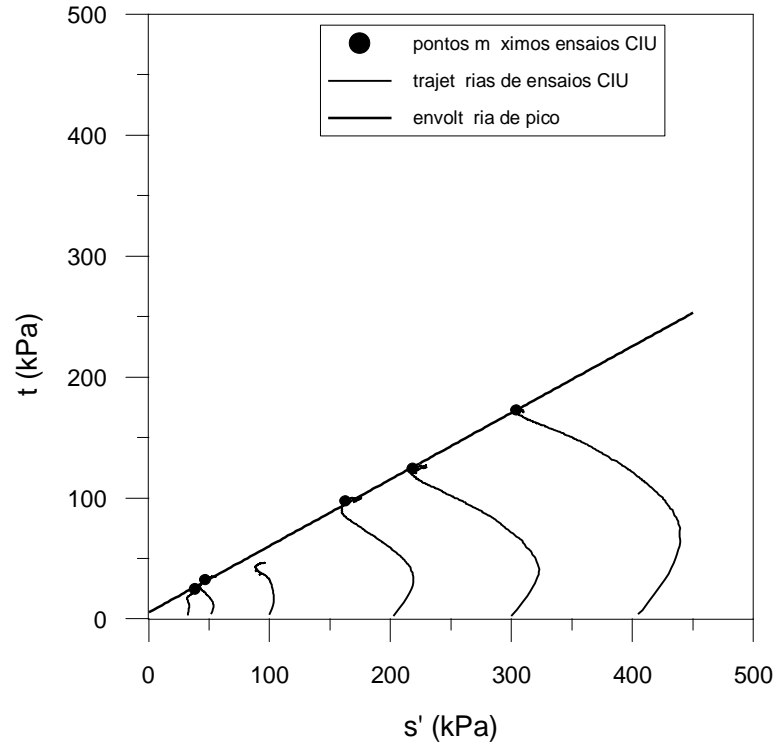


Figura 5.15: Envolvória de resistência ao cisalhamento para o solo de Teutônia reconstituído

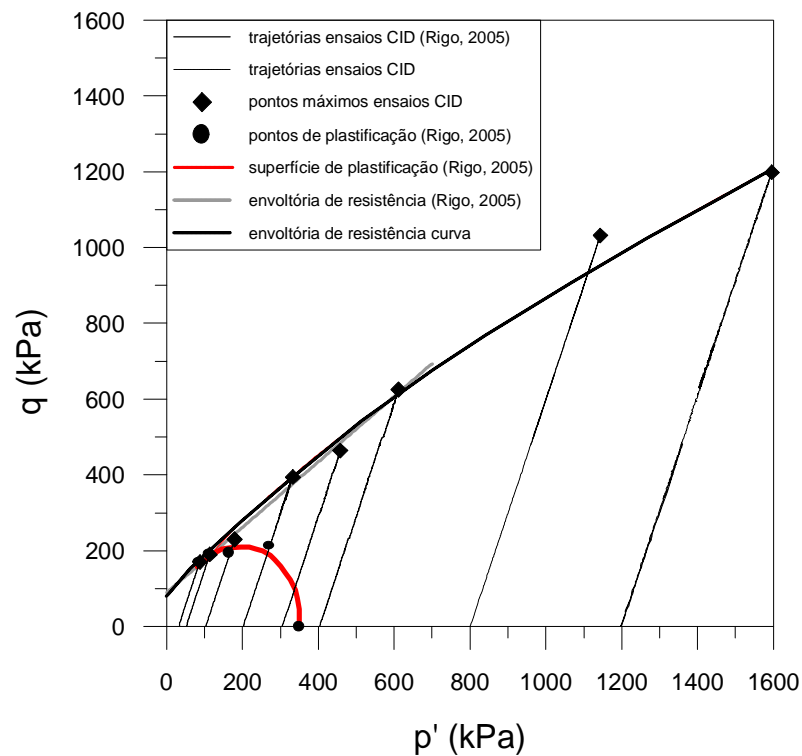


Figura 5.16: Envolvórias de resistência ao cisalhamento e superfície de plastificação para o solo de Teutônia indeformado

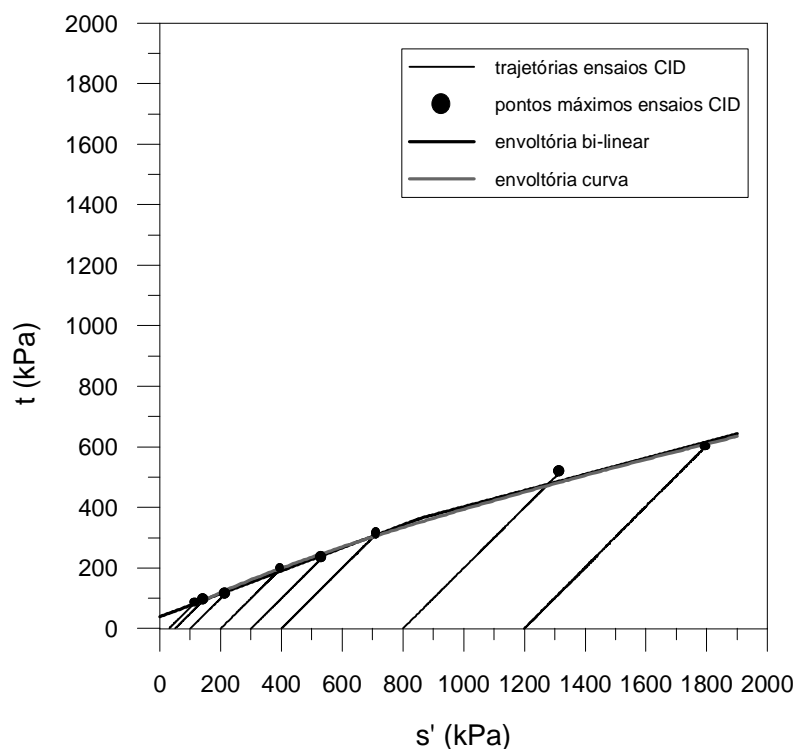


Figura 5.17: Envoltória bi-linear de resistência ao cisalhamento para o solo de Teutônia indeformado

Tabela 5.2: Equação das envoltórias e parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo de Teutônia

Tipo de Ensaio		Equação da Envoltória	f' (°)	c' (kPa)
CIU – amostras reconstituídas		$\tau = 0,663 \cdot \sigma'_n + 6,5$	33,5	6,5
CID – amostras indeformadas (Rigo, 2005)		$\tau = 0,409 \cdot \sigma'_n + 42,3$	22,3	42,3
CID – amostras indeformadas	σ_c até 700 kPa	$\tau = 0,409 \cdot \sigma'_n + 42,3$	22,3	42,3
	$\sigma_c > 700$ kPa	$\tau = 0,278 \cdot \sigma'_n + 140,0$	15,5	140,0

Na Figura 5.18 estão plotadas as trajetórias de tensões efetivas obtidas para o solo reconstituído e indeformado, juntamente com as respectivas envoltórias de resistência ao cisalhamento e a superfície de plastificação da estrutura do solo indeformado. Através deste gráfico pode-se entender o comportamento do solo de Teutônia reconstituído e indeformado, sob os aspectos discutidos nesta seção e na anterior. O solo de Teutônia na condição indeformada possui uma estrutura herdada da rocha de origem, típica de solos residuais, que é

responsável pelo seu comportamento dependente do nível de tensão confinante. O conceito de plastificação aplicado na interpretação do comportamento do solo está claramente ilustrado através da superfície de plastificação definida no gráfico. No caso do solo reconstituído, em que a estrutura do solo foi destruída, não se aplica o conceito de plastificação, mas sim de estado último. Pode-se dizer que o solo reconstituído atinge o estado crítico, já que ocorre praticamente a estabilização das poropressões e das tensões desvio nos ensaios não drenados. Desse modo, ao invés de superfície de plastificação, o solo apresenta uma superfície de estado limite, que possui caráter cinemático, ou seja, à medida que as tensões confinantes aumentam esta superfície sofre um alargamento. Quanto à resistência ao cisalhamento, inicialmente o solo indeformado sofre forte influência da estrutura que é representado por um alto valor da parcela de coesão na equação de sua envoltória. Entretanto, no solo reconstituído como a estrutura inicial foi destruída, as trajetórias definem uma envoltória de resistência que praticamente não apresenta intercepto coesivo. O solo reconstituído possui ângulo de atrito interno (f) maior que o solo indeformado e as envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo indeformado e reconstituído se cruzam. Isso ocorre porque no solo indeformado quando as tensões confinantes são baixas a plastificação da estrutura ocorre durante a fase de cisalhamento do corpo de prova, em alguns casos ($s_c = 30$ e 50 kPa) até mesmo coincidindo com a sua ruptura. À medida que as tensões confinantes aumentam, a plastificação da estrutura ocorre durante a fase de adensamento e o solo perde sua rigidez inicial. Além disto, há uma diminuição na resistência ao cisalhamento do solo que é representada pelo aspecto curvo de sua envoltória de resistência ao cisalhamento.

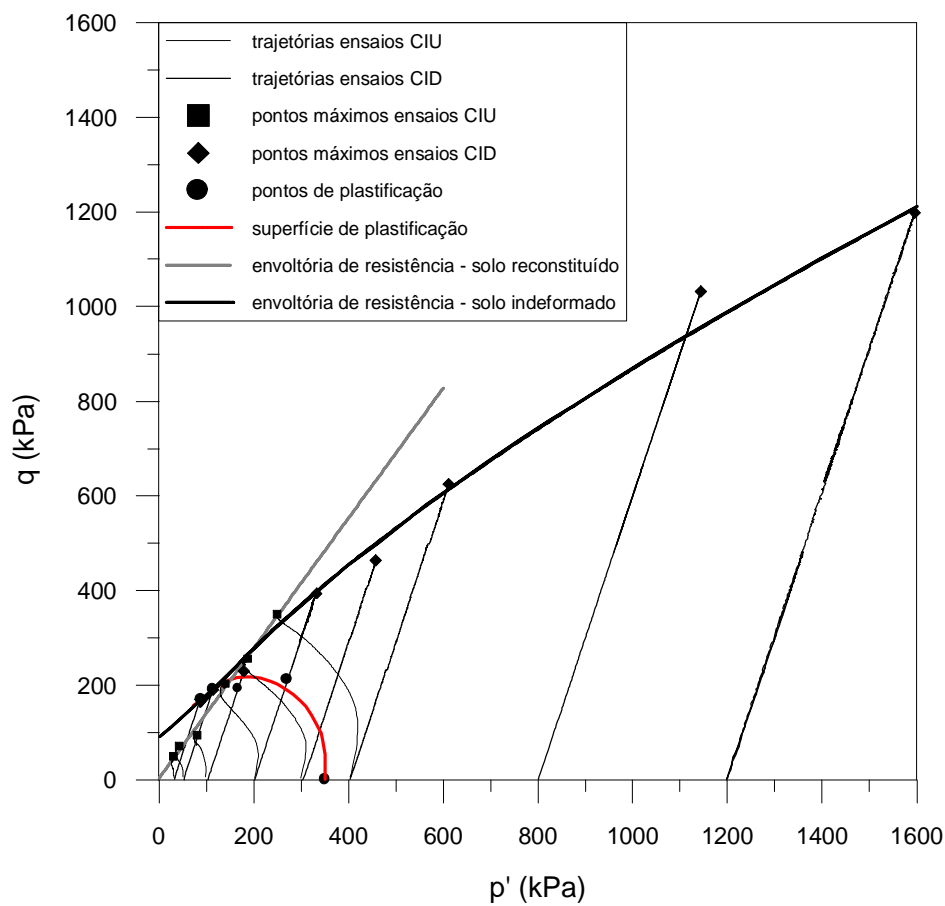


Figura 5.18: Envoltórias de resistência ao cisalhamento para o solo de Teutônia reconstituído e indeformado

5.4 DISCUSSÃO GERAL DOS RESULTADOS E PROPOSTA DE UMA CSL

O comportamento apresentado pelo solo de Teutônia durante a fase de cisalhamento em ensaios triaxiais foi explicado na seção anterior, levando-se em conta a variação da tensão desvio com a tensão média efetiva p' . Nesta seção o comportamento do solo de Teutônia durante a fase de cisalhamento será avaliado com base na variação do índice de vazios com a tensão média efetiva.

Para o solo reconstituído foram realizados ensaios de compressão triaxial não drenados. Neste caso não ocorreu variação de índice de vazios durante a fase de cisalhamento. A Figura 5.19 apresenta as curvas de $e \times p'$ obtidas através dos ensaios de compressão triaxial não drenados no solo reconstituído, onde se tem a variação do índice de vazios com p' durante todo o ensaio, desde a fase de adensamento até a fase final de cisalhamento.

Devido à diferença nos índices de vazios iniciais dos corpos de prova, conforme descrito na seção 5.1, em que a determinação da NCL só foi possível através de um ajuste dos índices de vazios, a proposta de uma linha de estado crítico para o solo reconstituído também foi baseada no ajuste do índice de vazios inicial dos corpos de prova. Na Figura 5.20 os pontos experimentais foram ajustados em relação ao índice de vazios inicial obtido da curva de compressão isotrópica. A variação da tensão média efetiva p' nos ensaios não drenados foi relativamente pequena e pode ser percebida através da Figura 5.21 em que os pontos cinzas sobre as curvas representam o início da fase de cisalhamento e a condição de estado última dos ensaios (final do ensaio). Através da observação da forma das trajetórias de tensões dos ensaios não drenados apresentada na Figura 4.12, a variação de p' fica clara, mostrando que, mesmo que as amostras tenham sido reconstituídas, estas ainda não apresentam comportamento típico de solos normalmente adensados.

No espaço $v_{ajustado} \times p'$ foi obtida a linha que representa o estado último do solo reconstituído (linha de estado crítico CSL), cujos parâmetros Γ e λ , são 3,31 e 0,160, respectivamente. No espaço $q \times p'$ a CSL obtida para o solo reconstituído possui $M = 1,360$, que representa um ângulo de atrito de estado crítico f_{cv} de $33,66^\circ$. Na Figura 5.22 (espaço $e_{ajustado} \times p'$) pode-se observar que a linha de estado crítico e a curva de compressão normal do solo reconstituído são paralelas e muito próximas, estando a linha de estado crítico abaixo da linha de compressão normal.

A variação do índice de vazios com a tensão média efetiva durante a fase de cisalhamento dos corpos de prova indeformados é apresentada na Figura 5.23. Conforme já descrito anteriormente, para eliminar a diferença no índice de vazios inicial do corpo de prova utilizado em cada ensaio, as curvas são apresentadas na Figura 5.24 com o índice de vazios ajustado. É importante notar que foram considerados somente os resultados dos ensaios até a formação de pico nas curvas tensão–deformação, visto que, após formado o plano de ruptura do corpo de prova, os erros na variação volumétrica medida são consideráveis.

Através destes resultados percebe-se que nos ensaios com tensões confinantes efetivas baixas (30 e 50 kPa) o índice de vazios praticamente não sofre variação, tanto na fase de adensamento como na fase de cisalhamento.

Para tensões confinantes efetivas entre 100 e 400 kPa a diminuição do índice de vazios durante as fases de adensamento e cisalhamento sofre um aumento gradativo com o aumento

da tensão confinante efetiva. Entretanto, a diminuição no índice de vazios durante a fase de cisalhamento é maior que durante a fase de adensamento, tornando-se máxima no ensaio de 400 kPa de tensão efetiva.

Embora não se tenha dados suficientes para reproduzir a forma real da curva de variação volumétrica do solo durante a fase de adensamento do solo indeformado, nos ensaios em que foram utilizadas tensões confinantes efetivas de 800 e 1200 kPa, sabe-se que o índice de vazios sofreu uma grande diminuição durante a fase de adensamento. Durante a fase de cisalhamento, a diminuição do índice de vazios é menor que durante a fase de adensamento, tendendo a diminuir com o aumento da tensão confinante. Desse modo, a diminuição do índice de vazios, durante a fase de cisalhamento nestes ensaios, é menor que nos ensaios com tensões efetivas de 300 e 400 kPa.

A observação destas curvas confirma o comportamento de compressão apresentado pelo solo de Teutônia, descrito na seção 5.2. Nas curvas de deformação volumétrica versus deformação axial que representam a fase de cisalhamento do solo, este apresentou comportamento de compressão (até atingir o pico) para todos os níveis de tensão, o qual é indicado pela diminuição do índice de vazios. Nos ensaios com tensões confinantes efetivas de 300 e 400 kPa, o solo comprimiu mais que nos ensaios com 800 e 1200 kPa, confirmando a menor diminuição do índice de vazios, durante a fase de cisalhamento, nos ensaios com altas tensões confinantes.

A Figura 5.25 apresenta o conjunto completo de curvas de variação do índice de vazios com a tensão média efetiva para o solo de Teutônia. Neste gráfico são mostradas as curvas que representam o solo indeformado e reconstituído durante os ensaios de compressão triaxial drenados e não drenados, respectivamente. Na Figura 5.26 estas curvas estão plotadas com os índices de vazios ajustados, juntamente com as linhas de compressão normal e de estado crítico do solo reconstituído. Os dados dos ensaios CID com o solo indeformado nas tensões confinantes efetivas de 800 e 1200 kPa estão apresentados até o final do ensaio. Observa-se uma notável coincidência entre a CSL definida pelos ensaios CIU em solo reconstituído com a tendência de estabilização dos ensaios CID realizados com o solo indeformado. Neste caso, pode-se dizer que existe uma linha única CSL para os dois tipos de amostras. A Figura 5.26 também enfatiza a modificação gradual da estrutura do solo indeformado, quando ensaiado de forma drenada com tensões entre 400 e 1200 kPa.

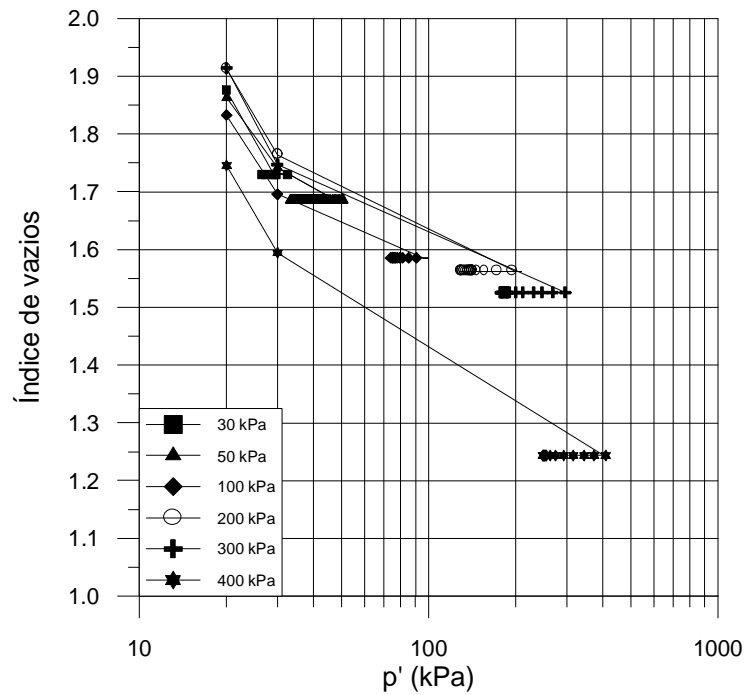


Figura 5.19: Variação de índice de vazios com p' em ensaios triaxiais CIU no solo de Teutônia reconstituído

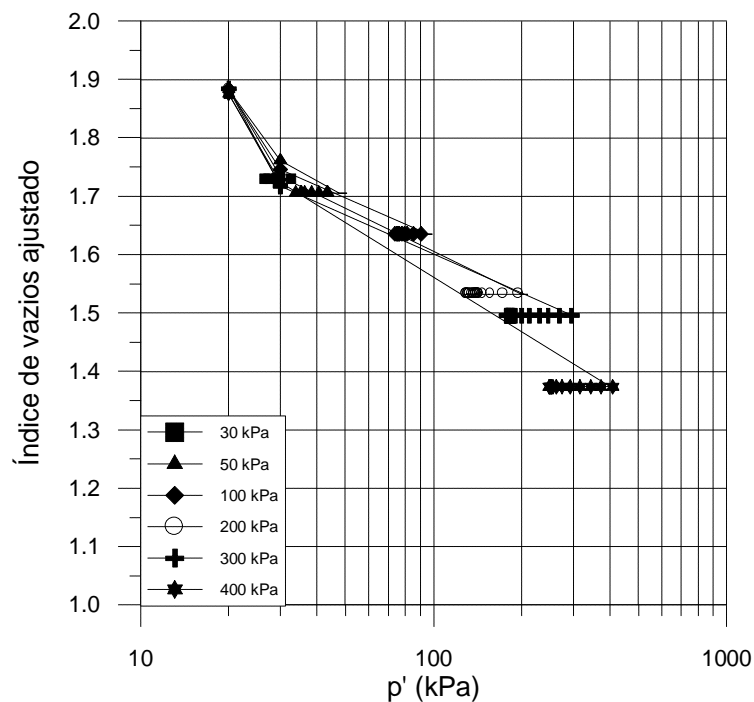


Figura 5.20: Variação de índice de vazios ajustado com p' em ensaios triaxiais CIU no solo de Teutônia reconstituído

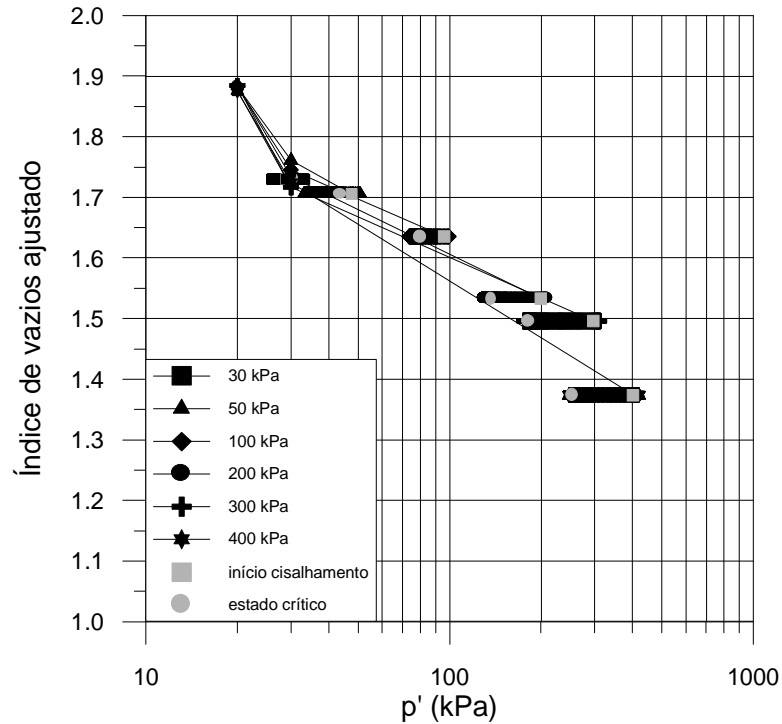


Figura 5.21: Variação de $e_{ajustado}$ com p' em ensaios triaxiais CIU no solo de Teutônia reconstituído, com os pontos de início da fase de cisalhamento e de estado crítico

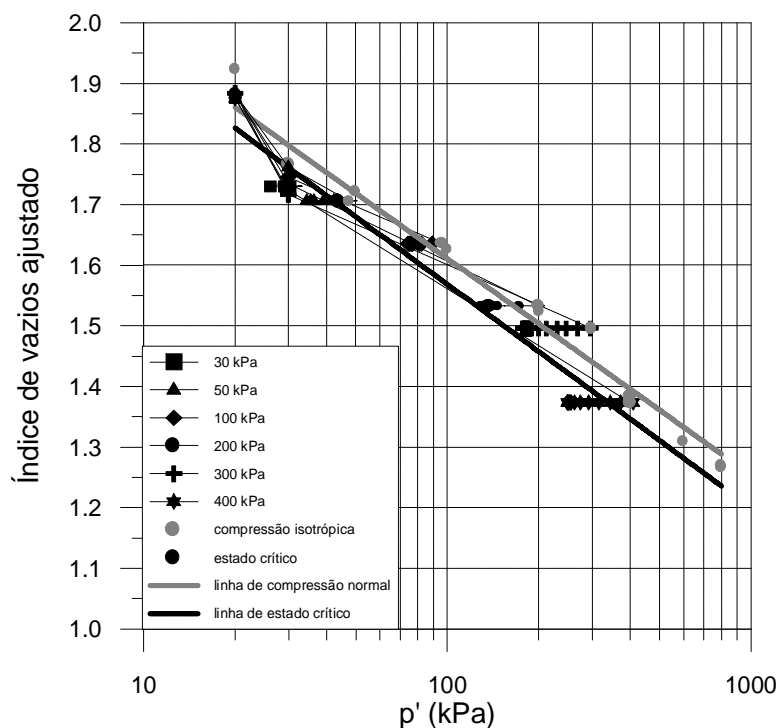


Figura 5.22: Variação de $e_{ajustado}$ com p' em ensaios triaxiais CIU no solo de Teutônia reconstituído, com as linhas de compressão isotrópica e de estado crítico

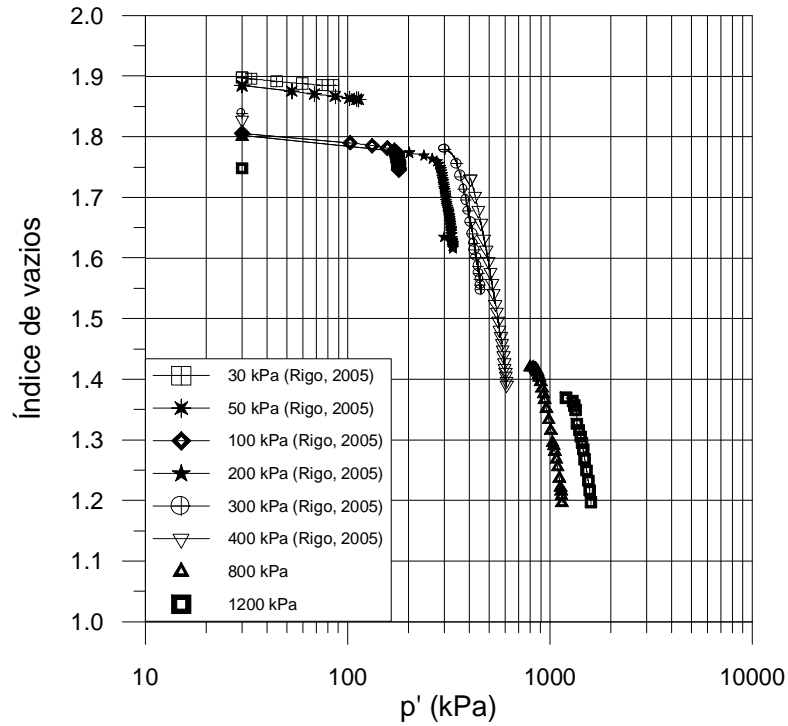


Figura 5.23: Variação de índice de vazios com p' em ensaios triaxiais CID no solo de Teutônia indeformado

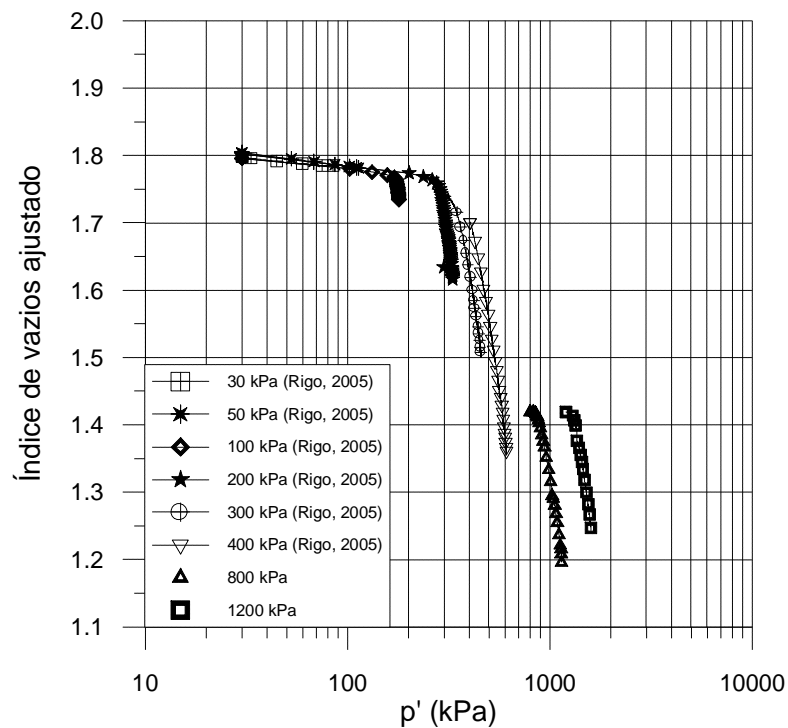


Figura 5.24: Variação de índice de vazios ajustado com p' em ensaios triaxiais CID no solo de Teutônia indeformado

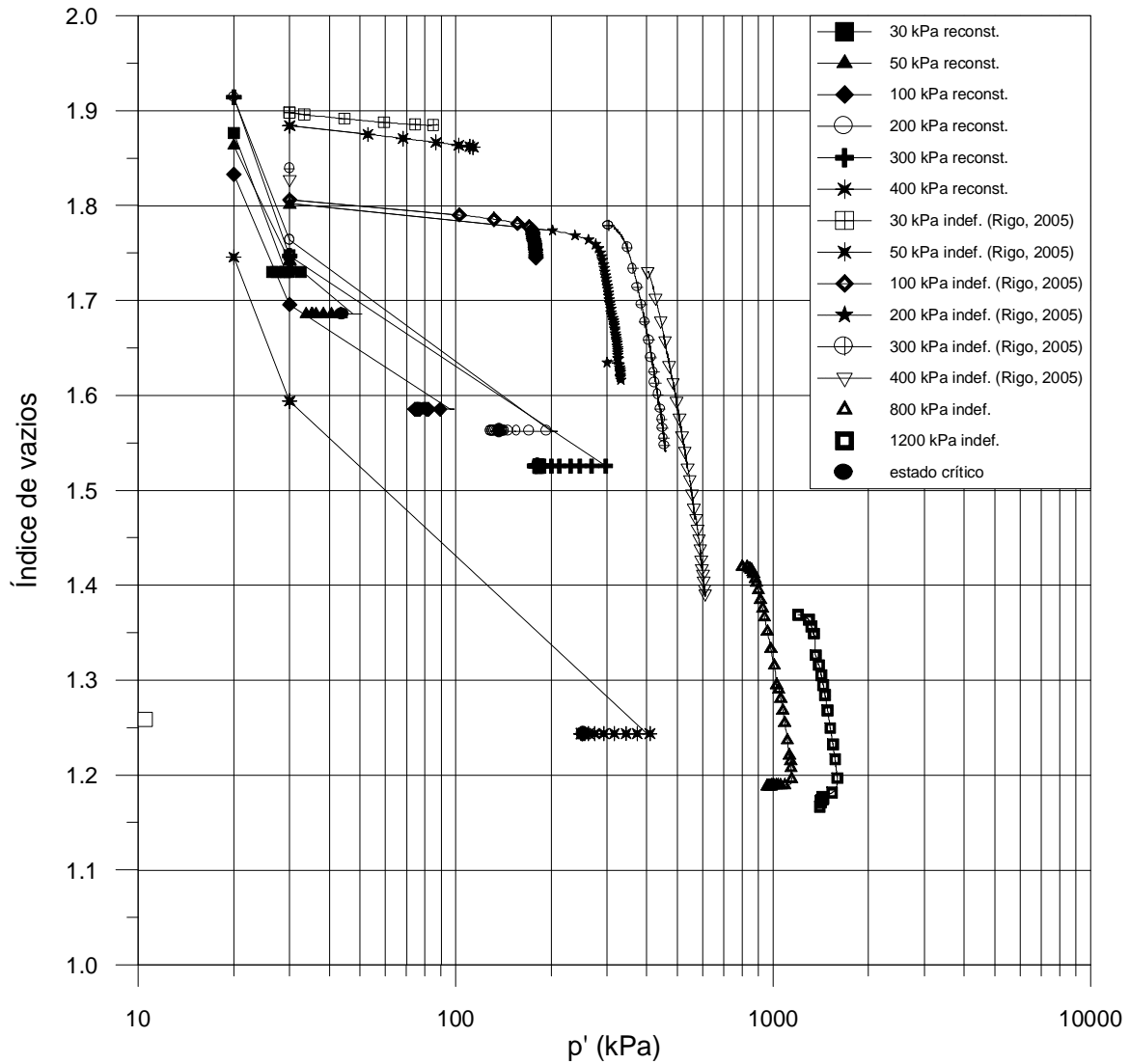


Figura 5.25: Variação de índice de vazios com p' em ensaios triaxiais CIU e CID no solo de Teutônia reconstituído e indeformado

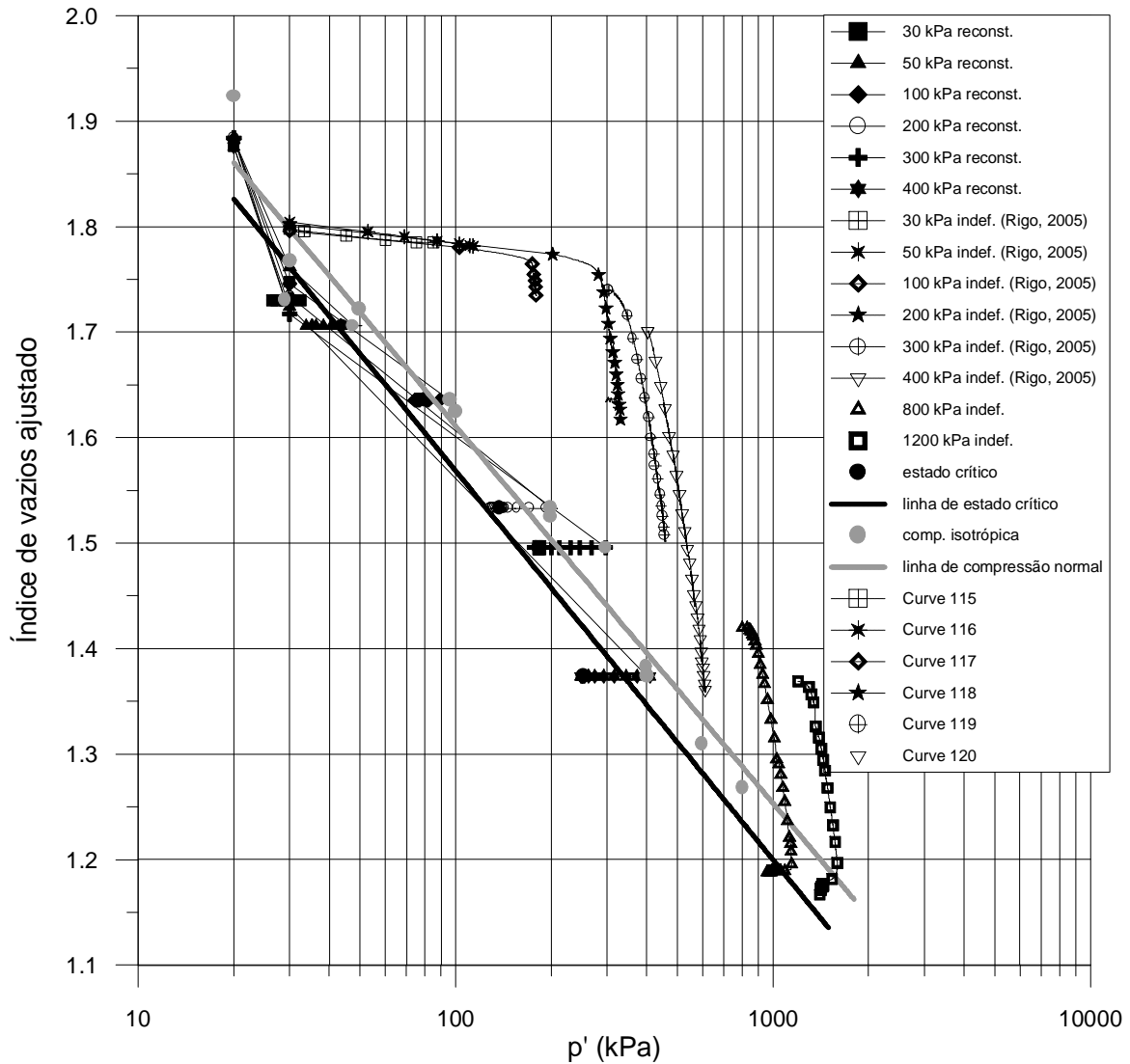


Figura 5.26: Variação de $e_{ajustado}$ com p' em ensaios triaxiais CIU e CID no solo de Teutônia reconstituído e indeformado, com as linhas de compressão isotrópica e de estado crítico

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Nesta dissertação foi realizado um estudo experimental do comportamento mecânico do solo saprolítico de basalto da Região de Teutônia, RS. Visando analisar a presença de estrutura neste solo, foi realizado um programa experimental envolvendo ensaios edométricos, ensaios de compressão isotrópica e ensaios de compressão triaxial. As principais conclusões extraídas desta dissertação e algumas sugestões para futuros trabalhos são descritas a seguir.

6.1 CONCLUSÕES

1. As curvas de compressão obtidas para o solo saprolítico de basalto de Teutônia reconstituído e indeformado nos ensaios edométricos e de compressão isotrópica mostraram a presença de estrutura e sua influência no comportamento do mesmo.
2. Sob compressão confinada e isotrópica o solo indeformado apresentou comportamento bem mais rígido que o solo reconstituído, que teve uma compressibilidade maior e constante durante todo o ensaio. Para um mesmo valor de tensão, o solo indeformado apresentou índices de vazios bem maiores que o mesmo solo reconstituído.
3. Com o aumento das tensões (s'_v ou p') houve modificação no comportamento do solo indeformado causado pela plastificação de sua estrutura para uma tensão efetiva em torno de 350 kPa. A partir daí sua compressibilidade aumentou significativamente e sua curva de compressão convergiu para a curva de compressão do solo reconstituído.
4. O mesmo comportamento foi observado através da variação do índice de vazios com p' durante a fase de adensamento isotrópico dos ensaios de compressão triaxial em diversos níveis de tensão confinante (Figura 5.12).
5. Os resultados dos ensaios de compressão isotrópica e de compressão triaxial, durante a fase de adensamento, com o solo reconstituído plotados no espaço volume específico ajustado versus logaritmo de p' permitiram a definição de uma linha de compressão normal (NCL) para o solo reconstituído (Figura 5.9), cujos parâmetros são: $N = 3,33$ e $I = 0,156$.

6. As curvas tensão-deformação obtidas nos ensaios de compressão triaxial não drenados CIU com o solo reconstituído apresentaram um padrão similar de comportamento. Em todos os ensaios a tensão desvio cresceu rapidamente até próximo ao seu valor máximo, permanecendo praticamente constante até o final do ensaio, não apresentando um pico de resistência definido. Em todos os ensaios foi observado um acréscimo de poropressões positivas. A rigidez do solo e a poropressão máxima aumentaram com o aumento da tensão confinante efetiva.

7. Nos ensaios de compressão triaxial drenados CID com o solo indeformado realizados por Rigo (2005), as curvas tensão-deformação obtidas apresentaram comportamento dependente do nível da tensão confinante efetiva. Para baixos níveis de tensão (s'_c de 30 e 50 kPa) as curvas tensão desvio x deformação axial apresentaram uma rigidez inicial e pico de resistência bem definidos, seguido de queda da tensão desvio com o aumento das deformações axiais. Ocorreram pequenas deformações volumétricas de compressão com surgimento de deformações de expansão após a formação do pico.

8. Para tensões confinantes intermediárias (s'_c de 100 e 200 kPa) as curvas tensão desvio x deformação axial apresentaram uma considerável rigidez inicial, porém esta diminuiu significativamente antes que a tensão desvio atingisse seu valor máximo. As deformações volumétricas foram de compressão em todo o ensaio.

9. Os ensaios com tensões confinantes de 300 e 400 kPa mostraram uma elevada redução da rigidez inicial nas curvas tensão desvio x deformação axial. A tensão desvio continuou aumentando até níveis de deformação bastante elevados, sendo que no ensaio com s'_c de 400 kPa, a tensão desvio máxima foi atingida com uma deformação em torno de 21%, seguida pela formação de plano de ruptura no corpo de prova com uma significativa queda de resistência.

10. Nos ensaios com tensões confinantes de 800 e 1200 kPa, as curvas tensão desvio x deformação axial apresentaram uma maior rigidez inicial seguida por uma diminuição brusca para uma tensão desvio entre 250 e 300 kPa. A partir daí, a tensão desvio continuou aumentando até a ruptura, onde se desenvolveu um plano de ruptura no corpo de prova.

11. O comportamento tensão-deformação apresentado pelo solo indeformado para tensões confinantes de até 400 kPa está relacionado à plastificação da sua estrutura. Nos ensaios com

tensões de confinamento de 30 e 50 kPa a plastificação da estrutura do solo coincidiu com a sua ruptura (pico da curva $s_d \times e_a$), enquanto que para tensões de 100 e 200 kPa a plastificação ocorreu antes que a tensão desvio máxima fosse atingida, causando descontinuidade na inclinação das curvas. Já os ensaios com tensões confinantes de 300 e 400 kPa situaram-se na região em que a plastificação da estrutura já ocorreu (pelo menos parcialmente) durante a fase de adensamento, e portanto, as curvas $s_d \times e_a$ apresentaram rigidez bem inferior aos demais ensaios.

12. Nos ensaios com tensões confinantes de 800 e 1200 kPa, embora a plastificação da estrutura do solo tenha ocorrido durante a fase de adensamento isotrópico, a rigidez inicial apresentada nas curvas $s_d \times e_a$ indica ter havido um rearranjo de partículas causado pelo aumento de sua densidade, devido aos altos valores de tensão confinante aplicados no solo.

13. Foi observada uma queda brusca de resistência ao cisalhamento do solo após deformações axiais significativas nos ensaios de 400, 800 e 1200 kPa. Nestes ensaios houve a formação de um plano de ruptura bem definido no corpo de prova, que foi seguido pela queda de resistência. Este comportamento está relacionado com a orientação de partículas de argila no plano de ruptura, a qual gerou uma superfície de cisalhamento lisa e polida levando a resistência residual.

14. O solo saprolítico de basalto de Teutônia indeformado apresenta uma estrutura herdada da rocha mãe, a qual é responsável pelo seu comportamento dependente do nível de tensão confinante. No entanto, este mesmo solo reconstituído tem sua estrutura inicial destruída e o conceito de plastificação não se aplica ao seu comportamento, obedecendo aos critérios de estado último, já que as curvas tensão-deformação mostraram tendência de estabilização.

15. Para tensões confinantes menores que 200 kPa a resistência ao cisalhamento do solo indeformado sofre forte influência da estrutura, apresentando um alto valor na parcela de coesão ($c' = 42,3$ kPa) na equação de sua envoltória. Porém, à medida que as tensões confinantes aumentam, o solo apresenta uma queda na rigidez inicial e modificação das curvas tensão-deformação. Este comportamento foi representado por uma envoltória de resistência ao cisalhamento curva ou bi-linear.

16. No solo reconstituído a envoltória de resistência ao cisalhamento praticamente não apresentou intercepto coesivo e sua resistência ao cisalhamento foi inicialmente menor que a

do solo indeformado. No entanto, o solo reconstituído apresentou uma envoltória de resistência reta cujo ângulo de atrito interno (f') foi maior que o do solo indeformado, sendo que para um valor de p' em torno de 150 kPa as envoltórias se interceptam.

17. A análise da variação do índice de vazios ajustado do solo com a tensão média efetiva (p') dos ensaios triaxiais possibilitou o estabelecimento de uma linha de estado crítico (CSL) para o solo reconstituído. No espaço volume específico ajustado versus logaritmo de p' foram obtidos os parâmetros ($\Gamma = 3,31$ e $\lambda = 0,160$) da CSL, sendo esta paralela e muito próxima à NCL definida para o solo reconstituído. No solo indeformado, esta análise enfatizou a modificação gradual da estrutura do solo nos ensaios drenados com s'_c de 400 a 1200 kPa e uma tendência de convergência da estabilização destes ensaios com a CSL definida para o solo reconstituído.

6.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

1. Realização de ensaios triaxiais CIU e CID em solo reconstituído com níveis de tensões efetivas confinantes acima de 400 kPa.
2. Estudo do efeito da reconstituição do solo utilizando várias técnicas de remoldagem, com o propósito de verificar sua influência no comportamento de compressão (NCL).
3. Análise do arranjo dos grãos e de uma possível modificação na textura devido à quebra de grãos dos corpos de prova reconstituídos e indeformados, através de microscopia eletrônica.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. MB 3336: Solo – Ensaio de Adensamento Unidimensional, 1990.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D2435: Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils, 1996.

ATKINSON, J.H.; BRANSBY, P.L. The mechanics of soils – an introduction to critical state soil mechanics. Maidenhead: Mc Graw-Hill, 1978.

BISHOP, A.W.; HENKEL, D.J. The measurement of soil properties in the triaxial test. London: Edward Arnold, 1962.

BJERRUM, L. Engineering geology of normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings. *Geotechnique*, 17(2), p. 83-119, 1967.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. BS 1377: British standards methods of test for soils for civil engineering purposes, Part 8. shear strength test (effective stress), 1990.

BURLAND, J.B. On the compressibility and shear strength of natural clays. *Geotechnique*, 40(3), p. 329-378, 1990.

CLAYTON, C.R.I.; SERRATRICE, J.F. The mechanical properties and behaviour of hard soils and soft rocks. In: *GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS*, 1997, Athens, Greece, Proc... Rotterdam: Ed. Anagnostopoulos et al., Balkema, v.3, p. 1839-1878, 1997.

COTECCHIA, F.; CHANDLER, R.J. The influence of structure on the pre-failure behaviour of a natural clay. *Geotechnique* 47(3), p.523-544, 1997.

FEARON, R.E.; COOP, M.R. Reconstitution: what makes an appropriate reference material? *Geotechnique* 50(4), p. 471-477, 2000.

FERREIRA, P.M.V. Estudo do comportamento mecânico de um solo residual de arenito da Formação Botucatu. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

JARDINE, R.J. Some observations on the kinematic nature of soil stiffness. *Soils and Foundations*, 32(2), p. 111 –124, 1992.

LA ROCHELLE, P.; LEROUÉIL, S.; TRAK, B.; BLAIS-LEROUX, L.; TAVENAS, F. Observational approach to membrane and area corrections in triaxial tests. *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, ASTM STP 977, p. 715-731, Philadelphia, 1988.

LAGIOIA, R.; NOVA, R. An experimental and theoretical study of the behaviour of a calcarenite in triaxial compression. *Geotechnique* 45(4), p. 633-648, 1995.

LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. Soil Mechanics, SI Version. New York: Ed. John Wiley & Sons, 1979.

LEROUEIL, S. Critical state soil mechanics and the behaviour of real soils. In: ALMEIDA (Ed). Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics. Rotterdam: Balkema, p. 41-80, 1997.

LEROUEIL, S.; TAVENAS, F.; BRUCY, F.; LA ROCHELLE, P.; ROY, M. Behavior of destructured natural clays. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE. 105(GT6), p. 759-778, 1979.

LEROUEIL, S.; HIGHT, D.W. Behaviour and properties of natural soils and soft rocks. In: Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, p. 29-254, 2002.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P.R. The general and congruent effects of structures in natural soils and weak rocks. Geotechnique, 40(3), p. 467-488, 1990.

LIU, M.D.; CARTER, J.P. Virgin compression of structured soils. Geotechnique, 49(1), p.43-57, 1999.

MARTINS, F.B. Investigação do comportamento mecânico de um solo naturalmente estruturado. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.

MITCHELL, J.K. Fundamentals of soil behavior. 1nd. Ed., New York: John Willey Interscience, 1976.

OLIVEIRA, C.P. Estudo do comportamento tensão-deformação-resistência de um solo residual de biotita gnaiss saturado. Dissertação (Mestrado em Ciências da Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2000.

PINHEIRO, R.J.B. Estudo de alguns casos de instabilidade da encosta da Serra Geral no estado do Rio Grande do Sul. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

RIGO, M.L. Resistência ao cisalhamento residual de alguns solos saprolíticos de basalto do estado do Rio Grande do Sul. 134 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

RIGO, M.L. Comportamento geotécnico de solos saprolíticos de rochas vulcânicas básicas e ácidas da formação Serra Geral no estado do Rio Grande do Sul. Tese em fase final de elaboração (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

SANDRONI, S.S.; MACCARINI, M. Ensaio triaxiais e de cisalhamento direto em uma ocorrência de solo residual gnaissico jovem rico em feldspato. Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, COOPE/UFRJ, Rio de Janeiro, p. 324-339, 1981.

SANTOS JR, O.F.; LACERDA, W.; ERHLICH, M. Escoamento plástico e comportamento tensão-deformação do solo residual da Encosta do Soberbo – Rio de Janeiro. Solos e Rochas vol. 3, p. 203-214, 2004.

SCHMERTMANN, J.H. Swell sensitivity. Geotechnique 19, p. 530-533, 1969.

SCHMERTMANN, J.H. The mechanical aging of soils, The Twenty-Fifth Karl-Terzaghi Lecture. J. Geotech. Eng., 117(9), p. 1288-1330, 1991.

VARGAS, M. Some engineering properties of residual clay soils occurring in southern Brazil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Zurich. Proc..., Rotterdam: A.A. Balkema, v.1, p. 67-71, 1953.

VAUGHAN, P.R. Characterising the mechanical properties of in-situ residual soil. In: INTERNATIONAL CONF. ON GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS, 2nd, Singapore, Proc... Singapore, v.2, p.469 – 487, 1988.

VAUGHAN, P.R.; MACCARINI, M.; MOKHTAR, S.M. Indexing the engineering properties of residual soils. Quart Journal of Engineering Geology. v.21, n.1, p.69-84, 1988.