

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Efeito do Estado de Tensões de Cura no Comportamento de uma
Areia Artificialmente Cimentada

Francisco Dalla Rosa

Porto Alegre
2009

Francisco Dalla Rosa

**EFEITO DO ESTADO DE TENSÕES DE CURA NO
COMPORTAMENTO DE UMA AREIA ARTIFICIALMENTE
CIMENTADA**

Tese 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 Doutor em Engenharia. Orientação: Prof. Ph.D. Fernando Schnaid e Nilo Cesar Consoli.

Porto Alegre 2009

D144e Dalla Rosa, Francisco

Efeito do estado de tensões de cura no comportamento de uma areia artificialmente cimentada / Francisco Dalla Rosa. – 2009.

Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2009.

Orientadores: Prof. Dr. Fernando Schnaid e Prof. Dr. Nilo Cesar Consoli

1. Solo cimentado - Ensaios. 2. Ensaios triaxiais. I. Schnaid, Fernando, orient. II. Consoli, Nilo Cesar, orient. III. Título

CDU-624.131(043)

FRANCISCO DALLA ROSA

**EFEITO DO ESTADO DE TENSÕES DE CURA NO
COMPORTAMENTO DE UMA AREIA ARTIFICIALMENTE
CIMENTADA**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 11 de novembro de 2009.

Prof. Fernando Schnaid

Ph. D. Oxford University, Reino Unido
Orientador

Prof. Nilo Cesar Consoli

Ph. D. Concórdia University, Canadá
Co-Orientador

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho

Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. António Joaquim Pereira Viana da Fonseca (FEUP)

Doutor pela Universidade do Porto

Prof. Pedro Domingos Marques Prietto (UPF)

Doutor pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof.^a Karla Salvagni Heineck (UFRGS)

Doutora pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho aos meus pais, Ana e Pedro, as
minhas tias Nieze (*in memoriam*) e Ângela, e ao meu
irmão e grande amigo, Fábio.

AGRADECIMENTOS

Na trajetória que seguimos ao longo de nossas vidas, todos os momentos são marcados pelas pessoas especiais que nos oferecem suporte para a realização de nossos sonhos, tendo como exemplo, esta tese de doutorado. Em muitas vezes, torna-se um pouco complicado lembrar de todos, mas de uma maneira geral, agradeço aqueles que próximos de mim sempre me incentivaram. Entretanto necessito aqui ressaltar algumas pessoas que certamente, tiveram papel fundamental durante este período.

Em primeiro lugar devo agradecer aos meus pais por toda força imensurável dedicada a mim. Se alguém neste momento também deve ser parabenizado, coloco o nome deles em conjunto. Agradeço ao meu irmão Fábio, que não somente com os seus conhecimentos de usinagem de peças (fase de concepção do equipamento), mas com toda a sua experiência de vida, sempre foi capaz de ter uma palavra de motivação nos momentos difíceis. A minha tia Ângela, pelo carinho e apoio e, com certeza, a minha tia e madrinha Nieze (*in memorian*), que sempre mostrou com experiências da sua vida, o verdadeiro significado de uma importante conquista, ao mesmo tempo sem perder a virtude da humildade.

Agradecimentos aos meus orientadores Fernando Schnaid e Nilo Cesar Consoli, pela confiança depositada em mim na execução de um trabalho tão importante como este, meu muito obrigado. Agradeço também aos professores e amigos Beatrice Baudet e Pedro V. Ferreira, da UCL (*University College of London*) e ao amigo, Fernando Mantáras pela incansável ajuda no desenvolvimento do equipamento utilizado nesta tese de doutorado. Certamente, os conhecimentos adquiridos com vocês foram de extrema importância para a execução dessa tese.

Minhas considerações também aos meus ex-professores e amigos Antônio Thomé, Pedro Prietto e Mario Paluch (*in memorian*) pelas contribuições no meu amadurecimento profissional e por despertarem o gosto pela vida acadêmica e pela pesquisa.

Meu obrigado especial aos meus amigos Cesar Ruver, Rafael Zancan, Amanda Dalla Rosa, Lucas Festugado, Luizmar Jr., Rodrigo Caberlon, Salete e Sandra Dalla Rosa, Márcio Floss, Maciel Donato, Anderson Fonini, Klaus Theisen, José Rojas, Ana Paula Santos, Karla Heineck, Michele Casagrande, Rodrigo Malysz e Juliana Bernardes, Lélío Brito, Jucélia, Felipe Gobbi, Letícia Frantz, aos laboratoristas Jair e João Diniz, ao pessoal da secretaria do

PPGEC, Ana Luiza, Liliane, Carmem, e a todas as outras pessoas que durante está fase participaram da minha vida.

E por fim, gostaria de agradecer aos programas de fomento realizados pelo CNPq e pela CAPES, que concederam o apoio financeiro para a realização deste estudo.

Querer é poder...

N.J.D.R.

RESUMO

DALLA ROSA, F. **Efeito do Estado de Tensões de Cura no Comportamento de Uma Areia Artificialmente Cimentada**. 2009. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O estudo em laboratório do desempenho mecânico de solos artificialmente cimentados está normalmente vinculado à simulação do comportamento de geomateriais naturalmente formados em campo. Por outro lado, o estudo desses novos materiais pode ser também ferramenta útil na previsão do comportamento de aterros de solos artificialmente melhorados. O comportamento de solos cimentados possui considerável influência da densidade e do estado de tensões a que estes materiais estão submetidos durante a fase que compreende a cimentação dessas partículas. Uma alternativa ao estudo da cimentação nestes solos, é a elaboração de um meio em que as amostras possam ser cimentadas sob um estado de tensões específico, e que ao mesmo tempo em que se promove uma redução do índice de vazios do respectivo material. Seguindo nessa analogia, o presente estudo visa apresentar resultados de ensaios triaxiais realizados em amostras de um solo artificialmente cimentado, curadas sob diferentes níveis de tensão e estado de tensões. São abordados os resultados do ponto de vista da rigidez e deformabilidade encontrados para o material. Os resultados demonstraram que a alteração dos estados de tensões de cura, bem como a magnitude das tensões confinantes durante a cura, apresentaram influência no comportamento tensão-deformação-dilatância das amostras artificialmente cimentadas.

Palavras-chave: solos cimentados; estado de tensões de cura; relação vazios/cimento.

ABSTRACT

DALLA ROSA, F. Effect of curing stress state on the behaviour of an artificially cemented sand. 2009. D.Sc. Thesis – Department of Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre.

The laboratory study of mechanical performance of artificially cemented soils is normally associated with the mechanical behaviour of geomaterials that were created in field. The behaviour of artificially cemented soils has substantial influence of density and the stress state that these materials have been submitted during the particles cementation. Thus, an alternative to the understanding of cement effects in these soils is the preparation of a similar environment where the specimens can be submitted the cementation while a specific stress state is applied, promoting the respective void ratio reduction. Following this approach, this study aims to show the results of triaxial tests carried out in an artificially cemented soil, which was cured at different stress states. The results have shown that the changing of stress state of curing, as well as the intensity of the confining stress during the cure, presented considerably influence in the stress-strain-dilatancy of the artificially cemented samples.

Key-words: cemented soils; stress state of curing; voids/cement ratio.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	24
1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA.....	24
1.2 OBJETIVOS	25
1.2.1 Objetivo Geral.....	25
1.2.2 Objetivos Específicos	25
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	26
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	28
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	28
2.2 MATERIAIS ESTRUTURADOS POR CIMENTAÇÃO.....	29
2.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS estruturados	32
2.3.1 Comportamento sob compressão isotrópica e unidimensional.....	32
2.3.2 Comportamento sob compressão triaxial.....	35
2.4 PLASTIFICAÇÃO DE SOLOS ESTRUTURADOS.....	41
2.5 COMPORTAMENTO TENSÃO - DILATÂNCIA	47
2.6 CONCEITOS DA TEORIA DE ESTADO CRÍTICO	53
2.6.1 Definição da teoria do estado crítico	53
2.6.2 Representação dos planos “drenados” e “não drenados” no espaço $q:p':v$	57
2.6.3 Superfície de Roscoe	59
2.6.3.1 Resistência Residual	62
2.6.4 Superfície de Hvorslev.....	62
2.7 RELAÇÕES ENTRE TEOR DE CIMENTO E VAZIOS.....	65
3 PRENSA TRIAXIAL com trajetória de tensões controlada	68
3.1 Considerações iniciais.....	68
3.2 PRINCÍPIO de funcionamento da câmara triaxial	68

3.3.1 Projeto da câmara triaxial	71
3.3.2 Sistema de aquisição de dados	74
3.3.3 Controle das pressões no interior da câmara triaxial	75
3.3.4 Dimensionamento da bomba hidráulica	78
3.3.4 Software de automação e aquisição de dados	83
3.4 calibração e análise de estabilidade dos sensores	87
3.5 ANÁLISE DE RUÍDO, ESTABILIDADE E HISTERESE DOS SENSORES.....	92
3.6 VALIDAÇÃO DO EQUIPAMENTO	92
4 PROGRAMA EXPERIMENTAL	97
4.1 MATERIAIS UTILIZADOS	98
4.1.1 Solo	98
4.1.2 Agente cimentante	100
4.1.3 Água destilada.....	101
4.2 preparação das amostras	101
4.2.1 Moldagem	102
4.2.2 Cura das amostras	104
4.2.3 Cisalhamento sob compressão triaxial das amostras	108
5 RESULTADOS.....	112
5.1 ENsaio de compressão simples	113
5.2 ensaios triaxiais	116
5.2.1 Efeitos da cura sob tensão.....	116
5.2.2 Comportamento mecânico para amostras curadas sob um estado de tensões isotrópico	118
5.2.2.1 Efeitos da mudança da razão V_v/V_{ci} no comportamento de amostras curadas sob um estado de tensões isotrópico.....	129
5.2.3 Comportamento mecânico para amostras curadas sob um estado de tensões Anisotrópico.....	133

6 – ANÁLISE DE plastificação e comportamento tensão-dilatância.....	146
6.1 – determinação da TENSÃO DE plastificação das amostras curadas sob tensão isotrópica.....	147
6.2 – influência da porosidade e grau de cimentação na superfície de plastificação.....	155
6.3 plastificação das amostras curadas anisotropicamente	158
6.4 – análise de estado último.....	167
6.5 – COMPORTAMENTO TENSÃO VS. DILATÂNCIA	169
7 conclusões e sugestões para futuros trabalhos	179
7.1 conclusões.....	179
7.2 sugestões para futuros trabalhos	183
8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	185

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Comparação entre um solo estruturado e o mesmo quando removida a estrutura (Adaptado de Leroueil e Vaughan, 1990).....	33
Figura 2.2: Influência da tensão confinante no comportamento tensão-deformação uma rocha frágil e porosa (Adaptado de Elliot e Brown 1985).	36
Figura 2.3: Comportamento idealizado para solos estruturados onde a parcela coesiva é dominante (Adaptado de Coop e Atkinson, 1993): (a) Comportamento tensão-deformação; e (b) Trajetória de tensões.....	38
Figura 2.4: Comportamento idealizado para solos estruturados onde a parcela friccional é preponderante (Adaptado de Cuccovillo e Coop, 1999): (a) Comportamento tensão-deformação; e (b) Trajetória de tensões.	39
Figura 2.5: Relação esquemática para diferentes histórias de tensões aplicadas em geomateriais considerando ou não efeitos viscosos ou de “envelhecimento” (Tatsuoka, 2003).	40
Figura 2.6: Possíveis formas de ocorrer a plastificação em solos (Adaptado de Leroueil e Vaughan, 1990).	44
Figura 2.7: Comportamento dos geomateriais a pequenas deformações, sob a análise de múltiplas superfícies de plastificação (Tatsuoka <i>et al.</i> , 1999).	46
Figura 2.8: (a) Esquema de lâminas representando o intertravamento das partículas de solo; e (b) Forças resultantes. (Adaptado de WOOD, 1990).	48
Figura 2.9: Comportamento tensão-dilatância generalizado para solos não coesivos (Adaptado de Atkinson, 1993).....	48
Figura 2.10: Comportamento tensão-dilatância encontrado para dois solos arenosos cimentados naturalmente (Coop e Willson, 2003).....	51
Figura 2.11: Comportamento tensão-dilatância para um solo residual de arenito artificialmente cimentado sob uma determinada tensão de confinamento (Adaptado de Dalla Rosa, 2006).....	52
Figura 2.12: Comportamento sob compressão isotrópica de um determinado material	54
Figura 2.15: Representação do plano “não-drenado” no espaço tridimensional $q:p' : v$	58
Figura 2.16: Representação do plano “drenado” no espaço tridimensional $q:p' : v$	59
Figura 2.17: Trajetórias de ensaios drenados e não no espaço tridimensional $q:p' : v$	60
Figura 2.18: Trajetórias de ensaios drenados e não no espaço tridimensional $q:p' : v$	61
Figura 2.19: Forma da superfície de <i>Roscoe</i>	61
Figura 2.20: Representação da resistência residual e de estado crítico	62
Figura 2.21: Exemplo de comportamento drenado de um solo pré-adensado submetido ao cisalhamento.	63
Figura 2.22: (a) Representação superfície limite de estado completa no plano normalizado e (b) no espaço $q : p' : v$. (Atkinson & Bransby, 1978).....	64
Figura 2.23: Superfície de estado último encontrada para o Arenito Botucatu (Dalla Rosa <i>et al.</i> , 2008).	65
Figura 2.24: Resistência de pico para ensaios triaxiais e de compressão não confinada (Adaptado de Consoli <i>et al.</i> , 2009b).	66
Figura 3.1: Visão geral de uma prensa do tipo Bishop-Wesley.	69
Figura 3.2: Possíveis trajetórias de tensões de serem seguidas com uma prensa do tipo Bishop-Wesley.....	70

Figura 3.3: Critério plastificação de Von Mises utilizado no dimensionamento da câmara triaxial.....	72
Figura 3.4: Condições de contorno adotadas na análise numérica.....	72
Figura 3.5: Resultados da tensão cisalhante segundo o critério de Von Mises para a câmara triaxial.....	73
Figura 3.6: Distribuição das tensões cisalhantes (em MPa) segundo critério de Von Mises na câmara triaxial para a pressão de trabalho.....	74
Figura 3.7: Detalhe da membrana “ <i>bellofram</i> ” existente entre a base da câmara triaxial e o pistão de carga.....	74
Figura 3.8: Esquema do sistema de aplicação automatizado das pressões confinante e de contra pressão.....	76
Figura 3.9: Vista da válvua proporcional utilizada na construção do equipamento triaxial.....	77
Figura 3.10: Fluxograma do controle das válvulas proporcionais.....	78
Figura 3.11: Visão geral da bomba hidráulica desenvolvida neste estudo.....	79
Figura 3.12: Determinação da espessura da parede do cilindro responsável pela aplicação da pressão desvio: (a) deformação vs. espessura da parede; (b) tensão de cisalhante vs. espessura da parede.....	80
Figura 3.13: Distribuição de tensões cisalhantes (Em MPa) na parede do cilindro da bomba hidráulica.....	80
Figura 3.14: Distribuição na câmara inferior da prensa triaxial.....	81
Figura 3.15: Comparação da velocidade teórica e real de cisalhamento.....	83
Figura 3.16: Fase de identificação dos dados básicos.....	85
Figura 3.17: Interface apresentada na fase de percolação.....	85
Figura 3.18: Interface apresentada na fase de saturação durante o momento de sua execução.....	86
Figura 3.19: Interface apresentada na coleta de dados para trajetória isotrópica (a); e no cisalhamento (b).....	86
Figura 3.20: Interface principal do software triaxial.....	87
Figura 3.21: Calibração dos transdutores de pressão: (a) Pressão confinante; (b) Contra-pressão.....	88
Figura 3.22: Calibração da célula de carga: (a) Somente a célula de carga; (b) Célula de carga montada junto ao equipamento.....	88
Figura 3.23: Calibração dos transdutores de deformação externos: (a) Axial; (b) Volumétrico.....	89
Figura 3.24: Posicionamento do sensor no medidor de variação volumétrica.....	89
Figura 3.25: Calibração do sensor axial 1.....	90
Figura 3.26: Calibração do sensor axial 2.....	90
Figura 3.27: Calibração do sensor radial.....	91
Figura 3.28: Comparação dos resultados apresentados por Casagrande (2005).....	93
Figura 3.29: Exemplo de ensaio triaxial não drenado em uma areia artificialmente cimentada.....	94
Figura 3.30: Exemplo de ensaio triaxial não drenado em uma areia artificialmente cimentada.....	95
Figura 3.31: Demonstração dos resultados de um ensaio triaxial não drenado em uma areia artificialmente cimentada.....	96
Figura 4.1: Localização da jazida de onde procedeu a areia utilizada neste estudo (Adaptado de: http://pt.wikipedia.org/wiki/Ficheiro:RioGrandedoSul_Municip_Osorio.svg).....	98

Figura 4.2: Imagem da areia: (a) Ampliada em 40 vezes; (b) Ampliada em 500 vezes (microscopia eletrônica de varredura).	99
Figura 4.3: Distribuição granulométrica para a areia de Osório.....	99
Figura 4.4: Evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland (ABCP, 2002).	101
Figura 4.5: Molde e acessórios utilizados na preparação das amostras.....	103
Figura 4.6: Prensa para ensaios de compressão simples.	105
Figura 4.7: Posicionamento e fixação dos sensores locais de deformação.	106
Figura 4.8: Estados de tensões adotados durante a cura.....	107
Figura 4.9: Cura e trajetórias de cisalhamento no espaço q vs p'	109
Figura 4.10: Ensaio triaxial durante a fase de cisalhamento.	109
Figura 4.11: Esquema para identificação dos ensaios	110
Figura 5.1: Evolução da resistência a compressão simples para diferentes tipos de dosagem.	114
Figura 5.2: Resistência a compressão simples para diferentes tipos de dosagem, sob períodos de cura de 2 e 7 dias.	115
Figura 5.3: Comportamento tensão vs. deformação axial e volumétrica para amostras não curadas sob tensão.....	117
Figura 5.4: Identificação dos efeitos da cura sob tensão.	118
Figura 5.5: Amostra curada sob uma pressão correspondente a p' de <u>200 kPa</u> – Cisalhamento sob descarregamento lateral: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.....	120
Figura 5.6: Amostra curada sob uma pressão correspondente a p' de <u>200 kPa</u> – Cisalhamento sob p' constante: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.....	121
Figura 5.7: Amostra curada sob uma pressão correspondente a p' de <u>200 kPa</u> – Cisalhamento convencional: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.	122
Figura 5.8: Identificação do plano de cisalhamento para amostras curadas sob tensão.....	122
Figura 5.9: Amostra curada sob uma pressão correspondente a p' de <u>400 kPa</u> – Cisalhamento sob descarregamento lateral: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.....	123
Figura 5.9: Amostra curada sob uma pressão correspondente a p' de <u>400 kPa</u> – p' constante: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.....	124
Figura 5.10: Amostra curada sob uma pressão correspondente a p' de <u>400 kPa</u> – Cisalhamento convencional: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.	125
Figura 5.11: Amostra curada sob uma pressão correspondente a p' de <u>50 kPa</u> – Cisalhamento convencional: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.	126
Figura 5.12: Identificação do incremento de rigidez das amostras curadas sob tensão em função da redução do índice de vazios: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Módulo secante vs. deformação axial.....	127
Figura 5.13: Avaliação da rigidez inicial em função da mudança das trajetórias de tensões para amostras curadas sob uma tensão isotrópica de 400 kPa.	128
Figura 5.14: Transição de comportamento observada com o aumento da tensão de cura.....	129
Figura 5.15: Ensaio triaxial IC1K-400/200/(b) curados sob uma tensão isotrópica de 200 kPa: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.....	130
Figura 5.16: Ensaio triaxial IC1K-400/200/(a) e IC1K-400/200/(b) curados sob uma tensão isotrópica de 200 kPa.....	131
Figura 5.17: Amostra IC1K-400/400/(b) curada sob uma tensão efetiva de 400 kPa: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.....	132

Figura 5.18: Ensaio triaxial IC1K-400/400/(b) e IC1K-400/400/(a) curados sob uma tensão isotrópica de 400 kPa.....	133
Figura 5.19: Amostra KD043K-400/200/(a) curada anisotropicamente e cisalhada em descarregamento lateral: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.....	134
Figura 5.20: Amostra KP043K-400/200/(a) curada anisotropicamente e cisalhada em trajetória p' constante: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.....	135
Figura 5.21: Amostra KC043K-400/200/(a) curada anisotropicamente e cisalhada em trajetória convencional: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.....	136
Figura 5.22: Esquema do arranjo interganular sendo modificado pela aplicação da tensão de cura (Adaptado de Rowe, 1963).	136
Figura 5.23: Amostra KD043K-400/400/(a) curada anisotropicamente e cisalhada em descarregamento lateral: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.....	137
Figura 5.24: Amostra KP043K-400/400/(a) curada anisotropicamente e cisalhada em trajetória p' constante: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.....	138
Figura 5.25: Amostra KC043K-400/400/(a) curada anisotropicamente e cisalhada em trajetória convencional: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.....	139
Figura 5.26: Amostra KP057K-400/400/(a) curada e cisalhada em trajetória p' constante: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.....	140
Figura 5.27: Amostra KC057K-400/400/(a) curada anisotropicamente e cisalhada em trajetória convencional: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.....	141
Figura 5.28: Influência da mudança de trajetória no comportamento de amostras curadas anisotropicamente, com p' igual a 200 kPa.....	142
Figura 5.29: Influência da mudança de trajetória no comportamento de amostras curadas anisotropicamente, com p' igual a 400 kPa.....	143
Figura 5.30: Comparação para os diferentes estados de tensões de cura, p' igual a 200 kPa.....	144
Figura 5.31: Comparação para os diferentes estados de tensões de cura, p' igual a 400 kPa.....	145
Figura 6.1: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra ID1K-400/200/(a): (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q	148
Figura 6.2: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra IP1K-400/200/(a): (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q	148
Figura 6.3: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra IC1K-400/200/(a): (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q	149
Figura 6.4: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra ID1K-400/400/(a): (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q	149
Figura 6.5: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra IP1K-400/400/(a): (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q	150
Figura 6.6: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra IC1K-400/400/(a): (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q	150
Figura 6.7: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra IC1K-400/50/(a): (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q	151
Figura 6.8: Superfície de plastificação identificada para as amostras curadas isotropicamente.....	152
Figura 6.9: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra SC200: (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q	153
Figura 6.10: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra SC400: (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q	154
Figura 6.11: Expansão da superfície de plastificação em função da cura sob tensão.....	154

Figura 6.12: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra IC1K-400/200/(b): (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q	156
Figura 6.13: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra IC1K-400/400/(b): (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q	156
Figura 6.14: Influência da mudança de porosidade e do grau de cimentação na superfície de plastificação.....	157
Figura 6.15: Esquema do processo de cimentação em amostras naturais, com prévia deposição.	158
Figura 6.16: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra KD043K-400/200/(a): (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q	159
Figura 6.17: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra KP043K-400/200/(a): (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q	160
Figura 6.18: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra KC043K-400/200/(a): (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q	160
Figura 6.19: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra KD043K-400/400/(a): (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q	161
Figura 6.20: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra KP043K-400/400/(a): (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q	161
Figura 6.21: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra KC043K-400/400/(a): (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q	162
Figura 6.22: Superfície de plastificação identificada para as amostras curadas anisotropicamente.	163
Figura 6.23: Mudança da superfície de plastificação para os diferentes estados de tensões na cura.	163
Figura 6.24: Resultados de amostras artificialmente cimentadas sob um estado de tensões anisotrópico (Adaptado de Åhnberg, 2007).....	164
Figura 6.25: Superfícies de plastificação identificadas para um solo residual de arenito (Adaptado de Bica <i>et al.</i> , 2008).	165
Figura 6.26: Mudança da superfície de plastificação com a profundidade (Adaptado de Futai e Almeida, 2005).....	166
Figura 6.27: Superfícies de plastificação normalizadas pela pressão equivalente ($p'e$).	167
Figura 6.28: Superfícies de estado último para as amostras curadas isotropicamente.	168
Figura 6.29: Superfícies de estado último para as amostras curadas anisotropicamente, K igual a 0,43.	169
Figura 6.29: Comportamento tensão vs. dilatância para as amostras curadas isotropicamente à <u>50 kPa</u>	170
Figura 6.30: Comportamento tensão vs. dilatância para as amostras curadas isotropicamente à <u>200 kPa</u>	171
Figura 6.31: Comportamento tensão vs. dilatância para a amostra curada isotropicamente à <u>400 kPa</u>	171
Figura 6.32: Comportamento tensão vs. dilatância para a amostra curada isotropicamente à <u>400 kPa</u>	173
Figura 6.33: Comportamento tensão vs. dilatância para porosidades diferentes: (a) Amostras curadas a 200 kPa; (b) Amostras curadas a 400 kPa.	173
Figura 6.34: Comportamento tensão vs. dilatância para tensões efetivas iniciais diferentes sob uma mesma relação V_v/V_{ci} (Adaptado de Cruz, 2008).....	174
Figura 6.35: Comportamento tensão vs. dilatância para as amostras curadas anisotropicamente (K = 0,43), p' de cura igual a <u>200 kPa</u>	175
Figura 6.36: Comportamento tensão vs. dilatância para as amostras curadas anisotropicamente (K = 0,43), p' de cura igual a <u>400 kPa</u>	175

Figura 6.37: Comportamento tensão vs. dilatância para as amostras curadas anisotropicamente ($K = 0,57$), p' de cura igual a <u>400 kPa</u>	177
Figura 6.38: Comparação do comportamento de amostras curadas sob estados de tensões correspondentes a valores de K iguais a 1 e 0,43, curadas com p' igual a: (a) 200 kPa; (b) 400 kPa.	178

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Propriedades intrínsecas para alguns solos.....	56
Tabela 3.1: Propriedades mecânicas dos materiais utilizados na construção da prensa triaxial	71
Tabela 3.2: Dispositivos acoplados à aquisição de dados e suas respectivas resoluções de leitura.	75
Tabela 3.3: Faixa de trabalho de cada sensor e suas respectivas precisões.	91
Tabela 4.1: Características físicas do solo utilizado.	100
Tabela 4.2: Características físicas do solo utilizado.	101
Tabela 4.3: Resumo dos parâmetros utilizados na preparação das amostras.	103
Tabela 4.4: Resumo dos ensaios triaxiais realizados neste estudo	111
Tabela 5.1: Resumo dos resultados dos ensaios de compressão simples.	113
Tabela 5.1: Resumo dos resultados dos ensaios de compressão simples (continuação)	114

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM: *American Society for Testing and Materials*

A/D : Conversor Analógico / Digital

CIPS: *Calcite In-situ Precipitation System*

C_c : Coeficiente de curvatura

C_u : Coeficiente de uniformidade

CP: Cimento Portland

d: Taxa de dilatação

D_{10} : Diâmetro médio passando na peneira ASTM 10

D_{50} : Diâmetro médio passando na peneira ASTM 50

D/A: Conversor Digital / Analógico

e: Índice de vazios

e_{\min} : Índice de vazios mínimo

e_{\max} : Índice de vazios máximo

E: Módulo de deformabilidade

E_s : Módulo de deformabilidade secante

K: Coeficiente de empuxo (σ_h/σ_v ou σ_r/σ_a)

K_0 : Coeficiente de empuxo ao repouso

LCN: Linha de compressão normal

LEC: Linha de estado crítico

M: Gradiente friccional no plano p' vs. q

M_c : Gradiente de estado crítico no plano p' vs. q

N.A.: Normalmente adensado

P.A.: Pré-adensado

p' : Tensão efetiva média $[(\sigma_a + 2 \cdot \sigma_r)/3]$

p'_e : Tensão média equivalente

p'_y : Tensão efetiva média de plastificação

q : Tensão desvio $[(\sigma_a - \sigma_r)]$

q_u : Resistência de pico

q_{ult} : Resistência de estado último

q_y : Tensão desvio de plastificação

RCS: Resistência a compressão simples

s' : Tensão efetiva média $[(\sigma_a + \sigma_r)/2]$

t : Tensão desvio $[(\sigma_a - \sigma_r)/2]$

TC: Teor de cimento (em percentagem)

TR – XX: Ensaio triaxial, onde XX é o número do ensaio

V_{ci} : Volume de cimento

V_v : Volume de vazios

VEE: *Visual Environment Engineering*

Y: Ponto de plastificação

W_m : Umidade de moldagem ou de projeto

W_r – Umidade real

ε_s ou ε_q – Deformação cisalhante

ε_s^P : Deformação cisalhante plástica

ε_V : Deformação volumétrica

ε_V^P ; Deformação volumétrica plástica

γ_m : Peso específico de moldagem

γ_d : Peso específico seco

σ'_a : Tensão axial

σ'_r : Tensão radial

σ'_v : Tensão vertical

ϕ'_m : Ângulo de atrito mobilizado

ϕ'_{cs} : Ângulo de atrito no estado crítico

λ : Gradiente da curva de compressão isotrópica

η : Taxa de tensões (q/p')

Γ : Valor de v sobre a curva de estado crítico para uma pressão de 1 kPa

κ : Gradiente da curva de descarregamento

N : Valor de v para p' igual a 1 kPa

v : Volume específico ($I+e$)

ν : Coeficiente de Poisson

v_{κ} : Valor de v na curva de descarregamento para uma pressão de 1 kPa.

ψ : Ângulo de dilatação

ω_h : Umidade higroscópica

1 INTRODUÇÃO

1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

O comportamento de solos cimentados possui características distintas aos solos convencionais da engenharia geotécnica. Propriedades como rigidez e deformabilidade são influenciada pela existência de algum agente cimentante. Dessa maneira, solos cimentados apresentam capacidade de suportar estados de tensões superiores ao encontrado em solos sem cimentação, quando comparamos a uma situação em que ambos os materiais possuem mesma porosidade.

Por outro lado, o estudo de solos naturalmente cimentados tem sido focado na extração de amostras em campo e posteriormente preparação em laboratório para avaliar seu comportamento mecânico. Os procedimentos que envolvem a extração e preparação das amostras podem causar danos à estrutura e por consequência, ocasionar interpretações errôneas do real comportamento mecânico do respectivo solo. Estes danos envolvem a quebra parcial ou total da estrutura por descarregamento ou alívio de tensões, decorrente da amostragem, ou, por outro lado, por meio do manuseio incorreto que estes solos sofrem durante sua preparação.

Uma alternativa a ser adotada na investigação de solos naturalmente cimentados ou aterros com tal material, é a utilização de amostras artificialmente cimentadas em laboratório. O emprego desta técnica possibilita a fixação de parâmetros tais como umidade, grau de cimentação e porosidade, estabelecidos durante a preparação das amostras. Dessa maneira, a questão da heterogeneidade das amostras é reduzida, uma vez que, todas as amostras apresentam condições iniciais de dosagem similares.

No estudo da cimentação é necessário compreender que solos naturalmente cimentados são formados sob a ação das pressões geostáticas existentes no local de formação. Essas tensões apresentam influência na formação da estrutura deste material, sendo que esse acréscimo de tensões pode induzir a diminuição do índice de vazios e assim, alterar o comportamento mecânico deste solo. Este processo também ocorre em solos artificialmente cimentados a

grandes profundidades (grandes aterros com solos reforçados), caracterizando um comportamento diferenciado, quando comparado ao material sem confinamento durante a sua cura.

Em função destas características, à investigação de solos artificialmente cimentados em amostras curadas sob tensão, torna-se uma ferramenta útil na identificação do comportamento mecânico de solos cimentados sob confinamento. A maneira mais simples consiste em curar amostras cimentadas em câmara triaxial, sob tensões equivalentes às tensões geostáticas de um terreno qualquer. O estado de tensões a ser adotado pode ser isotrópico, ou seja, as tensões são de igual magnitude em todas as direções, ou alternativamente pode ser um estado de tensões anisotrópico, onde uma tensão desviadora é aplicada durante a fase de cura das amostras.

Recentemente, estudos vêm sendo desenvolvidos na Universidade Federal do Rio Grande do Sul com o objetivo de identificar o comportamento mecânico de amostras artificialmente cimentadas. Estes estudos têm focado na identificação de relações entre a porosidade e o grau de cimentação na resistência destas misturas de solo cimento, a partir de ensaios de compressão não confinada e triaxial (Consoli *et al.*, 2009a; Dalla Rosa, 2009; Cruz, 2008; Santos, 2008; Dalla Rosa *et al.* 2007; entre outros). Seguindo nesse contexto, o presente estudo visa compreender os efeitos que a cura sob tensão, isotrópica ou anisotrópica, apresenta sobre o comportamento mecânico de amostras de um solo granular artificialmente cimentado.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral desta pesquisa consiste em avaliar o comportamento de um solo artificialmente cimentado, curado sob diferentes estados de tensões, além de identificar as propriedades de resistência e deformabilidade associadas a estes estados.

Para atingir o objetivo geral foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

1.2.2 Objetivos Específicos

- Desenvolver um equipamento para de realização de ensaios triaxiais sob diferentes trajetórias de tensões;
- Verificar a resistência não confinada de amostras curadas com diferentes razões V_v/V_{ci} a partir de ensaios de resistência a compressão simples;
- Avaliar o comportamento de amostras artificialmente cimentadas curadas sob tensão a partir de diferentes trajetórias de tensões, incluindo amostras curadas sob estados tensões isotrópico e anisotrópico;
- Verificar o comportamento de amostras confeccionadas com diferentes razões V_v/V_{ci} sob compressão simples;
- Identificar os pontos de plastificação e das superfícies de plastificação, no plano p' vs. q ;
- Analisar o comportamento tensão-dilatância para as amostras cimentadas, curadas sob tal estado de tensões;

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho está estruturado em sete capítulos. O Capítulo 1 aborda a introdução, onde são apresentados o problema e a relevância da pesquisa e são definidos os objetivos gerais e específicos a serem atingidos.

No Capítulo 2 apresenta-se uma revisão da literatura abordando aspectos relevantes sobre tema solos cimentados artificialmente e naturalmente;

No Capítulo 3 descreve-se a etapa que compreendeu o desenvolvimento do equipamento utilizado na realização dos ensaios triaxiais, no qual são introduzidos os aspectos essenciais das técnicas aplicados nesta pesquisa;

No Capítulo 4 mostra-se o programa experimental executado, abordando aspectos dos materiais e metodologias utilizadas;

No Capítulo 5 são apresentados os resultados do comportamento tensão vs. deformação axial e volumétrica, identificando os efeitos da cura sob tensão e os efeitos do estado de tensões

adotado durante a cura das amostras artificialmente cimentadas, além do efeito da mudança de porosidade e grau de cimentação para valores semelhantes de V_v/V_{ci} .

No Capítulo 6 é realizada a análise das tensões de plastificação, bem como das superfícies de plastificação identificadas para cada tipo de cura. Complementarmente, uma avaliação do comportamento tensão vs. dilatação e do comportamento de estado último é apresentada.

No Capítulo 7 são apresentadas as conclusões obtidas durante a realização deste estudo, bem como, as sugestões para os futuros trabalhos a serem desenvolvidos nesta linha de pesquisa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O comportamento de materiais estruturados apresenta características de rigidez ou deformabilidade superiores às encontradas em solos convencionais, quando avaliados sob a mesma porosidade. Solos convencionais, são referentes a depósitos que não possuem qualquer tipo de cimentação entre as partículas que o constituem, como por exemplo depósitos sedimentares em geral.

A partir das definições apresentadas por Leroueil e Vaughan (1990) e Burland (1990), solos estruturados são todos aqueles que por alguma ação do intemperismo, receberam algum tipo de estrutura, esta ocorrendo através da deposição de agentes cimentante, forças de atração, entre outros. Ainda, compreende-se que e ao mesmo tempo, essas características que conferem à estrutura possam ser removidas por uma mudança no estado de tensões ou simplesmente pela remoldagem.

Argilas moles e rígidas, solos granulares e residuais, bem como rochas brandas e intemperizadas podem ter sua estrutura originada a partir de vários fatores. Dentre eles, a dissolução e deposição de sílica entre os contatos das partículas de areia, a união dos contatos entre as partículas quando submetidas a altas pressões. Outros casos também podem ser gerados pela deposição de carbonatos, hidróxidos e matéria orgânica em solução, através da recristalização dos minerais durante o processo de intemperização, modificação da camada de água absorvida e forças de atração em solos argilosos (Leroueil e Vaughan, 1990).

Por mais que os materiais anteriormente citados possam apresentar uma alta complexidade na sua origem de formação, Leroueil e Vaughan (1990), Aversa *et al.* (1993) e outros autores, afirmam que o comportamento desses materiais estruturados ocorrem de maneira muito simples e generalizada.

Assim, por apresentarem muitas similaridades no comportamento e apesar de serem materiais distintos, compreendendo desde argilas até rochas brandas, comumente a literatura existente apresenta como sendo sinônimo “solo estruturado”, “solo cimentado”, “*bonded soil*”, etc. e que assim, demonstram um determinado padrão de comportamento.

Em solos residuais a estrutura pode ser formada por algum tipo de agente cimentante (Vargas, 1953; Vaughan, 1985). Por outro lado, alguns solos podem apresentar algum tipo de estrutura, mas essa não é oriunda de um agente cimentante, mas sim relacionada com as forças interparticulares de atração, que podem estar presentes em solos argilosos, e também relacionadas com a própria tixotropia (Leroueil e Vaughan, 1990).

Deve-se levar em conta também que a cimentação em solos pode se dar de forma artificial. Neste caso, a adição de algum agente cimentante permite que uma estrutura seja desenvolvida numa massa de solo, conferindo também melhorias nas propriedades de rigidez e deformabilidade do material. Entre os agentes cimentantes mais comuns utilizados no meio geotécnico, podemos citar o cimento Portland (Dalla Rosa *et al.*, 2008; Consoli *et al.*, 2007; Ismail *et al.*, 2002; entre outros) e o gesso (Coop e Atkinson, 1993; Ismail *et al.*, 2002). Em alguns casos, agentes cimentantes específicos, como a calcita (Ismail, 2002) também foram utilizados.

A utilização de técnicas artificiais para a cimentação de solos está normalmente direcionada a duas situações. Em laboratório, o estudo da adição de agentes cimentantes em solos é direcionado à simulação do comportamento de solos naturalmente cimentados (Dalla Rosa, 2006; Rotta, 2000; Consoli *et al.*, 2000; Coop e Atkinson, 1993; e outros). Dessa maneira, o uso desta possibilidade de estudo implica em menores custos e redução das dificuldades da obtenção de amostras com qualidade. Por outro lado, a utilização de agentes cimentantes em trabalhos de campo tem por objetivo a obtenção de materiais geotecnicamente compatíveis com as solicitações de deformabilidade e resistência encontradas naquele local (Consoli *et al.*, 2009a; Thomé *et al.*, 2008; Consoli *et al.*, 2003).

2.2 MATERIAIS ESTRUTURADOS POR CIMENTAÇÃO

Os materiais estruturados por cimentação são caracterizados por apresentarem algum tipo de agente cimentante, o qual permite que as partículas estejam conectadas entre si. Segundo Leroueil e Vaughan (1990) e Johnston e Novello (1993), esses materiais se encontram numa

faixa intermediária entre solos e rochas, no que diz respeito à porosidade, resistência e compressibilidade. O comportamento dos mesmos é fortemente influenciado pela estrutura, descontinuidades, nível de tensão de confinamento.

Desta forma, Aversa *et al.* (1993) assim como Leroueil e Vaughan (1990), afirmam que a rigidez e a resistência oriundas da cimentação da ligação entre partículas é somente considerada uma característica geral na mecânica das rochas. Embora muitos materiais tratados na engenharia, como solos estruturados, possuem estes mesmos componentes, esses não podem ser somente contabilizadas pela variação da porosidade com a história de tensões, como é feita normalmente na mecânica dos solos.

Segundo Leroueil e Vaughan (1990), a formação de depósitos de areia geralmente se dá de forma muito complexa, mas que suas evidências relacionadas com a estrutura podem ser observadas em laboratório e em campo. Normalmente a estrutura em solos arenosos é desenvolvida pela ação de altas pressões, pela idade, por processos de compactação e pela dissolução e precipitação da sílica entre os contatos das partículas de solo, sendo esse último considerado o maior de todos. As características mais comuns observadas em areias estruturadas por cimentação estão relacionadas com a presença de um pico na curva tensão - deformação, com maior rigidez inicial, caracterizando assim um comportamento frágil, havendo a possibilidade de também apresentarem alguma resistência à tração.

Cuccovillo e Coop (1999) afirmam que em areias, normalmente a estrutura tem sido identificada somente em função das ligações que ocorrem a partir da cimentação existente entre as partículas, sendo que as forças intergranulares existentes em tais solos são desprezadas.

Em rochas frágeis, a influência da estrutura cimentante é realçada pela ação de processos de litificação (transformação de um solo em rocha) quando o índice de vazios é baixo. Estes materiais podem apresentar um comportamento semelhante ao observado para areias estruturadas, no que diz respeito à rigidez, fragilidade e resistência à tração e um aumento do intercepto coesivo. Quando submetidas a processos de amolgamento, essas se comportam como uma areia não coesiva (Leroueil e Vaughan, 1990).

A maior diferença existente no comportamento mecânico de solos rígidos e rochas, está relacionada diretamente mecanismos físicos responsáveis pelas deformações irreversíveis. De

maneira conjunta a tal fator, está também relacionado com a resistência cisalhante mobilizada a que o solo é submetido (Rampello *et al.*, 1993).

Em solos residuais, durante a formação da estrutura está associada com a formação de novos minerais e/ou com a precipitação de sais minerais, os quais permitem a criação de uma cimentação entre as partículas. A formação desta estrutura também origina um intercepto coesivo na envoltória de resistência, mesmo quando o solo possui um elevado grau de porosidade e um comportamento predominantemente compressivo. Por outro lado, a história de tensões apresenta pouca influência nas propriedades desses solos (Leroueil e Vaughan, 1990).

Em solos artificialmente cimentados, a inclusão do agente cimentante proporciona alterações granulometria da matriz, o que possibilita a mudança do comportamento mecânico do solo analisado. Além disso, a inclusão desse tipo de reforço pode transformar as propriedades mecânicas do solo. Assim, um material que antes a cimentação apresentava um comportamento dúctil e a mesmo tempo compressivo, poderá apresentar um comportamento frágil e dilatante.

Entretanto, esta forma de comportamento pode ser alterada em função do tipo de agente cimentante adicionado ao solo, uma vez que cada tipo de agente cimentante possui uma propriedade intrínseca. Ao observar os resultados apresentados por Ismail *et al.* (2002), onde analisados os efeitos de três tipos de agente cimentantes, o cimento Portland, gesso e calcita, fica evidente que o uso de diferentes tipos de agentes cimentantes permite a obtenção de diferentes padrões de comportamento.

Os resultados apresentados por Dalla Rosa (2006) e por Ismail *et al.* (2002), denotam que amostras que sofreram a cimentação por cimento Portland, apresentaram maiores dificuldades de retornar ao comportamento intrínseco do respectivo solo natural após a ruptura. De fato, a adição do agente cimentante permite a obtenção de um novo material com características intrínsecas divergentes do solo natural.

2.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS ESTRUTURADOS

2.3.1 Comportamento sob compressão isotrópica e unidimensional

O comportamento observado em solos estruturados quando submetidos à compressão isotrópica ou unidimensional, apresenta tensões superiores para um mesmo volume, quando comparada a situação remoldada ou sem cimentação.

Leroueil e Vaughan (1990) demonstram de forma esquemática, um modelo de comportamento de materiais estruturados quando submetidos a um carregamento isotrópico ou unidimensional, o qual é apresentado na Figura 2.1. De acordo com o modelo proposto pelos autores, é possível identificar duas regiões no espaço tensão *vs.* índice de vazios. A primeira é identificada para o solo na condição desestruturada e que compreende o estado mais fofo do material para aquele nível de tensão, e que é limitada pela linha de compressão intrínseca (única para o material). A segunda região é definida pela influência que a estrutura apresenta sobre o material, conferindo assim uma maior tensão para um mesmo índice de vazios quando comparada à condição desestruturada. Admite-se que faixa que compreende todos os estados estruturais é elástica, indiferentemente do nível de resistência da estrutura, até que ocorra a sua plastificação (ponto Y apresentado na Figura 2.1), sendo esta, dependente do grau de estruturação que o material apresenta. Após a ocorrência da plastificação, os incrementos de tensões posteriores promoverão a quebra progressiva da estrutura do material até que o mesmo alcance um comportamento similar à sua condição desestruturada.

Os efeitos da anisotropia desenvolvida em solos, durante o processo de deposição destes materiais, permanecem após a formação da estrutura do material (Leroueil e Vaughan, 1990). Os mesmos autores observaram que as superfícies de plastificação obtidas para argilas naturais estão mais ou menos centradas sobre a linha de compressão K_0 em virtude da anisotropia que este solo apresentava.

Esta mesma consideração também foi observada por Viana da Fonseca *et al.* (1997), em um solo residual de granito. Os autores identificaram a partir de ensaios de compressão isotrópica que a tensão de plastificação para este tipo de ensaio (p'_y) foi levemente inferior ao observado para os ensaios de compressão oedométrica.

Coop e Atkinson (1993) realizaram ensaios de compressão unidimensional em amostras de um solo cimentado artificialmente. Os autores observaram que o solo estruturado foi capaz de

atingir um espaço fora daquele permitido para o material não cimentado, apresentando inicialmente um comportamento extremamente rígido, ultrapassando rapidamente a linha de estado crítico do solo não cimentado. Os autores ainda constataram que a máxima taxa de tensões (q/p') obtida para o ensaio de compressão unidimensional, é similar a aquele medido no pico da curva tensão - deformação obtida a partir de ensaios triaxiais drenados.

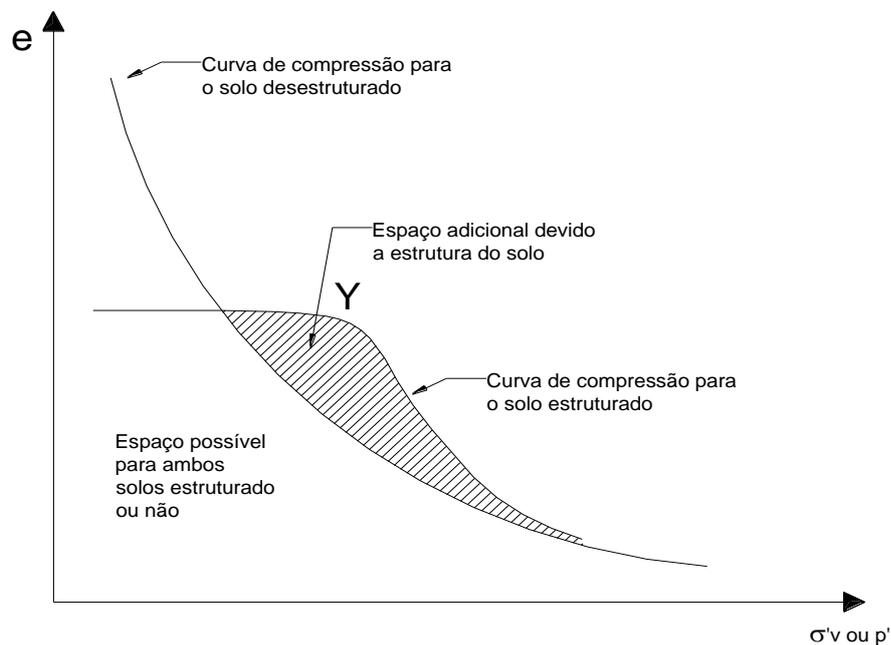


Figura 2.1: Comparação entre um solo estruturado e o mesmo quando removida a estrutura (Adaptado de Leroueil e Vaughan, 1990).

Santos (2004) identificou para amostras de uma areia cimentada artificialmente, que os valores de K_0 diminuem com a inclusão do agente cimentante e que ao mesmo tempo, não se mantem constantes como na situação não cimentada.

Coop e Atkinson (1993) observaram em amostras de um solo cimentado, que a adição do agente cimentante provocou uma redução do volume específico do material em decorrência do preenchimento dos vazios por finos. Em virtude disso, existem duas consequências: A primeira, ao se comparar o comportamento do solo cimentado com um solo não cimentado, é necessário que ambos possuam uma mesma granulometria; a segunda está relacionada com a mudança da posição da linha de compressão normal (NCL) em virtude de o material ter seus vazios preenchidos por material fino, tornando-o mais denso.

Porém, Aversa et al. (1993) têm relatado que o efeito da cimentação é mais aparente somente em elevadas porosidades. Tal fato foi observado pelos autores a partir de ensaios de compressão isotrópica realizados em uma amostra reconstituída e uma amostra intacta de baixa porosidade. Com essa comparação foi possível identificar que para altas porosidades, o solo apresentou uma tensão de plastificação teórica, mas que para amostras com baixa porosidade, o comportamento apresentado foi muito similar a aquele apresentado para o solo na condição desestruturada.

Rotta (2000) observou em um solo cimentado sob confinamento, que as tensões resistidas pela cimentação se apresentaram de forma crescente durante todo o carregamento isotrópico, mesmo após a plastificação do solo. Segundo o autor, este fato permitiu a não convergência da curva de compressão isotrópica do material cimentado em direção à curva do material desestruturado.

Observando os resultados apresentados por Coop e Atkinson (1993), bem como aqueles encontrados por Rotta (2000), referentes à ensaios de compressão isotrópica em um solo cimentado artificialmente e ensaios realizados por Cecconi *et al.* (1998) em uma rocha vulcânica frágil, demonstraram claramente a ocorrência da tensão de plastificação. Porém, ao contrário do que se esperaria de um solo estruturado, nota-se que mesmo após substancial incremento de tensão isotrópica, não foi possível a convergência do solo estruturado com a linha de compressão intrínseca do material no seu estado desestruturado. Este fato pode estar ligado diretamente ao processo de desestruturação aplicado durante os ensaios, sendo que seriam necessárias grandes deformações para que o material intacto alcançasse um comportamento similar em seu estado desestruturado.

De forma contrária, Cuccovillo e Coop (1999) observaram que um calcarenito bem como um arenito denominado “*Greensand*”, quando submetidos à compressão isotrópica, demonstraram uma boa convergência com os resultados obtidos para ambos os materiais na condição desestruturada. Os mesmos autores relatam que a posição da NCL (Normal Compression Line) é dependente diretamente da granulometria inicial e não daquela encontrada no estado após a desestruturação. Uma correta comparação entre o comportamento de um solo reconstituído e o mesmo na condição intacta deveria idealmente levar em conta estas pequenas diferenças encontradas nas granulometrias iniciais.

2.3.2 Comportamento sob compressão triaxial

Solos estruturados, quando submetidos à compressão triaxial apresentam um comportamento bem definido em função do nível de tensões de confinamento. Normalmente, amostras cisalhadas sob baixas tensões confinantes são caracterizadas por apresentarem resistência de pico e grande dilatação ou poro-pressões negativas, no caso de ensaios não drenados. À medida que há um aumento das tensões de confinamento, este comportamento expansivo tende a mudar, sendo que amostras as cisalhadas sob altas tensões apresentam um comportamento predominantemente compressivo.

Gens e Nova (1993), bem como Leroueil e Vaughan (1990), afirmam que o comportamento destes materiais estruturados em compressão triaxial, quando submetidos a tensões confinantes baixas, apresenta como características, uma resistência de pico seguida de deformações do tipo “softening” como aquelas observadas para um solo denso e não coesivo seguido de notável deformação de expansão. Sob altas tensões de confinamento, o comportamento observado se apresenta de forma dúctil, podendo a plastificação ocorrer ainda durante a fase de aplicação do confinamento do solo. Neste caso, a máxima resistência é alcançada somente após grandes deformações, acompanhado de considerável contração do material.

Da mesma forma, Cecconi et al. (1998) também definem que o comportamento destes materiais está diretamente ligado ao nível de tensões de confinamento, sendo que quando submetidos à compressão triaxial sob baixas tensões confinantes, estes materiais tendem a se comportar como rochas. Do contrário, estes mesmos materiais submetidos ao cisalhamento sob altas tensões confinantes, comportam-se similarmente a um solo. Ainda, os autores afirmam que a região onde estes materiais comportam-se como rochas é sempre dependente da trajetória de tensões, porém, a amplitude desta região é controlada mais pelas ligações cimentantes do que pelo índice de vazios inicial, estado e história de tensões como no caso de solos sedimentares.

Os resultados de ensaios triaxiais realizados em uma rocha frágil e porosa (Figura 2.2) apresentados por Elliot e Brown (1985) conseguem demonstrar claramente a influência do nível de tensões confinantes no comportamento tensão-deformação deste material. Nota-se uma clara transição de um comportamento frágil e dilatante observado a baixas tensões confinantes e caracterizado pela presença de deformações do tipo “softening”, para um

comportamento totalmente dúctil e compressivo o qual apresenta deformações do tipo “*hardening*”, este último quando submetido a altas tensões confinantes de ensaio.

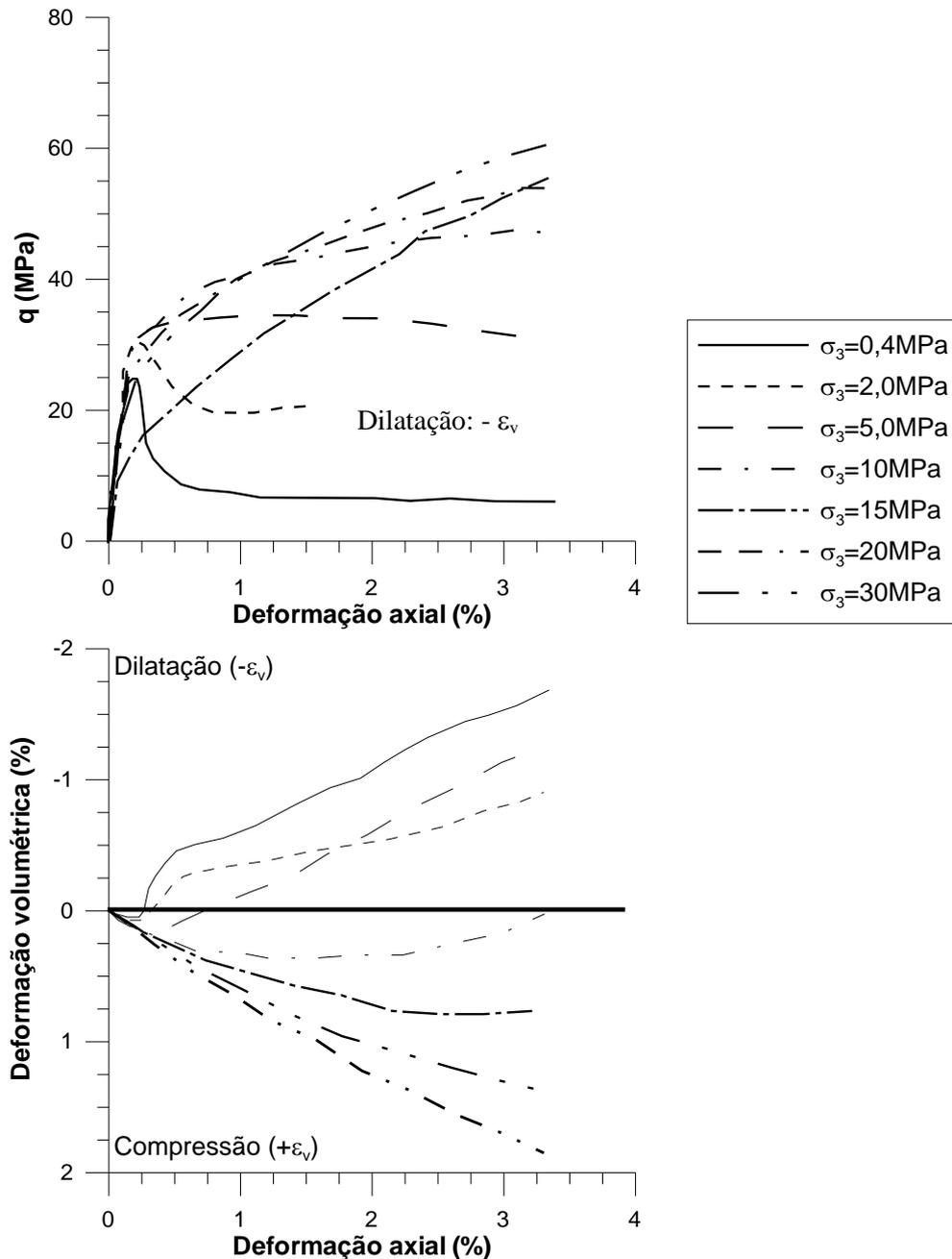


Figura 2.2: Influência da tensão confinante no comportamento tensão-deformação uma rocha frágil e porosa (Adaptado de Elliot e Brown 1985).

Este mesmo tipo de comportamento foi identificado por Åhnberg (2007) para dois tipos solos argilosos artificialmente cimentados. Porém, quando tais materiais cisalhados sob uma condição não drenada, não foi observado um pico apreciável, ao mesmo tempo em que a

variação de poro-pressão após a ruptura permaneceu-se constante até o final do ensaio. Neste último caso, pode-se dizer que a resistência ao cisalhamento sob condições não drenadas parecer ser mobilizada concomitantemente com a máximo valor de poro-pressão positiva.

Coop e Atkinson (1993) afirmam que a resistência de pico obtida para um solo artificialmente cimentado a baixas tensões de confinamento, é resultado da componente coesiva que a cimentação proporciona, porém, quando estas amostras cimentadas cisalhadas sob altas tensões de confinamento começam a apresentar um comportamento puramente friccional. Assim, com o aumento da tensão de confinamento, ocorre uma redução da taxa de resistência de pico pela resistência no estado crítico, permitindo que a resistência de pico seja alcançada a grandes deformações.

Aversa et al. (1993), assim como Cuccovillo e Coop (1999), observaram que a envoltória de resistência para materiais estruturados se apresenta de forma curva. Segundo os autores, este fato está relacionado com o estado crítico não ter sido alcançado mesmo a grandes deformações, mostrando que amostras cisalhadas sob baixa tensão de confinamento apresentam um comportamento dilatante enquanto que amostras cisalhadas sob altas tensões confinantes, o comportamento deste material se dá de forma compressiva.

Assim, seguindo esta mesma analogia, Coop e Atkinson (1993) definem três classes de comportamento de solos estruturados durante o ensaio de compressão triaxial: (A) Esta classe de comportamento ocorre quando sob carregamento isotrópico é alcançada a tensão de plastificação do solo e posterior cisalhamento da amostra, provocará um comportamento muito similar ao do mesmo solo na condição desestruturada; (B) A segunda classe de comportamento ocorre a tensões de confinamento intermediárias, tal que a estrutura cimentante do material ainda se encontra intacta antes do início do ensaio propriamente dito. Nessa classe, a plastificação ocorre durante a fase de cisalhamento da amostra e a resistência de pico é governada pelo comportamento friccional do solo não cimentado; (C) E, por fim, a terceira classe para amostras que são cisalhadas com baixas tensões de confinamento, na qual, a resistência de pico ocorre a pequenas deformações, alcançando um estado fora de região que limita o estado de tensões para o solo não cimentado. As Figuras 2.3 e 2.4 mostra de forma esquemática o comportamento idealizado pelos autores e que foi descrito acima, para solos estruturados onde a parcela cimentação está mais presente.

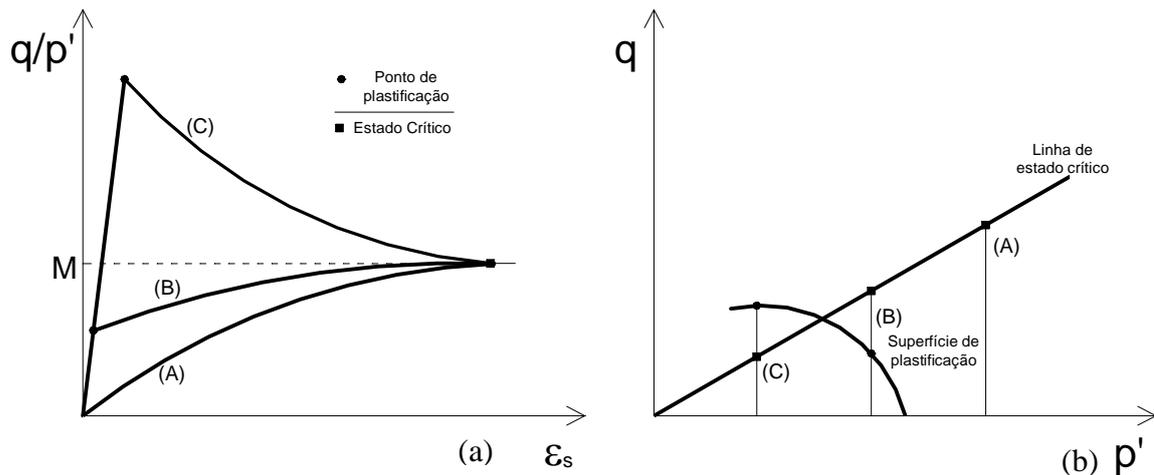


Figura 2.3: Comportamento idealizado para solos estruturados onde a parcela coesiva é dominante (Adaptado de Coop e Atkinson, 1993): (a) Comportamento tensão-deformação; e (b) Trajetória de tensões.

No caso onde o comportamento friccional se apresenta com maior influência, Cuccovillo e Coop (1999) demonstram que este padrão de comportamento segue o esquema apresentado na Figura 2.4. Para estes materiais, os autores afirmam que pode ser observado pico de resistência e um comportamento tensão-deformação linear quando amostras dos mesmos são cisalhadas sob baixas tensões confinantes (A). Sob médias tensões, poderia ser observado um comportamento linear no trecho inicial da curva tensão-deformação (B1) de forma que após a plastificação, este comportamento seria não linear, ou mesmo não linear em todo o seu trecho (B2), onde em ambos os casos a resistência de pico é diretamente governada pela dilatância do material. E por fim, (C) caso onde sob altas tensões confinantes, onde se daria a compressão ou mesmo a quebra de partículas.

Ismail *et al.* (2002) afirmam que os comportamentos do tipo *hardening* ou *softening* dependem da magnitude da diferença entre a tensão de plastificação e a tensão última. Se a tensão de plastificação for superior a resistência última, o solo está propenso a um comportamento do tipo *softening* e vice-versa. Ainda pode-se dizer que a adição de um agente cimentante pode alterar a granulometria e mineralogia do solo natural, levando a apresentar diferentes valores de resistência última, no caso de um mesmo solo natural receber diferentes agentes cimentantes.

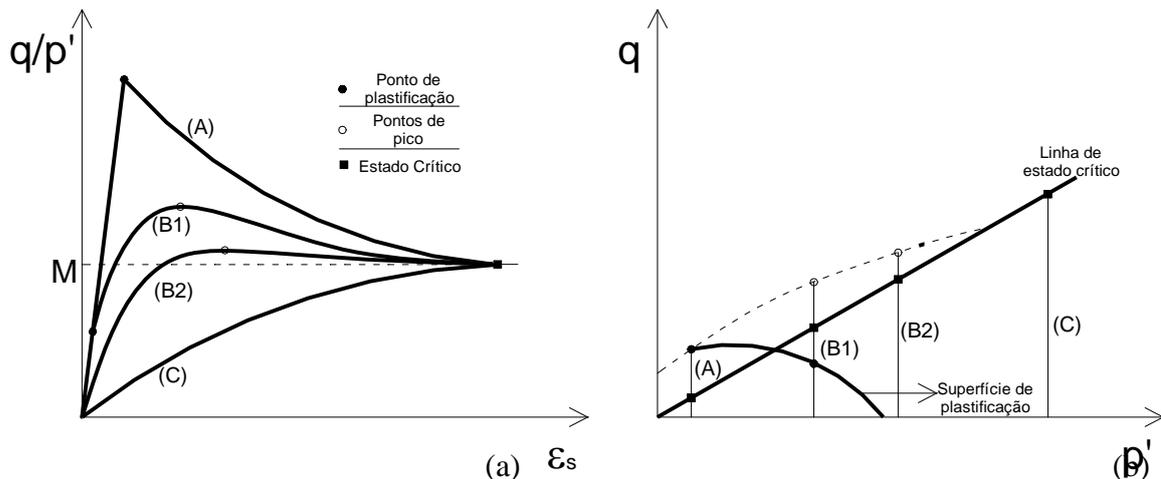


Figura 2.4: Comportamento idealizado para solos estruturados onde a parcela friccional é preponderante (Adaptado de Cuccovillo e Coop, 1999): (a) Comportamento tensão-deformação; e (b) Trajetória de tensões.

De uma maneira geral, solos cimentados ou não quando submetidos a um nível de carregamento constante ao longo do tempo, como no caso de amostras curadas sob tensão, podem apresentar deformações do tipo “*creep*”. Este fenômeno se dá em função das características visco-plásticas que tais materiais possuem. Assim, este tipo de comportamento não deve ser ignorado na concepção de projetos os quais fazem uso da técnica de estabilização de solo em profundidades relativamente grandes. Tatsuoka (2003) apresentou uma definição para dois diferentes processos que ocorrem ao longo do tempo em solos artificialmente e naturalmente cimentados, como apresentados abaixo:

1. *Efeitos da taxa de carregamento*: definido como resposta do comportamento tensão-deformação dependente do tempo para um determinado tipo de material, devido as propriedades viscosas que este material possui. Incluem-se nesse caso, efeitos da taxa de deformação de relaxação, deformações do tipo “*creep*” e relaxação de tensões.
2. *Efeitos de “envelhecimento”*(considerado como efeitos da evolução da estrutura ao longo do tempo): definido como as mudanças das propriedades intrínsecas do comportamento tensão-deformação que ocorrem com o tempo, incluindo assim, propriedades elásticas, plásticas e viscosas.

Para entender melhor esses dois diferentes comportamentos, a Figura 2.5 apresenta os possíveis tipos de carregamento que apresentam influência do tempo no comportamento tensão-deformação de solos artificialmente cimentados segundo Tatsuoka (2003).

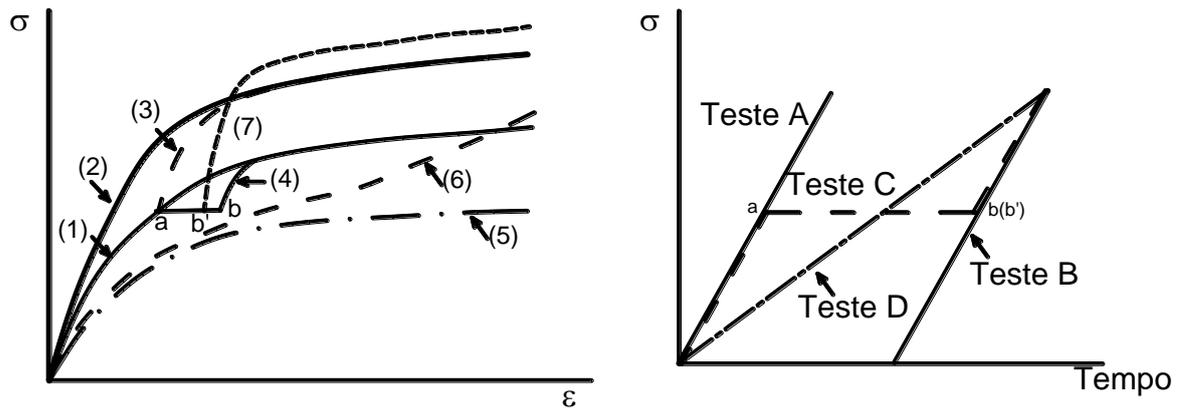


Figura 2.5: Relação esquemática para diferentes histórias de tensões aplicadas em goemateriais considerando ou não efeitos viscosos ou de “envelhecimento” (Tatsuoka, 2003).

Comportamento 1: Caso onde o material não possui propriedades viscosas até o início dos efeitos de “envelhecimento” (aqui considerado como sendo o processo de estruturação do material ao longo do tempo), demonstrando um único comportamento tensão-deformação para as relações A, B, C e D;

Comportamento 2: Realizando uma comparação entre os ensaios A e B, observa-se que a única diferença é devido somente aos efeitos de “envelhecimento” que são desenvolvidos para uma tensão $\sigma=0$ no teste B, havendo ou não propriedades viscosas;

Comportamento 3: Suponha que o material não apresente deformações do tipo “*creep*” quando carregado até o ponto “a” nos ensaios A e C. A diferença entre o comportamento dos ensaios A e C é devido somente ao processo de estruturação que ocorre durante o período em que o material sustenta um determinado carregamento;

Comportamento 4: O material nesta situação encontra-se livre das ações de estruturação, enquanto que as propriedades viscosas para o ponto “a” são as mesmas para as relações tensão-deformação 1 e 4, correspondentes aos ensaios A e C. No caso do ensaio C, deformações do tipo “*creep*” são desenvolvidas entre os estágios “a” e “b” devido os efeitos da taxa de carregamento. Quando reiniciado o carregamento em “b”, um comportamento mais rígido é observado e uma tensão de plastificação é facilmente determinável antes da curva tensão-deformação para o ensaio 4, o qual, encontra novamente a curva correspondente para o ensaio 1. Este tipo de comportamento caracteriza um “pseudo” efeito de estruturação, mas que

na verdade está ligado ao processo de mudança das propriedades intrínsecas que ocorrem ao longo do tempo com o material;

Comportamento 5: Neste caso, o material está livre das ações de estruturação ao longo de sua história apresentando somente propriedades viscosas, onde os comportamentos tensão-deformação são representados pelos ensaios A e D. A única diferença entre os comportamentos 1 e 5 é devido aos efeitos da taxa de carregamento durante o cisalhamento;

Comportamento 6: Suponha que o material está sujeito aos efeitos de estruturação ao mesmo tempo em que possui propriedades viscosas. A curva tensão-deformação 6 é obtida para o ensaio D, a qual gradualmente apresenta um desvio da curva 5 durante o carregamento monotônico. Eventualmente, a curva 6 poderá ultrapassar a curva 1 no caso da componente de estruturação se tornar mais pronunciada que os efeitos viscosos durante o carregamento, quando comparados os ensaios A e D;

Comportamento 7: Nesta situação, tanto os efeitos de deformação ao longo do tempo como os efeitos de estruturação estão presentes. As curvas tensão-deformação para os ensaios 1 e 7 obtidas a partir dos ensaios A e C são as mesmas até o ponto “a”. No caso do ensaio C, deformações de “*creep*” ocorrem, levando a curva tensão-deformação a um estágio “b”. A curva tensão-deformação permanecerá nesse ponto “b” havendo os efeitos da estruturação do material. Então, as diferenças entre as curvas 1 e 7 são em virtude dos efeitos das deformações viscosas em conjunto aos efeitos da estruturação do material. A plastificação do material se dá após o reinício do carregamento no estágio “b”, havendo a possibilidade mesmo de este ultrapassar a hipótese do carregamento 2, sendo neste caso a estruturação afetada pelo estado de tensões durante a sua formação.

2.4 PLASTIFICAÇÃO DE SOLOS ESTRUTURADOS

O fenômeno da plastificação em solos estruturados está diretamente ligado à quebra da estrutura, e que esta se reflete na forma de deformações plásticas ou irreversíveis, seguido de queda da rigidez e resistência do material. Tal comportamento é definido pela descontinuidade na curva tensão-deformação. Leroueil e Hight (2003) descrevem os aspectos que envolvem a plastificação de solos estruturados.

Diversos autores têm buscado a compreensão do fenômeno da plastificação em solos estruturados quando submetidos à compressão triaxial (Leroueil e Vaughan, 1990; Huang e Airey, 1993; Cuccovillo e Coop, 1999; Leroueil e Hight, 2003; entre outros).

Airey e Fahey (1991) observaram o comportamento de uma rocha calcária quando submetido à compressão isotrópica, apresenta uma tensão de plastificação muito bem definida, e que segundo os autores, este tipo de comportamento pode ser atribuído a quebra das ligações cimentantes entre as partículas e posterior colapso da estrutura.

Leroueil e Vaughan (1990) afirmam que vários estudos têm mostrado que a plastificação em argilas moles é facilmente definida, mesmo quando sob compressão isotrópica. Porém, os mesmos autores afirmam que para as argilas pré-adensadas, argilas xistosas e siltitos, a obtenção da tensão de pré-adensamento e da tensão de plastificação é frequentemente difícil. Porém, numa situação onde além do pré-adensamento há a presença de uma estrutura no material, torna-se mais aparente a identificação do aumento desta tensão e da tensão de plastificação.

Gens e Nova (1993) afirmam que a plastificação de solos estruturados quando submetidos a baixas tensões confinantes, geralmente é alcançada quase que instantaneamente, e esta coincide com a ruptura e a formação da superfície de cisalhamento.

Esta súbita plastificação muitas vezes impossibilita a identificação correta do momento em que ocorre a plastificação. Isso foi constatado por Åhnberg (2007), que obteve dificuldades ao tentar identificar a tensão de plastificação em amostras fortemente cimentadas artificialmente, quando cisalhadas sob baixas tensões de confinamento. Assim, as tensões de plastificação e de ruptura são localizadas muito próximas entre si o que então, caracteriza tal dificuldade.

Huang e Airey (1993), em um estudo sobre a influência da densidade e do grau de cimentação, observaram que o aumento do nível de cimentação provoca a expansão da superfície de plastificação que este material apresentava em relação ao estado desestruturado, e que está ligado ao aumento da tensão de pré-adensamento e ao mesmo tempo, relacionado às ligações cimentantes. Os autores observaram também que com o aumento da densidade, a efetividade das ligações cimentantes entre as partículas diminui, provocando com a mudança da forma da superfície de plastificação. Já para Rotta (2000), que da mesma forma, constatou que a redução do índice de vazios ou o aumento do grau de cimentação possibilita o aumento da tensão isotrópica de plastificação, e assim, a expansão da superfície de plastificação.

Coop e Atkinson (1993) identificaram que amostras de um solo artificialmente cimentado em ensaios triaxiais que não tenham alcançado a plastificação por compressão isotrópica, um comportamento tensão - deformação inicial elástico e ponto de plastificação podem ser bem definidos e que marca o início da quebra das ligações cimentantes entre as partículas. Os autores afirmam que a tensão de plastificação corresponde ao ponto onde as deformações plásticas iniciam, as quais são seguidas de notável variação volumétrica como o afastamento da trajetória de tensões da trajetória linear.

Cuccovillo e Coop (1999) observaram a partir de ensaios triaxiais em dois solos cimentados naturalmente, que o fim do trecho linear da curva tensão-deformação foi o suficiente para definir o ponto onde ocorre a tensão de plastificação. Após este ponto de plastificação, os autores observaram a ocorrência de uma progressiva degradação da estrutura, permitindo que ao final do ensaio, o comportamento dos materiais na condição intacta e reconstituída se apresentasse de forma similar.

Segundo Leroueil e Vaughan (1990), a tensão de plastificação é dependente diretamente da taxa de deformação, sendo que esta tensão de plastificação aumenta à medida que há um aumento da taxa de deformação. Ainda segundo os autores, durante o processo de plastificação de um solo estruturado, a energia de deformação acumulada pelas ligações entre as partículas durante o processo de formação do solo “*in situ*” é dissipada durante processo de degradação da estrutura do solo.

Coop e Atkinson (1993) observaram em amostras de solo artificialmente cimentadas, que mesmo após ter sido ultrapassada a tensão de plastificação, a estrutura cimentante continua a ter forte influência no comportamento do solo, mostrando que a transição do solo cimentado para a condição desestruturada não pode ser bem definida. Ainda, os autores verificaram que a resistência de pico é fortemente influenciada pela direção da trajetória de tensões, das condições de drenagem bem como da tensão de confinamento.

Em contra partida, Ismail et al. (2002) afirmam em seu estudo, que a plastificação ocorre quando as ligações cimentantes criadas são rompidas, sendo que carregamentos posteriores levariam este solo a uma nova matriz desestruturada, composta por grãos e a cimentação desagregada comportamento similar ao solo sem cimentação. Para os autores, o mecanismo que governa o comportamento anterior à plastificação está diretamente em função da

resistência e natureza das partículas de cimento, bem como do mecanismo de cimentação que cada um desenvolve.

Leroueil e Vaughan (1990) definem que a plastificação de um solo estruturado pode ocorrer de três maneiras muito bem distintas e que são apresentadas no esquema da Figura 2.6. A primeira classe de plastificação da estrutura ocorre por compressão, em virtude do aumento das tensões médias e de cisalhamento antes de ser alcançada a ruptura do solo. Já a plastificação por cisalhamento ocorre junto ou muito próximo da tensão de ruptura enquanto que a plastificação da estrutura por expansão, ocorre pela ausência de suporte da energia de deformação armazenada no solo.

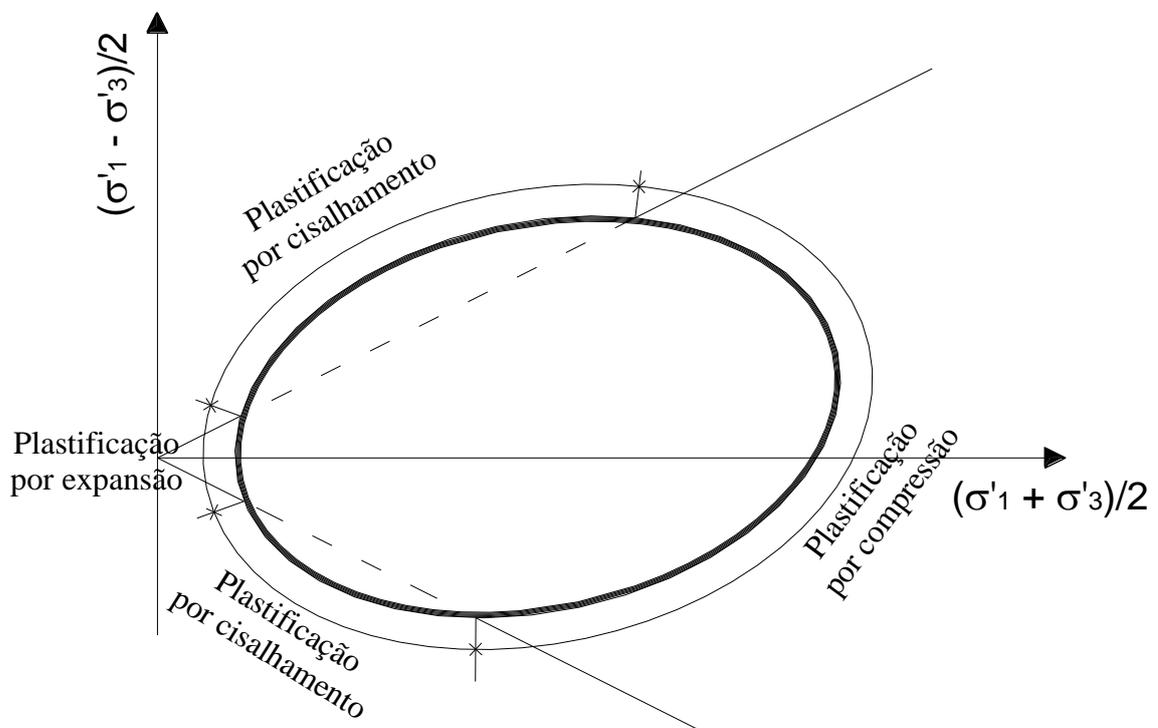


Figura 2.6: Possíveis formas de ocorrer a plastificação em solos (Adaptado de Leroueil e Vaughan, 1990).

Åhnberg (2007) menciona que a plastificação observada em solos estruturados é função do nível de cimentação e ao mesmo tempo, pelo nível de tensões que existe durante a fase de cimentação. No referido trabalho, também foi identificado que a cimentação introduzida artificialmente permitiu uma expansão da região elástica, ao mesmo tempo em que foi

observado o surgimento de um notável intercepto coesivo, sem apresentar alterações significativas do valor do ângulo de atrito.

Em função do aprimoramento das técnicas de medição das deformações, estudos recentes sobre o comportamento de solos estruturados a pequenas deformações têm mostrado que a plastificação nestes materiais não ocorre por uma simples transição do comportamento elástico para um comportamento plástico. Trabalhos citados por Leroueil e Hight (2003) (Jardine *et al.*, 1991; Jardine 1992; Hight e Higgins, 1994), têm demonstrado com muitos detalhes o comportamento destes materiais dentro da região que delimita o estado limite para os mesmos. Assim, vários estudos têm proposto a utilização de um modelo de comportamento baseado em múltiplas superfícies de plastificação, aperfeiçoando assim a concepção do comportamento destes materiais a pequenas deformações. Um esquema de múltiplas superfícies de plastificação é apresentado na Figura 2.7.

A identificação de três superfícies de plastificação define o comportamento do material, onde a plastificação primária (Y_1) define o limite das deformações elásticas, onde é possível observar que a variação do módulo de variação volumétrica ou cisalhante parece permanecer constante. Neste estágio, as deformações máximas que delimitam esta região são normalmente inferiores a 0,001% (Tatsuoka *et al.*, 1993).

Uma superfície secundária (Y_2) delimita a região onde ainda não ocorrem deformações plásticas em grande escala, porém esta região é marcada pela quebra das ligações cimentantes entre os contatos das partículas, sendo que quando superada a mesma, notáveis mudanças no vetor de incremento de deformações plásticas ($d\varepsilon_s/d\varepsilon_v$) são constatadas.

Por final, uma terceira superfície (Y_3) define o limite onde a partir deste ponto, deformações em larga escala são observadas, e como consequência, ocorre progressiva degradação da estrutura cimentante. Sendo assim, esta superfície é somente afetada por deformações relativamente grandes.

Os efeitos que este tipo de cura apresenta não podem ser ignorados. A cura sob tensão envolve aspectos como a redução do índice de vazios e ao mesmo tempo, permite a mobilização de um comportamento viscoso do material quando ao mesmo tempo ocorre a cimentação.

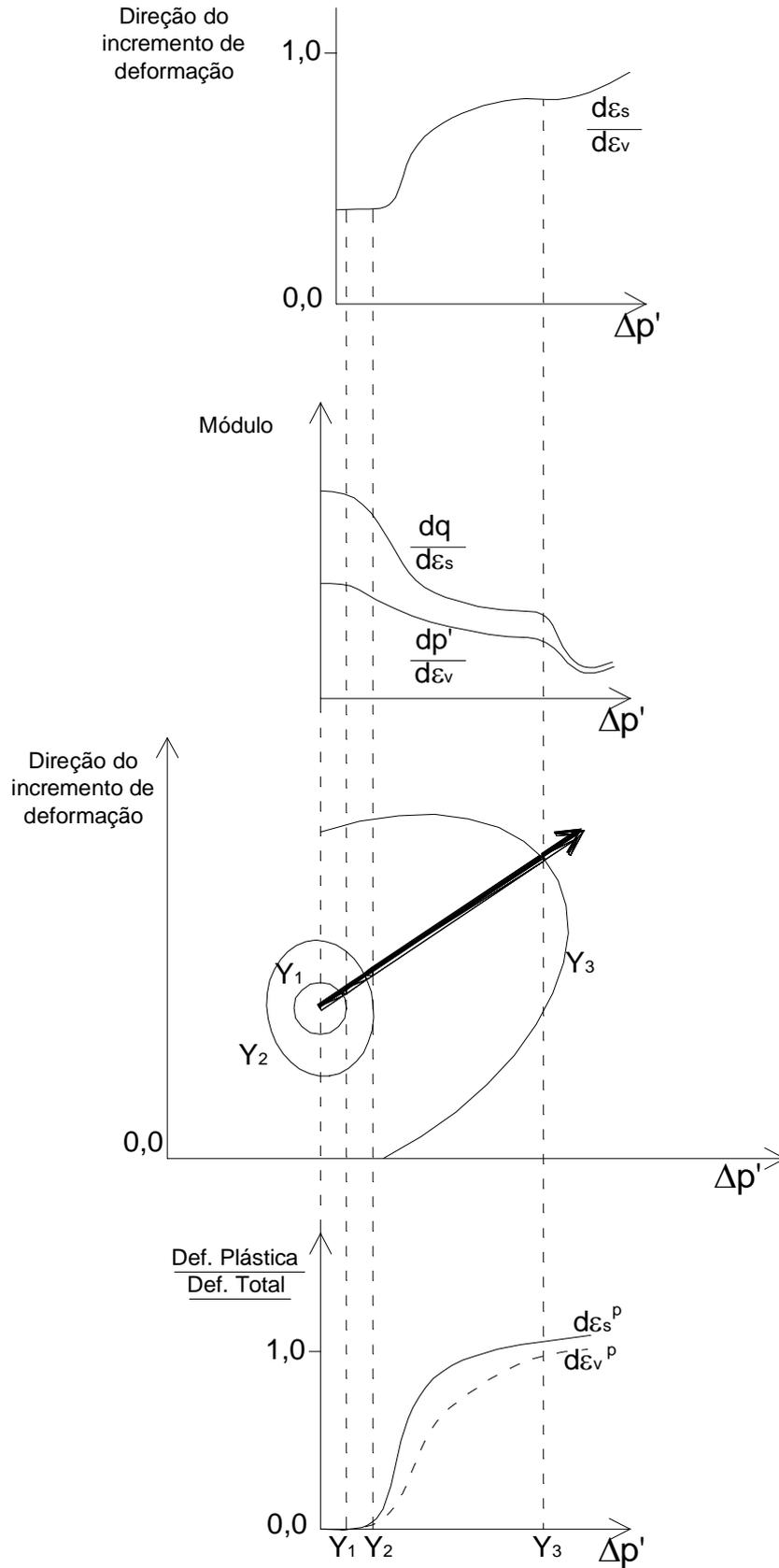


Figura 2.7: Comportamento dos geomateriais a pequenas deformações, sob a análise de múltiplas superfícies de plastificação (Tatsuoka *et al.*, 1999).

Dalla Rosa *et al.* (2007) identificaram que amostras de um solo residual de arenito, curadas sob um estado de tensões isotrópico, demonstraram uma progressiva expansão da região elástica no espaço p' vs. q . Ao mesmo tempo, quando os dados dos ensaios triaxiais normalizados pela pressão equivalente para o solo não cimentado, as trajetórias normalizadas atingiram valores superiores à superfície de estado último do solo sem cimentação.

No caso de amostras curadas sob um estado anisotrópico de tensões, Åhnberg (2007) apresentaram ganhos expressivos da tensão vertical de plastificação. Verificou-se também, que o aumento do intercepto coesivo foi praticamente proporcional ao aumento da tensão vertical de plastificação, ao passo que o ângulo de atrito não apresentou apreciáveis mudanças do seu valor.

2.5 COMPORTAMENTO TENSÃO - DILATÂNCIA

O fenômeno da dilatância pode ser definido como sendo a capacidade de um material variar de volume quando submetido à variação de tensões cisalhantes, sendo esta uma característica intrínseca dos materiais granulares. Trabalhos clássicos como os apresentados por Rowe (Rowe, 1962; 1969a; 1969b; Rowe e Barden, 1964; Rowe *et al.*, 1963) têm possibilitado a compreensão dos mecanismos que envolvem o fenômeno da dilatância em solos como comportamento puramente friccional.

Uma maneira mais fácil de compreender como ocorre o fenômeno da dilatância pode ser realizada a partir de uma análise de deformações num plano de tensões, onde o intertravamento das partículas é representado por um conjunto de lâminas, como está apresentado na Figura 2.8.

Desta maneira, é possível entender que o ângulo de atrito mobilizado (ϕ'_m) é constituído de duas parcelas, onde uma é representada pelo ângulo de atrito no estado crítico (ϕ'_{cs}) e que pode ser considerado como sendo uma constante do material, e por outra parcela que representa o ângulo de dilatação (ψ).

Em uma análise qualitativa, a partir da Figura 2.9 é possível visualizar que os efeitos provocados pela dilatância são facilmente notados, uma vez que em materiais granulares a máxima taxa de dilatância é somente alcançada quando a máxima taxa de tensões η é obtida.

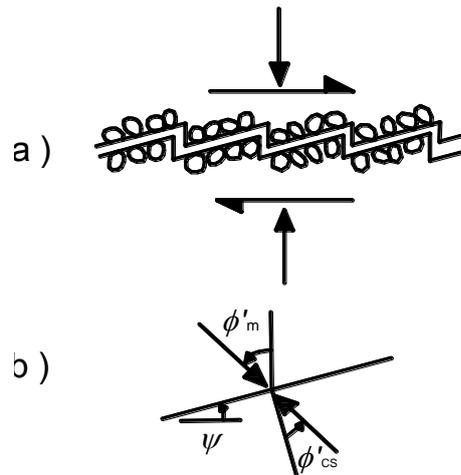


Figura 2.8: (a) Esquema de lâminas representando o intertravamento das partículas de solo; e (b) Forças resultantes. (Adaptado de WOOD, 1990).

De fato, os conceitos apresentados acima sobre a dilatância foram criados a partir de materiais onde o comportamento é puramente friccional. Os trabalhos citados a seguir, permitem então uma melhor compreensão do fenômeno da dilatância em materiais onde além da parcela friccional, existe também uma parcela de contribuição da parte coesiva, que neste estudo, tem se dado relevância como sendo a cimentação entre as partículas.

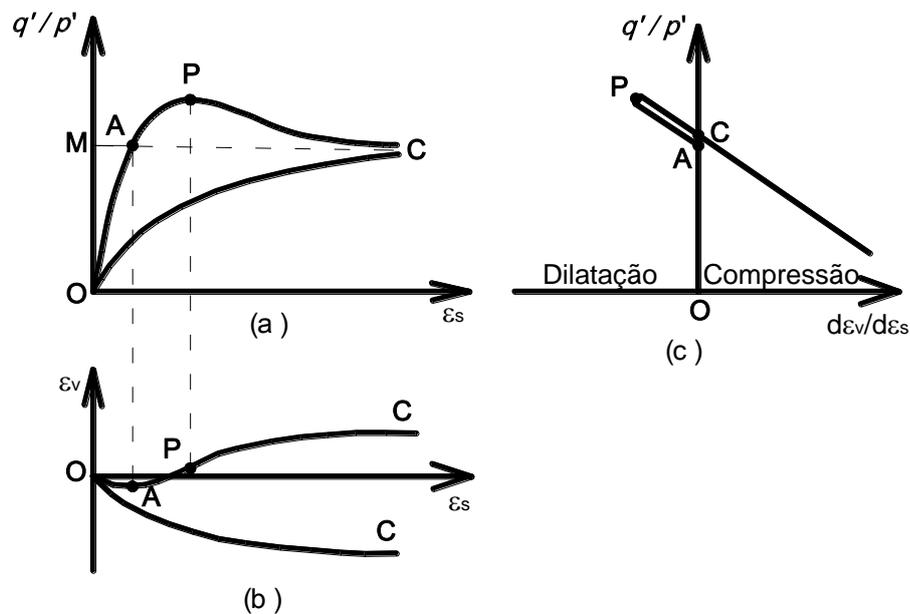


Figura 2.9: Comportamento tensão-dilatância generalizado para solos não coesivos (Adaptado de Atkinson, 1993)

Leroueil e Vaughan (1990), bem como Aversa et al. (1993) afirmam que a dilatância observada em solos estruturados é bastante forte quando cisalhados sob baixas tensões confinantes. Entretanto, a máxima taxa de dilatação não ocorre quando é alcançada a resistência de pico, mas sim, a deformações maiores, indicando que a estrutura possui maior influência do que a densidade propriamente dita no comportamento tensão vs. dilatância.

As análises do comportamento tensão-dilatância-resistência para materiais geotécnicos tem sido objeto de estudos de uma grande quantidade de pesquisadores. Dentre eles, pode-se citar os trabalhos apresentados por Rowe *et al.* (1963), Canestrari e Scarpelli (1993), Rampello *et al.* (1993), Lo e Wardani (2002); Mántaras e Schnaid (2002); Schnaid e Mántaras (2004), Cecconi *et al.* (1998); Cuccovillo e Coop (1999).

Da mesma forma, Cecconi *et al.* (1998) descrevem que o comportamento dilatante de materiais estruturados é influenciado diretamente pelo nível das tensões de confinamento, a medida que, com o aumento destas tensões, ocorre a transição de um comportamento dilatante para um comportamento compressivo, embora o pico da curva tensão-deformação não corresponda à máxima taxa de dilatação.

Cuccovillo e Coop (1999) ao analisarem dois solos naturalmente cimentados, têm constatado que a tensão de pico praticamente coincide com a tensão de plastificação da estrutura, e posteriormente, seguida de uma rápida perda de resistência associada a notáveis deformações de compressão, o que caracterizaria uma forte influência da cimentação na resistência do material. Já para o segundo solo estudado, tensões de pico somente foram observadas a tensões confinantes muito baixas, seguida de considerável dilatação e de deformações plásticas logo após o solo ter alcançado a plastificação, com o conseqüente início da degradação, mostrando a forte influência que neste caso, o arranjo intergranular tem sobre o comportamento do material. Segundo os autores, a máxima taxa de dilatância encontrada para o segundo solo ocorreu no momento em que foi alcançada a máxima resistência, indicando que neste caso, o comportamento foi puramente friccional. Ainda, os autores observaram que a cimentação somente contribuiu para que houvesse um aumento da rigidez inicial.

Ismail *et al.* (2002) identificou que o fenômeno da dilatância é fortemente influenciado pelo tipo de agente cimentante utilizado. No trabalho desenvolvido pelos autores, foram preparadas amostras artificialmente cimentadas com gesso, solução de calcita (CIPS – Ismail et al., 2000)

e cimento Portland, porém com resistências a compressão simples similares entre as diferentes misturas. O solo com cimento Portland quando submetido à compressão triaxial apresentou um forte dilatância e deformações do tipo *hardening*, diferentemente do comportamento observado para os demais agentes cimentantes. No caso de um aumento ligeiro do teor de gesso ou solução de calcita, identificou-se que os dois primeiros agentes cimentantes apresentaram deformações do tipo *strain-softening*, caracterizado por queda da tensão desvio após o pico, diferentemente do encontrado para o solo como cimento Portland.

Coop e Atkinson (1993) identificaram que algumas amostras de um solo cimentado artificialmente quando cisalhadas sob baixas tensões de confinamento, nem sempre alcançaram um estado crítico bem definido em relação a aquele que apresentado pelo solo não cimentado. Os autores acreditam que mesmo após ser atingido grandes patamares de deformação, a cimentação continua a apresentar forte influência no comportamento do material. Também observaram que as amostras cimentadas quando cisalhadas neste nível de tensões ocorre à formação de um plano de cisalhamento bem definido, permitindo que para esta condição, ocorra uma menor confiabilidade dos resultados obtidos.

Cecconi et al. (1998) observaram claramente a influência da cimentação entre as partículas e o colapso natural da estrutura na resistência de uma rocha vulcânica frágil. Tais autores afirmam que a quebra da cimentação entre as partículas e o fenômeno da dilatação tem efeitos totalmente opostos na resistência ao cisalhamento do material.

Cuccovillo e Coop (1993) constataram que em um arenito submetido ao cisalhamento foi possível alcançar similares estados de tensões (q/p') obtidos para o mesmo material na condição desestruturada, mas que, em virtude da presença de um plano de cisalhamento localizado, não foi possível a identificação de um estado crítico em termos de variação volumétrica, onde tal variação seria nula.

Aversa *et al.* (1993) afirmam que o conceito de estado crítico não pode ser aplicado à situação onde não se observa um estado de deformações uniformes durante o cisalhamento. Ainda, os autores relatam que o comportamento caracterizado por deformações do tipo “*softening*” pode estar relacionado com a dilatância do material, ou mesmo, com o colapso das ligações cimentantes entre as partículas.

Coop e Willson (2003) identificaram um comportamento tensão-dilatância típico para dois solos arenosos cimentados, e que estão apresentados na Figura 2.10. Identifica-se que

diferentemente para um solo natural, o qual apresenta uma única tendência da curva tensão-dilatância, existem dois segmentos que basicamente determinam o comportamento do material. O primeiro compreende a fase resultante da cimentação do material, onde, posteriormente ocorre um ponto de inflexão na curva normalmente associado ao momento em que ocorre a plastificação. Posteriormente, progressiva desestruturação ocorre até que seja alcançada a máxima taxa de dilatação, onde o comportamento do solo estruturado tende a seguir um único caminho, o qual é denominado pelo comportamento friccional do material.

Este mesmo padrão de comportamento também foi identificado por Dalla Rosa (2006) (Figura 2.11), onde para um solo residual de arenito, quando cimentado sob um determinado nível de tensões no confinamento, apresentou um ponto de plastificação junto a mudança do vetor de incremento de deformações na curva tensão dilatância.

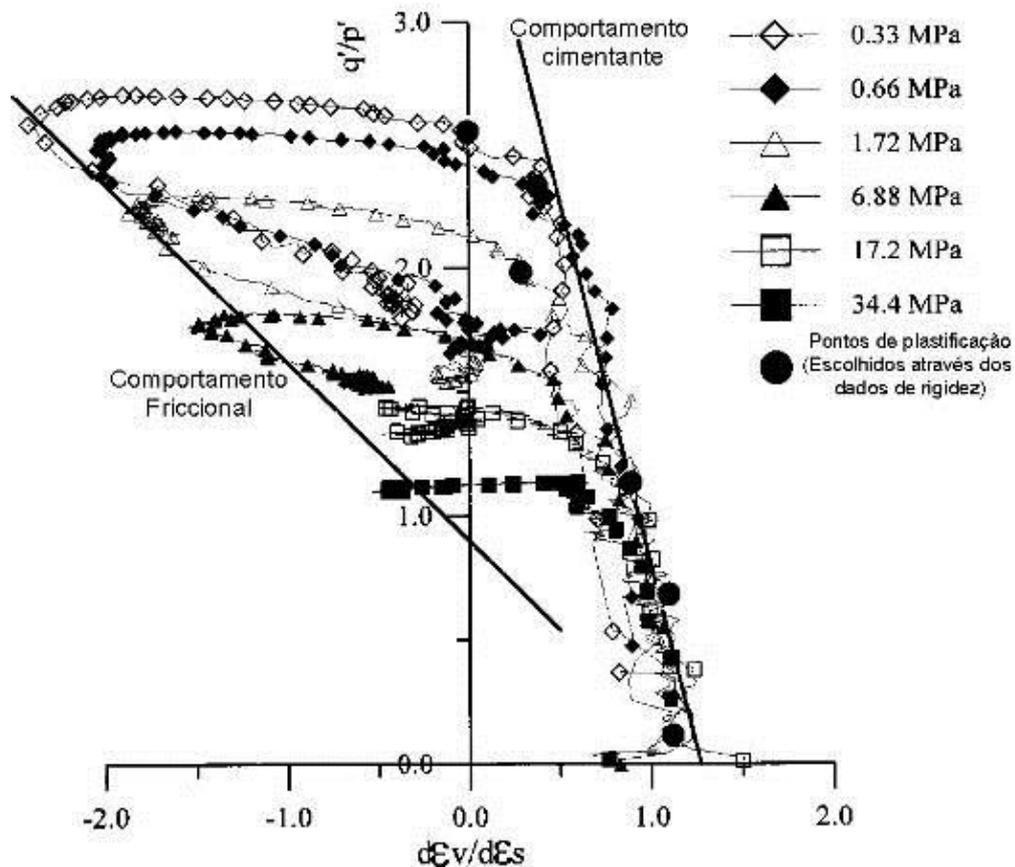


Figura 2.10: Comportamento tensão-dilatância encontrado para dois solos arenosos cimentados naturalmente (Coop e Willson, 2003)

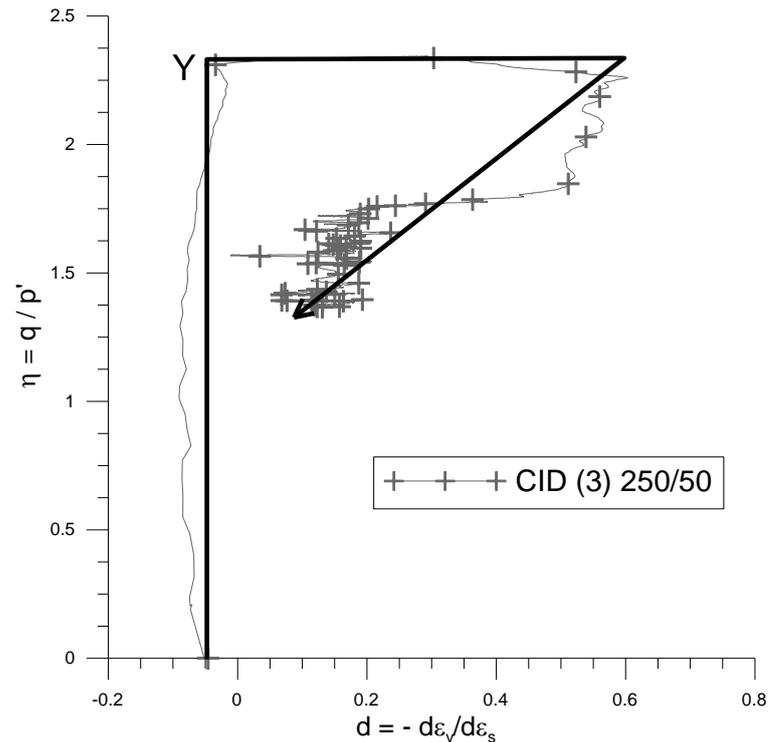


Figura 2.11: Comportamento tensão-dilatância para um solo residual de arenito artificialmente cimentado sob uma determinada tensão de confinamento (Adaptado de Dalla Rosa, 2006)

Cecconi *et al.* (1993), constataram que amostras de rocha frágil submetidas ao cisalhamento e que apresentaram um comportamento dilatante, juntamente com um plano de cisalhamento muito bem definido foi observado, sendo que após ser atingida uma máxima tensão desvio, esta tensão tende rapidamente a tensão desvio última. Porém, os autores afirmam que é necessário que se tenha cuidado na avaliação do comportamento tensão-deformação, em virtude da não homogeneidade das deformações que ocorrem na amostra. Problemas com concentração de deformações, bem como os efeitos que a membrana e o pistão podem também apresentar forte influência na determinação das deformações do material sob comportamento dilatante que ocorrem durante o cisalhamento.

Cuccovillo e Coop (1999) sugerem que a partir de considerações qualitativas do balanço de energia, que a dilatação de um solo na condição intacta é inibida pelo intertravamento e pela contínua presença de alguma cimentação. Desta forma, após ser alcançado o ponto de plastificação, ocorre gradualmente um processo de desestruturação da cimentação existente, permitindo assim que a dilatância aumente até alcançar um valor máximo. Isto pode justificar o fato de que solos cimentados apresentam a máxima taxa de dilatância somente após ser alcançada à máxima tensão desvio durante a fase de cisalhamento.

2.6 CONCEITOS DA TEORIA DE ESTADO CRÍTICO

Os primeiros estudos sobre a teoria do estado crítico foram desenvolvidos por Schofield e Wroth (1968). A teoria do estado crítico é definida a partir do comportamento de solos submetidos a deformações cisalhantes relativamente grandes. Nesta situação, o comportamento que estes materiais apresentam é representado pela contínua deformação de cisalhamento sem que esta promova alterações de volume ou mesmo de tensões efetivas.

Os conceitos da Teoria do Estado Crítico têm servido de base para a elaboração de modelos constitutivos, capazes de prever tanto o comportamento de materiais estruturados ou não. Em muitos casos, o comportamento de solos na ruptura como no caso de fundações e taludes, envolvem grandes deformações plásticas sem a perda completa de resistência.

2.6.1 Definição da teoria do estado crítico

Os conceitos que estão apresentados a seguir foram baseados nos estudos de Atkinson e Bransby, (1978), Wood (1990) e Atkinson (1993). Assim, como mencionado anteriormente, o conceito principal que define o estado crítico de um solo pode ser compreendido como as contínuas deformações plásticas de cisalhamento, sem a alteração de volume ou mesmo das tensões efetivas. Desta maneira, a condição que define a perfeita plasticidade em termos matemáticos, pode ser expressa pela equação 1.

$$\frac{\partial p'}{\partial \varepsilon_q} = \frac{\partial q}{\partial \varepsilon_q} = \frac{\partial v}{\partial \varepsilon_q} = 0 \quad (1)$$

A teoria do estado crítico define que as variações volumétricas ocorrerão em função de um mecanismo básico, o qual é definido pelo rearranjo de grãos, ou em certos casos, este padrão de comportamento pode ser seguido de quebra (em areias) ou contração e expansão das partículas (em argila).

O comportamento sob consolidação isotrópica é normalmente representado no espaço $v:ln(p')$, de maneira que p' representa a tensão efetiva média atuando sobre um determinado material e v representa o volume específico para a referida tensão isotrópica. Nesse espaço, o comportamento destes solos é caracterizado por segmentos lineares quando em escala

logarítmica (Figura 2.12), tanto no carregamento, bem como no descarregamento, o que por si só, permitem uma boa caracterização do comportamento de argilas e areias.

Observando a linha de consolidação normal no espaço $v:\ln(p')$, compreende-se que essa define o limite de estados possíveis para um determinado material, ou seja, determina o estado mais fofo possível para uma tensão específica.

Estados situados sobre a linha de consolidação normal são considerados como materiais normalmente adensados. Do oposto, à medida que o estado do material se afasta da linha de consolidação normal, maior serão os efeitos do pré-adensamento que o solo sofreu.

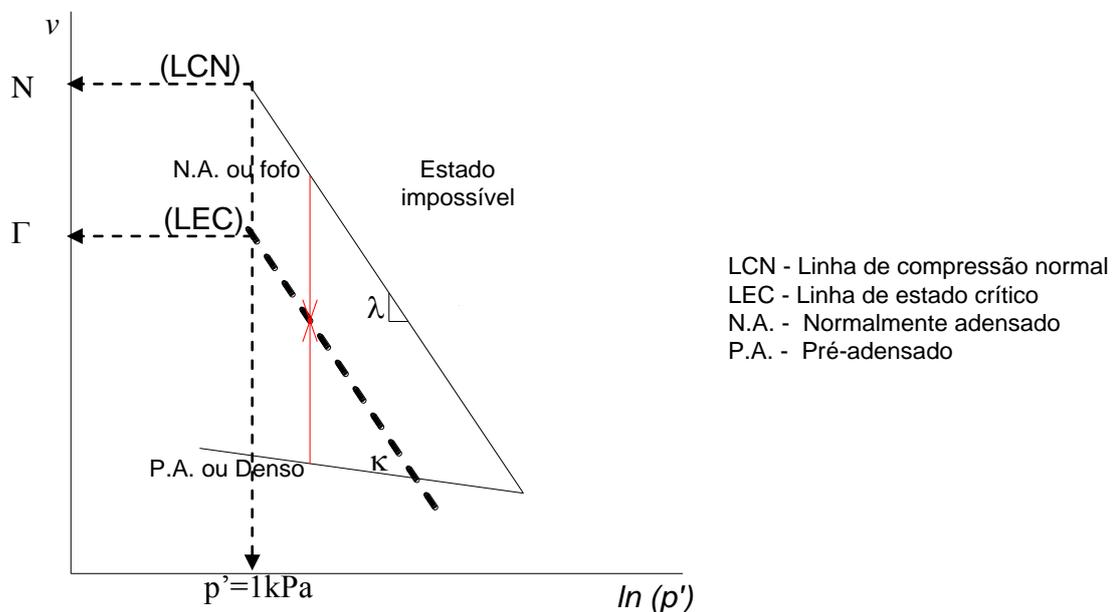


Figura 2.12: Comportamento sob compressão isotrópica de um determinado material

Na Figura 2.12, observa-se que as curvas que descrevem o carregamento e o descarregamento isotrópico podem ser definidas através de simples expressões, como as que estão apresentadas nas equações 2 e 3.

Carregamento:

$$v = N - \lambda \ln(p') \quad (2)$$

Descarregamento:

$$v = v_{\kappa} - \kappa \ln(p') \quad (3)$$

Onde:

v : Volume específico e corresponde a $(1+e)$;

N : Valor de v para uma tensão isotrópica (p') igual 1kPa;

λ : Gradiente da curva de compressão isotrópica;

κ : Gradiente da curva de descarregamento.

v_{κ} : Valor de v na curva de descarregamento para uma pressão igual a 1kPa.

Dentro dessa mesma analogia, a linha que descreve o estado crítico é representada no espaço $v:\ln(p')$ através da equação 4, onde o valor de Γ é obtido para uma tensão isotrópica de $p' = 1$ kPa. Sendo assim, ambas as linhas de consolidação normal e de estado crítico são paralelas entre si quando em escala logarítmica. Um exemplo da determinação da linha de estado crítico no espaço $v:\ln(p')$ é apresentada na Figura 2.13, onde, tais resultados foram obtidos por Dalla Rosa (2006).

$$v = \Gamma - \lambda \ln(p') \quad (4)$$

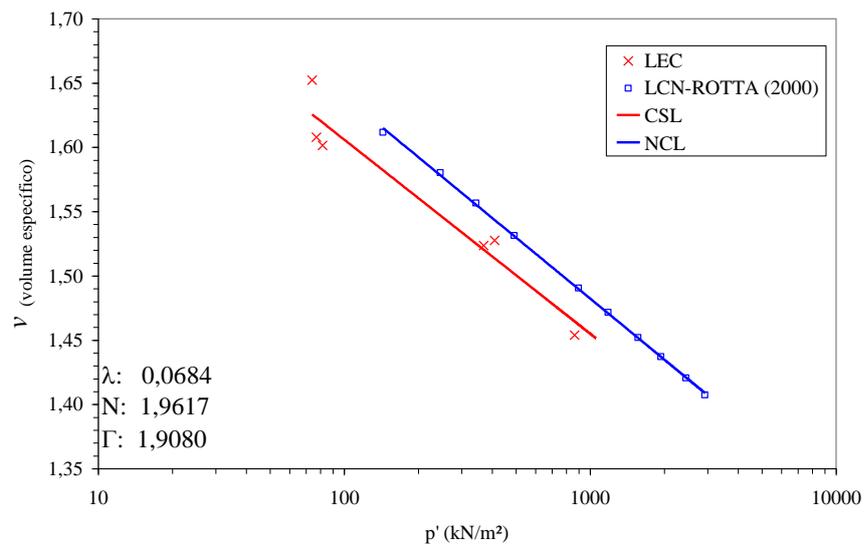


Figura 2.13: Linhas de consolidação normal e estado crítico apresentadas por Dalla Rosa (2006) para um solo residual de arenito.

No espaço $p':q$, a linha de estado crítico pode ser também definida como uma reta, a qual é representada pela equação 5. Assim, indiferentemente da trajetória de tensões seguidas durante a fase de cisalhamento, necessariamente ela deverá terminar junto à linha de estado crítico.

$$q = Mp' \quad (5)$$

Onde, M é o gradiente de inclinação da linha de estado crítico no espaço $p':q$ e que o mesmo está diretamente ligado ao ângulo de atrito do material, o qual, sob compressão triaxial é demonstrado pela equação 6.

$$M_c = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'}{3 - \operatorname{sen} \phi'} \quad (6)$$

O comportamento dilatante ou compressivo destes materiais estão ligados diretamente ao estado em que os mesmos se encontram com relação à linha de estado crítico. Desta forma, ao se tomar como exemplo o comportamento do material apresentado na Figura 11, é possível identificar que para um estado fofo (à direita da linha de estado crítico), este apresenta um comportamento predominantemente compressivo durante a fase de cisalhamento. Do oposto, se a mesma areia se encontrar num estado denso (à esquerda da linha de estado crítico), a mesma deverá apresentar um comportamento predominantemente expansivo.

As variáveis λ , κ , Γ e M são consideradas como propriedades intrínsecas de um determinado solo. Na tabela 2.1 são apresentados alguns valores para tais constantes, encontradas para diferentes tipos de solos.

Tabela 2.1: Propriedades intrínsecas para alguns solos

Referência	Material	λ	κ	N	Γ	M
Atkinson, (1993)	London clay	0,16	0,06	2,68	2,45	0,89
	Kaolin clay	0,19	0,05	3,26	3,14	1,00
	River sand	0,16	0,01	3,17	2,99	1,28
Santos Jr. <i>et al.</i> (2004)	Solo residual	0,16	-	-	2,72	1,34
Dalla Rosa (2006)	SRAB*	0,07	-	1,962	1,908	1,150
Casagrande (2005)	Areia de Osório	0,156	-	2,980	-	-

*SRAB – Solo Residual de Arenito da formação Botucatu

Assim, é útil apresentar a linha de estado crítico no espaço tridimensional (Figura 2.14) composto pelos eixos $q:p':v$, sendo as variáveis definidas pelas equações 4 e 5. Nesse espaço, quando q for igual a 0 (zero) temos a representação da linha de consolidação normal ao mesmo tempo em que é projetada a linha de estado crítico no plano $p':q$.

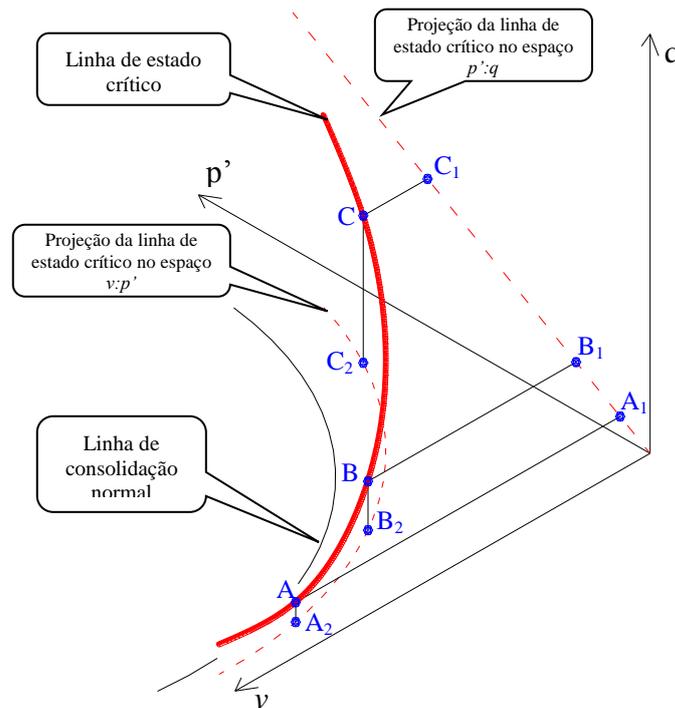


Figura 2.14: Linha de estado crítico no espaço tridimensional $q:p':v$.

Uma vez identificada a posição da linha de estado crítico, é somente necessário conhecer uma das três variáveis p' , q ou v para a determinação das outras duas no momento da ruptura.

2.6.2 Representação dos planos “drenados” e “não drenados” no espaço $q:p':v$

Considera-se uma situação hipotética de um ensaio triaxial não drenado, o qual foi previamente submetido a uma compressão isotrópica até um ponto A, como apresentado na Figura 2.15. Durante a fase de cisalhamento, a trajetória projetada no plano $q:p'$ passa pelos pontos A_1 e B_1 . Por ser característica do ensaio, durante todo o processo de cisalhamento não ocorrem deformações volumétricas, ou seja, mantendo-se constante o valor de v (volume específico) e por conseqüência, o volume específico deverá ser igual, tanto em A como em B.

Nota-se que a trajetória de tensões que segue o ensaio ocorre sobre um plano (sombreado) como representado na Figura 2.15. Esse plano é identificado pelos vértices ACDE e ao mesmo tempo, se encontra paralelo ao plano $q:p'$. O ponto B representa a intersecção do plano “não-drenado” com a linha de estado crítico e, o ponto A estará fixado sobre a linha de consolidação normal.

Com base no estado inicial da amostra dentro do espaço $q:p':v$ e da curva da linha de estado crítico, é possível identificar com precisão a qual nível de tensões irá ocorrer a ruptura do material que está sendo analisado.

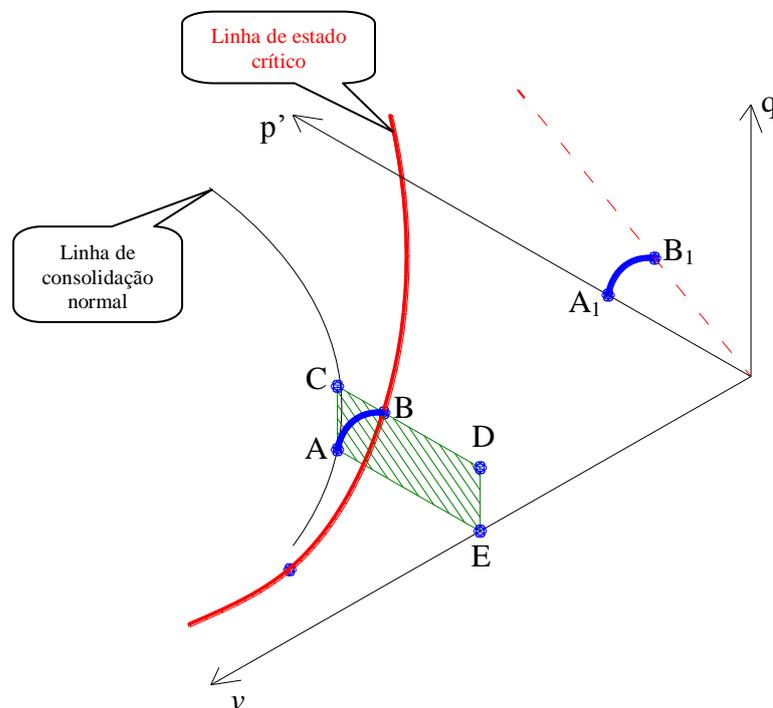


Figura 2.15: Representação do plano “não-drenado” no espaço tridimensional $q:p':v$.

Já para um ensaio realizado na condição drenada, o qual é cisalhado sob constante tensão radial ($\Delta\sigma_r=0$), a trajetória de tensões seguidas neste ensaio no plano $q:p'$ com uma inclinação igual a 3 e partido de uma pressão p'_0 , onde q é igual a 0. Neste caso, a amostras poderá ter deformações volumétricas de expansão (material denso ou pré-adensado) ou mesmo deformações volumétricas de compressão (material fofo ou normalmente adensado).

A partir da reta desenvolvida pela trajetória de tensões como observado na Figura 2.16, encontra-se um plano formado pelos vértices A_1B_1CA , onde o mesmo é paralelo ao eixo do

volume específico. O ponto A situa-se sobre a linha de consolidação normal ao passo que o ponto B está sobre a linha de estado crítico.

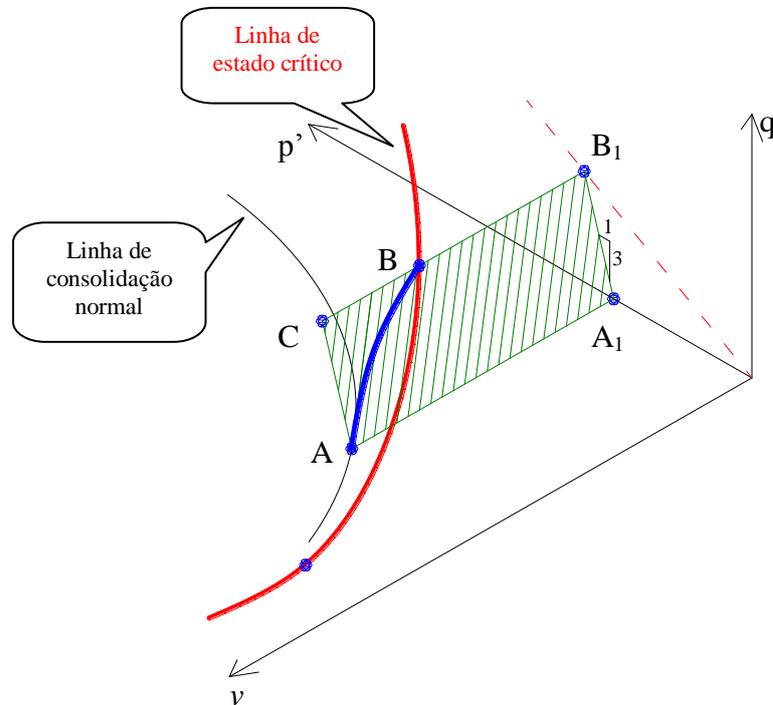


Figura 2.16: Representação do plano “drenado” no espaço tridimensional $q:p':v$.

2.6.3 Superfície de Roscoe

Observando-se as Figuras 2.15 e 2.16, constata-se que para diferentes valores de p'_0 , existe um plano no qual a trajetória de tensões percorrerem até atingir pretensamente a ruptura, indiferentemente de ser na condição drenada ou não.

Dessa forma, ao se analisar amostras normalmente adensadas submetidas a ensaios drenados e não drenados, estes percorrem diferentes trajetórias de tensões, que definem uma única superfície como apresentado na Figura 2.17. Tal superfície faz a ligação entre as curvas de consolidação normal e de estado crítico, sendo melhor determinada a partir de ensaios não drenados.

Havendo-se uma única superfície na qual as trajetórias de tensões de ensaios drenado e não drenado percorrem sobre ela, haverá um determinado ponto na qual as tensões efetivas para ambos os ensaios, apresentarão um único valor de volume específico. Assim, observando-se no espaço $p':q$, essa superfície é visualizada como uma série de contornos, sendo que cada um

está ligado a um determinado valor de volume específico. Essa superfície é conhecida como a “Roscoe Surface” ou superfície de Roscoe.

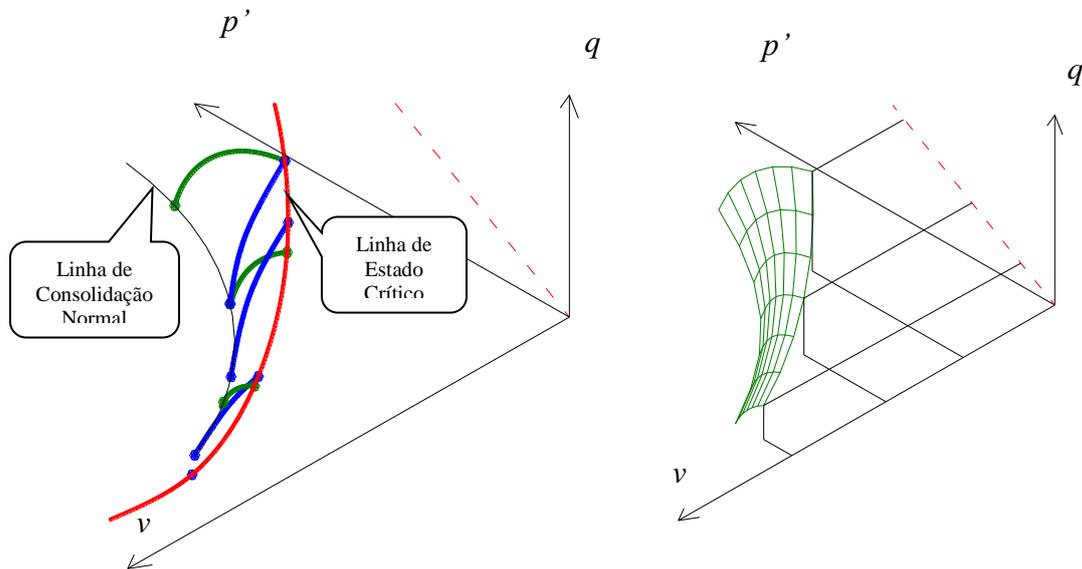


Figura 2.17: Trajetórias de ensaios drenados e não drenados no espaço tridimensional $q:p':v$.

A metodologia utilizada para a investigação da superfície de Roscoe é baseada na análise das diferentes linhas de contorno, tanto para ensaios drenados, bem como para ensaios não drenados. Porém, este tipo de analogia torna-se um tanto difícil, uma vez que a mudança sucessiva de volume (ensaios drenados) permite que existam vários planos correspondentes a cada volume específico e por conseqüência, apresentando seções com diferentes tamanhos possam ser obtidos.

A fim de contornar essa situação, é necessária a normalização dos resultados a partir de uma pressão equivalente (p'_e), uma vez que, estas seções formadas a partir de um dado volume específico possuem a mesma forma, porém diferentes tamanhos. Essa pressão equivalente corresponde à pressão isotrópica para um determinado volume específico sob a linha de consolidação normal (LCN), como representado na Figura 2.18. A determinação dessa pressão equivalente pode ser obtida reescrevendo-se a equação 2 e que está demonstrada na expressão 7.

$$p'_e = \exp[(N - v)/\lambda] \quad (7)$$

Atkinson (1993) sugere que os resultados de ensaios triaxiais sejam normalizados por uma pressão (p'_c) localizada sobre a linha de estado crítico (LEC) no espaço $v:\ln(p')$ em função de

que essa, é uma única para cada tipo de solo. Tal pressão pode ser obtida pela equação 8, que é um rearranjo dos termos apresentados na equação 3.

$$p'_c = \exp[(\Gamma - v)/\lambda] \quad (8)$$

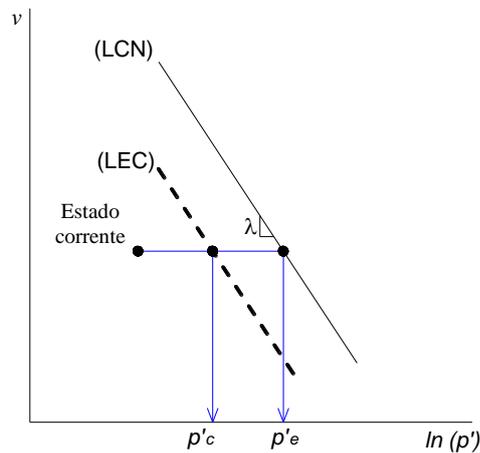


Figura 2.18: Trajetórias de ensaios drenados e não drenados no espaço tridimensional $q:p':v$.

Normalização típica de ensaios triaxiais em função da pressão equivalente pela pressão de consolidação normal (p'_e) possui uma forma bem distinta, a qual está apresentada na Figura 2.19.

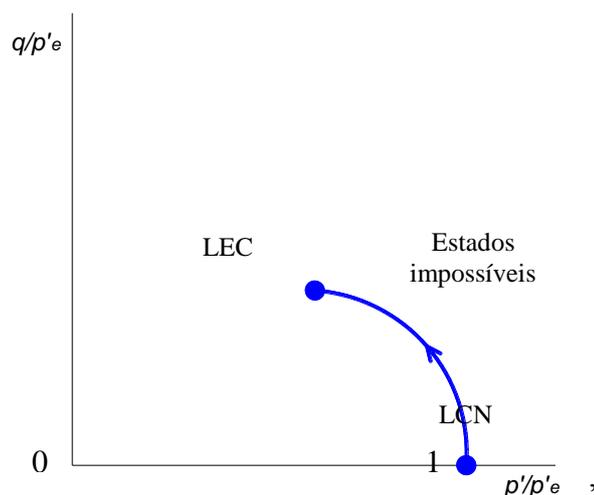


Figura 2.19: Forma da superfície de Roscoe.

Observando-se na Figura 2.19 os pontos de início e fim da curva que define a superfície de Roscoe representam respectivamente as linha de consolidação normal e a linha de estado

crítico. Ainda, a superfície de Roscoe define uma superfície de estado limite, onde estados situados à direita da curva normalizada são considerados impossíveis de existirem.

2.6.3.1 Resistência Residual

Como anteriormente mencionado, o comportamento de solos quando atingido o estado crítico é desenvolvido a partir de deformações plásticas sem que ocorra variação de volumétrica ou das tensões efetivas. Um comportamento peculiar que deve ser observado para solos argilosos é encontrado quando esses são submetidos a grandes deformações de cisalhamento. Mesmo após ser atingida uma condição de estado último, posteriores deformações nesses solos permitem um rearranjo das partículas, com orientação das mesmas passando de um fluxo turbulento para um fluxo laminar. Tal estado é conhecido como resistência residual ou estado residual, onde na Figura 2.20 é apresentado um esquema de quando é alcançado esse estado.

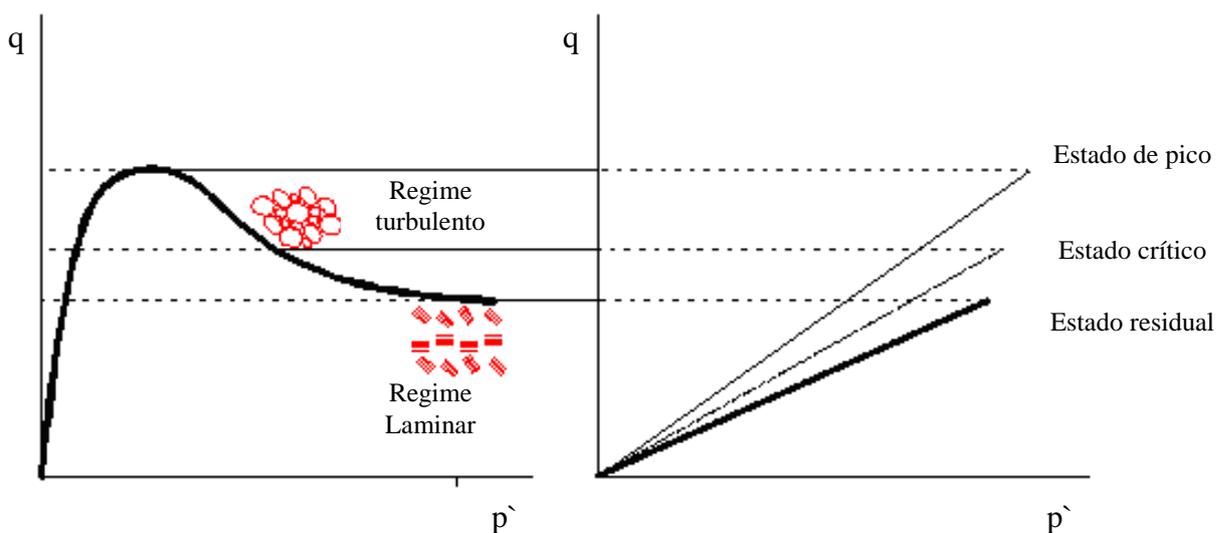


Figura 2.20: Representação da resistência residual e de estado crítico

2.6.4 Superfície de Hvorslev

Ensaio em amostras de solos pré-adensados ou densos apresentam um comportamento característico de pico, seguido de notáveis deformações de expansão (ensaio drenados) ou considerável redução da poro-pressão (ensaio não-drenados).

Ao se tomar como exemplo o comportamento de um ensaio drenado como o apresentado na Figura 2.21. Identifica-se nesta Figura que a trajetória de tensões a qual segue o ensaio no

espaço $p':q$, ultrapassa a linha de estado crítico neste espaço e posteriormente ela retorna pelo mesmo caminho onde se estabelece no final do ensaio.

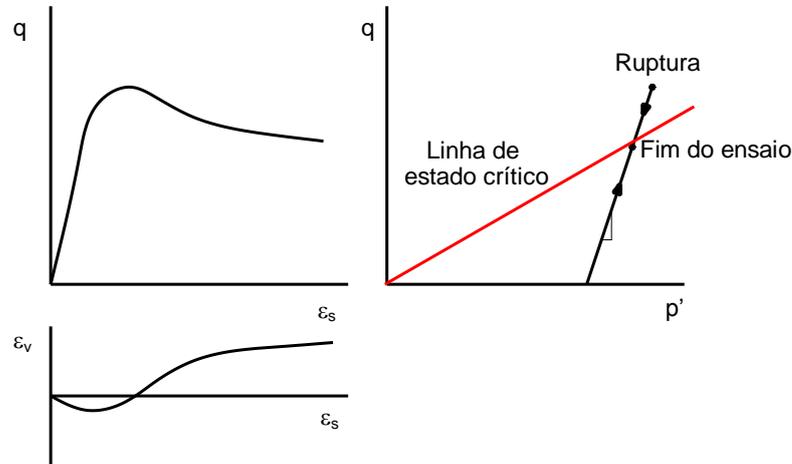
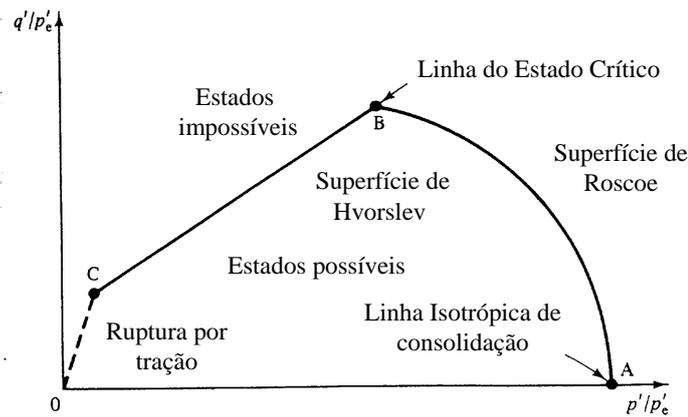


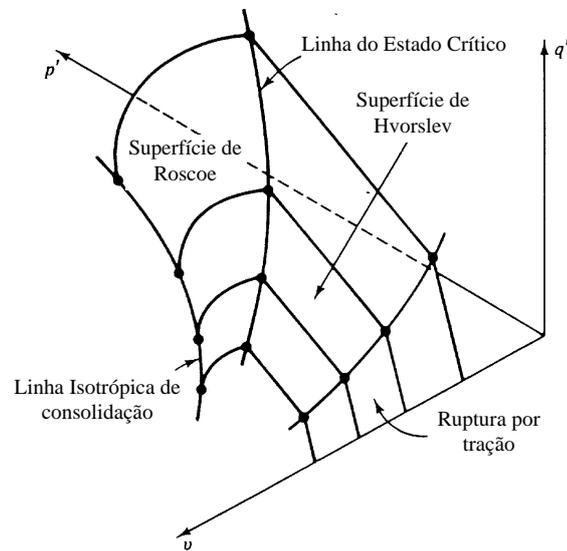
Figura 2.21: Exemplo de comportamento drenado de um solo pré-adensado submetido ao cisalhamento.

Assim, ao se normalizar os resultados dos ensaios triaxiais realizados nestes materiais, constata-se que a trajetória no espaço $p'/p'_e:q/p'_e$ atinge um valor acima da linha de estado crítico e posteriormente, retornando ao final do ensaio a se posicionar sobre a linha de estado crítico. Então, ao se tomar os pontos finais de cada ensaio, realizados sob diferentes razões de pré-adensamento, é possível delimitar através de um segmento linear como apresentado na Figura 2.22 (a).

Esta simples linha é conhecida como sendo a representação da superfície de Hvorslev, de maneira que a mesma intercepta a superfície de Roscoe exatamente sobre a linha de estado crítico. Ao mesmo tempo, a linha de Hvorslev é delimitada a esquerda pela linha de ruptura por tração, definindo assim os estados possíveis situados à esquerda do ponto que representa o estado crítico no espaço normalizado $p'/p'_e:q/p'_e$ como apresentado nas Figuras 2.22 (a) e 2.22 (b).



(a)



(b)

Figura 2.22: (a) Representação superfície limite de estado completa no plano normalizado e (b) no espaço $q : p' : v$. (Atkinson & Bransby, 1978)

Uma demonstração de resultados da normalização de ensaios triaxiais é realizada na Figura 2.23, onde amostras de um solo residual de arenito (Arenito Botucatu) foram cisalhadas sob diferentes níveis de pré-adensamento. É possível então identificar que amostras com uma razão de pré-adensamento (relação entre a máxima tensão submetida e a tensão atual) mais próximas as curvas se situam da superfície de *Roscoe*. Do contrário, amostras com elevadas razões de pré-adensamento permitem que as trajetórias estejam situadas a esquerda do ponto que define o estado crítico.

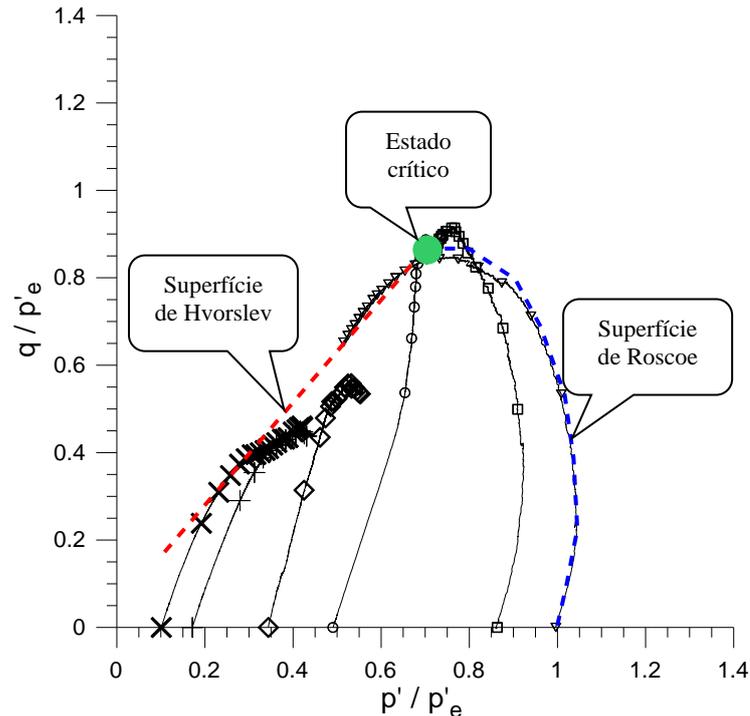


Figura 2.23: Superfície de estado último encontrada para o Areito Botucatu (Dalla Rosa *et al.*, 2008).

2.7 RELAÇÕES ENTRE TEOR DE CIMENTO E VAZIOS

Estudos iniciais sobre as possíveis relações existentes entre a porosidade e o nível de cimentação foram realizadas por Larnach (1960). Segundo o autor, diferentemente de como é relacionado em misturas de concreto tradicionais, a quantidade de vazios (incluindo a porção de água e ar incorporados a mistura) presentes nas misturas de solo-cimento é um fator preponderante na dosagem dessas misturas.

Atualmente, o núcleo de pesquisas da UFRGS têm desenvolvidos estudos na identificação de uma metodologia para a dosagem de solos cimentados, levando em conta o tipo de material, quantidade de agente cimentante e porosidade presente na mistura desses materiais.

Estudos realizados por Foppa (2005), Lopes Junior (2007), Consoli *et al.* (2009b, 2009c, 2008, 2007), Cruz (2008) e Dalla Rosa (2009), entre outros estudos, demonstraram claramente a existência de uma relação unívoca entre a quantidade de agente cimentante e a porosidade existente em misturas de diferentes tipos de solos.

Consoli *et al.* (2007) identificaram que pequenas teores de cimento Portland adicionados a um solo residual de areito foram suficientes para o acréscimo de resistência a compressão não

confinada. Porém, a redução da porosidade permitiu uma melhor interação do agente cimentante com a matriz do solo indicando que amostras cimentadas apresentam um desempenho melhor a medida que a porosidade diminui. Dessa maneira, os autores encontraram uma relação entre porosidade e teor de agente cimentante, sendo esta relação uma forma apropriada para prever a resistência não confinada.

Em outro trabalho, Consoli *et al.* (2009b) apresentaram resultados de uma areia artificialmente cimentada para diferentes relações de porosidade e teor de cimentação. Os autores observaram que mesmo em diferentes níveis de confinamento (Figura 2.24), os resultados para amostras com similares relações de porosidade e cimento apresentaram valores de resistência de ruptura muito próximos. A partir desta relação, os autores afirmam que a porosidade, bem como o teor de cimento em conjunto, comandam a resistência de pico em solos artificialmente cimentado.

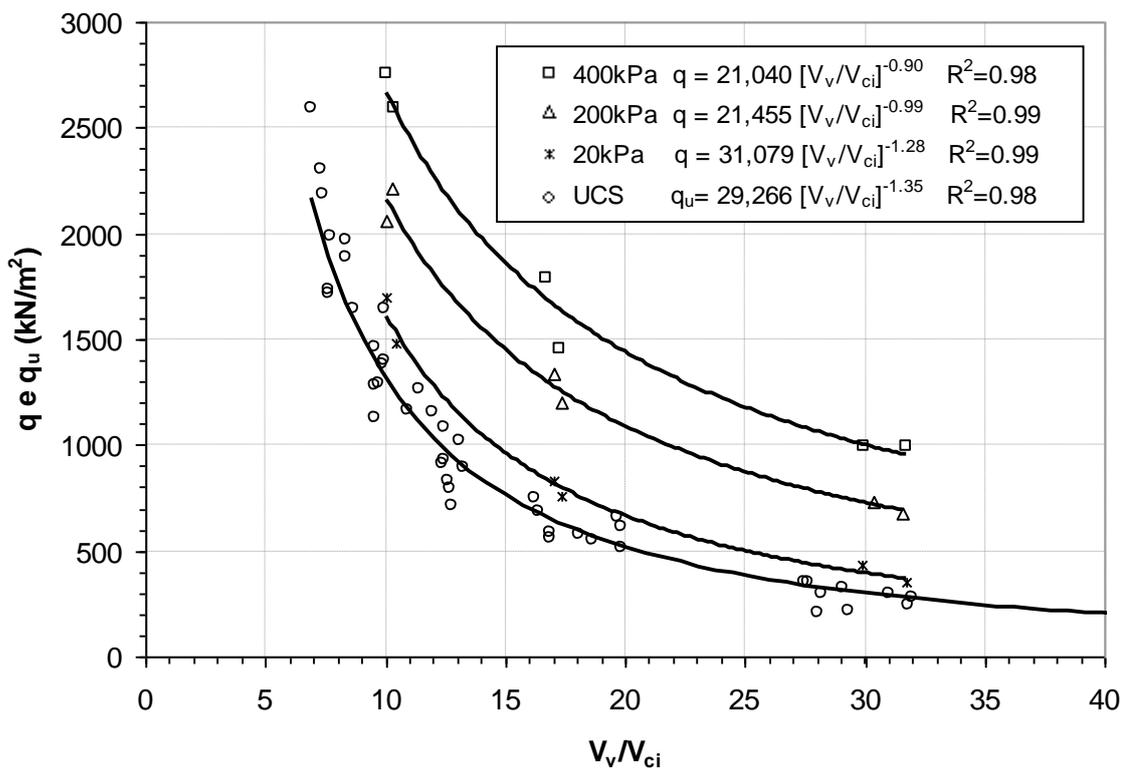


Figura 2.24: Resistência de pico para ensaios triaxiais e de compressão não confinada (Adaptado de Consoli et al., 2009b).

Esta relação que existe entre o grau de compactação e o teor de cimento também foi demonstrada em resultados de ensaios de compressão simples, obtidos por Lopes Junior

(2007) para um material, artificialmente cimentado com cimento Portland e cal hidratada em dois tipos diferentes de solo.

Foppa (2005) identificou que a umidade de mistura de amostra solo-cimento é um fator preponderante também na determinação da resistência a compressão simples. O autor afirma que a relação existente entre a porosidade e o teor de cimento só pode ser avaliada quando ambas as misturas são preparadas em um mesmo teor de umidade.

3 PRENSA TRIAXIAL COM TRAJETÓRIA DE TENSÕES CONTROLADA

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os avanços nas áreas de eletrônica e de microcomputação têm possibilitado a implementação de equipamentos cada vez mais robustos e precisos capazes de realizar rotinas complexas. Entre os novos desenvolvimentos, ênfase é dada a equipamentos triaxiais com um controle automático das tensões ao longo da sua realização (Ferreira, 2002), ao mesmo tempo em que a coleta de dados se dá de forma automática. Essa coleta, uma vez programada para ser realizada em curtos intervalos de tempo, permite uma melhor identificação do comportamento de materiais estruturados.

Assim, no estudo desenvolvido nesta tese de doutorado houve a necessidade da construção de uma prensa triaxial projetada para realizar ensaios sob trajetórias diferentes da convencional. A seguir são descritos quais foram os procedimentos adotados no projeto e na execução do equipamento triaxial, ressaltando-se que todo o projeto foi realizado dentro do período desta tese de doutorado.

3.2 PRINCÍPIO DE FUNCIONAMENTO DA CÂMARA TRIAXIAL

O equipamento construído é uma prensa triaxial do tipo Bishop-Wesley (Bishop e Wesley, 1975), a qual difere em alguns aspectos das prensas convencionais. Entre essas feições, a principal está na aplicação da tensão desvio que é realizada através de um cilindro hidráulico movido por um motor de passo e o controle das pressões na câmara (pressões confinante e de contrapressão) através de válvulas servo-controladas. Na Figura 3.1 é apresentada uma visão geral da prensa triaxial do tipo Bishop-Wesley.

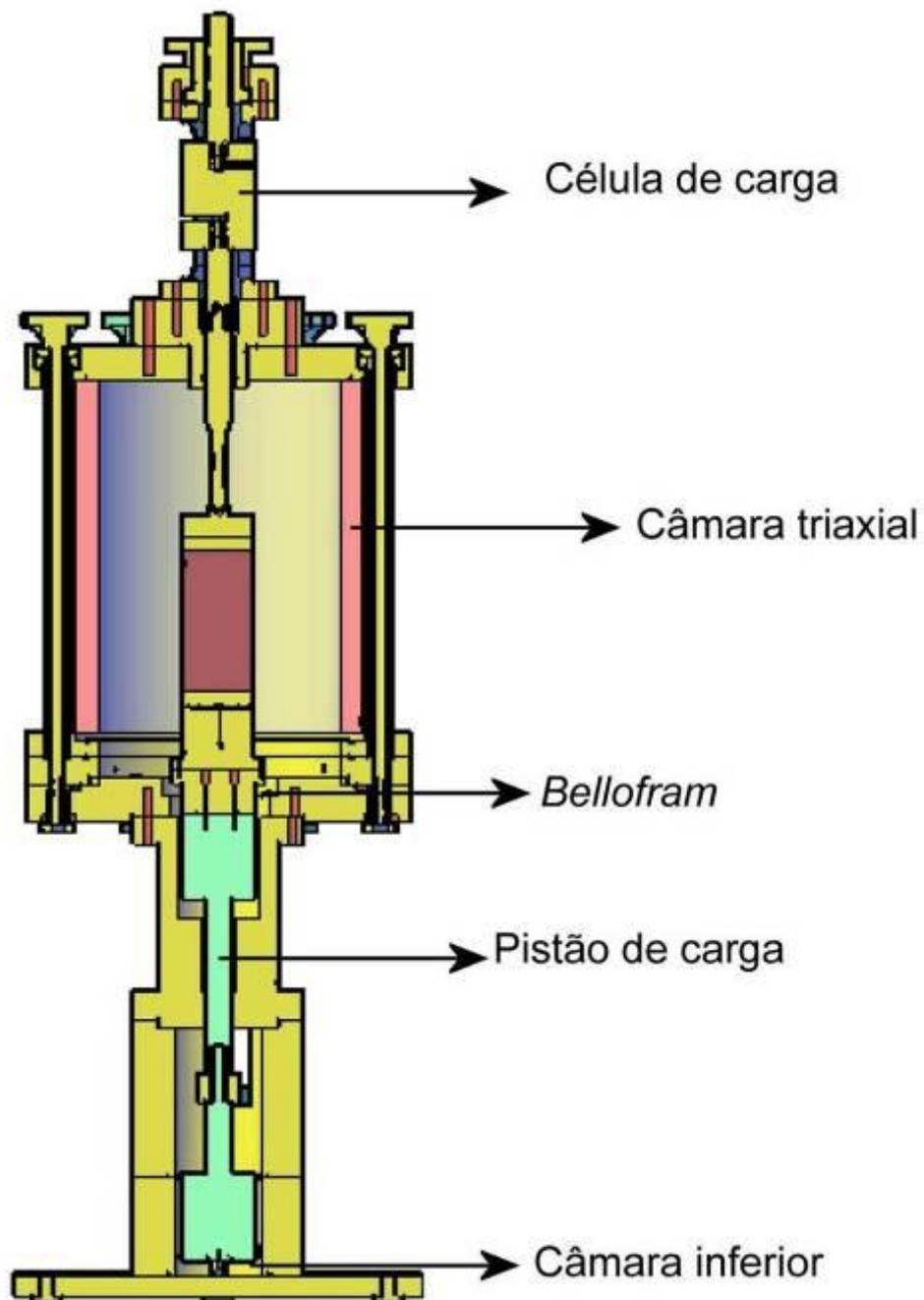


Figura 3.1: Visão geral de uma prensa do tipo Bishop-Wesley.

A tensão desvio é aplicada por meio da injeção de fluido na câmara inferior pela bomba hidráulica. A velocidade de cisalhamento durante o ensaio dependerá unicamente das velocidades disponíveis do motor de passo. A utilização de motores de passo apresenta uma vantagem, devido a precisão que os mesmos possuem. Ao mesmo tempo, tais motores possuem elevado torque, possibilitando a aplicação de altas tensões na prensa triaxial.

Membranas do tipo “*bellofram*” fazem a vedação da câmara inferior e da interface entre a base da câmara triaxial e o pistão de carga, como apresentado na Figura 3.1. A adoção desse sistema de vedação permite que o pistão de carga exerça o deslocamento com o mínimo de atrito possível. Para conduzir o pistão de carga da prensa triaxial, foi instalado um par de rolamentos na parte mais estreita do pistão, o que também contribuiu para a redução do atrito no deslocamento do mesmo.

No topo, foi instalada uma célula de carga externa para a determinação da tensão desvio durante os ensaios. Optou-se pela instalação de uma célula de carga externa em virtude do elevado custo que uma célula de carga submersível apresenta. Posteriormente, quando for tratado do assunto referente à calibração dos dispositivos de medição, comprova-se que mesmo instalada do lado de fora da câmara triaxial, a célula apresentou desempenho satisfatório.

As válvulas servo-controladas alternam as pressões na medida necessária, para que o ensaio seja realizado conforme as trajetórias pré-estabelecidas. Durante a fase de cisalhamento, a válvula responsável pela pressão confinante poderá permanecer regulando uma pressão constante para a trajetória convencional. No caso da trajetória de descarregamento lateral, ou quando se tratar de um ensaio sob trajetória p' constante, a pressão confinante poderá ser modificada na medida que for necessária. A Figura 3.2 apresenta algumas das possíveis trajetórias de tensões que uma prensa do tipo Bishop-Wesley é capaz de realizar.

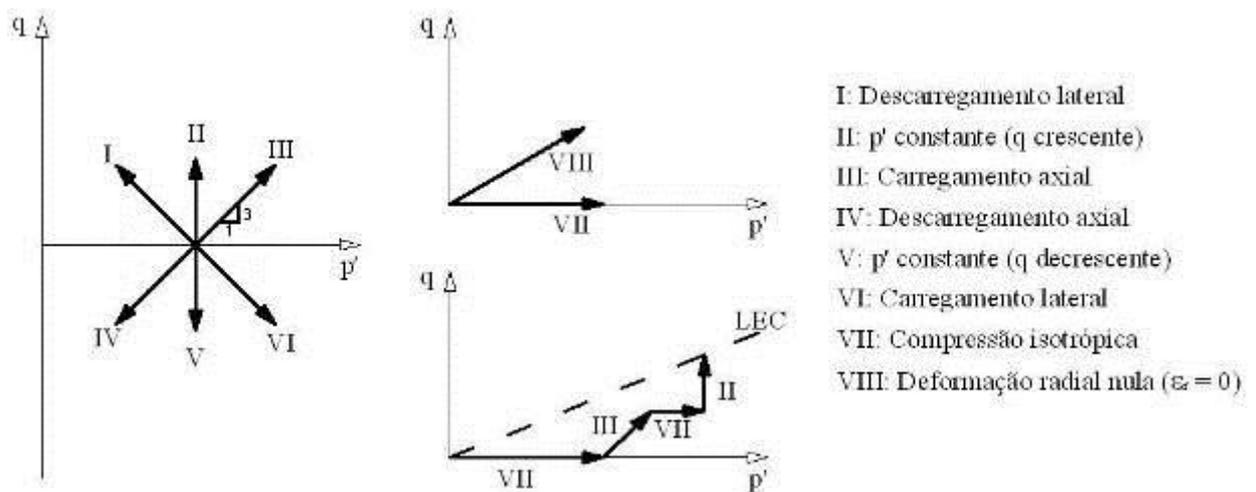


Figura 3.2: Possíveis trajetórias de tensões de serem seguidas com uma prensa do tipo Bishop-Wesley.

3.3.1 Projeto da câmara triaxial

A câmara triaxial foi projetada para realizar ensaios em amostras com diâmetro e altura iguais a 50 mm e 100 mm, respectivamente. Em casos especiais, amostra com dimensões de 70 mm de diâmetro e 140 mm de altura também podem ser executadas, porém havendo a necessidade de alterações nos cabeçotes de base e topo. Dispositivos de medição interna a serem instalados como sensores de efeito *hall* para as medições das deformações axiais e radiais ao longo da execução dos ensaios são empregados quando necessários.

Utilizou-se o aço, o alumínio e o acrílico como os principais materiais na confecção da câmara triaxial. As propriedades mecânicas destes materiais são apresentadas resumidamente na Tabela 3.1, sendo estes valores utilizados no dimensionamento de todo o equipamento triaxial. Dentro dessas características, a câmara triaxial em sua configuração final possui um diâmetro interno igual a 170 mm e uma altura igual a 250 mm. A espessura da parede do cilindro adotada foi de 16 mm, sendo esta a máxima espessura de parede para o diâmetro interno (acima mencionado) do cilindro fornecido pelo fabricante.

Tabela 3.1: Propriedades mecânicas dos materiais utilizados na construção da prensa triaxial

Propriedades mecânicas			
Material	E (MPa)	Tensão de escoamento (MPa)	Poisson (ν)
Acrílico	70000	110	0,25
Aço	210000	210	0,25
Alumínio	70000	200	0,25

Uma análise em elementos finitos do cilindro acrílico utilizando o software ABAQUS® foi realizada para identificar qual seria a máxima pressão suportada no interior da câmara triaxial, com as configurações citadas anteriormente. Utilizou-se um padrão de comportamento do tipo elástico perfeitamente plástico, representado pela lei de plasticidade de Von Mises (Figura 3.3). Para a simulação, considerou-se que o cilindro possui um comprimento infinito, de maneira que esta seria a condição mais desfavorável a ser avaliada.

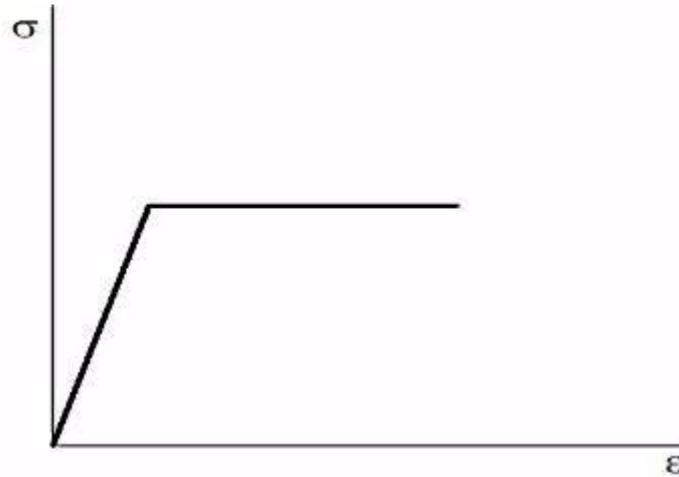


Figura 3.3: Modelo elastoplástico adotado nas análises dos componentes da câmara triaxial.

Na Figura 3.4 é demonstrado o problema em sua configuração, apresentando também as condições de contorno utilizadas no cálculo das tensões ao longo da parede da câmara triaxial. Os resultados da análise para o cilindro de acrílico da câmara triaxial são apresentados nas Figuras 3.5 e 3.6. Nota-se que foi somente avaliada uma seção correspondente a $\frac{1}{4}$ de toda a seção do cilindro por haver uma simetria.

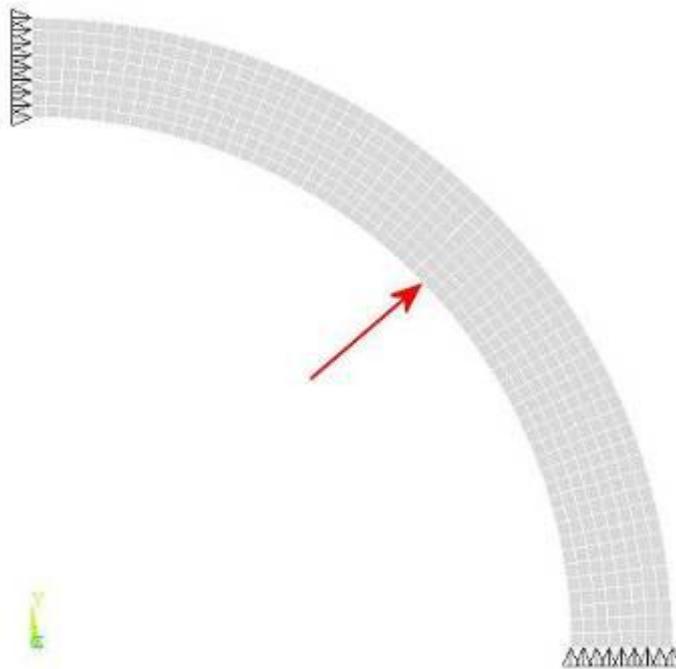


Figura 3.4: Condições de contorno adotadas na análise numérica.

A partir das análises realizadas em elementos finitos, identificou-se que a pressão limite última (ruptura) para o equipamento está próxima a 30 MPa, o que com um fator de segurança igual a 3, resulta em uma pressão máxima de suporte inferior a 10 MPa como apresentado na Figura 3.4.

Na Figura 3.6 é representada a distribuição de tensões segundo o critério de Von Mises, para a situação adotada em projeto da pressão de trabalho. Verifica-se que a concentração das tensões segundo o critério anterior estão localizadas basicamente sob a face interior da câmara triaxial, sendo na borda externa, encontrada uma redução na faixa de 40% em relação as tensões na face interna da câmara.

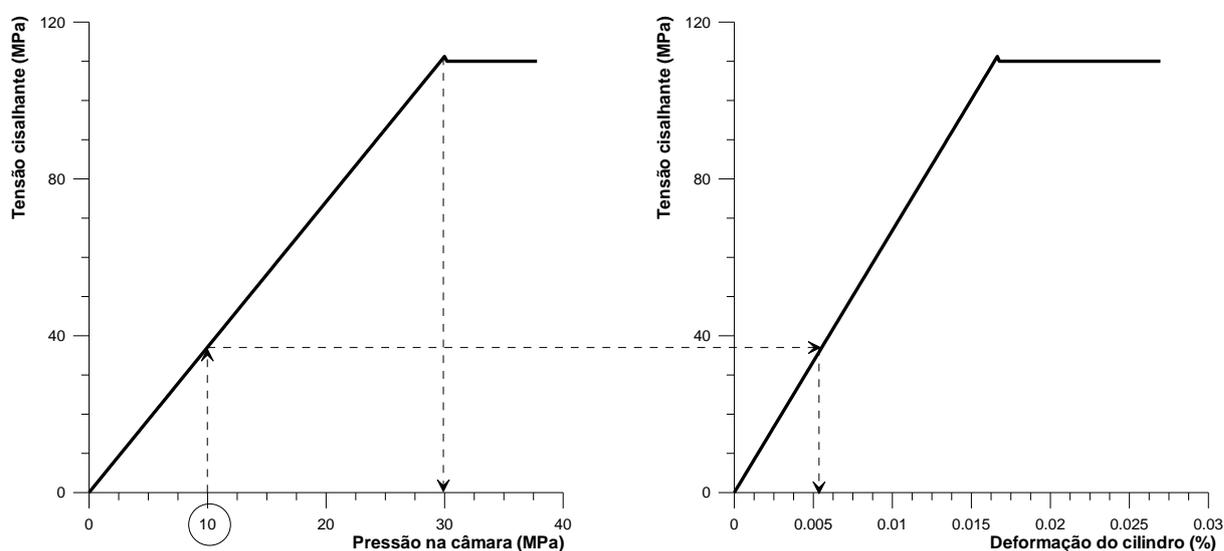


Figura 3.5: Resultados da tensão cisalhante segundo o critério de Von Mises para a câmara triaxial.

Mesmo que a câmara triaxial possa suportar uma pressão relativamente elevada, outros fatores também delimitam a faixa de trabalho de pressões, como a membrana do tipo “*bellofram*” na base da câmara triaxial e o pistão que aplica a tensão desvio na amostra, como apresentado na Figura 3.7. Segundo as especificações fornecidas pelo fabricante da membrana, a máxima pressão de trabalho está na faixa de 1000 psi ou 6,9 MPa, sendo esta, a pressão limite adotada para a câmara triaxial.

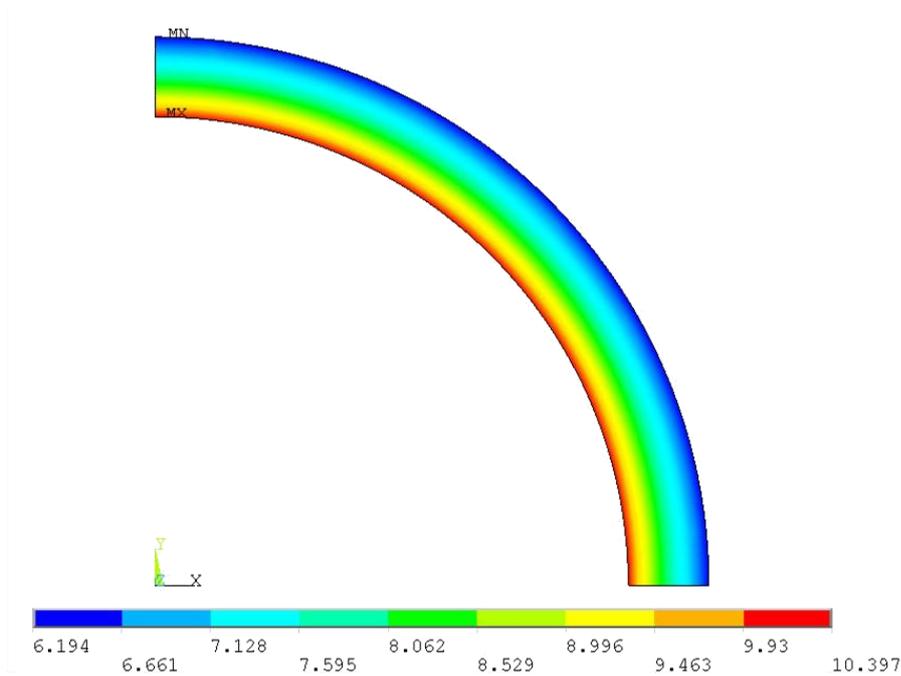


Figura 3.6: Distribuição das tensões cisalhantes (em MPa) segundo critério de Von Mises na câmara triaxial para a pressão de trabalho.



Figura 3.7: Detalhe da membrana "bellofram" existente entre a base da câmara triaxial e o pistão de carga.

3.3.2 Sistema de aquisição de dados

O sistema de aquisição de dados é composto por uma placa modelo PCI-DAS 1602/16 produzida pela *Computer Boards*®. Esta placa é composta por oito canais diferenciais Analógico/Digital (A/D) com taxa de amostragem máxima de 200 kHz, e capaz de realizar medições nas seguintes faixas de tensões: ± 10 V; ± 5 V; $\pm 2,5$ V; $\pm 1,25$ V; 0 a 10 V; 0 a 5 V; 0 a 2,5 V; e 0 a 1,25 V. Todos os oito canais disponíveis foram utilizados na aquisição de dados

dos sensores, listados na Tabela 3.2, com as respectivas faixas de tensões adotadas para cada sensor.

Tabela 3.2: Dispositivos acoplados à aquisição de dados e suas respectivas resoluções de leitura.

Sensor	Faixa de tensão disponível (V)	Resolução do canal para leitura (V)
Axial interno 01	(0) - (+10)	0,000152588
Axial interno 02	(0) - (+10)	0,000152588
Radial	(0) - (+10)	0,000152588
Transdutor de contrapressão	(0) - (+10)	0,000152588
Transdutor de pressão confinante	(0) - (+10)	0,000152588
Axial externo	(0) - (+10)	0,000152588
Célula de carga	(-10) - (+10)	0,000305176
Volumétrico externo	(0) - (+10)	0,000152588

A placa possui dois canais diferenciais Digital/Analógico (D/A) com resolução de 16 bits, sendo a uma taxa de atualização de 100 kHz. As faixas de tensões disponíveis na saída dessas portas D/A são as seguintes: ± 10 V; ± 5 V; 0 a 10 V, ou 0 a 5 V. Estes dois canais foram utilizados para a automação das válvulas servo-controladas, com uma faixa de tensões de 0 a 10V.

Foi utilizado o recurso do contador com resolução de 16 bits (2^{16}) presente na placa, para automação do motor de passo existente na bomba hidráulica. O contador em conjunto com uma frequência base existente na placa (10 MHz) permitiu criar diferentes frequências de saída. O princípio de funcionamento do contador é baseado na contagem dos ciclos da frequência base, liberando um pulso em forma de onda quadrada após cada contagem, permitindo então obter-se diferentes frequências de saída para o motor de passo. Assim, temos que a frequência base pode variar entre aproximadamente 153 Hz ($10 \text{ MHz} / 2^{16}$) até o próprio valor base ($10 \text{ MHz} / 1$). No tópico sobre o projeto da bomba hidráulica, será descrito como o *frequência* de saída foi utilizado para alternar as velocidades do motor de passo.

As portas digitais que podem oscilar em sinais *low-high* (0,5V-2,4 v) também foram utilizadas na automação do motor de passo, onde 2 das 24 portas presentes foram utilizadas como chaves de acionamento do motor de passo e na alternância do sentido de rotação do motor.

3.3.3 Controle das pressões no interior da câmara triaxial

O sistema responsável pela aplicação das pressões no interior da câmara triaxial é composto por dois conjuntos de válvulas servo-controladas acopladas a uma rede de ar comprimido. Por sua vez, estas válvulas estão conectadas as suas respectivas interfaces ar-água, como esquematizado na Figura 3.8.

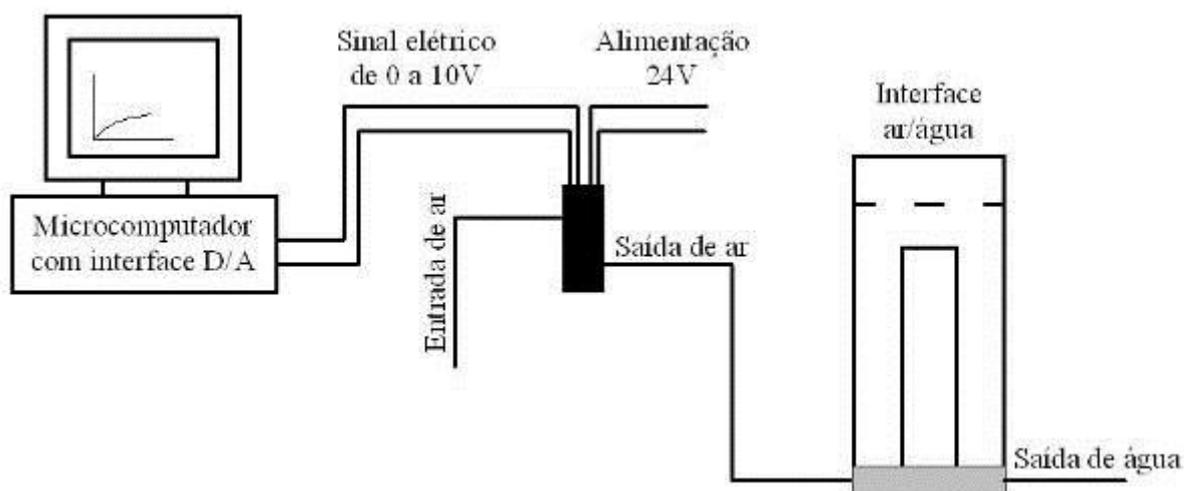


Figura 3.8: Esquema do sistema de aplicação automatizado das pressões confinante e de contra pressão.

As válvulas utilizadas na concepção do equipamento são da marca FESTO® série MPPE (Figura 3.9), com capacidade nominal para aplicar pressões na faixa de 0 a 1000 kPa (0 a 1000 kPa) e com uma precisão de mais ou menos 5 kPa (50 mbar). Por serem automatizadas e ajustadas de acordo com os transdutores de pressão, essa precisão aumenta de maneira que o desvio das pressões fica na faixa de mais ou menos 2,5 kPa (25 mbar). As válvulas são alimentadas com uma tensão contínua de 24V e seu consumo de energia é relativamente baixo (da ordem de 3,6 W). Por serem válvula proporcionais, estas alternam as pressões de acordo com o sinal de entrada. Neste caso, as válvulas possuem uma faixa de entrada de 4 a 20 mA, correspondendo a máxima e mínima pressões. Em função da placa de automação que se encontra no microcomputador disponibilizar somente sinais de saída em voltagem, módulos condicionadores foram instalados para converter o sinal de voltagem em sinal de amperagem.



Figura 3.9: Vista da válvula proporcional utilizada na construção do equipamento triaxial.

Na Figura 3.10 é apresentado um fluxograma que simboliza o funcionamento das válvula proporcionais no equipamento triaxial. Inicialmente, o sistema realiza a leitura do respectivo transdutor de pressão para posteriormente realizar a comparação com a pressão necessária para aquele estágio. Ao se verificar que a pressão está acima ou abaixo da pressão desejada, o programa automaticamente realiza incrementos ou decrementos do sinal de tensão nas portas digital/analógica (D/A) da placa de aquisição dados com o objetivo de regular a pressão. Este ciclo é realizado em intervalos periódicos, que se estendem ao longo de todo ensaio triaxial.

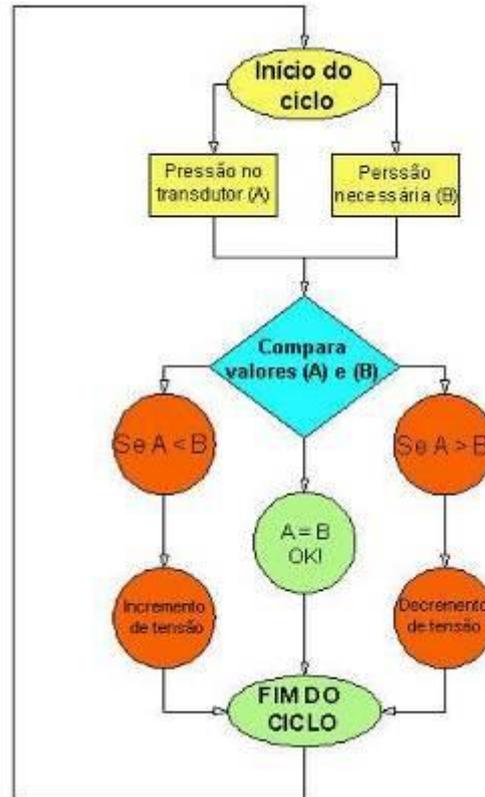


Figura 3.10: Fluxograma do controle das válvulas proporcionais.

3.3.4 Dimensionamento da bomba hidráulica

A bomba hidráulica, como já mencionado, é responsável pela aplicação da tensão desvio durante a realização dos ensaios triaxiais. A bomba é composta por um sistema propulsionado por um êmbolo, que é deslocado com o auxílio de um motor de passo acoplado a uma caixa de redução e um fuso de esferas. A Figura 3.11 mostra uma visão geral da bomba hidráulica após a sua construção. Inicialmente, utilizou-se como fluido para a bomba hidráulica água destilada ao invés de um fluido hidráulico convencional, já que este poderia agredir o elastômero da membrana “bellforam”. Durante a realização dos primeiros ensaios, foi constatado que a utilização de água como fluido hidráulico resultou em vazamentos no sistema de vedação do êmbolo, sendo então substituída por óleo vegetal. Assim foram satisfeitas as condições de viscosidade, ao mesmo tempo em que o fluido não agride o elastômero.

O diâmetro interno do cilindro hidráulico foi delimitado em 25 mm, pois diâmetros menores apresentariam problemas na usinagem de peça. A espessura da parede do cilindro foi determinada através de análise numérica, a executada para a câmara triaxial. O material

utilizado foi aço inoxidável, com as propriedades mecânicas citadas previamente na Tabela 3.2.



Figura 3.11: Visão geral da bomba hidráulica desenvolvida neste estudo.

O processo de dimensionamento teve como principal objetivo delimitar a máxima deformação do diâmetro interno do cilindro para uma pressão de trabalho igual a 4 MPa, já que esta pressão resulta em uma carga vertical na célula de carga, próxima da sua capacidade (10 kN). Esta última verificação torna-se importante para evitar possíveis vazamentos entre o sistema de vedação do êmbolo e a parede interna do cilindro.

Na Figura 3.12 mostra-se a curva resultante do processo de dimensionamento da espessura da parede do cilindro hidráulico. O dimensionamento foi realizado levando em consideração o efeito do aumento da espessura da parede do cilindro hidráulico, tendo como resultado uma espessura otimizada igual a 6 mm.

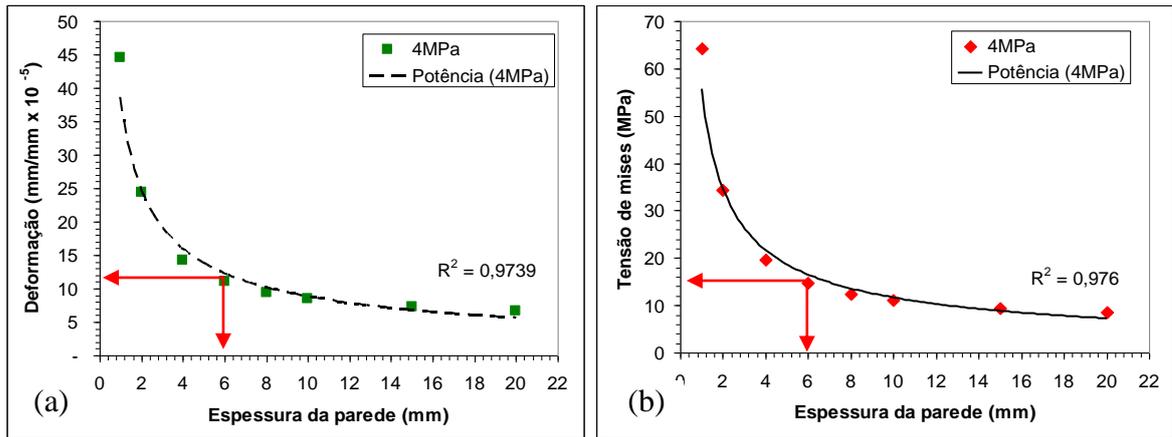


Figura 3.12: Determinação da espessura da parede do cilindro responsável pela aplicação da pressão desvio: (a) deformação vs. espessura da parede; (b) tensão de cisalhante vs. espessura da parede.

Na Figura 3.13 é apresentada a distribuição de pressões na parede do cilindro hidráulico, mostrando que o máximo valor da tensão de Mises ($\approx 15\text{MPa}$) está muito abaixo do valor limite de escoamento do material. As deformações oriundas da pressão de trabalho são extremamente baixas (da ordem de 10^{-5} mm/mm).

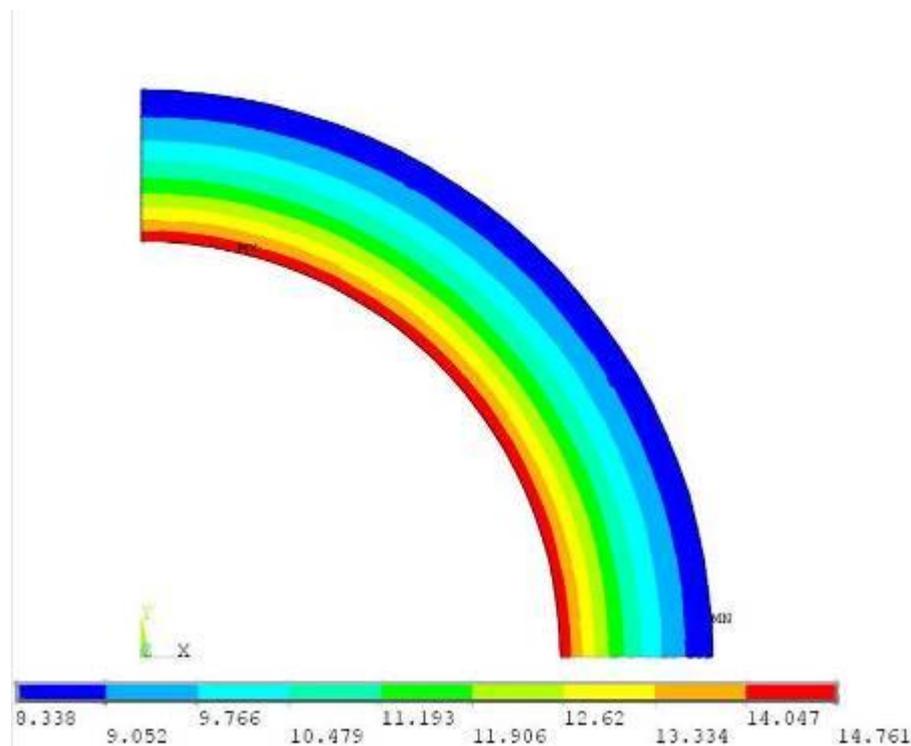


Figura 3.13: Distribuição de tensões cisalhantes (Em MPa) na parede do cilindro da bomba hidráulica.

Somente para critério de verificação, foi realizada a análise dos esforços gerados por uma pressão de 10 MPa na câmara inferior do equipamento triaxial (Figura 3.1). Esta pressão é mais que 2 vezes a pressão de trabalho dimensionada para o equipamento. As propriedades mecânicas da peça, constituída de alumínio, são apresentada na Tabela 2, sendo os resultados dessa verificação apresentados na Figura 3.14.

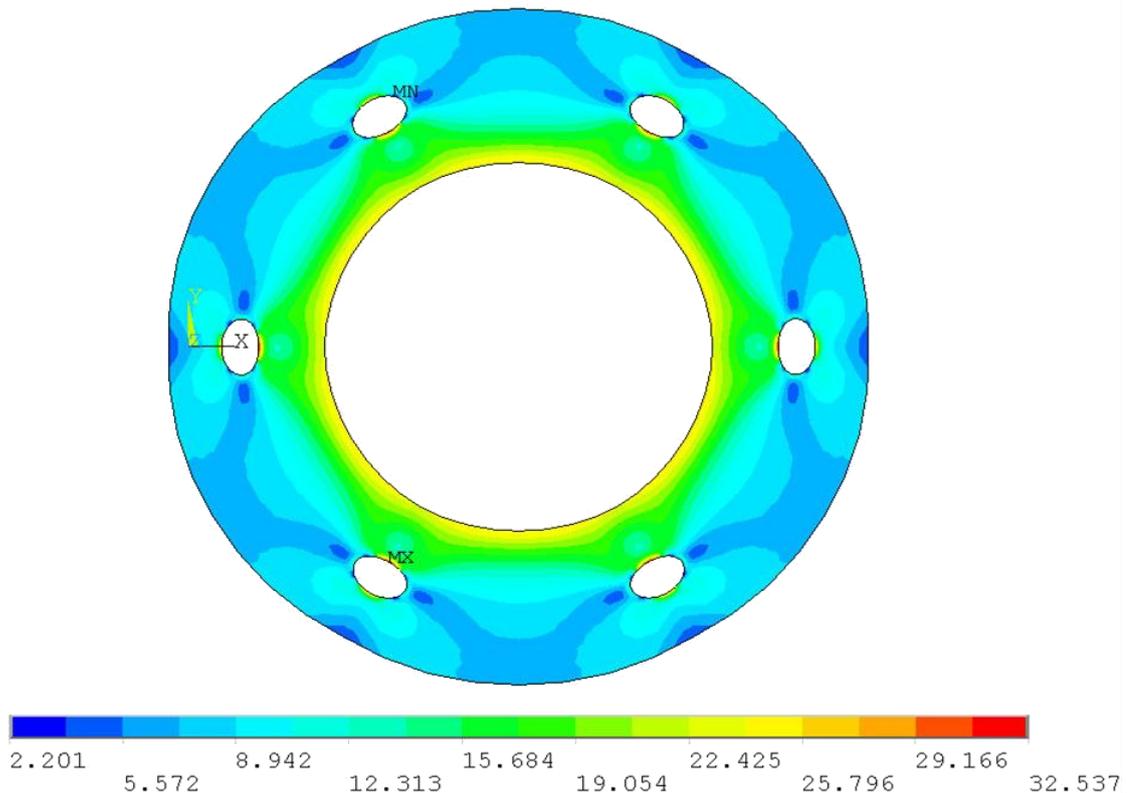


Figura 3.14: Distribuição das tensões na câmara inferior da prensa triaxial.

Em equipamentos triaxiais, um dos fatores importantes é a velocidade de cisalhamento adotada durante a execução dos ensaios. Assim, o equipamento deve possuir um sistema preciso e contínuo de deslocamentos durante a fase de cisalhamento. Com esse objetivo, um motor de passo tipo NEMA 23 foi utilizado na bomba hidráulica, com torque nominal igual a 1,9 N.m e com resolução de 200 passos por revolução, ou seja, cada passo corresponde a 1,8 graus de rotação na condição “*full step*”. No caso da utilização do motor de passo acoplado à caixa de redução, a qual está ligada ao fuso de esferas na condição “*full step*”, não seria possível atingir a velocidade mínima adequada.

Para garantir as velocidades, foi necessária a instalação de um *driver* de potência com capacidade de dividir o ângulo de cada passo. Este *driver* realiza micro passos por meio da excitação, em conjunto de duas bobinas do motor de passo. Com o controle da corrente nestas bobinas é possível criar rotações de pequeníssimos ângulos. Neste equipamento, a resolução do motor de passo foi ampliada de 200 passos para 50800 micro passos, tendo um ângulo de rotação mínimo igual a 0,00708 graus na saída do motor.

O driver é controlado pela placa de aquisição de dados através de duas portas digitais, responsáveis pelo acionamento do motor e pelo sentido de rotação. A velocidade do motor é definida, por uma frequência gerado pela placa de aquisição. Esta frequência compreende valores de 153 Hz a 2 MHz, sendo o máximo definido em função da máxima capacidade do *driver* de potência. Porém, para o sistema montado somente foi possível obter uma resposta adequada do funcionamento do motor do passo para uma frequência máximo de 1,25MHz, considerando esta a máxima taxa de pulsos por segundo capaz de ser realizada pelo *driver* de potência. A quantidade de micro passos a serem executados oscila entre 153 a $1,25 \times 10^6$ em um intervalo de 1 (um) segundo. Em termos de rotações por segundo, o motor é capaz de realizar movimentos em uma faixa que compreende de 3×10^{-3} a 24,6 rotações por segundo (rps).

Utilizou-se uma caixa de redução com a finalidade de alcançar velocidades relativamente baixas para o cisalhamento. No caso da construção deste equipamento, a caixa utilizada é do tipo planetária, capaz de reduzir a rotação de saída do motor em 100 vezes, e ao mesmo tempo, possibilitando uma amplificação do torque de saída do motor de passo. As velocidades mínima e máxima de rotação do motor são reduzidas respectivamente para 3×10^{-5} e $2,46 \times 10^{-1}$ rps.

Um fuso de esferas foi adotado para reduzir o atrito durante o seu percurso, mantendo concomitantemente a precisão elevada. O fuso possui um erro máximo de posição de 220 μm a cada 300 mm de comprimento. Outro aspecto está relacionado a maior durabilidade que este fuso apresenta, em virtude de possuir baixo atrito durante o deslocamento por existir um conjunto de rolamentos na porca de reação (castanha). No equipamento desenvolvido foi adotado um fuso de esferas com passo igual a 5 mm por revolução. Este fuso de esferas em conjunto com a caixa de redução e o motor de passo, operando na faixa de rotações anteriormente apresentada, consegue atingir velocidades de deslocamento mínima e máxima nas faixas de $1,5 \times 10^{-4}$ a 1,23 mm/s ou 0,54 mm/h a 4428 mm/h respectivamente. Para o

diâmetro interno do cilindro apresentado anteriormente as vazões ficariam na faixa de 264 mm³/h até $2,17 \times 10^6$ mm³/h.

Estas vazões são as mesmas encontradas na câmara inferior, conforme apresentado na Figura 3.1, que possui um diâmetro interno de aproximadamente 57 mm. Pode-se inferir então que a mínima e a máxima velocidade de cisalhamento disponíveis para este equipamento triaxial, calculadas a partir da máxima e mínima vazões disponibilizadas pela bomba hidráulica, variam entre 0,104 mm/h a 850 mm/h. Uma calibração de velocidades é apresentada na Figura 3.15, onde são comparados os valores teóricos de velocidade e os valores medidos diretamente no equipamento triaxial.

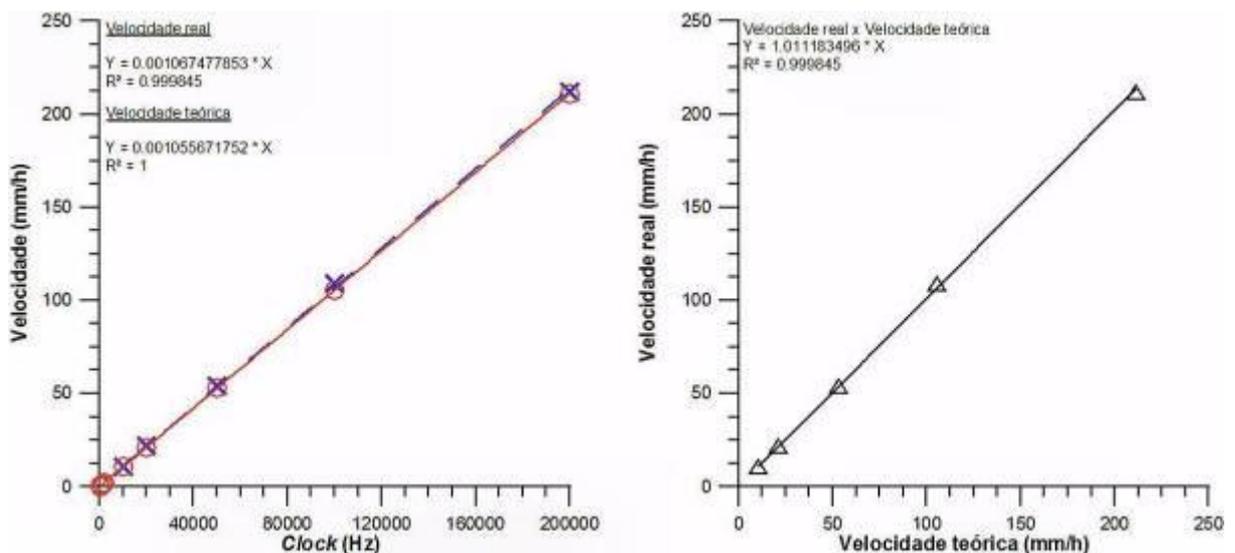


Figura 3.15: Comparação da velocidade teórica e real de cisalhamento.

Observou-se que estas velocidades permitem a realização de ensaios em uma ampla gama de materiais geotécnicos. Para materiais onde a condutividade hidráulica seja muito baixa, e por consequência, onde a velocidade de cisalhamento em ensaios drenados deve ser menor que as mínimas estabelecidas, poderá ser utilizada a chave que aciona o motor de passo em determinados intervalos de tempo. Entretanto, para a realização deste estudo, as faixa de velocidades disponíveis apresentadas na Figura 3.15 satisfazem as condições para o cisalhamento das amostras cimentadas.

3.3.4 Software de automação e aquisição de dados

A prensa triaxial construída nesta tese necessitou de um software capaz de realizar as tarefas de coleta de dados dos sensores, concomitantemente a automação dos dispositivos que

controlam as ações do próprio equipamento. O software foi desenvolvido em linguagem VEE®, totalmente orientada a objetos, o que torna o desenvolvimento do software menos complexo. O software foi dividido em três núcleos, sendo um responsável pela aquisição de dados dos dispositivos, outro para o processamento e automação do motor de passo e das válvulas proporcionais e por fim, um núcleo responsável por processar os dados que são apresentados na tela durante a execução dos ensaios triaxiais.

Buscou-se durante a construção do software, dividir as ações em blocos que correspondem às situações rotineiras na execução dos ensaios. Dentre essas rotinas, pode-se citar, em ordem de sequência como sendo a etapa de inserção de dados, percolação, saturação e cisalhamento. Esta última etapa é capaz de realizar diferentes trajetórias de tensões no cisalhamento, incluindo trajetória de compressão isotrópica, cisalhamento convencional, p' constante e descarregamento lateral. Rotinas que necessitam o descarregamento axial durante o cisalhamento não foram desenvolvidas neste estudo. Para isto, seria necessária adaptações do *top cap* utilizando-se um *suction cap* para unir do *top cap* com o pistão de reação (peça ligada à célula de carga).

Na Figura 3.16 é apresentada a interface na fase de inserção de dados, onde é solicitado ao usuário a sua identificação, bem como a identificação da amostra a ser testada, e suas características físicas, como diâmetro, altura e massa. Posteriormente à fase de identificação, o usuário é avisado de que há a necessidade de carregar um arquivo de calibração dos dispositivos de coleta de dados ligados à prensa triaxial. Este arquivo é necessário, já que durante toda rotina do software o usuário fará a inserção de dados seguindo as unidades internacionais, e ao mesmo tempo, os sensores acoplados ao equipamento realizam leituras dos resultados em volts. Posteriormente serão apresentadas as constantes de calibração encontradas para cada instrumento ligado ao equipamento.

A Figura 3.17 apresenta a tela da fase de percolação, onde o usuário é solicitado a informar um valor de pressão confinante durante a etapa. Nesta tela são informados os valores atuais das pressões confinantes e da contra pressão.

A Figura 3.18 apresenta a interface correspondente à etapa de saturação. Durante esta fase, o usuário deverá informar os dados básicos a serem utilizados na rampa de saturação. Dentre estes dados, é necessário informar o valor do incremento de saturação, o intervalo de cada incremento e a tensão efetiva durante esta fase. Devido as restrições do número de canais

disponíveis na placa de aquisição de dados, a rotina de saturação não é capaz de medir o parâmetro B durante esta fase de saturação, já que para essa função, um terceiro transdutor de pressão seria necessário acoplado a drenagem de topo.

Figura 3.16: Fase de identificação dos dados básicos.



Figura 3.17: Interface apresentada na fase de percolação.

A fase de cisalhamento foi a parte mais complexa desenvolvida em toda a rotina que compõe o software de automação da prensa triaxial. Isso porque nesta fase o equipamento faz a coleta de dados dos sensores e o processamento dessas informações, para então realizar as rotinas de comando das válvulas servo-controladas e da bomba hidráulica. Para cada tipo de trajetória a ser seguida, informações são solicitadas ao usuário, tais como incrementos de pressão

isotrópica e intervalos de incrementos, valores de velocidade de cisalhamento, pressões alvo (isotrópica ou tensão desvio) e intervalos da duração de cada etapa de cisalhamento. As Figuras 3.19(a) e 3.19(b) apresentam alguns exemplos do momento da coleta dessas informações que são solicitadas ao usuário.

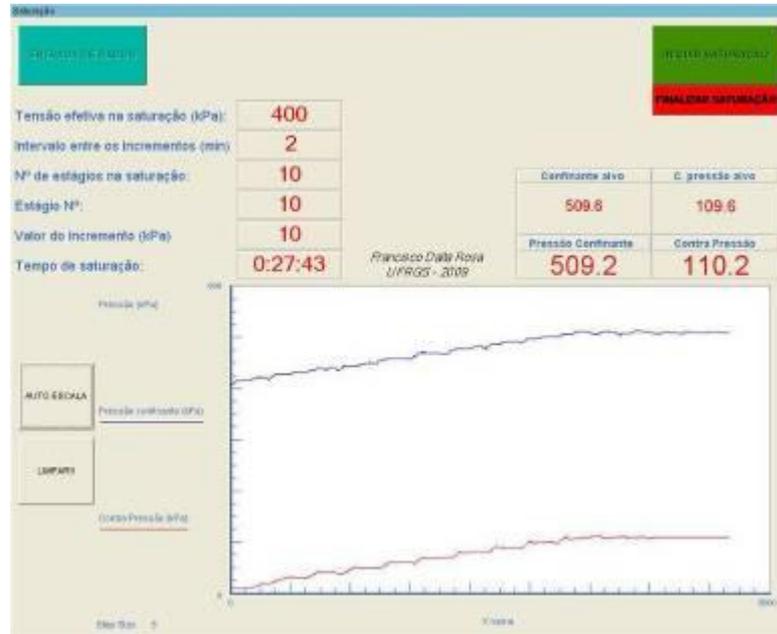


Figura 3.18: Interface apresentada na fase de saturação durante o momento de sua execução.

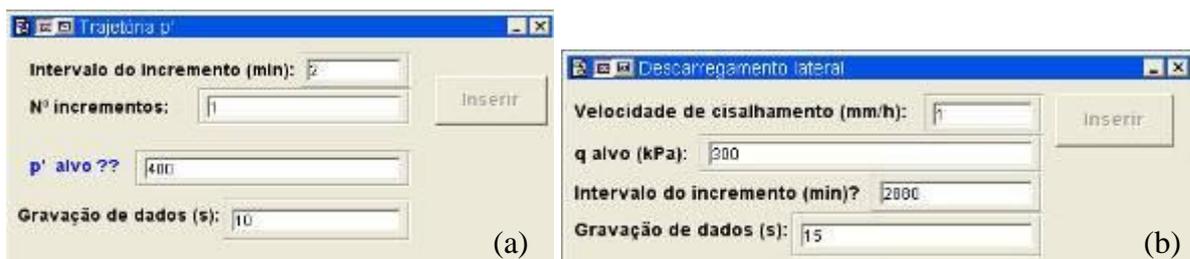


Figura 3.19: Interface apresentada na coleta de dados para trajetória isotrópica (a); e no cisalhamento (b).

Na Figura 3.20 é apresentada a tela principal onde são apresentados os resultados durante a fase de cisalhamento das amostras. A tela é basicamente composta de gráficos capazes de demonstrar uma análise prévia dos resultados coletados durante à realização de cada ensaio. Assim, gráficos como a trajetória percorrida, curva tensão desvio vs deformação, variação volumétrica vs deformação axial e tensões médias (p') vs variação volumétrica são apresentados ao longo de todo ensaio, com uma taxa de atualização de 1 segundo.

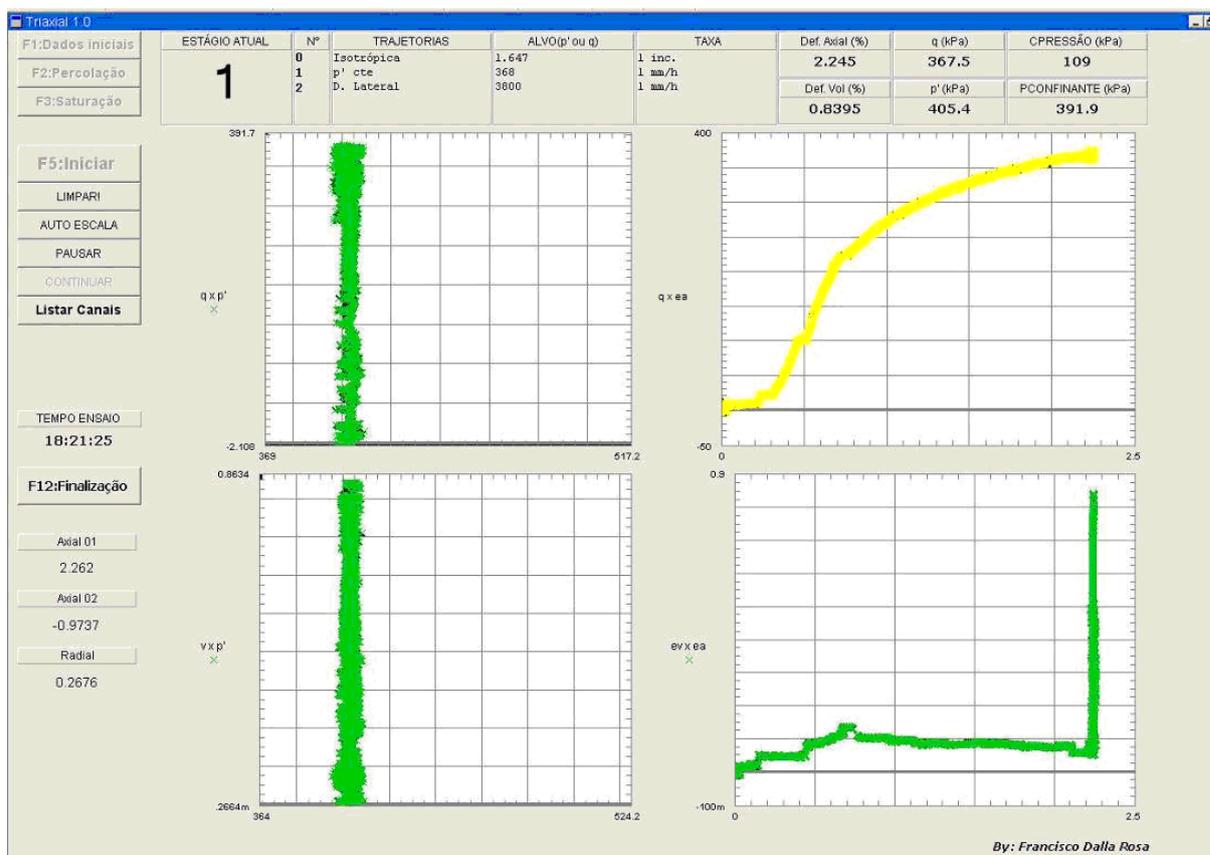


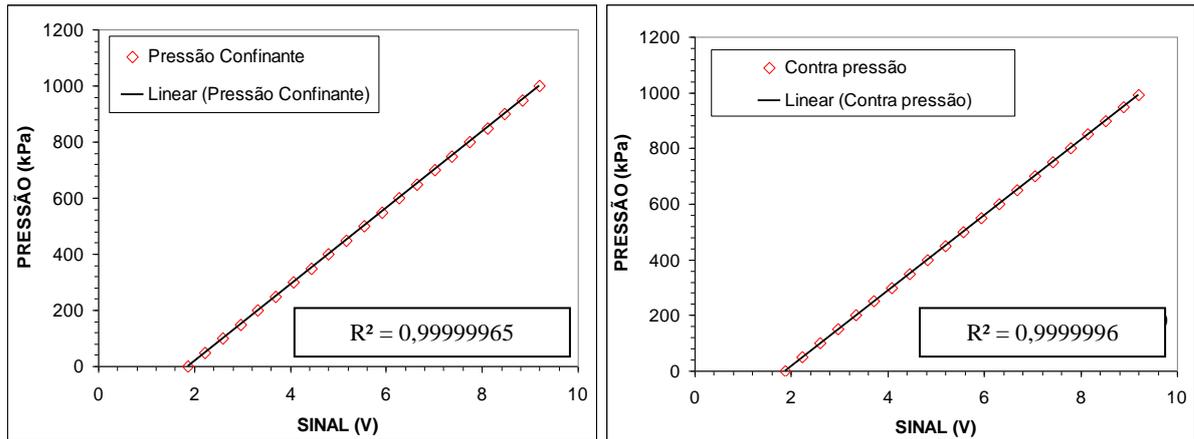
Figura 3.20: Interface principal do software triaxial.

Partindo da rotina desenvolvida para ensaios drenados, foi também desenvolvida uma rotina para ensaios não drenados. Neste caso, na tela principal do software desenvolvido é apresentada as mudanças de poro-pressão ao longo de toda a fase de cisalhamento.

3.4 CALIBRAÇÃO E ANÁLISE DE ESTABILIDADE DOS SENSORES

A calibração dos sensores de medição foi realizada com o auxílio de rotinas básicas, desenvolvidas também em linguagem VEE®. Estas rotinas têm a função de coletar os sinais na sua forma “bruta”, que posteriormente foram correlacionados com as suas respectivas fontes de calibração.

Nas Figuras 3.21(a) e 3.21(b) são apresentadas as correlações encontradas para os transdutores de pressão. Foram utilizados neste equipamento, transdutores de pressão modelo K1 fabricados pela ASHCROFT®, com capacidade máxima de pressão igual a 1 MPa e uma precisão igual a 0,5%.



(a) Figura 3.21: Calibração dos transdutores de pressão: (a) Pressão confinante; (b) Contrapressão.

Nas Figuras 3.22(a) e 3.22(b) estão apresentadas as calibrações realizadas na célula de carga, com capacidade de 10 kN e fabricada pela HBM®. Por se tratar de uma célula de carga externa, foram realizadas duas calibrações, sendo a primeira com aplicação de incrementos de carga diretamente sobre a célula de carga e, em um segundo momento, a calibração foi realizada com a célula montada na câmara triaxial. Adotou-se na calibração, incrementos de força de aproximadamente 250N. Comparando-se as duas calibrações verificou-se que as variações foram de pequena magnitude, mas cabe aqui informar que este tipo de configuração, quando utilizado em solos com propriedades mecânicas muito baixas (argila muito moles), talvez não apresente resultados satisfatórios nas medições da tensão desvio, já que o equipamento não foi testado para estes tipos de materiais.

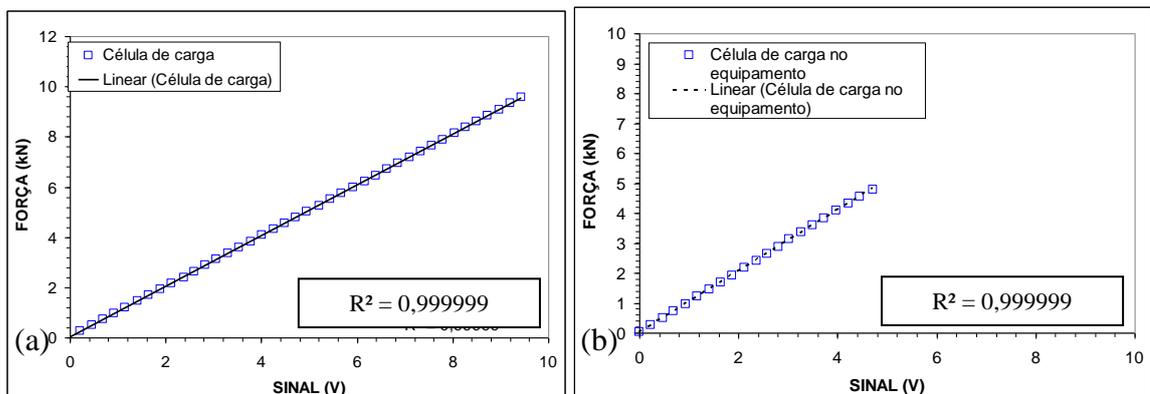


Figura 3.22: Calibração da célula de carga: (a) Somente a célula de carga; (b) Célula de carga montada junto ao equipamento.

Nas Figuras 3.23(a) e 3.23(b) apresenta-se a correlação obtida para o transdutor de deslocamento externo e para o medidor de variação volumétrica externo, respectivamente. Nos dois casos, os sensores são do tipo régua resistiva, modelo LTM-50 produzidos pela GEFRAN®, tendo como diferença somente o local onde os mesmos são posicionados. O sensor de deslocamento axial externo é preso no corpo da câmara triaxial e sua haste está ligada a um extensor lateral do pistão de carga. Por outro lado, o sensor de variação volumétrica utiliza este tipo sensor ligado à parte externa do medidor de variação volumétrica tipo *Imperial College*, como mostrado na Figura 3.24.

O sensor de deslocamento axial foi calibrado em uma resolução de centésimos de milímetro, enquanto que o medidor de variação volumétrica foi calibrado com uma precisão de milímetros cúbicos.

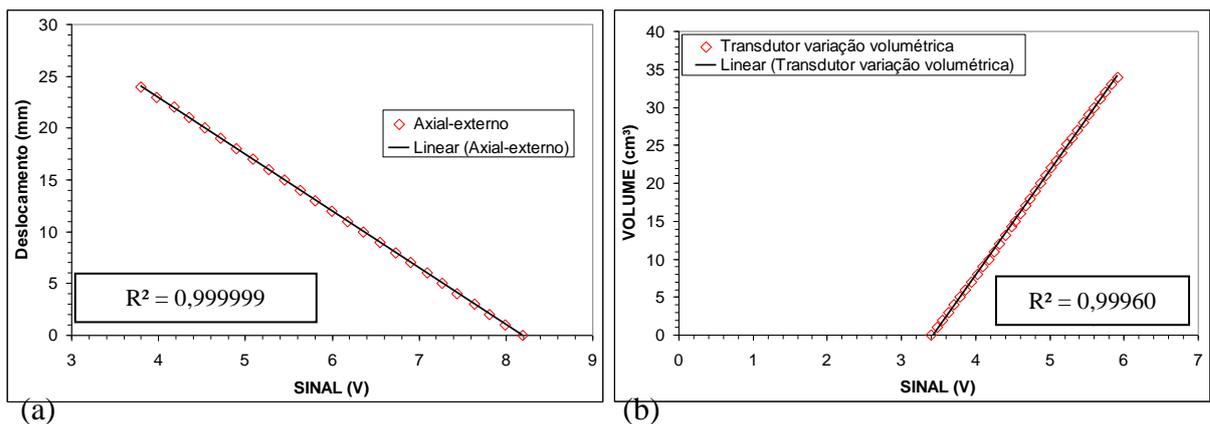


Figura 3.23: Calibração dos transdutores de deformação externos: (a) Axial; (b) Volumétrico.

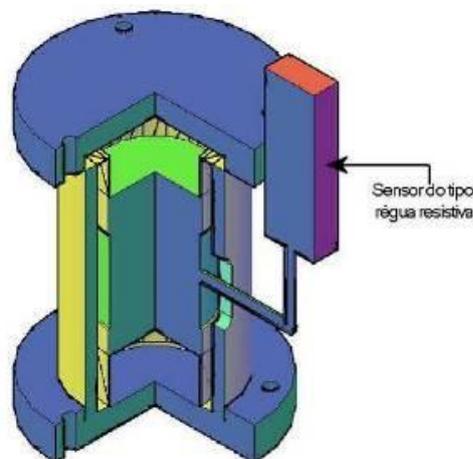


Figura 3.24: Posicionamento do sensor no medidor de variação volumétrica.

No desenvolvimento deste equipamento foram utilizados sensores para medição das deformações internas, baseados no princípio do efeito *hall*, como descrito por Bica *et al.* (1989). Os transdutores de efeito *hall* foram calibrados com resolução de centésimos de milímetros (igualmente ao sensor axial externo), com o auxílio da referência de um relógio comparador e de um micrômetro. As calibrações estão apresentadas nas Figuras 3.25, 3.26 e 3.27, para o sensor axial 1, sensor axial 2 e o sensor radial respectivamente.

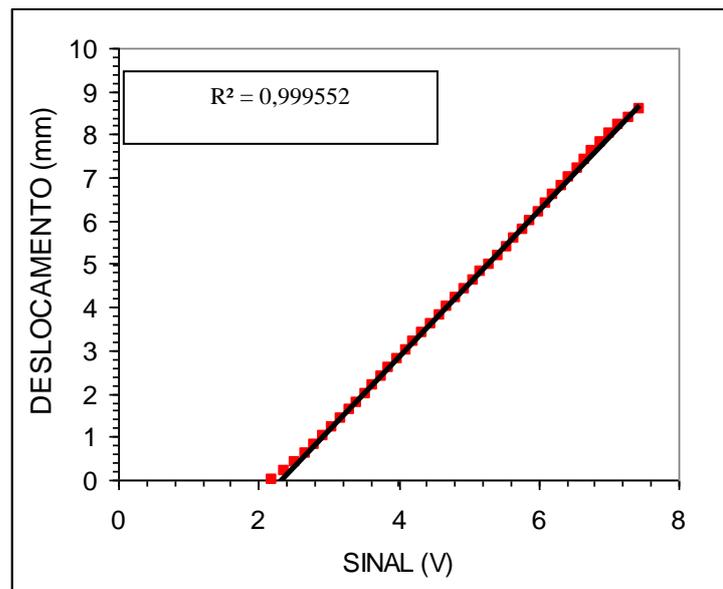


Figura 3.25: Calibração do sensor axial 1.

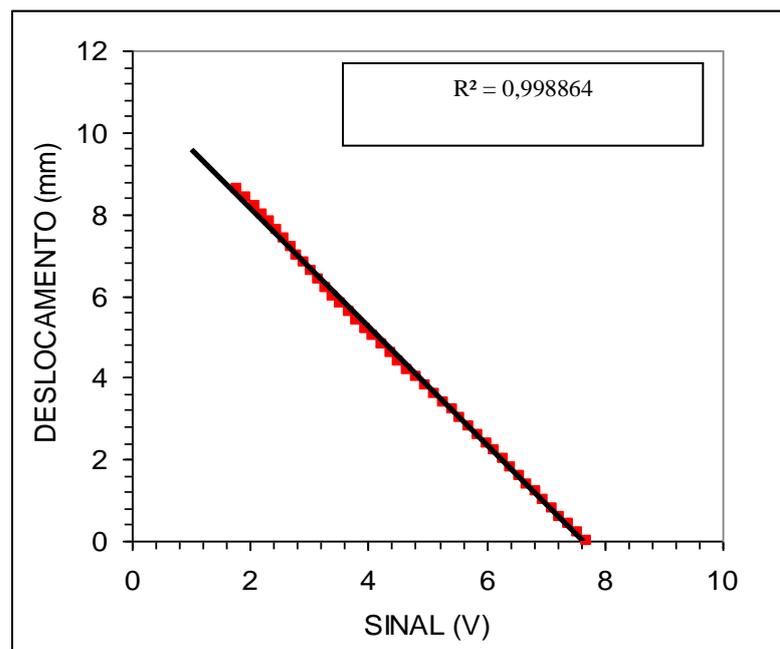


Figura 3.26: Calibração do sensor axial 2.

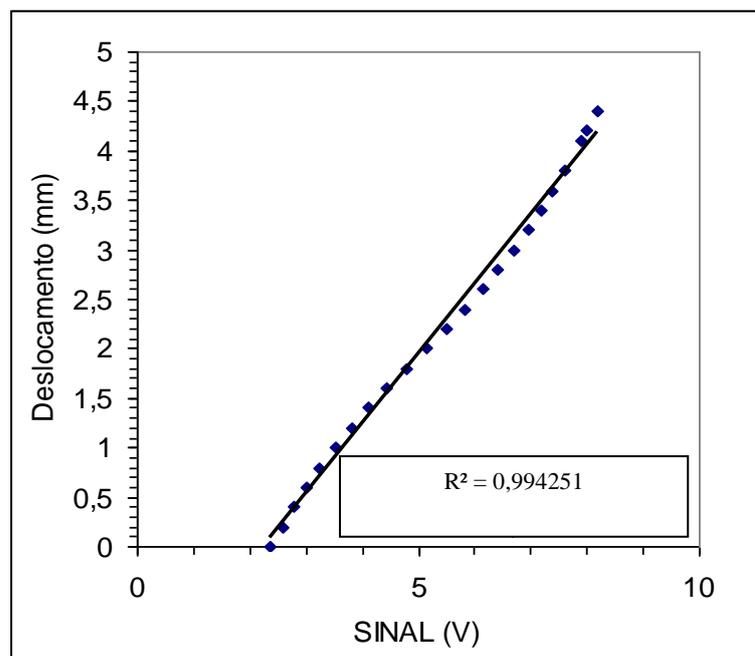


Figura 3.27: Calibração do sensor radial.

Observa-se em geral que todos os dispositivos submetidos à calibração apresentaram ajustes lineares satisfatórios. Estas correlações apresentaram valores de R^2 próximos a 1, mostrando que as constantes são confiáveis para posterior interpretação dos dados coletados nos ensaios triaxiais.

De posse de todas as calibrações, houve a necessidade de se identificar a precisão dos dispositivos instalados no equipamento. A Tabela 3.3 apresenta um resumo das características de cada sensor, incluindo também a precisão de cada uma.

Tabela 3.3: Faixa de trabalho de cada sensor e suas respectivas precisões.

	Dispositivos				Medição de deformações axiais externas
	Medição de deformações internas	Transdutores de pressão	Célula de carga	Medidor volumétrico externo	
Faixa de trabalho	0 - 6 mm	0 - 1000 kPa	0 - 10kN	$\pm 35 \text{ cm}^3$	0 - 50 mm
Resolução	$1 \times 10^{-3} \text{ mm}$	0,2 kPa	1N	0,1 cm^3	0,1 mm

3.5 ANÁLISE DE RUÍDO, ESTABILIDADE E HISTERESE DOS SENSORES

Em um sistema de aquisição de dados juntamente com o conjunto de dispositivos a ele ligado, é essencial a avaliação da estabilidade das leituras, da presença de ruídos e de histerese. Essas avaliações tem por objetivo determinar a confiabilidade das leituras coletadas durante a realização dos ensaios.

Nesta pesquisa foram avaliadas leituras coletadas em um período de 2 horas, com intervalos de coleta de aproximadamente 1 segundo para os sensores de medição de deformações locais. Somente foram avaliados estes sensores por necessitarem de elevada precisão na medição dos deslocamentos durante os ensaios. No cálculo da dispersão, levou-se em conta uma situação correspondente a de uma amostra padrão com altura e diâmetro de 100 e 50 mm, respectivamente. A histerese observada nas análises realizadas mostraram que a dispersão não ultrapassou uma faixa em percentual de $\pm 4 \times 10^{-4}$.

3.6 VALIDAÇÃO DO EQUIPAMENTO

A construção de um equipamento envolve também a fase de validação, onde testes devem ser realizados para a confirmação do seu funcionamento. Nesta pesquisa foram realizados ensaios em alguns materiais para aferir a compatibilidade dos resultados com àqueles obtidos em prensas convencionais.

Em primeiro plano, foram realizados testes triaxiais em amostras de uma areia oriunda de uma jazida localizada no município de Osório, sul do Brasil. O comportamento deste solo já é conhecido através de amplos estudos realizados na UFRGS (Cruz, 2008; Festugado, 2008; Casagrande, 2005; Santos, 2004; outros), através de ensaios triaxiais, ensaios oedométricos com medição de tensões horizontais e ensaios *ring shear*. Na Figura 3.28 são apresentados os resultados obtidos para um ensaio triaxial sob uma trajetória convencional, e comparados com os resultados encontrados por Casagrande (2005).

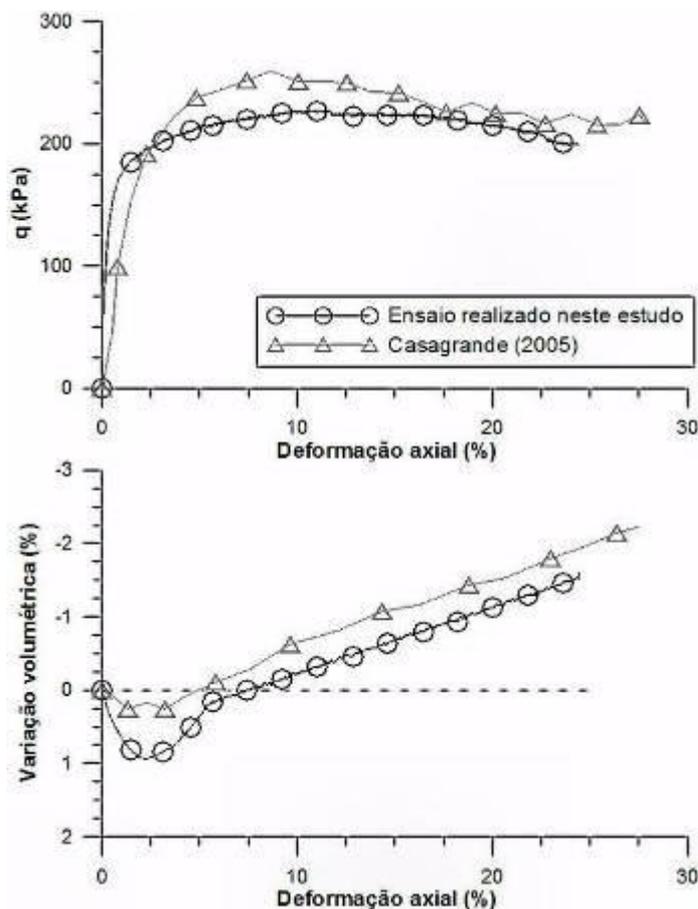


Figura 3.28: Comparação dos resultados apresentados por Casagrande (2005).

Analisando-se o comportamento tensão-deformação, pode-se notar que apesar dos resultados iniciais do ensaio denotarem uma rigidez maior, ambas as curvas atingem valores relativamente próximos de resistência última. Com relação às medições de deformação axial e volumétrica, um mesmo padrão de comportamento é encontrado, que pode ser descrito por uma compressão inicial do solo com posterior expansão. Essa pequena discordância pode estar ligada ao processo de moldagem, uma vez que seria um tanto complexo atingir um valor de índice de vazios exatamente igual, ao mesmo tempo que pequenas alterações na granulometria podem ter influenciado no resultado final do ensaio realizado no equipamento construído.

Na Figura 3.29 apresenta-se uma comparação dos resultados para uma areia artificialmente cimentada, com características iguais à utilizada por Cruz (2009). Neste caso, foi utilizada uma areia com características físicas similares ao material utilizado por Casagrande (2005), compactadas com um índice de vazios igual a 0,71 e um teor de cimento igual a 8,6%.

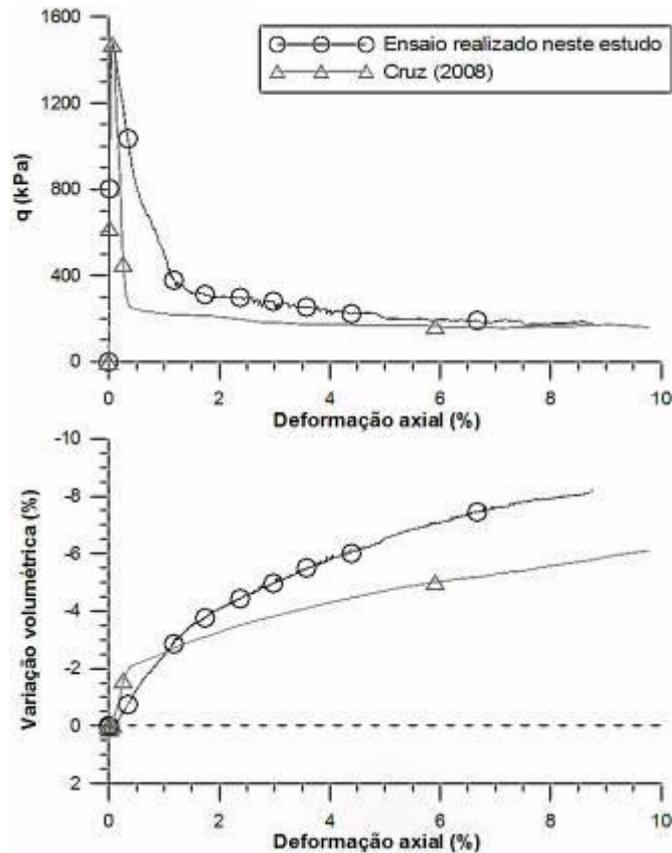


Figura 3.29: Exemplo de ensaio triaxial não drenado em uma areia artificialmente cimentada.

A tensão efetiva inicial adotada para esta comparação foi de 20 kPa, uma vez que para baixas tensões confinantes torna-se mais fácil observar um comportamento mais frágil de amostras de solo cimentados. Ao mesmo tempo, a rigidez nestes casos é elevada, colocando a prova assim, a capacidade dos sensores de medição local em realizar tais leituras a pequenas deformações. Na Figura 3.30 é demonstrado somente o trecho da fase inicial do ensaio discutido na Figura 3.29, com objetivo de apresentar a eficiência da medição de deformações locais.

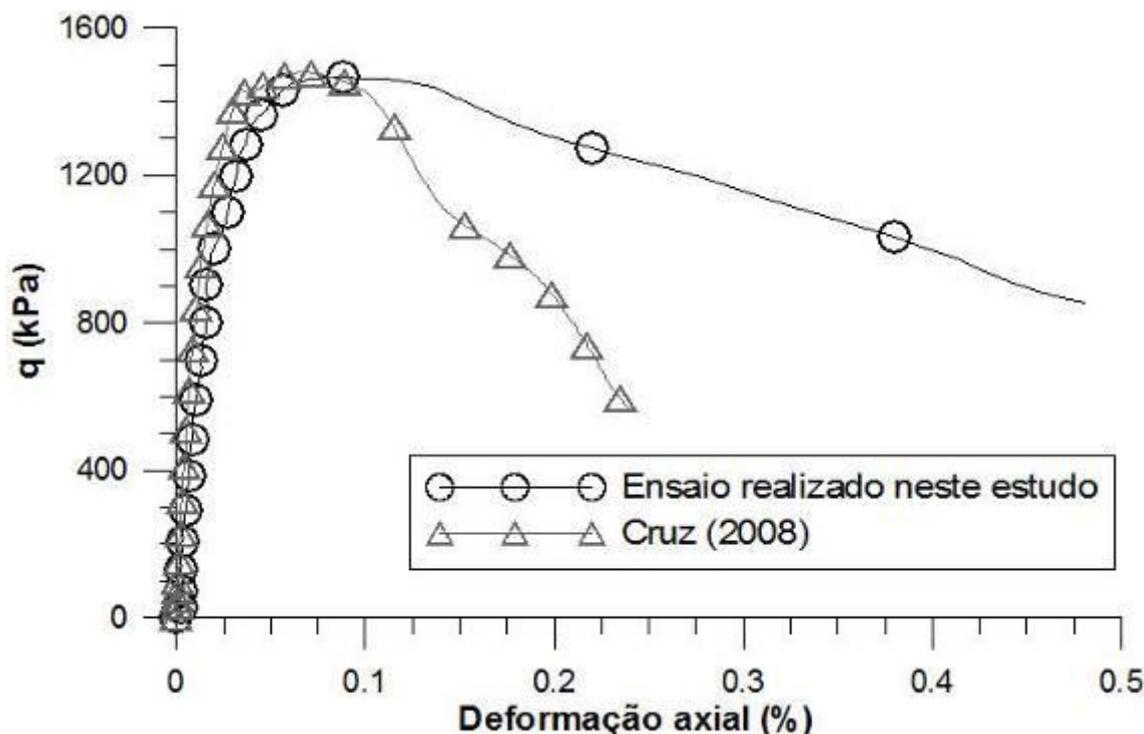


Figura 3.30: Exemplo de ensaio triaxial não drenado em uma areia artificialmente cimentada.

Analisando-se os resultados da figura 3.30, constatou-se que o comportamento pós pico tende a ser ligeiramente diferenciado. Este padrão de comportamento pode estar ligado ao controle que cada equipamento executou durante o cisalhamento dos respectivos ensaios. Os resultados apresentados por Cruz (2008) são oriundos de um equipamento que executou ensaios com deformações controladas, diferentemente do proposto para o equipamento neste estudo, o qual realiza ensaios com um controle de tensões.

O equipamento desenvolvido nesta tese também apresenta condições de realizar ensaios triaxiais não drenados. Neste caso, a simples interrupção da tubulação de drenagem da amostra permite que este tipo de ensaio seja realizado, considerando neste caso, somente uma trajetória de tensões totais do tipo convencional. Uma demonstração dos resultados obtidos para um ensaio não drenado está apresentada na Figura 3.31. Este ensaio foi realizado com uma amostra de areia artificialmente cimentada, a qual foi inicialmente submetida a uma tensão efetiva igual a aproximadamente 20 kPa. Nota-se que os resultados, em geral, se mostraram satisfatórios, uma vez que o sistema foi capaz de identificar as mudanças de poro-pressão ao longo de todo ensaio.

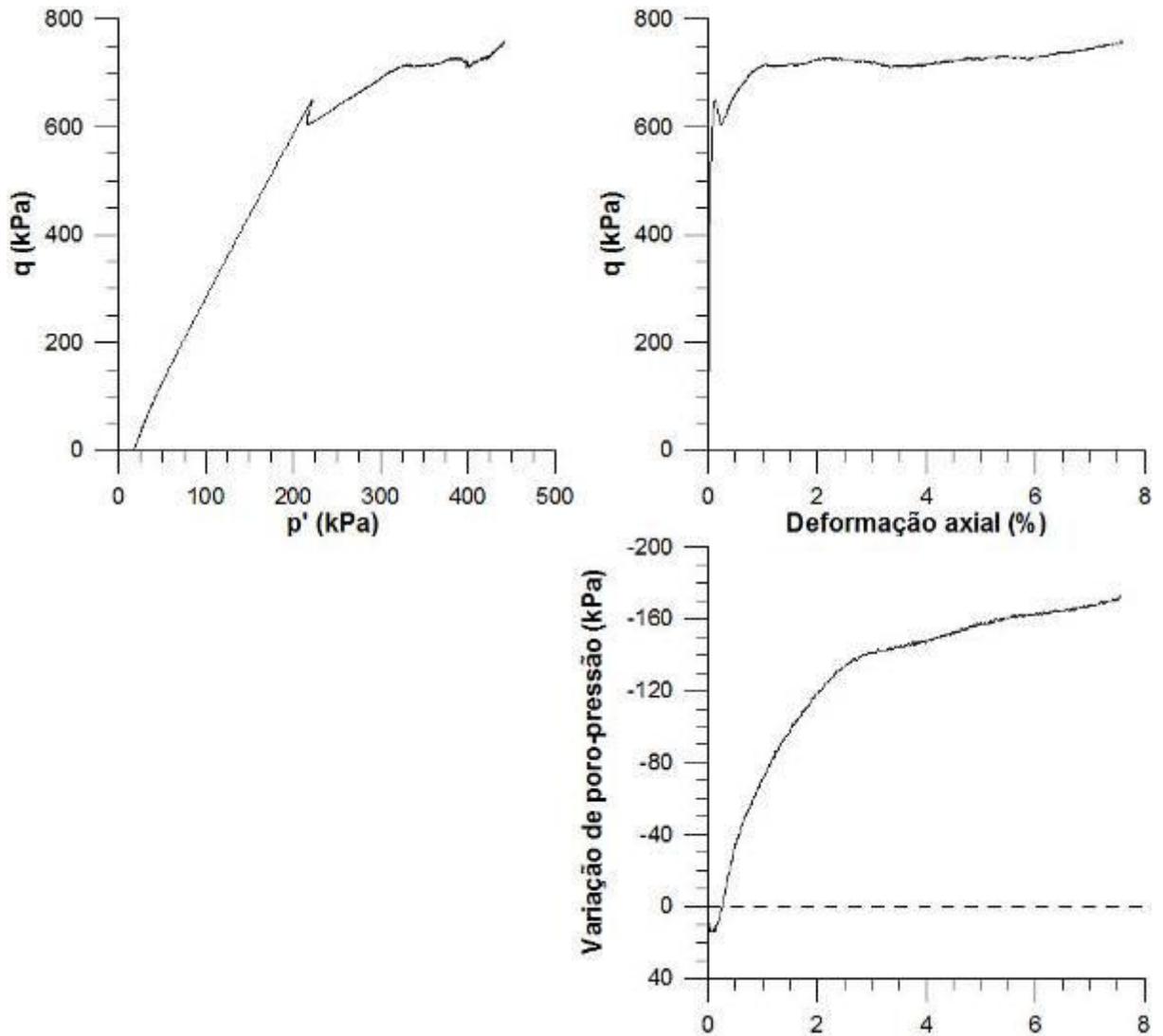


Figura 3.31: Demonstração dos resultados de um ensaio triaxial não drenado em uma areia artificialmente cimentada.

Para esta condição de ensaio foi observado também a presença de uma rigidez inicial elevada, até ser alcançado o valor de pico o qual parece ocorrer concomitantemente com a máxima poro-pressão. Posterior a este período, uma leve queda de resistência ocorreu seguindo da súbita geração de poro-pressões negativas.

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Estudos anteriores mostraram que amostras naturais de solos estruturados quando submetidas aos processos de extração em campo e preparação em laboratório, quer seja para ensaios triaxiais ou outros, normalmente estão sujeitas a danos em sua estrutura. Dessa forma, tais perturbações interferem diretamente na determinação de propriedades como rigidez a pequenas deformações e, principalmente, quando o objetivo do trabalho é a investigação da própria estrutura do solo (Clayton *et al.*, 1992; Atkinson, 1993).

Técnicas atualmente vêm sendo desenvolvidas justamente com o objetivo de criar materiais estruturados sob confinamento em laboratório (Åhnberg, 2007; Dalla Rosa *et al.*, 2007; Ismail *et al.*, 2002; Rotta *et al.*, 2000). Assim, essas técnicas permitem que amostras tenham propriedades conhecidas, tais como densidade, grau de cimentação entre outras. Ao mesmo tempo, esses materiais por serem estruturados artificialmente em laboratório, em particular aqueles que tentam simular as condições encontradas em campo (confinamento isotrópico ou anisotrópico) são capazes de satisfazer os requisitos necessários para que sejam evitados os danos à estrutura do material durante a formação da mesma.

A definição de um programa experimental nem sempre é uma tarefa simples de se realizar. Sempre que possível, é necessário que haja a fixação de parâmetros e/ou condições previamente à contemplação de qualquer estudo experimental, de maneira que tal trabalho seja eficaz e ao mesmo tempo não necessite de uma demanda elevada de ensaios ou testes. A determinação de tais parâmetros permite então a exclusão de variáveis que possam interferir dentro do estudo. Seguindo esse foco, o estudo procurou fixar algumas variáveis, justamente com o objetivo citado anteriormente.

Dentro das variáveis fixadas, estão à umidade de moldagem, níveis de cimentação, densidade e índice de vazios inicial, grau de saturação e por fim, as tensões de cura ou de confinamento utilizadas na formação da estrutura do material. Entre as variáveis de resposta observadas

foram a resistência de pico, resistência última e resistência a compressão não confinada, análise de plastificação, comportamento de dilatação.

4.1 MATERIAIS UTILIZADOS

4.1.1 Solo

O solo utilizado neste estudo foi uma areia oriunda do município de Osório/RS, localizada na região sul do Brasil, como mostra a Figura 4.1. Esta areia caracteriza-se por ter uma granulometria fina e uniforme (NBR 6457 – ABNT, 1986; ASTM D 2487, 1986), ausente de impurezas ou matéria orgânica. A escolha deste solo para o estudo realizado deve-se a ampla campanha de investigação de laboratório e de campo realizada em trabalhos anteriores (Casagrande, 2005; Donato, 2007; Festugato, 2007; Cruz, 2008; Santos, 2008 e outros).

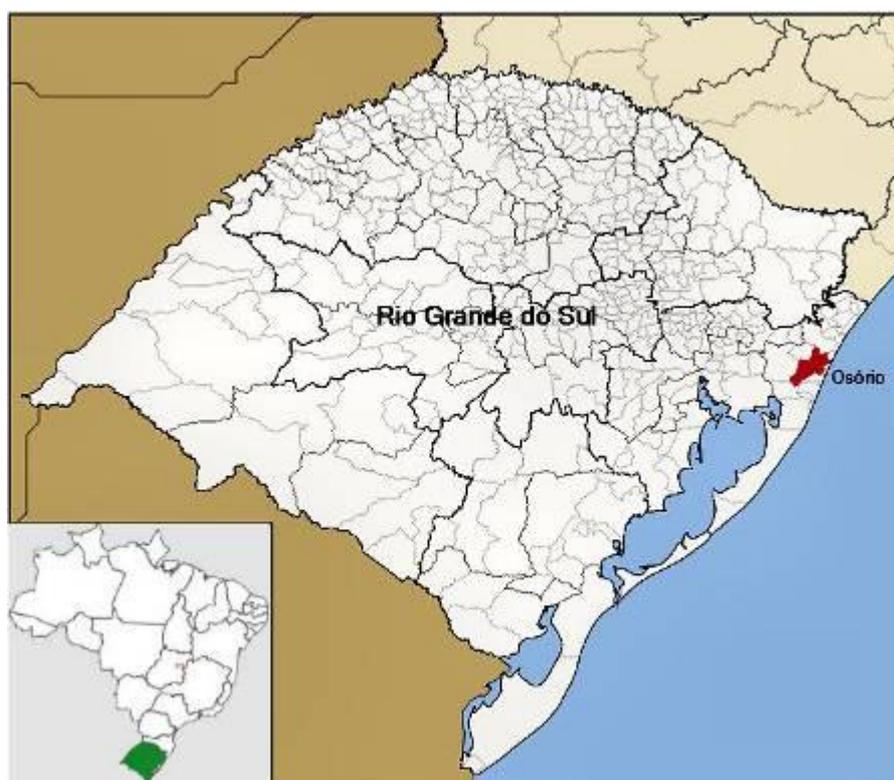


Figura 4.1: Localização da jazida de onde procedeu a areia utilizada neste estudo (Adaptado de: http://pt.wikipedia.org/wiki/Ficheiro:RioGrandedoSul_Municip_Osorio.svg)

Nas Figuras 4.2 (a) e (b) são apresentadas as imagens em escala da areia utilizada no estudo desta tese, a qual foi ampliada respectivamente em 40 e 500 vezes. Observa-se que a areia é

visualmente composta por grãos com tamanho uniforme, sendo estes pouco arredondados e com uma rugosidade relativamente moderada.

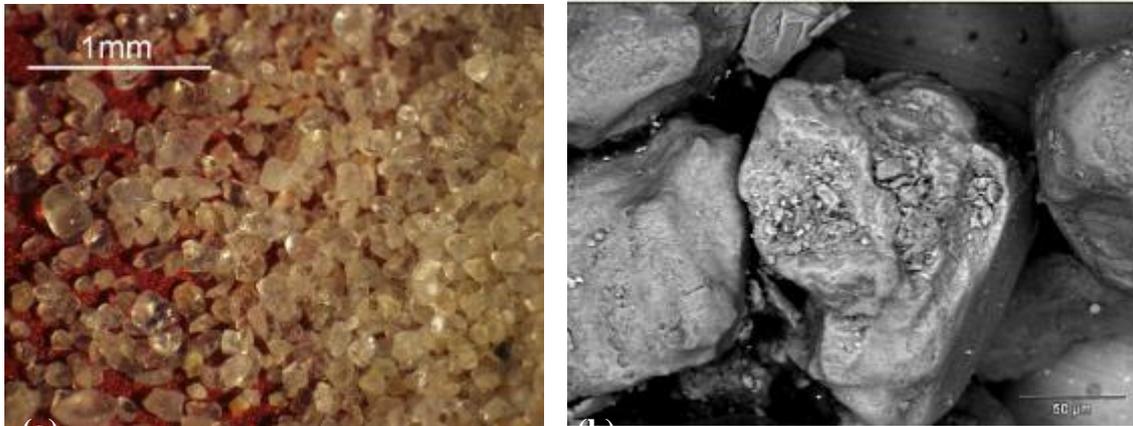


Figura 4.2: Imagem da areia: (a) Ampliada em 40 vezes; (b) Ampliada em 500 vezes (microscopia eletrônica de varredura).

Na Figura 4.3 é apresentada a distribuição granulométrica, onde se observa melhor a uniformidade do tamanho dos grãos.

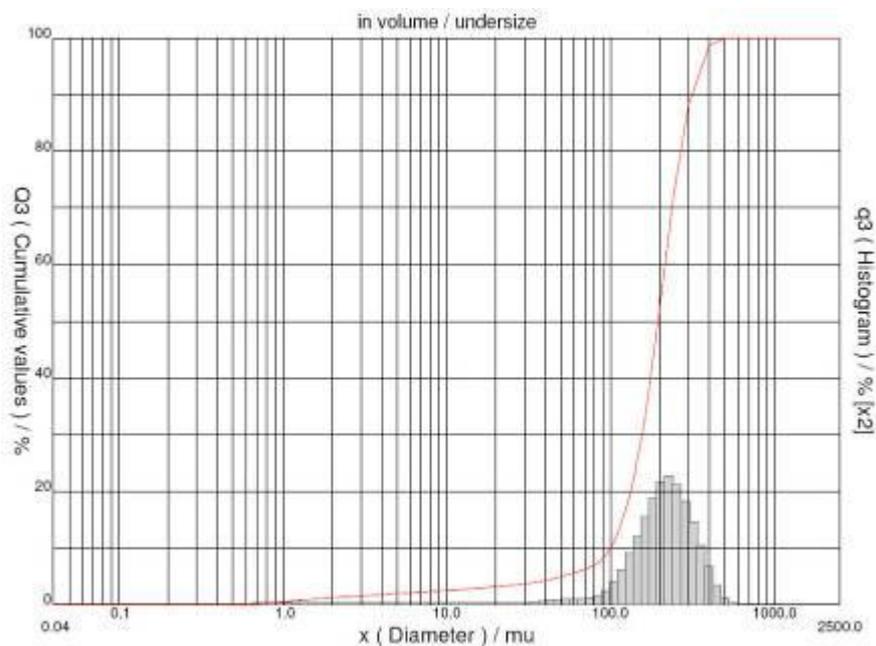


Figura 4.3: Distribuição granulométrica para a areia de Osório.

As propriedades físicas deste solo já são bem conhecidas através de diversos estudos realizados. Desta maneira, na Tabela 4.1 estão apresentados os valores referentes às principais propriedades físicas do material.

Tabela 4.1: Características físicas do solo utilizado.

Índices Físicos	Areia de Osório
Massa específica real dos grãos	26,5 kN/m ³
Coefficiente de uniformidade, C_u	2,11
Coefficiente de curvatura, C_c	1,15
Diâmetro médio, D_{10}	0,09mm
Diâmetro médio, D_{50}	0,17mm
Índice de vazios mínimo, e_{\min}	0,60
Índice de vazios máximo, e_{\max}	0,85

4.1.2 Agente cimentante

O agente cimentante utilizado neste estudo foi o cimento Portland de alta resistência inicial (CP-V ARI). Este tipo de cimento leva em sua constituição basicamente o CaO (obtido de calcário), SiO₂ e Al₂O₃ (obtidos de argilas, preferencialmente caulínicas), com poucas quantidades de Fe₂O₃ (proveniente de impurezas da argila). Calcário e argila, em proporções aproximadas de 4:1, são moídos (50 a 200 ASTM) e misturados (via seca ou via úmida) e queimados (em longos fornos rotativos) a temperaturas de até 1450°C. Água e CO₂ são eliminados, formando-se o clínquer, que são bolas vítreas com tamanho de bolas de gude. Ao clínquer é adicionado cerca de 2,5% de gipsita (CaSO₄.H₂O), sendo o conjunto moído para constituir o cimento.

As características que permitem o cimento ser de alta resistência inicial, estão relacionadas com as diferenciadas proporções de argila e calcário na produção do clínquer, seguido de uma moagem mais fina do cimento, conferindo então uma maior velocidade no ganho de resistência. Na Tabela 4.2 assim como, na Figura 4.4 apresentam-se estas características.

A escolha desse tipo de agente cimentante foi determinante para a execução do programa experimental em um tempo relativamente curto. Observando a Figura 4.4, fica claro que a pasta de cimento CP V-ARI consegue atingir uma resistência à compressão simples num período de 48 horas, superior a resistência apresentada pelo cimento Portland CP IV num período de 28 dias de cura.

Tabela 4.2: Características físicas do solo utilizado.

Tipo de cimento Portland	Sigla	Composição (% em massa)		Tempo de pega (h)	Norma Brasileira
		Clínquer + gesso	Material carbonático		
Alta Resistência Inicial	CP V - ARI	100 - 95	0 - 5	1 - 10	NBR 5733

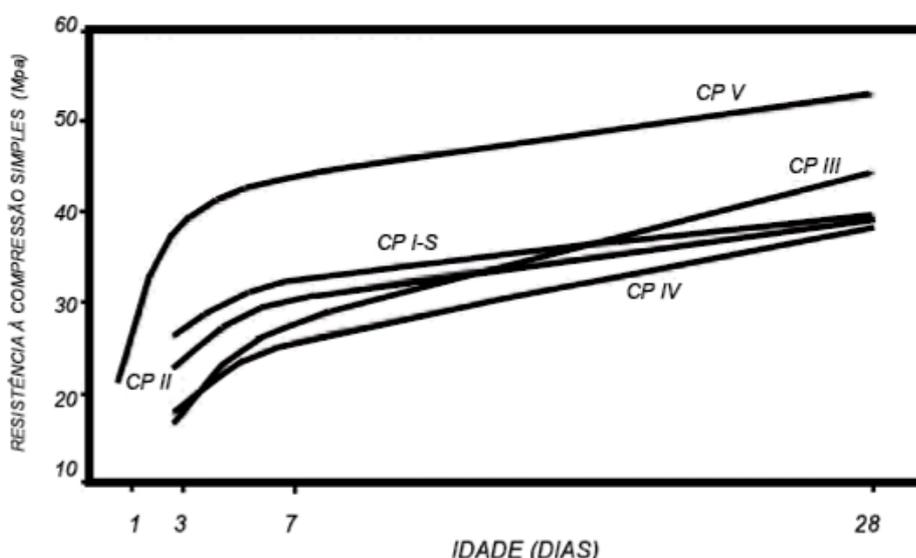


Figura 4.4: Evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland (ABCP, 2002).

4.1.3 Água destilada

No estudo desenvolvido, todas as amostras foram preparadas utilizando água destilada, com o objetivo desta não apresentar influência na composição das misturas. Esta água foi destilada a partir da água encontrada na rede pública de abastecimento.

4.2 PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

A preparação das amostras de solo para os ensaios de caracterização e para a moldagem dos corpos-de-prova, que envolve os procedimentos de secagem ao ar, peneiramento e determinação da umidade higroscópica (quando necessária) seguiram os procedimentos estabelecidos pela norma NBR 6457/86. As amostras preparadas foram armazenadas até a

data da sua utilização em sacos plásticos, os quais foram devidamente vedados e identificados.

4.2.1 Moldagem

Inicialmente, todo o material necessário para os procedimentos de colocação das amostras no equipamento triaxial, tais como a percolação de água pela tubulação para a retirada de bolhas de ar, marcação de membranas para posterior fixação dos sensores locais de deformação, saturação das pedras porosas e papel filtro foram realizados antes da mistura dos materiais. Hardware e software do sistema de aquisição de dados para as medições das tensões a serem aplicadas também foram previamente preparados. Tudo isso, com o intuito de reduzir ao máximo o tempo entre a colocação da água na mistura solo-cimento e a aplicação das tensões confinantes de cura.

Na preparação das amostras para os ensaios de compressão simples e ensaios triaxiais, foi utilizado um molde tripartido de aço (Figura 4.5). As amostras foram compactadas em 3 camadas de igual altura, atingindo assim uma altura final de 100 mm (± 2 mm) e um diâmetro de 50 mm (± 1 mm) ao final da moldagem.

O peso de todos os materiais foi medida previamente a moldagem com uma precisão de 0,01gf. Seguindo, foi realizada a mistura dos materiais secos até uma adequada homogeneização e posteriormente adicionado água destilada. Sempre ao final da moldagem, foram coletadas três porções da mistura para a verificação da umidade de moldagem, e posteriormente, os corpos de prova foram pesados com precisão de 0,01gf.

Foram moldados cinco padrões de amostras, cada um com diferentes valores de índice de vazios e teor de cimentação. O teor de cimento foi considerado em relação a massa seca de solo, ao mesmo tempo em que a umidade para cada mistura foi sempre igual a 10%. Na tabela 4.3 está um resumo das características das amostras, bem como as variações máximas permitidas na moldagem.



Figura 4.5: Molde e acessórios utilizados na preparação das amostras.

Tabela 4.3: Resumo dos parâmetros utilizados na preparação das amostras.

Dosagem	e_{alvo}	TC (%)	ω_m
RCS-11	0,63	1,0%	10%
RCS-21	0,71	1,0%	10%
RCS-31	0,80	1,0%	10%
RCS-13	0,63	3,0%	10%
RCS-23	0,71	3,0%	10%
RCS-33	0,80	3,0%	10%
RCS-15	0,63	5,0%	10%
RCS-25	0,71	5,0%	10%
RCS-35	0,80	5,0%	10%
RCS-17	0,63	7,0%	10%
RCS-27	0,71	7,0%	10%
RCS-37	0,80	7,0%	10%
RCS-19	0,63	9,0%	10%
RCS-29	0,71	9,0%	10%
RCS-39	0,80	9,0%	10%
Triaxiais dosagem (a)	0,84	3,3%	10%
Triaxiais dosagem (b)	0,77	3,0%	10%
Tolerância	$\pm 0,01$	$\pm 0,002$	$\pm 0,2$

A escolha destes parâmetro de moldagem foram decorridas da possibilidade de comparação dos resultados encontrados nesta tese com os resultados apresentados por Cruz (2008). O objetivo da comparação é identificar a existência de uma relação similar encontrada para o autor, porém em um período de cura de 48 horas. Para as últimas duas dosagens, referentes aos ensaios triaxiais, foram optados tais valores com o intuito de ter-se uma estrutura mais metaestável, e que ao mesmo tempo, pode se aproxima do grau de cimentação encontrado em solos naturalmente cimentados.

4.2.2 Cura das amostras

A cura das amostras foi realizada de diferentes maneiras, de acordo com tipo de ensaio realizado. Para as amostras curadas para os ensaios de compressão simples, logo após a moldagem, as amostras foram embaladas hermeticamente em sacos plásticos, e armazenadas em local com temperatura de $21^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$. Transcorridas 24 horas, as amostras foram submetidas à imersão com o objetivo de reduzir o seu nível de sucção. Os valores de sucção encontrados por Cruz (2008) para misturas similares as adotadas neste estudo foram menores que 6 kPa. Completada a cura, as amostras foram submetidas ao ensaio de compressão simples sob uma taxa de deslocamento constante de 1,14 mm/min. Foi utilizado, para a medição dos carregamentos, um anel de carga com precisão de 1N. Na Figura 4.6 é apresentada a prensa de compressão simples utilizada neste estudo.

Nos ensaios triaxiais, logo após a moldagem das amostras, estas foram posicionada sob o pedestal da câmara triaxial, onde posteriormente recebeu o encamisamento da membrana de látex. Aplicava-se uma leve sucção (menor que 5 kPa) para manter a estabilidade temporária da amostra, e então, foram instalados os medidores de deformação local (Figura 4.7). Logo após, a câmara triaxial era preenchida com água, ao mesmo tempo em que o software responsável pelo ensaio triaxial foi inicializado. As características básicas de cada amostra eram informadas, e o arquivo de calibração solicitado, sendo então realizada a aquisição da leitura da pressão atmosférica.

Depois de completado o volume de água dentro da câmara triaxial, uma pressão confinante correspondente ao p' de 400 kPa foi aplicada, permitindo que o adensamento ocorresse por um período de 30 minutos. Este procedimento foi repetido em todos os ensaios realizados neste estudo. Concomitantemente, a percolação era realizada sob uma coluna d'água correspondente a uma pressão de 10 kPa. Assim, o tempo entre a adição da água na mistura e

a aplicação da pressão efetiva de cura foi próximo de 60 minutos para os ensaios com cura isotrópica.



Figura 4.6: Prensa para ensaios de compressão simples.

Posteriormente à fase de percolação, procedeu-se a elevação da contrapressão na amostra com o objetivo de aumentar o grau de saturação da amostra. Outro motivo para a elevação da contrapressão está ligado ao medidor de variação volumétrico externo do tipo *Imperial College*, que, quando operando sob baixas pressões não apresenta bons resultados. Esse fato poderia tornar o medidor pouco sensível aos deslocamentos de fluido de dentro da amostra, durante as fase preliminares do ensaio triaxial.

O processo de elevação da contrapressão foi realizado em incrementos de 10 kPa, executados a cada 5 minutos até atingir uma contrapressão mínima de 300 kPa para os ensaios curados isotropicamente e 100 kPa para os ensaios curados anisotropicamente. Por se tratar de uma areia, a condutividade hidráulica do material apresenta valores relativamente altos, o que, permitiu que a cada 5 minutos fosse realizado um incremento pressão. Os valores diferenciados das contrapressões ao final da saturação, para os diferentes tipos de cura, foi realizado com o objetivo de reduzir o tempo entre a aplicação da correta tensão de cura nas amostras e o início da pega do cimento.

Neste estudo não foram executadas as medições do parâmetro B de saturação, em função curto intervalo de tempo para a aplicação da tensão de cura e com o objetivo de reduzir os efeitos de ciclagem. Ao mesmo em que, Bressani e Vaughan (1989) afirmam que os efeitos oriundos da ciclagem impostos durante a medição do parâmetro B poderiam danificar a estrutura das amostras cimentadas. Para os ensaios curados isotropicamente, antes do processo de saturação a amostra já se encontra num correto estado de tensões efetivas. Entretanto, quando curado sob um estado de tensões anisotrópico, após a saturação houve a necessidade de se realizar o incremento da tensão desvio até um determinado valor. Este valor da tensão desvio se situa no espaço q vs p' correspondente a uma situação com um K diferente de 1.



Figura 4.7: Posicionamento e fixação dos sensores locais de deformação.

Neste trabalho foram adotados 2 estados de tensões diferentes onde, primeiramente, foram realizados ensaios com cura isotrópica, representando assim um valor de K igual a 1. Outros dois grupos de amostras foram curadas em dois diferentes valores de K , sendo um deles correspondente ao valor de K_0 para a areia no seu estado natural. Santos (2004) realizou ensaios de compressão unidimensional, com medição lateral de tensões, onde foi identificado um valor de K_0 (coeficiente de empuxo ao repouso) de aproximadamente 0,43. Assim, neste estudo foi utilizado este valor de K_0 como referência para a cura das amostras em um estado anisotrópico de tensões.

Com base no valor de K_0 , foram efetuados os cálculos necessários da tensão desvio, para um valor de p' igual a 200 kPa e 400 kPa (valores de p' adotados também na cura isotrópica) levando-se em conta este valor de K_0 . Posteriormente, optou-se por realizar a cura de amostras sob um terceiro estado de tensões intermediário ao estado isotrópico de cura ($K=1$) e o estado de tensões correspondente ao K_0 , onde o valor de K neste caso foi de 0,57 permitindo observar uma possível transição de comportamento entre os diferentes estados de tensões de cura. Na Figura 4.8 são apresentados de forma esquemática no plano q vs. p' , os estados de tensões onde as amostras foram curadas e seus respectivos valores de K .

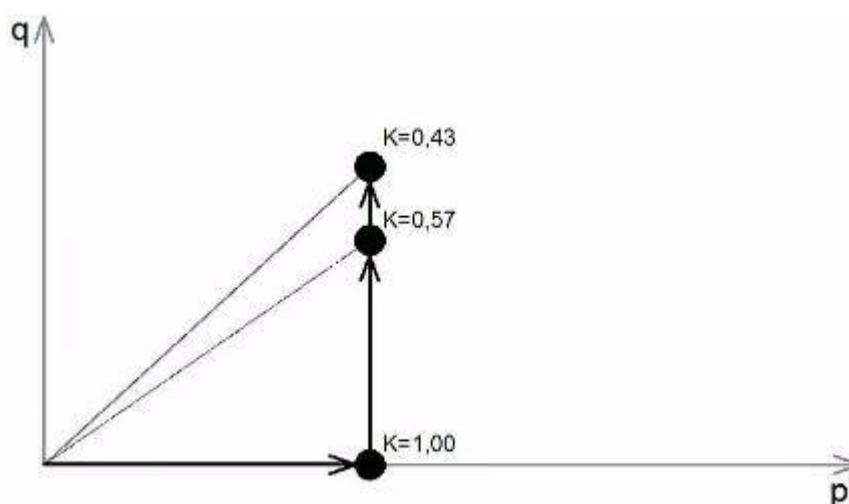


Figura 4.8: Estados de tensões adotados durante a cura.

A mudança nos valores de K durante a cura possibilitou investigar as alterações de comportamento que estes materiais sofreram durante a mesma, em relação a situação de cura - isotrópica. A mudança nos valores de K representa as diferentes situações possíveis de serem encontradas em solos artificialmente ou naturalmente cimentados. Como exemplo, podemos

citar aqueles solos que sofreram deposição ao longo do tempo e posteriormente, a precipitação de algum agente cimentante. Da mesma forma onde um aterro a grandes profundidades, ou seja, sob um determinado estado de tensões efetivas, presentes antes ou durante a cimentação deste material. Situações como as citadas acima e outras que se enquadram dentro deste estudo, tentam representar as situações rotineiras encontradas na engenharia geotécnica.

Durante todos os ensaios com amostras curadas sob tensão, foi monitorado o tempo entre a adição de água a mistura de areia e cimento, até a aplicação da respectiva tensão de cura. Para os ensaios com cura isotrópica, conseguiu-se realizar todos os processos até a aplicação da tensão de cura em um período de no máximo 40 minutos. Entretanto, para os ensaios com cura anisotrópica, este tempo oscilou entre 60 e 90 minutos, já que neste caso, como explicado acima, após a aplicação dos incrementos de saturação foi necessário também aplicar uma tensão desvio de cura.

A NBR-5733 (ABNT, 1991) estipula que a pega do cimento Portland deve iniciar em um período não inferior a 1 hora, e que o fim da mesma deverá acontecer em no máximo 10 horas. Assim, acredita-se que o fato de a aplicação do estado final de tensões de cura, ter avançado um período relativamente curto após o início da pega do cimento, não deveria apresentar influência significativa pelo pequeno atraso da aplicação de cura anisotrópica. Isso porque as reações de hidratação que envolvem o cimento, inicialmente resultam a formação de um gel que posteriormente ocorre a cristalização do mesmo, conferindo assim a resistência a mistura.

O período de cura das amostras em todos os casos foi igual a 48 horas, já que neste intervalo de tempo cerca de 70% da máxima resistência a compressão simples da pasta de cimento é alcançada, como apresentado anteriormente na Figura 4.4.

4.2.3 Cisalhamento sob compressão triaxial das amostras

Depois de curadas pelo período estipulado de 48 horas, as amostras foram submetidas ao cisalhamento sob diferentes trajetórias de tensões no espaço q vs p' . Dessa maneira, para cada estado de tensões de cura foram realizados três ensaios com trajetória de tensões do tipo convencional, sob p' constante e descarregamento lateral, como identificado no esquema da Figura 4.9.

Através da automatização do equipamento, todos os procedimentos do cisalhamento foram informados juntamente com a definição dos parâmetros de cura. A velocidade de cisalhamento foi constante ao longo de todo o ensaio, sob um valor igual a 1 mm/h, que no caso deste estudo, corresponde a 1 %/h. Esta velocidade se mostrou satisfatória para que durante o cisalhamento das amostras o nível de poro-pressão gerado fosse mínimo. Durante toda a fase de cisalhamento, o sistema realizou a coleta de dados dos sensores instalados no equipamento em um intervalo de tempo igual há 10 segundos. Na Figura 4.10 está apresentado o momento em que uma amostra estava durante a fase de cisalhamento.

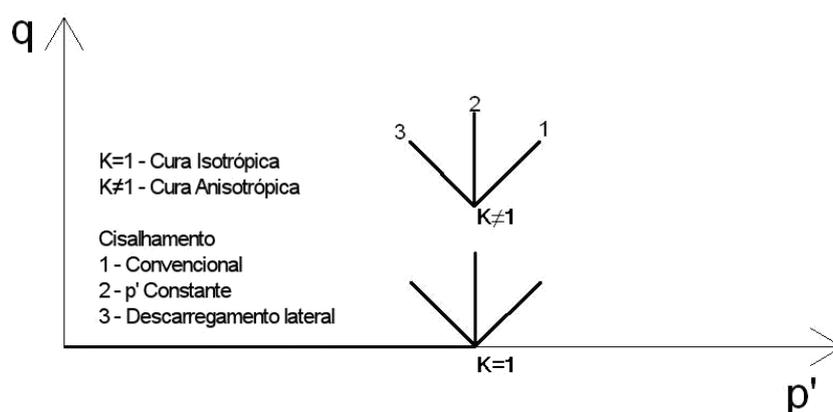


Figura 4.9: Cura e trajetórias de cisalhamento no espaço q vs p' .



Figura 4.10: Ensaio triaxial durante a fase de cisalhamento.

Durante todo o ensaio, foi realizada a correção de área da amostra considerando as regras propostas por La Rochelle *et al.* (1986) para deformações do tipo “*bulging*” ou “embarrigamento”. A execução destas consecutivas correções se deve ao fato de que, a trajetória de tensões depende diretamente da tensão desvio, a qual é função do nível de carregamento e da área correspondente em um determinado tempo do ensaio. Essa forma de correção somente foi realizada durante a execução dos ensaios, sendo que posteriormente na análise dos dados, adotou-se também a correção pela formação do plano de ruptura, quando este se tornou presente durante o ensaio.

Após a definição de todas as condições utilizadas nos ensaios realizados nesta tese, um resumo das características de moldagem, cura e cisalhamento das amostras são demonstradas na Tabela 4.4 para todos os ensaios realizados neste estudo. A nomenclatura segue o esquema apresentado na Figura 4.11

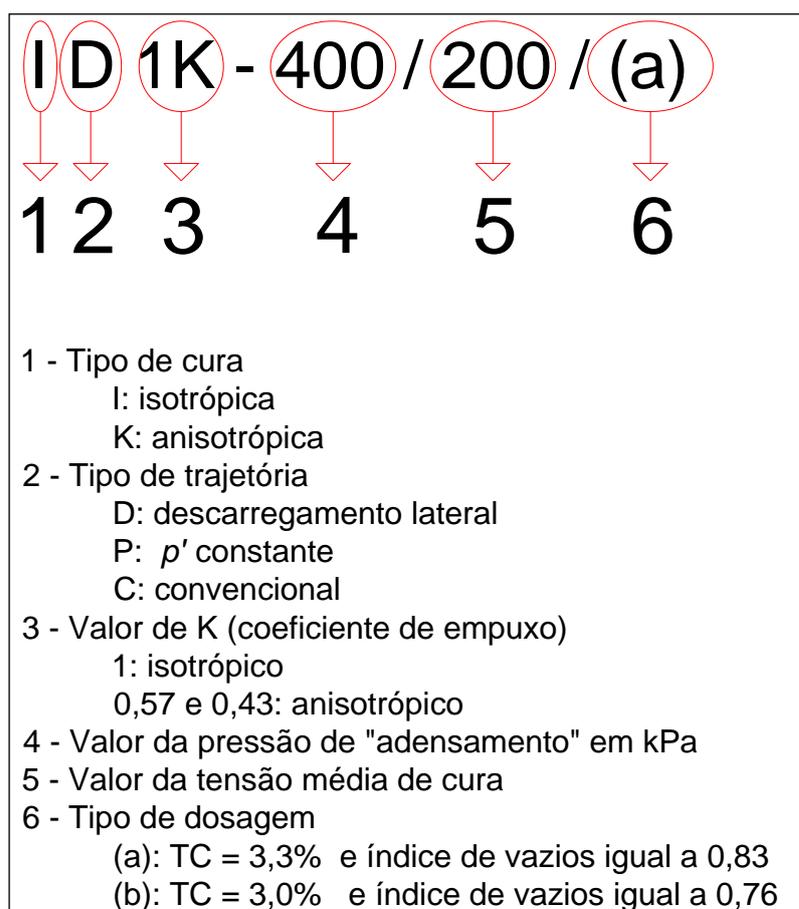


Figura 4.11: Esquema para identificação dos ensaios

Tabela 4.4: Resumo dos ensaios triaxiais realizados neste estudo

Id. do ensaio	K	p' cura (kPa)	q cura (kPa)	Dosagem	e _{mold}	C (%)	Pressão de "adensamento"	
SC-200*	-	0	0	A	0,83	3,3	0	
SC-400*	-	0	0		0,83	3,3	0	
ID1K-400/200/(a)	1	200	0		0,83	3,3	400	
IP1K-400/200/(a)	1	200	0		0,83	3,3	400	
IC1K-400/200/(a)	1	200	0		0,83	3,3	400	
KD043K-400/200/(a)	0,43	200	184		0,83	3,3	400	
KP043K-400/200/(a)	0,43	200	184		0,83	3,3	400	
KC043K-400/200/(a)	0,43	200	184		0,83	3,3	400	
ID1K-400/400/(a)	1	400	0		0,83	3,3	400	
IP1K-400/400/(a)	1	400	0		0,83	3,3	400	
IC1K-400/400/(a)	1	400	0		0,83	3,3	400	
KD043K-400/400/(a)	0,43	400	368		0,83	3,3	400	
KP043K-400/400/(a)	0,43	400	368		0,83	3,3	400	
KC043K-400/400/(a)	0,43	400	368		0,83	3,3	400	
KP057K-400/400/(a)	0,57	400	277		0,83	3,3	400	
KC057K-400/400/(a)	0,57	400	277		0,83	3,3	400	
IC1K-400/50/(a)	1	50	0		0,83	3,3	400	
IC1K-400/50/(b)	1	200	0		B	0,76	3,0	400
IC1K-400/50/(b)	1	400	0			0,76	3,0	400

*Ensaio não submetido a cura sob tensão

Adotaram-se para a dosagem (b) uma porosidade e um teor de cimento que correspondessem a uma mesma relação V_v/V_{ci} das amostras da dosagem (a). Isto permitiu a comparação dos efeitos da interação porosidade e grau de cimentação no comportamento mecânico das amostras curadas sob tensão.

5 RESULTADOS

O capítulo 5 tem por objetivo apresentar os resultados obtidos durante a execução do programa experimental desta tese. Ensaios de caracterização, incluindo análise granulométrica, determinação dos valores de índice de vazios máximo e mínimo, e massa específica real dos grãos foram apresentados anteriormente no capítulo 4.

Neste capítulo apresentam-se inicialmente os resultados de compressão simples realizados nas misturas de solo-cimento. A partir da coleta dos dados de compressão simples, foi proposta uma relação entre a porosidade e o grau de cimentação, para amostras de solo-cimento curadas durante 48h. Esta relação posteriormente foi comparada com os resultados apresentados por Cruz (2008), com o objetivo de identificar a evolução da resistência à compressão simples, entre um período de cura de 2 e 7 dias.

Em um segundo momento, são apresentados os efeitos da cura sob tensão no comportamento tensão *vs.* deformação, a partir da comparação de ensaios triaxiais em um grupo de amostras curadas sob tensão e outro grupo de amostras curadas sob pressão atmosférica.

Verificado os efeitos da cura sob tensão, são apresentados os resultados de ensaios triaxiais realizados em amostras curadas isotropicamente sob tensão, sob diferentes trajetórias de tensões. Neste conjunto de resultados, buscou-se identificar os efeitos da mudança de porosidade e grau de cimentação na determinação do comportamento tensão desvio *vs.* deformação axial de amostras curadas sob tensão.

Finalmente, são apresentados os resultados obtidos nas amostras curadas anisotropicamente, verificando, os efeitos do estado de tensões durante a formação da cimentação entre as partículas de solo. Foram também realizadas comparações entre os resultados de amostras curadas isotropicamente com as curadas sob um estado de tensões diferente de 1 ($K \neq 1$).

5.1 ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES

Estudos prévios têm identificado a existência de uma relação entre a porosidade e o grau de cimentação, utilizados para solos artificialmente cimentados (Lopes Junior, 2006; Cruz, 2008; Dalla Rosa, 2009 e outros). Estes trabalhos mostraram que, mesmo com diferentes tipos de materiais e períodos de cura, foi possível encontrar uma relação coerente entre o grau de cimentação e a porosidade, com uma lei que define a resistência à compressão simples de solos artificialmente cimentados.

Para os ensaios de compressão simples realizados nesta tese, foram adotados graus de cimentação correspondentes à 1%, 3%, 5%, 7% e 9% em relação ao peso seco de solo. Nestes níveis de cimentação, foram preparadas amostras com três porosidades diferentes, correspondentes aos valores de índice de vazios de 0,63, 0,71 e 0,80. Na Tabela 5.1 é apresentado um resumo dos valores médios das principais características, que definem a resistência à compressão simples em função do tipo de dosagem adotado.

Tabela 5.1: Resumo dos resultados dos ensaios de compressão simples.

Amostra	C (%)	$e_{(alvo)}$	W_m (%)	γ_m (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_{final}	Porosidade (%)	V_v/V_{ci} (final)	RCS (kPa)
RCS-11	1%	0,63	9,1%	17,2	15,7	0,67	40,0	80,93	60,4
RCS-21	1%	0,71	9,4%	16,7	15,3	0,72	41,7	86,76	49,3
RCS-31	1%	0,80	9,7%	16,1	14,6	0,80	44,3	96,44	49,4
RCS-13	3%	0,63	9,4%	17,1	15,6	0,68	40,6	28,12	201,2
RCS-23	3%	0,71	10,0%	15,2	13,8	0,73	42,2	30,03	114,6
RCS-33	3%	0,80	10,1%	16,1	14,7	0,79	44,2	32,54	112,3
RCS-15	5%	0,63	9,4%	17,2	15,7	0,68	40,6	17,10	351,1
RCS-25	5%	0,71	9,8%	16,8	15,3	0,72	42,0	18,11	228,5
RCS-35	5%	0,80	10,0%	16,2	14,8	0,79	44,1	19,79	286,8
RCS-17	7%	0,63	9,6%	17,4	15,8	0,67	40,3	12,25	717,5

Tabela 5.1: Resumo dos resultados dos ensaios de compressão simples (continuação)

Amostra	C (%)	$e_{(alvo)}$	W_m (%)	γ_m (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_{final}	Porosidade (%)	V_v/V_{ci} (final)	RCS (kPa)
RCS-27	7%	0,71	9,6%	16,9	15,4	0,72	41,8	13,07	548,2
RCS-37	7%	0,80	10,1%	16,2	14,7	0,80	44,4	14,51	415,2
RCS-19	9%	0,63	9,4%	17,4	15,9	0,67	40,1	9,62	685,0
RCS-29	9%	0,71	9,3%	17,0	15,5	0,71	41,7	10,26	876,6
RCS-39	9%	0,80	10,3%	16,2	14,7	0,81	44,7	11,61	1023,3

Os resultados apresentados na Tabela 5.1 deram suporte para a verificação da relação entre a porosidade e o grau de cimentação, para um período de cura de 48 horas. Na Figura 5.1 é apresentada a evolução da resistência à compressão simples em função do aumento do nível de cimentação. Estes resultados foram comparados com os resultados encontrados por Cruz (2008), os quais foram curados por um período de cura igual há 7 dias. Esta comparação foi meramente qualitativa, com o objetivo de verificar se o mesmo padrão de evolução da resistência se observa para diferentes períodos de cura.

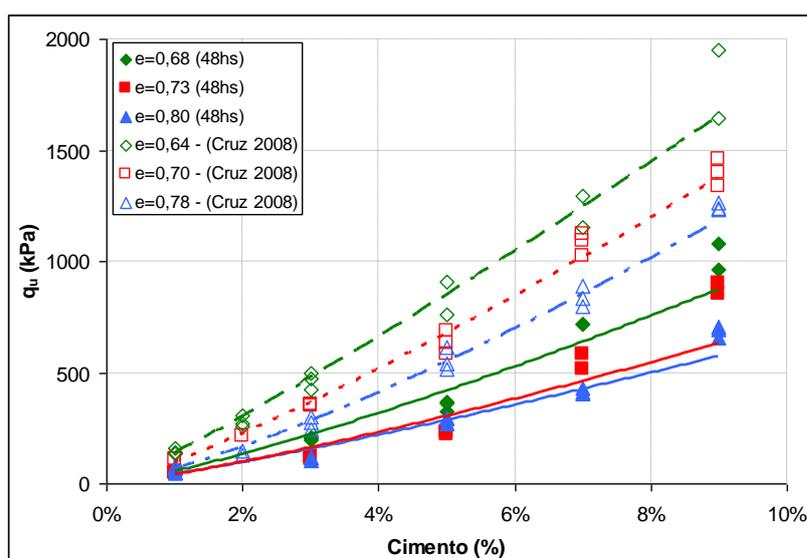


Figura 5.1: Evolução da resistência a compressão simples para diferentes tipos de dosagem.

É inquestionável que, com o aumento do grau de cimentação da mistura solo-cimento, ocorre uma elevação da resistência à compressão simples. Observa-se também que há uma proximidade dos resultados de resistência à compressão simples, para iguais relações de porosidade e grau de cimentação.

Esta situação fica mais evidente ao se observar a Figura 5.2, onde são apresentados de forma gráfica os resultados da resistência à compressão simples em função da relação volume de vazios/ volume de cimento (V_v/V_{ci}) utilizado nas amostras.

Mesmo as amostras curadas num período de 48 horas, a relação entre a resistência a compressão simples e o fator V_v/V_{ci} apresenta uma correlação similar à encontrada por Cruz (2008). Entretanto, como mencionado anteriormente, a comparação dos resultados mostra que a evolução da resistência a compressão simples ocorre de maneira similar para diferentes períodos de cura.

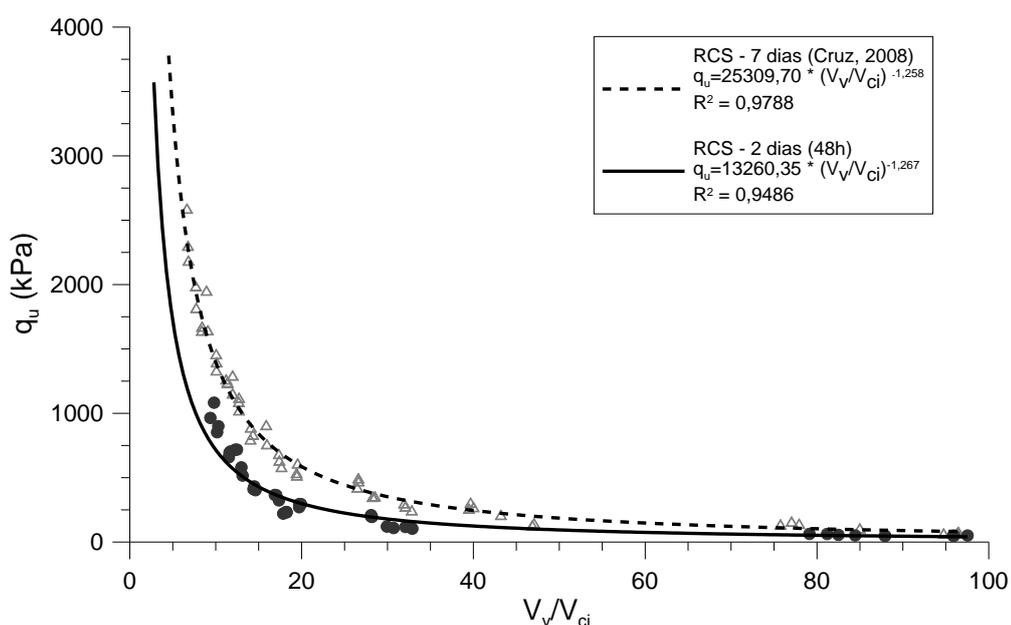


Figura 5.2: Resistência a compressão simples para diferentes tipos de dosagem, sob períodos de cura de 2 e 7 dias.

A sucção, fator importante na determinação da resistência à compressão simples foi medida por Cruz (2008), onde os valores permaneceram abaixo de 10% da resistência última. Estes valores são relativamente baixos, frente à resistência à compressão simples obtida para as amostras curadas, por um período de 48 horas.

Ressalta-se aqui que os resultados nesta tese para os ensaios de compressão simples são para amostras com características de dosagem iguais às adotadas por Cruz (2008), permitindo assim a comparação dos resultados para diferentes períodos de cura.

5.2 ENSAIOS TRIAXIAS

A etapa dos ensaios triaxiais demandou a execução de 19 testes, em amostras cimentadas curadas e não curadas sob tensão. As amostras curadas sob tensão foram submetidas a distintos estados de tensões durante a cura em condições isotrópicas e num segundo estágio, ensaios curados sob um estado de tensões com valor de K diferente de 1 (anisotrópico).

5.2.1 Efeitos da cura sob tensão

Os efeitos da cura sob tensão foram identificados mediante a realização de dois pares de ensaios triaxiais sob diferentes tensões confinantes. Em um primeiro conjunto foram realizados dois ensaios triaxiais, com amostras preparadas e curadas fora da câmara triaxial e deixados em repouso por um período de 48 horas (SC-200 e SC-400). Após a cura, estas duas amostras foram submetidas ao cisalhamento sob uma trajetória de tensões convencional, sob condição drenada. As tensões efetivas iniciais adotadas para estes ensaios foram de 200 kPa e 400 kPa as quais foram aplicadas 2 horas antes do início do cisalhamento. Na Figura 5.3 estão apresentados os resultados do comportamento tensão *vs.* deformação axial e deformação volumétrica *vs.* deformação axial para estes dois ensaios.

O padrão de comportamento de cada um dos ensaios apresentados na Figura 5.3 já é bem definido na literatura (Coop e Wilson, 2003; Leroueil e Hight, 2003; Dalla Rosa *et al.*, 2008 e outros). Existe clara transição do comportamento frágil para um comportamento dúctil, à medida que a tensão efetiva inicial aumenta. Essa transição ocorre devido à progressiva quebra da cimentação com o aumento do nível de confinamento, sendo que quando mais próximo da tensão isotrópica de plastificação, mais pronunciada a tendência deste tipo de comportamento.

Nota-se também que para o caso do ensaio SC-400, a tensão de pico observada na curva tensão-deformação axial não coincide com a máxima taxa de expansão volumétrica. Neste caso, a máxima tensão desvio é alcançada posteriormente à máxima taxa de dilatação, indicando que o material apresenta uma influência maior da matriz cimentada.

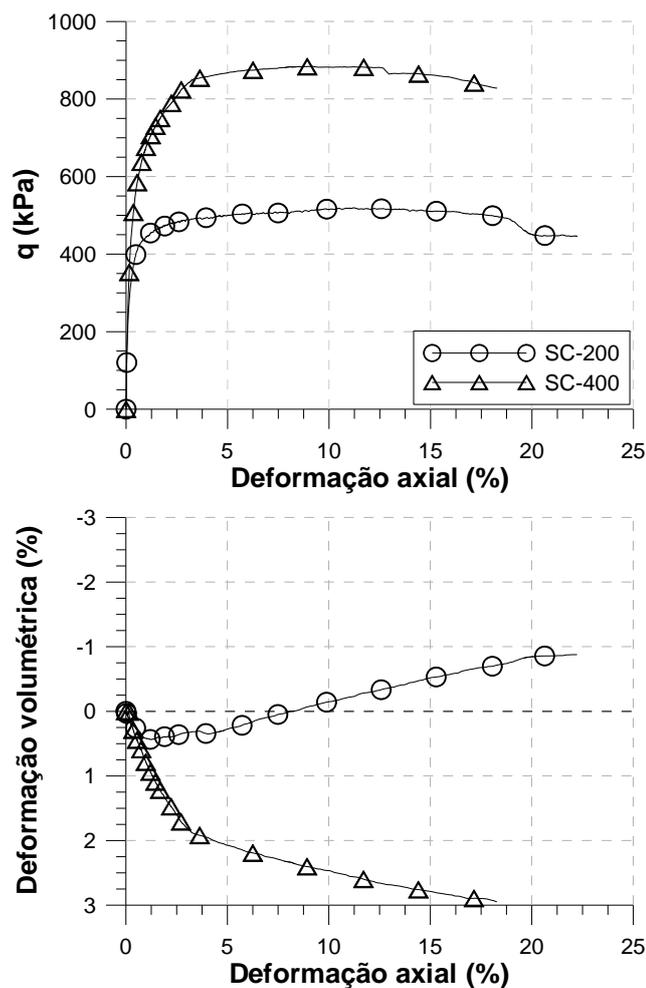


Figura 5.3: Comportamento tensão vs. deformação axial e volumétrica para amostras não curadas sob tensão.

Os efeitos iniciais da cura sob tensão estão diretamente ligados à redução do índice de vazios e também ao próprio estado de tensões ao qual o material está submetido. Na Figura 5.4 estão apresentados os resultados para dois ensaios [IC1K-400/200/(a) e IC1K-400/400/(a)], curados sob uma determinadas tensões isotrópicas. Estas tensões foram respectivamente 200 kPa e 400 kPa para os ensaios IC1K-400/200/(a) e IC1K-400/400/(a).

Destaca-se na Figura 5.4 o aumento da tensão desvio de pico em decorrência da cura sob tensão, independentemente do nível de confinamento adotado durante o cisalhamento. Acredita-se que este aumento esteja ligado a pequena redução volumétrica que as amostra sofreram durante a fase de cura. Neste caso, as reduções dos valores do índice de vazios foram respectivamente iguais a 0,84% e 2,98% para as amostra curadas a p' de 200 kPa e 400kPa. A cimentação de geomateriais sob determinados níveis de confinamento e seus efeitos na estrutura do solo ficam perfeitamente caracterizados.

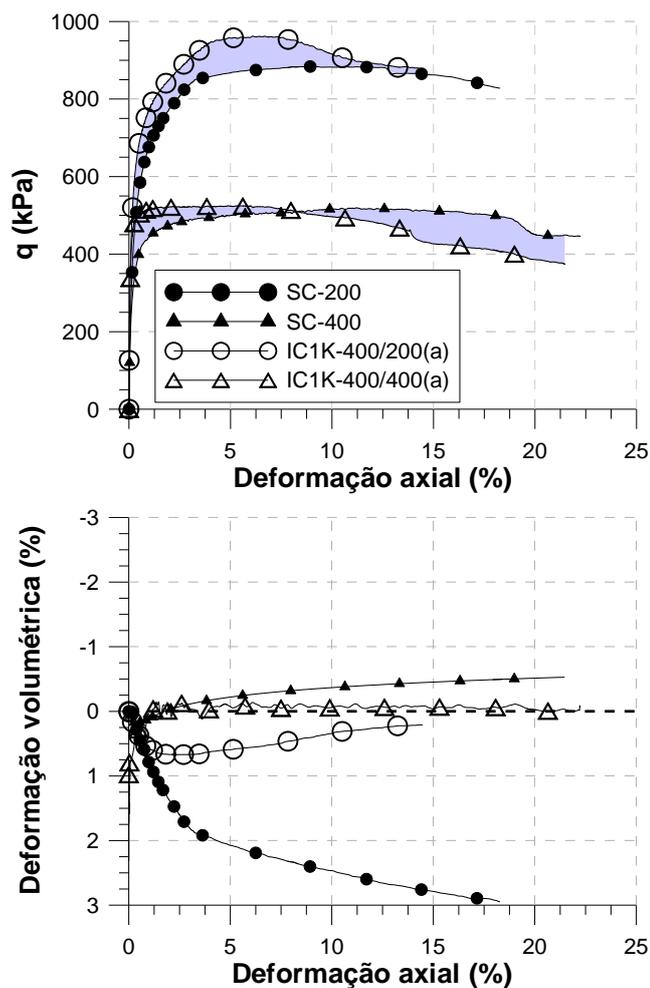


Figura 5.4: Identificação dos efeitos da cura sob tensão.

O comportamento de variação volumétrica também foi afetado pela utilização da cura sob tensão. Ao se comparar os resultados de variação volumétrica (Figura 5.4) durante a fase de cisalhamento, verifica-se na amostra curada sob uma tensão para p' de 400 kPa [IC1K-400/400/(a)], uma tendência menor a deformações volumétricas de compressão. Entretanto, essa mesma tendência se mostra menos acentuada para a amostra curada sob uma tensão de 200 kPa.

5.2.2 Comportamento mecânico para amostras curadas sob um estado de tensões isotrópico

Como observado anteriormente, a cura sob tensão em amostras artificialmente cimentadas é capaz de promover um acréscimo da tensão desvio quando comparada a uma amostra que não sofreu os efeitos da cura sob confinamento. Dalla Rosa *et al.* (2008), Consoli *et al.* (2006) e Rotta *et al.* (2003) apresentaram resultados de um arenito artificialmente cimentado, curado

sob confinamento, onde também foram identificadas características similares às encontradas nesta tese.

Os resultados de amostras artificialmente cimentadas, curadas sob determinados níveis de confinamento são apresentados a seguir. Estas amostras foram submetidas ao cisalhamento com diferentes trajetórias de tensões, possibilitando identificar o comportamento mecânico desse novo material, sob diferentes condições de carregamento.

Nas Figuras 5.5, 5.6 e 5.7 são mostrados os resultados encontrados para as amostras que foram curadas sob uma tensão efetiva correspondente a p' igual a 200 kPa, e cisalhadas sob as trajetórias de descompressão lateral, p' constante e cisalhamento convencional, respectivamente. Neste casos é possível identificar que as amostras atingem rapidamente a tensão desvio máxima a deformações relativamente pequenas. Este fato pode ser caracterizado por dois motivos: a cimentação das partículas decorrente da adição do aglomerante permite que ocorra um “elo” entre as partículas, conferindo assim uma maior rigidez na matriz. E a cura sob tensão possibilita que estas partículas de solo antes mesmo de serem cimentadas, já tenham experimentado um determinado nível de tensões, ocasionando então um acúmulo de energia na forma de atrito entre as partículas. Da mesma forma, o efeito da cura sob tensão permite que ocorra uma pequena redução do valor do índice de vazios, permitindo também que o solo na condição mais compacta e desenvolva uma interação solo-aglomerante mais eficiente.

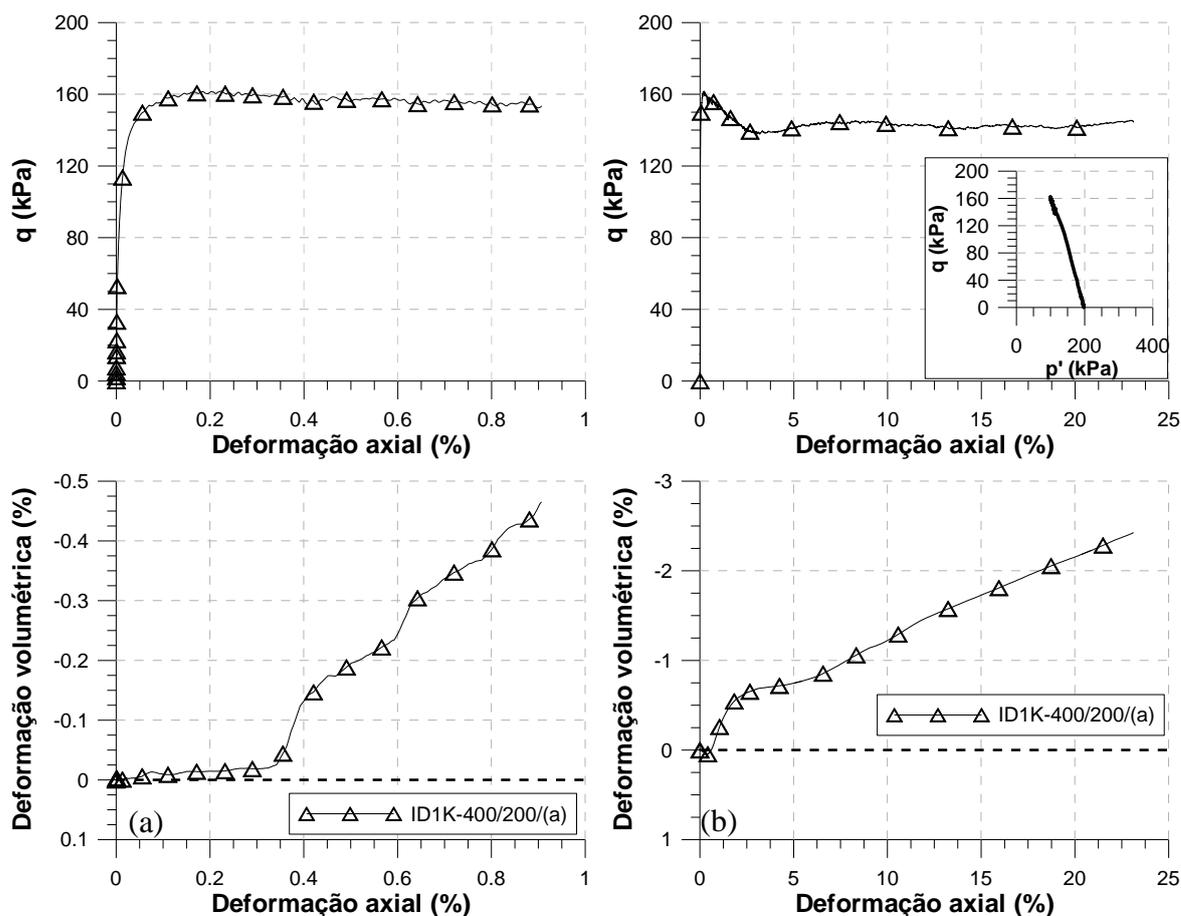


Figura 5.5: Amostra curada sob uma pressão correspondente a p' de 200 kPa – Cisalhamento sob descarregamento lateral: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.

Em todos os casos, a instrumentação interna foi essencial na determinação do comportamento do solo a pequenas deformações. Nas Figuras 5.5, 5.6 e 5.7 é visível a ocorrência ao longo do ensaio de uma pequena taxa de compressão volumétrica. No decorrer do ensaio constata-se deformações de expansão volumétrica, caracterizadas pela formação de um plano de cisalhamento, para deformações axiais intermediárias.

A Figura 5.8 apresenta um exemplo dos planos de cisalhamento encontrados durante a realização dos ensaios sob uma tensão efetiva inicial igual a 200 kPa. Em decorrência da formação do plano de cisalhamento, a área de seção transversal das amostras foi corrigida segundo as sugestões apresentadas por La Rochelle *et al.* (1986).

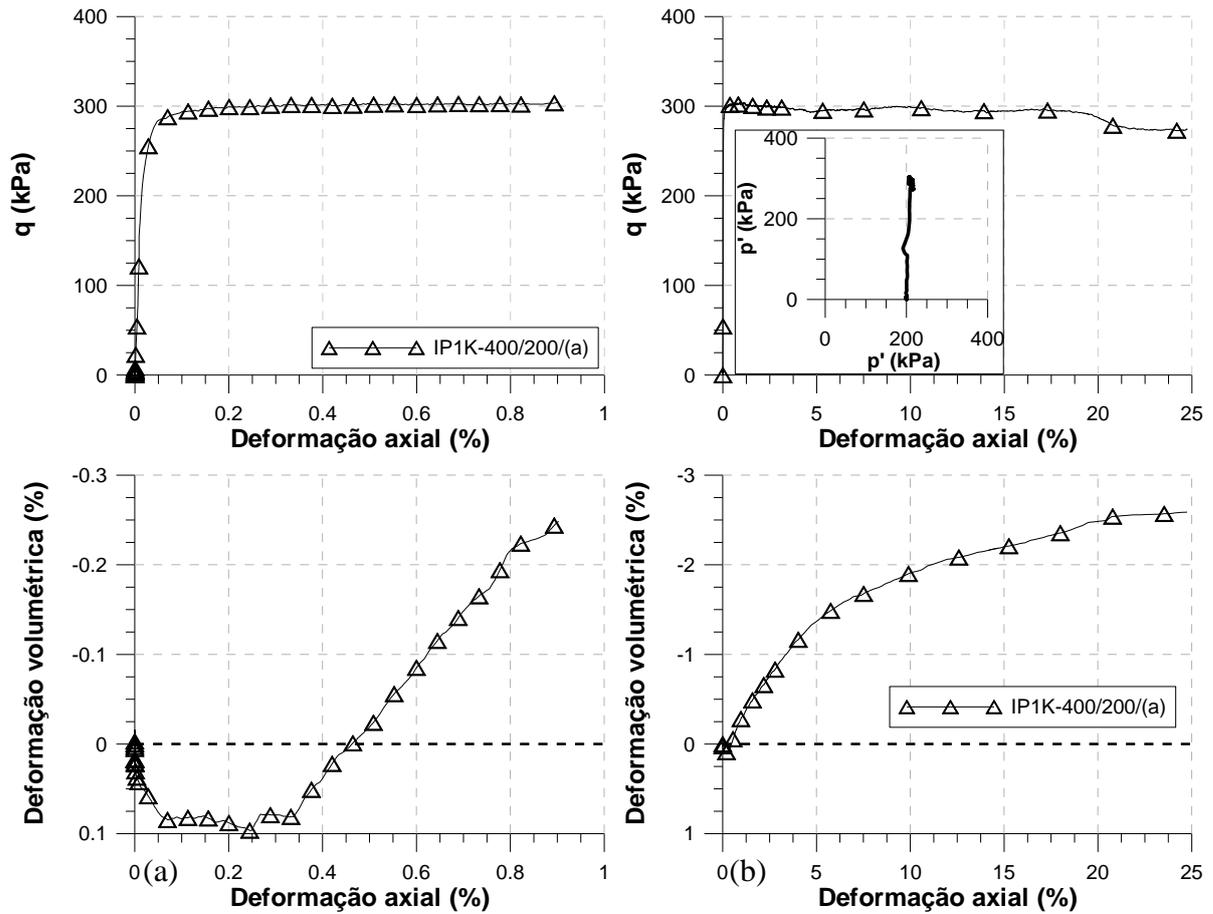


Figura 5.6: Amostra curada sob uma pressão correspondente a p' de 200 kPa – Cisalhamento sob p' constante: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.

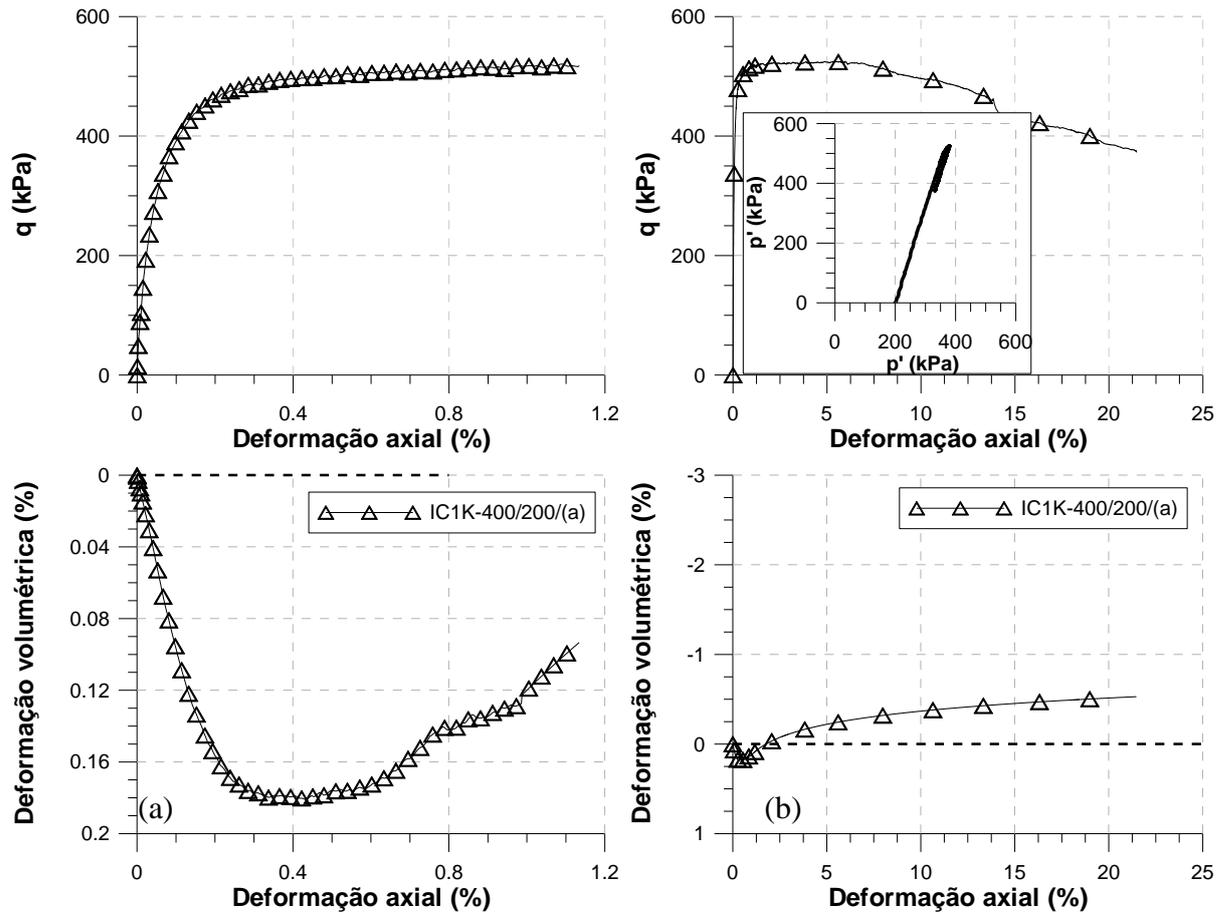


Figura 5.7: Amostra curada sob uma pressão correspondente a p' de 200 kPa – Cisalhamento convencional: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.



Figura 5.8: Identificação do plano de cisalhamento para amostras curadas sob tensão.

As Figuras 5.9, 5.10 e 5.11 apresentam os resultados obtidos nas amostras curadas isotropicamente, sob uma tensão efetiva correspondente a p' de 400 kPa.

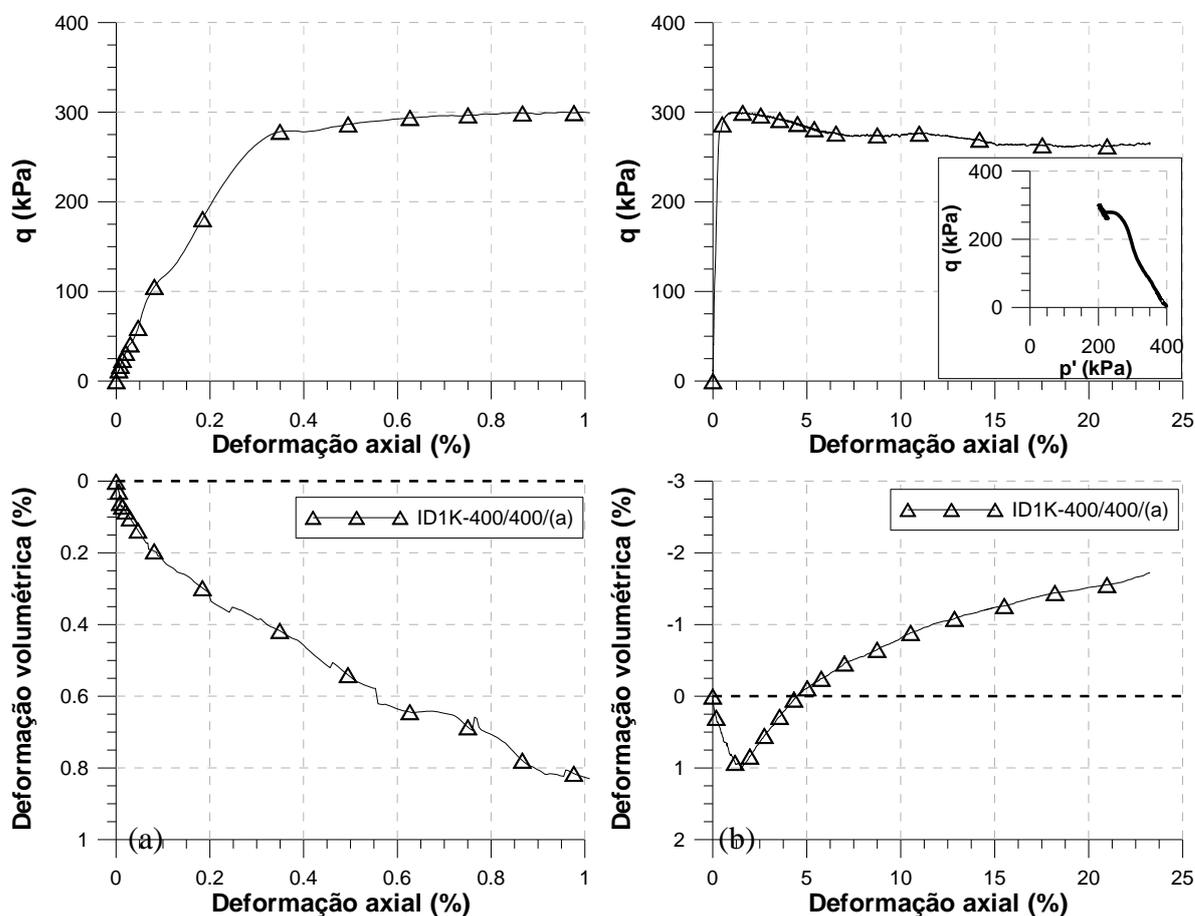


Figura 5.9: Amostra curada sob uma pressão correspondente a p' de 400 kPa – Cisalhamento sob descarregamento lateral: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.

Na Figura 5.9 (a) foi detectado um possível erro na medição da deformação volumétrica durante a fase inicial do ensaio. Entretanto, este erro não afeta as deformações volumétricas subsequentes.

Analisando-se os resultados das amostras curadas a p' igual a 400 kPa, observa-se que a rigidez inicial é superior à encontrada para as amostras curadas a p' igual a 200 kPa. Neste caso, o nível de confinamento pode ter sido o principal fator no aumento da rigidez. Foi observado um comportamento pós pico similar nos dois níveis de tensão de cura, sendo este, caracterizado por uma desestruturação progressiva após atingir a tensão de pico, com deformações volumétricas de expansão.

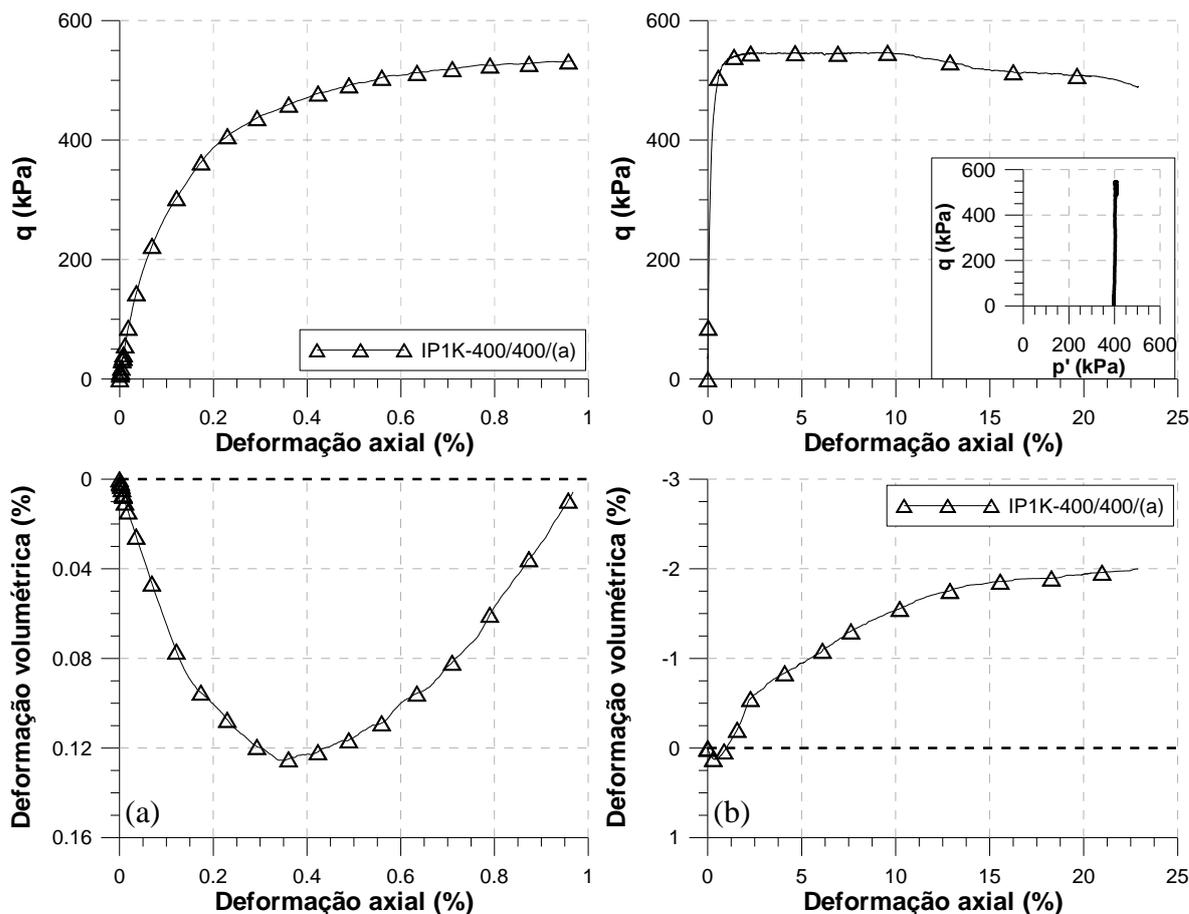


Figura 5.9: Amostra curada sob uma pressão correspondente a p' de 400 kPa – p' constante: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.

Um ensaio realizado com trajetória convencional, em uma amostra curada sob uma tensão efetiva média de 50 kPa é apresentado na Figura 5.11. Este ensaio teve por objetivo, complementar a verificação dos efeitos do nível de confinamento durante o cisalhamento das amostras curadas a 200 e 400 kPa. Identifica-se que a pequena redução no valor do índice de vazios, ocasionada pela aplicação da tensão de “adensamento”, foi capaz de gerar efeitos significativos na rigidez inicial da amostra. O aumento da rigidez do solo cimentado parece estar ligado à tensão efetiva média aplicada durante o processo de cura das amostras.

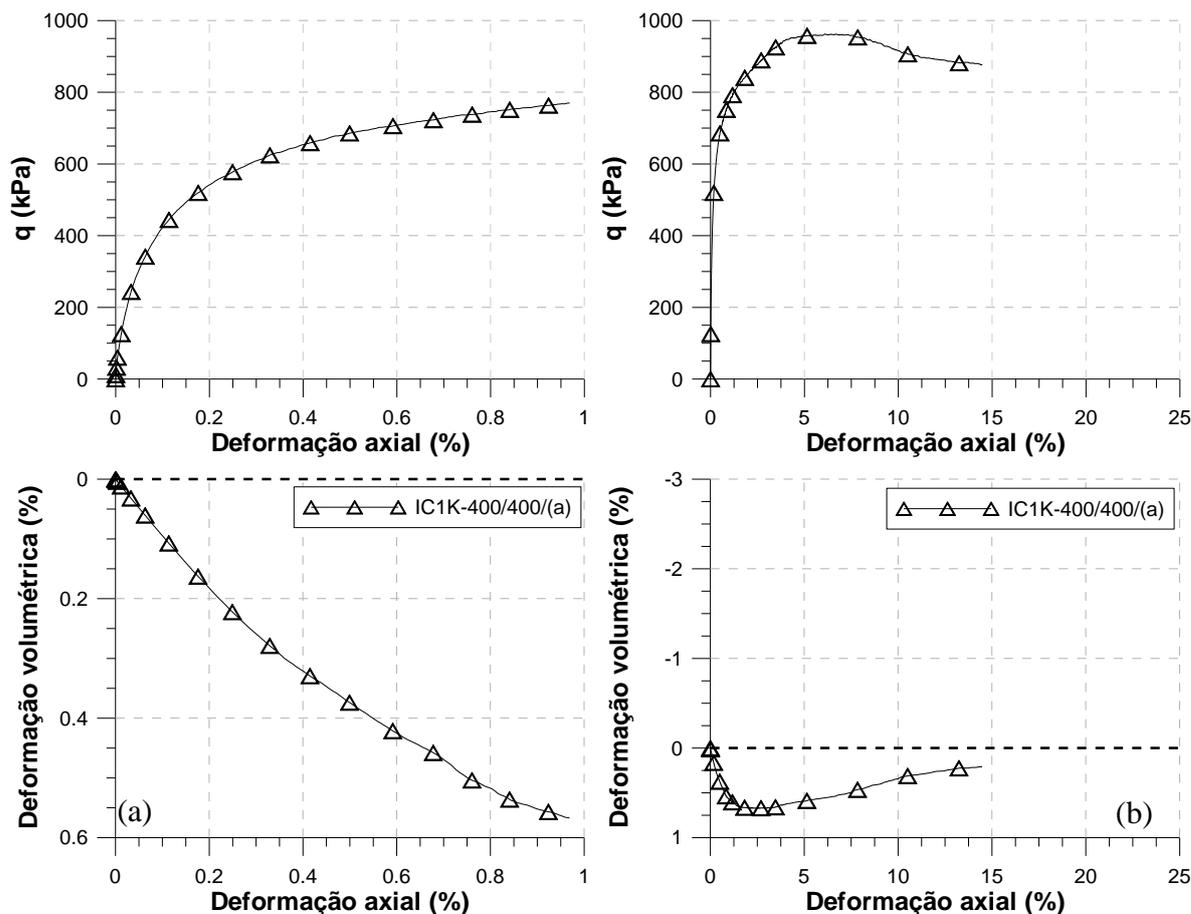


Figura 5.10: Amostra curada sob uma pressão correspondente a p' de 400 kPa – Cisalhamento convencional: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.

Uma análise mais refinada da rigidez encontrada nos ensaios IC1K-400/200/(a), IC1K-400/400/(a) e IC1K-400/50/(a), é mostrada na Figura 5.12, onde são identificados os resultados do comportamento tensão desvio *vs.* deformação axial e módulo secante *vs.* deformação axial. Nota-se que a amostra curada sob uma tensão de 50 kPa apresentou uma rigidez inicial levemente inferior à amostra curada a 200 kPa, com queda da rigidez em uma taxa menos pronunciada que a amostra curada a 200 kPa.

Ressalta-se aqui que, em ambos os casos, as amostras possuíam as mesmas características de moldagem. Portanto, o aumento da rigidez de solos cimentados natural ou artificialmente ocorre em função da elevação da tensão de confinamento, conforme demonstrado em estudos anteriores (Dalla Rosa, 2006; Rotta 2005; Coop e Willson, 2003).

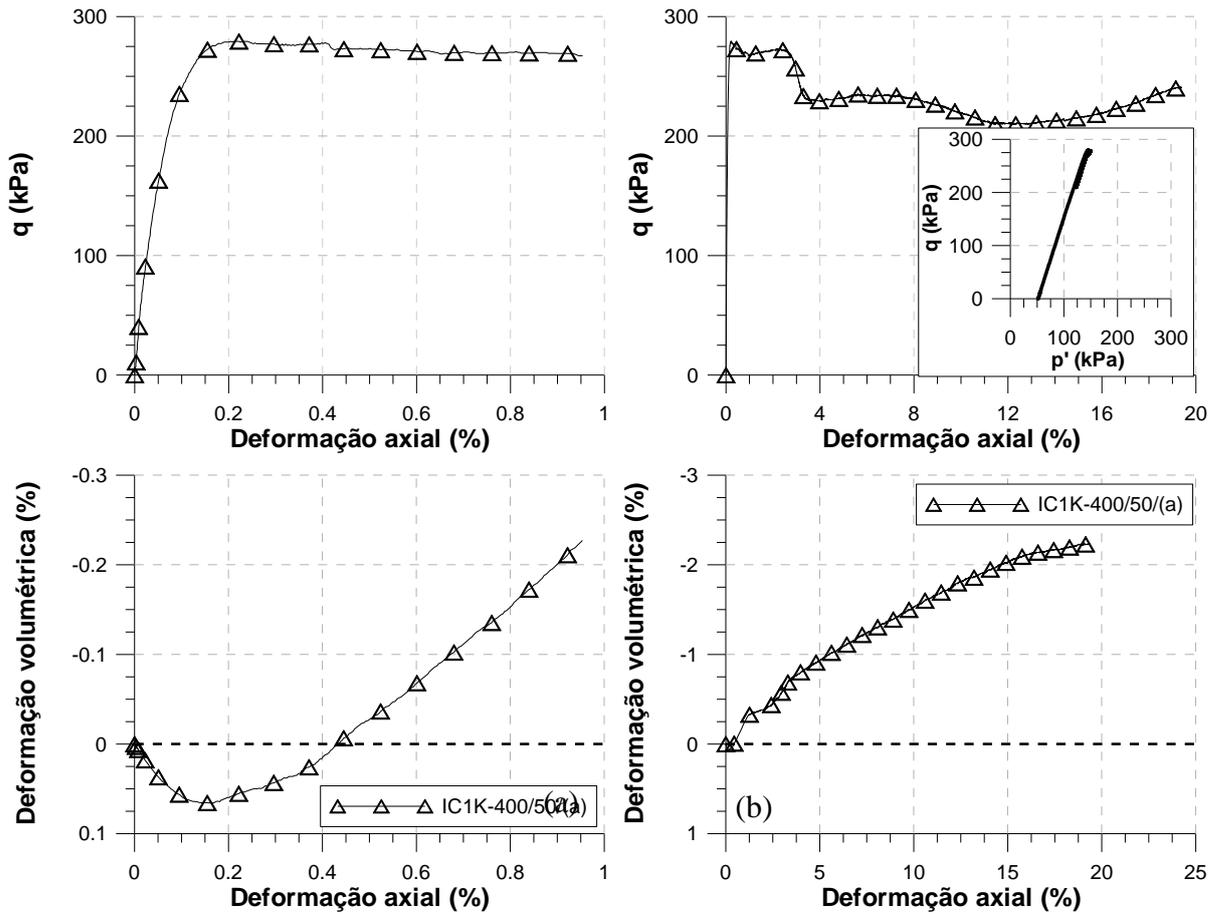


Figura 5.11: Amostra curada sob uma pressão correspondente a p' de 50 kPa – Cisalhamento convencional: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.

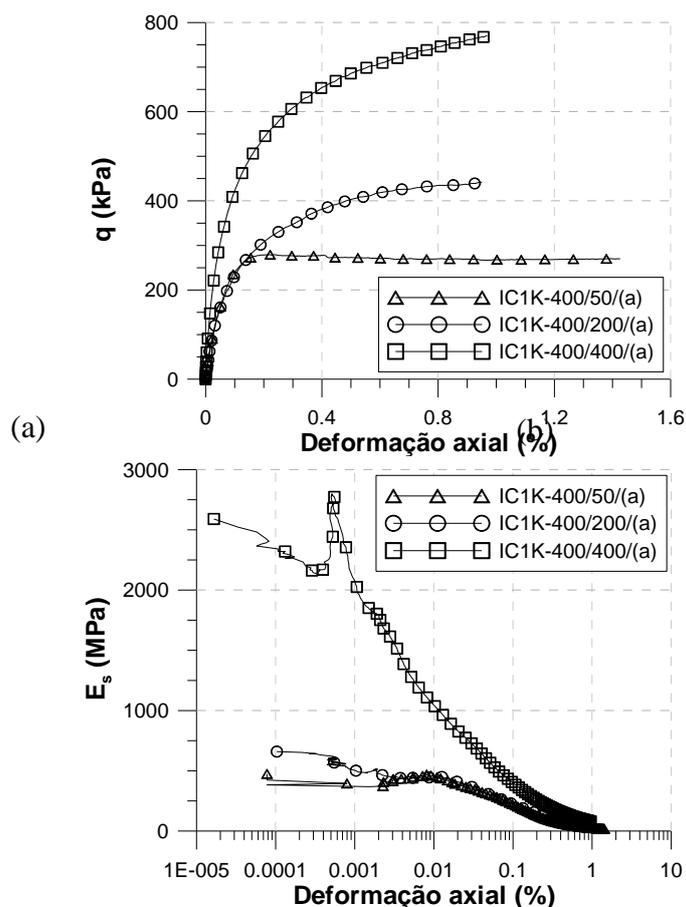


Figura 5.12: Identificação do incremento de rigidez das amostras curadas sob tensão em função da redução do índice de vazios: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Módulo secante vs. deformação axial.

A rigidez das amostras curadas sob tensão também apresentou alterações em decorrência da mudança da trajetória de tensões. Na Figura 5.13 é apresentada então, a mudança da rigidez inicial das amostras curadas sob uma tensão isotrópica de 400 kPa. Estes ensaios foram executados nas trajetórias de tensões de descarregamento lateral, p' constante e convencional, as quais são representadas respectivamente pelos ensaios ID1K-400/400/(a), IP1K-400/400/(a) e IC1K-400/400/(a).

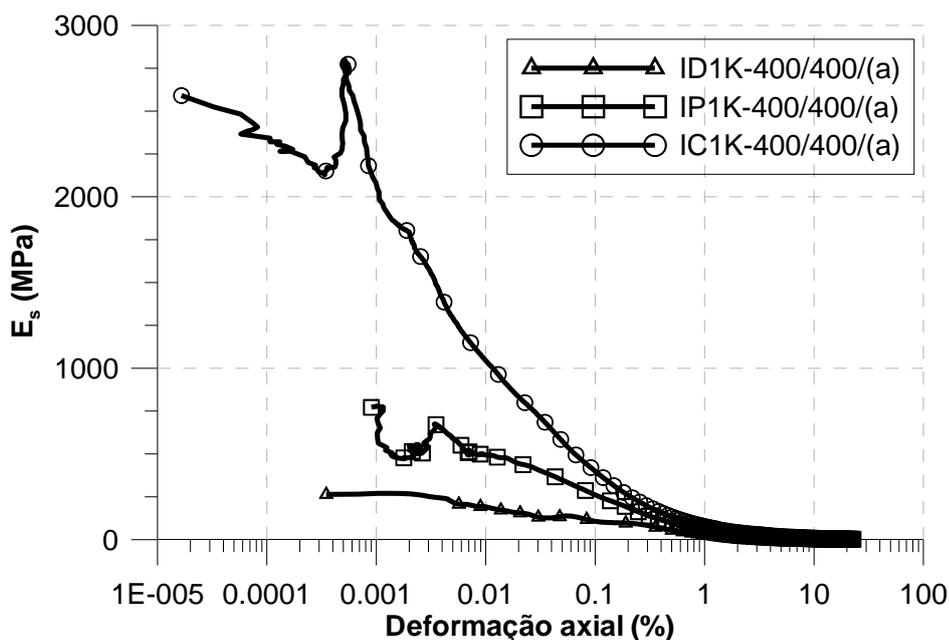


Figura 5.13: Avaliação da rigidez inicial em função da mudança das trajetórias de tensões para amostras curadas sob uma tensão isotrópica de 400 kPa.

Na Figura 5.14 apresenta-se a comparação dos resultados obtidos para as amostras curadas entre 50, 200 e 400 kPa, cisalhadas sob uma trajetória de tensões do tipo convencional. Ao se comparar os resultados encontrados para os ensaios em amostras curadas isotropicamente, observa-se a transição de comportamento dilatante para comportamento de deformação volumétrica compressiva. Com o aumento da tensão de cura, ou seja, amostras curadas sob baixas tensões de confinamento permitiram que as deformações de expansão se tornassem mais expressivas.

Solos cimentados natural ou artificialmente, quando cisalhados sob tensões efetivas iniciais relativamente altas, tendem a apresentar um comportamento mais friccional, quando comparado a situação onde são utilizadas baixas tensões efetivas. Essa condição foi observada por Dalla Rosa (2006) para um solo residual artificialmente cimentado, e anteriormente, por Cuccovillo e Coop (1999), para uma areia naturalmente cimentada. Posteriormente, no Capítulo 6 será abordada a análise de tensão vs. dilatância dos resultados para as amostras curadas sob tensão, onde estes dados serão discutidos com maior detalhamento.

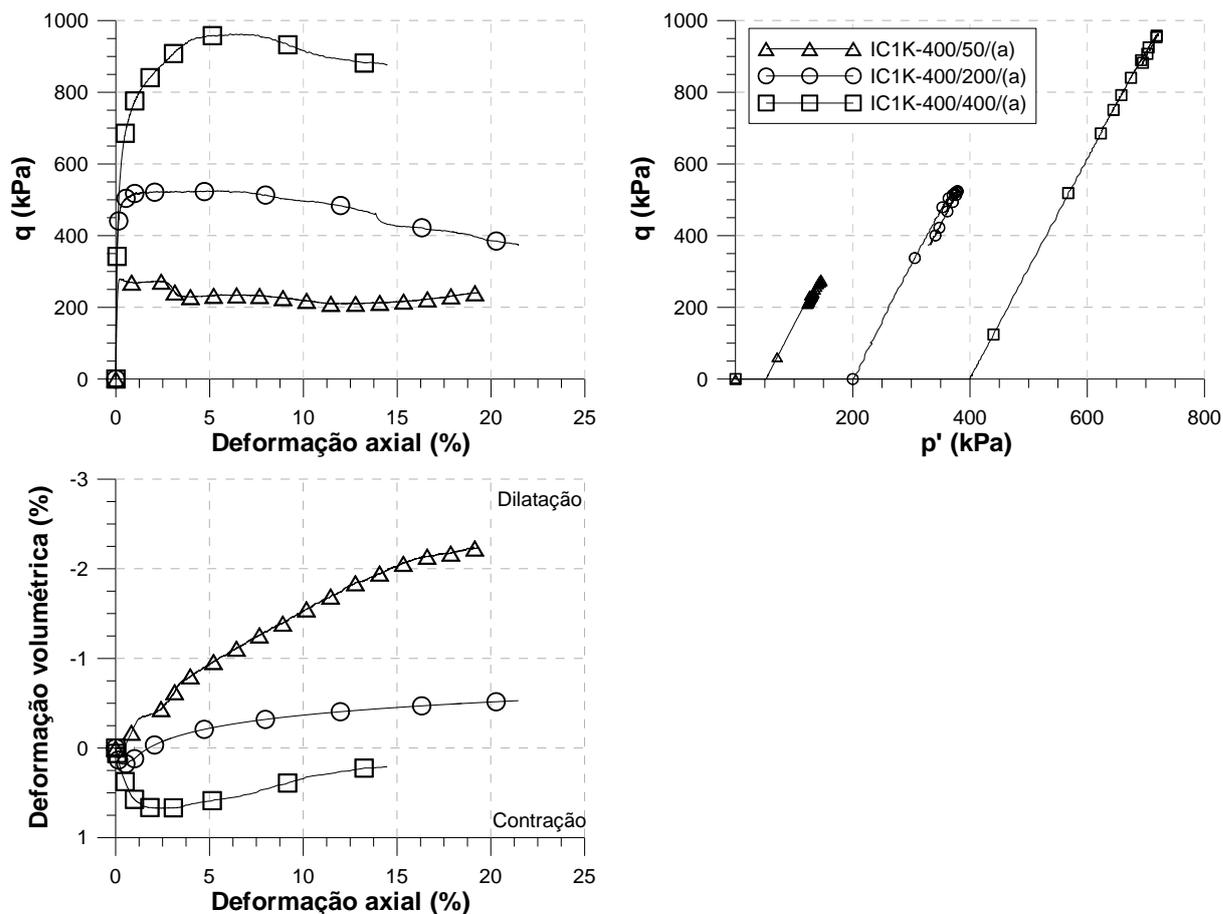


Figura 5.14: Transição de comportamento observada com o aumento da tensão de cura.

5.2.2.1 Efeitos da mudança da razão V_v/V_{ci} no comportamento de amostras curadas sob um estado de tensões isotrópico.

A avaliação de amostras com diferentes níveis de cimentação e porosidade tem sido objeto de discussão na literatura recente (Lopes Junior, 2007; Cruz, 2008; Dalla Rosa, 2009 e outros). O presente estudo também buscou identificar os aspectos que definem o comportamento mecânico destas misturas, porém, levando-se em conta os efeitos da cura sob tensão.

Na Figura 5.15 estão apresentados os resultados de amostras com índice de vazios e teor de cimento iguais respectivamente à 0,76 e 3,0% em conjunto com os resultados para um índice de vazios igual a 0,83 e 3,3% de cimento. Estas amostras foram submetidas a cura isotrópica sob tensões de 200 kPa e 400 kPa, sendo posteriormente cisalhadas em condição drenada sob uma trajetória de tensões convencional. As características de cimentação e porosidade adotadas representam uma relação V_v/V_{ci} próxima a 30. Este valor originou-se da correlação

executada para os ensaios de compressão simples, apresentados na Figura 5.2, o qual demonstra um mesmo valor de resistência para proporções distintas da porosidade e do nível de cimentação.

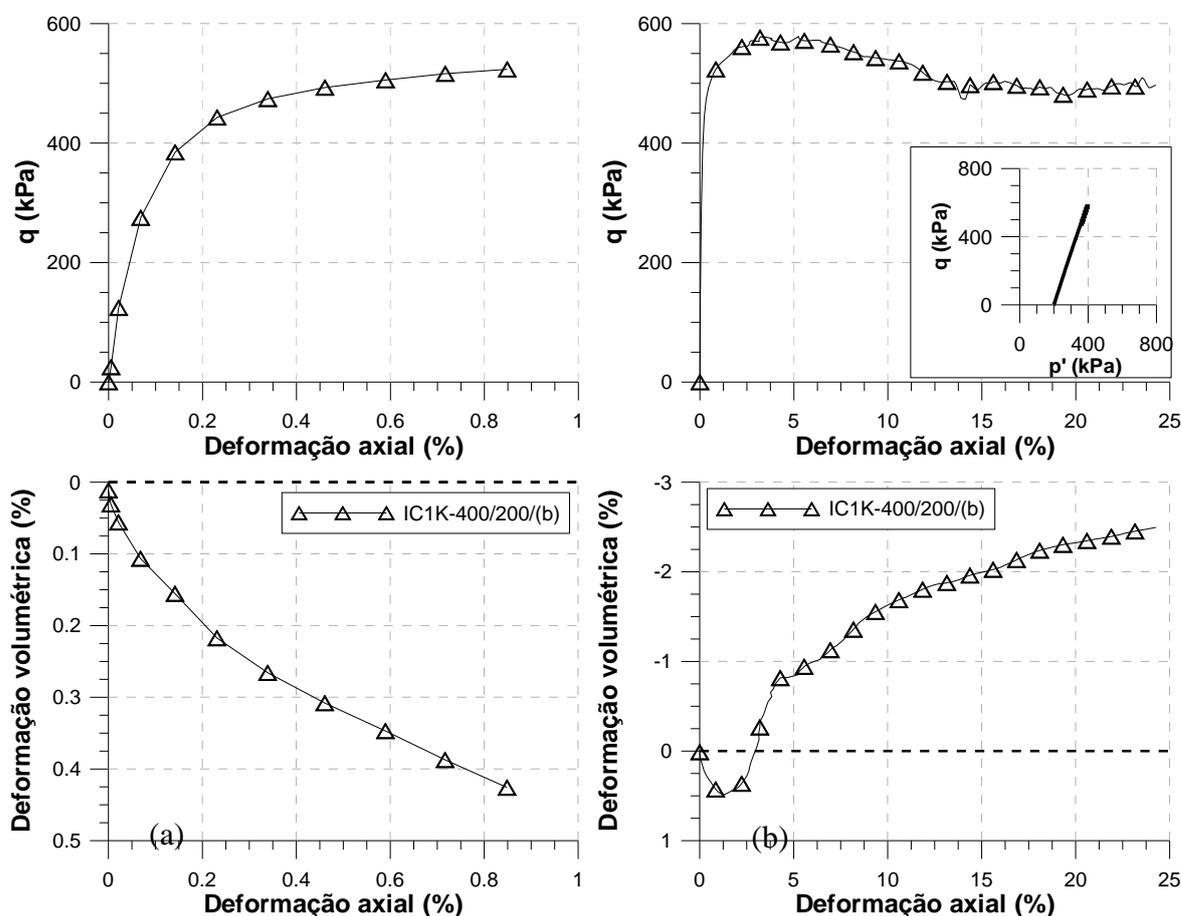


Figura 5.15: Ensaio triaxial IC1K-400/200/(b) curados sob uma tensão isotrópica de 200 kPa: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.

Na Figura 5.16 é apresentada uma comparação dos resultados encontrados para os experimentos IC1K-400/200/(a) e IC1K-400/200/(b), na qual observa-se que as amostras curadas isotropicamente sob tensão apresentam um comportamento tensão vs. deformação axial similar, sendo que a diferença entre as tensões desvio de pico para cada amostra foi mínima. Identifica-se que amostras com a mesma relação V_v/V_{ci} não apresentaram influência da tensão de cura, caracterizando tensões de pico similares.

A interação entre os efeitos da cura sob tensão e a porosidade da amostra IC1K-400/200/(b), se apresentaram na medição da curva de variação volumétrica quando comparado aos

resultados da amostra IC1K-400/200/(a). Neste caso, a primeira amostra após a cura apresentou uma variação volumétrica de expansão superior a segunda amostra.

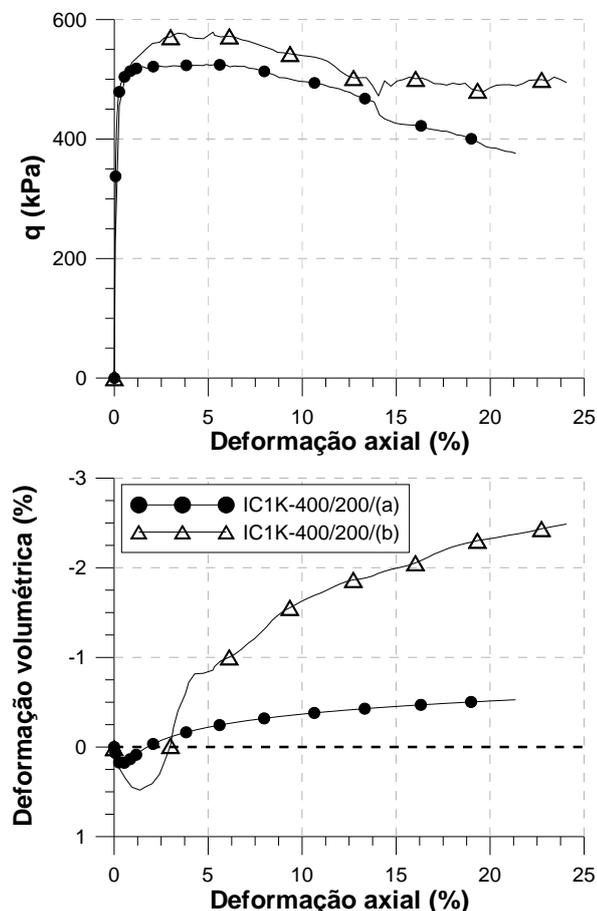


Figura 5.16: Ensaio triaxial IC1K-400/200/(a) e IC1K-400/200/(b) curados sob uma tensão isotrópica de 200 kPa.

Os mecanismos que envolvem o comportamento destas duas misturas podem ser bem distintos, uma vez que cada dosagem resulta em propriedades de porosidade e grau de cimentação diferentes. No caso de amostras com porosidade e grau de cimentação elevados, acredita-se que as ligações cimentantes são parte essencial da resistência mecânica da mistura, pois, a coesão entre as partículas governa a resistência dos solos artificialmente cimentados. Em situações onde a mistura encontra-se mais compacta, com menor grau de cimentação, o comportamento destas misturas é fortemente afetado pelo arranjo intergranular das partículas do solo, com a influência da parcela friccional tornando-se mais evidente.

Um padrão de comportamento similar ao apresentado na Figura 5.17, também foi identificado para amostras curadas sob uma tensão isotrópica igual a 400 kPa. Os resultados do ensaio TR-20 são apresentados na Figura 5.18.

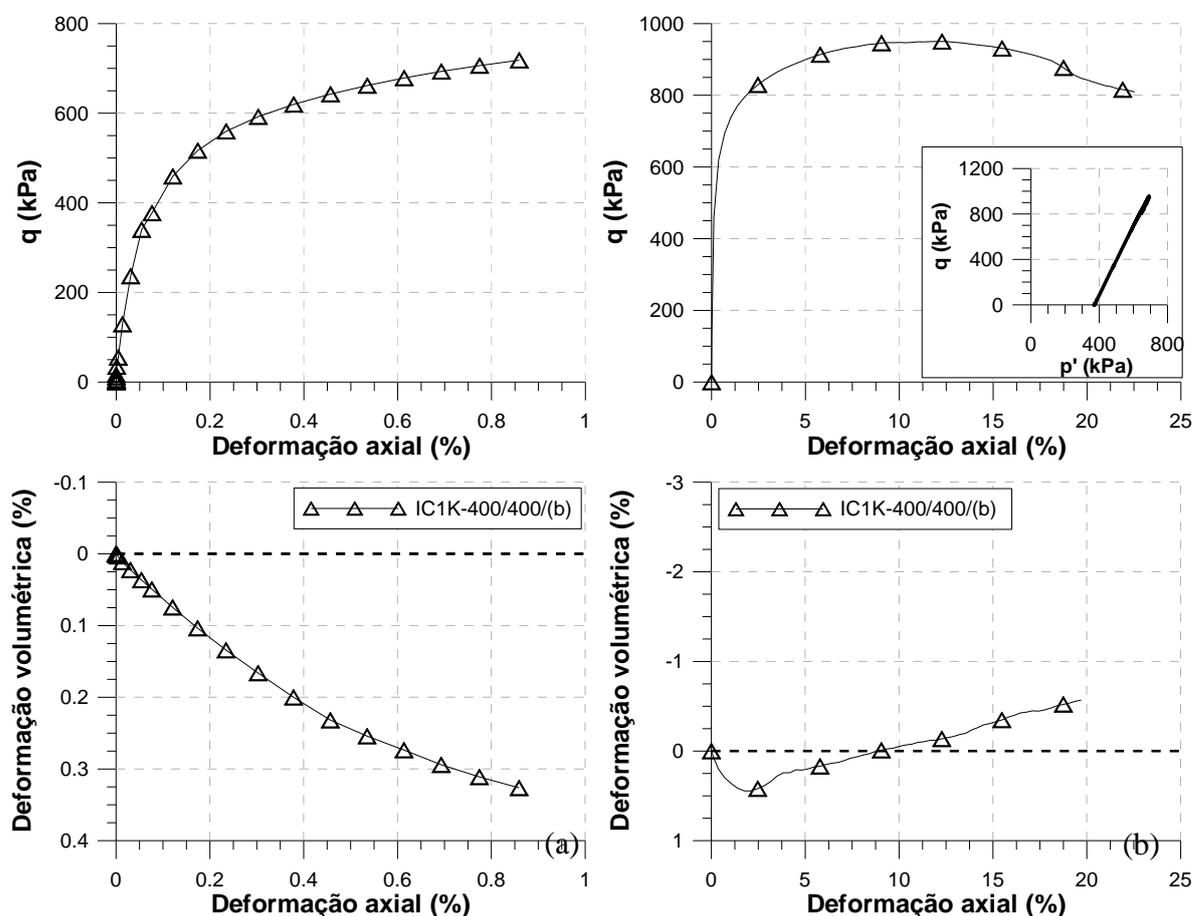


Figura 5.17: Amostra IC1K-400/400/(b) curada sob uma tensão efetiva de 400 kPa: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.

Na Figura 5.18 é apresentada uma comparação dos resultados para os ensaios IC1K-400/400/(b) e IC1K-400/400/(a), cujas amostras possuem índices de vazios iguais a 0,76 e 0,83 respectivamente, e um teor de cimento igual a 3,0% e 3,3%. Analisando-se estes resultados, é possível verificar um comportamento similar ao apresentado na Figura 5.16, onde a amostra mais densa tende a desenvolver um comportamento mais friccional em relação a amostra menos densa. Contudo, a resistência de ruptura parece não ser influenciada pela aplicação da tensão de cura.

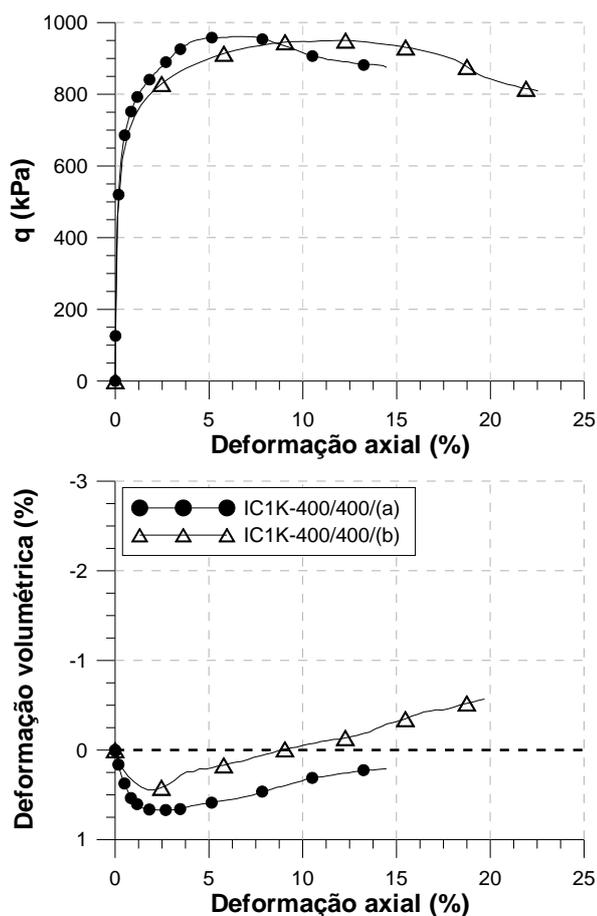


Figura 5.18: Ensaio triaxial IC1K-400/400/(b) e IC1K-400/400/(a) curados sob uma tensão isotrópica de 400 kPa.

5.2.3 Comportamento mecânico para amostras curadas sob um estado de tensões Anisotrópico

As amostras que foram submetidas à cura anisotrópica passaram por três fases precedentes ao cisalhamento como descritas previamente no Capítulo 4. Nas Figura 5.19, 5.20 e 5.21 são apresentados os resultados obtidos para ensaios em amostras curadas anisotropicamente para K igual a 0,43 e p' igual a 200 kPa. Posteriormente curadas e cisalhada sob diferentes trajetórias de tensões.

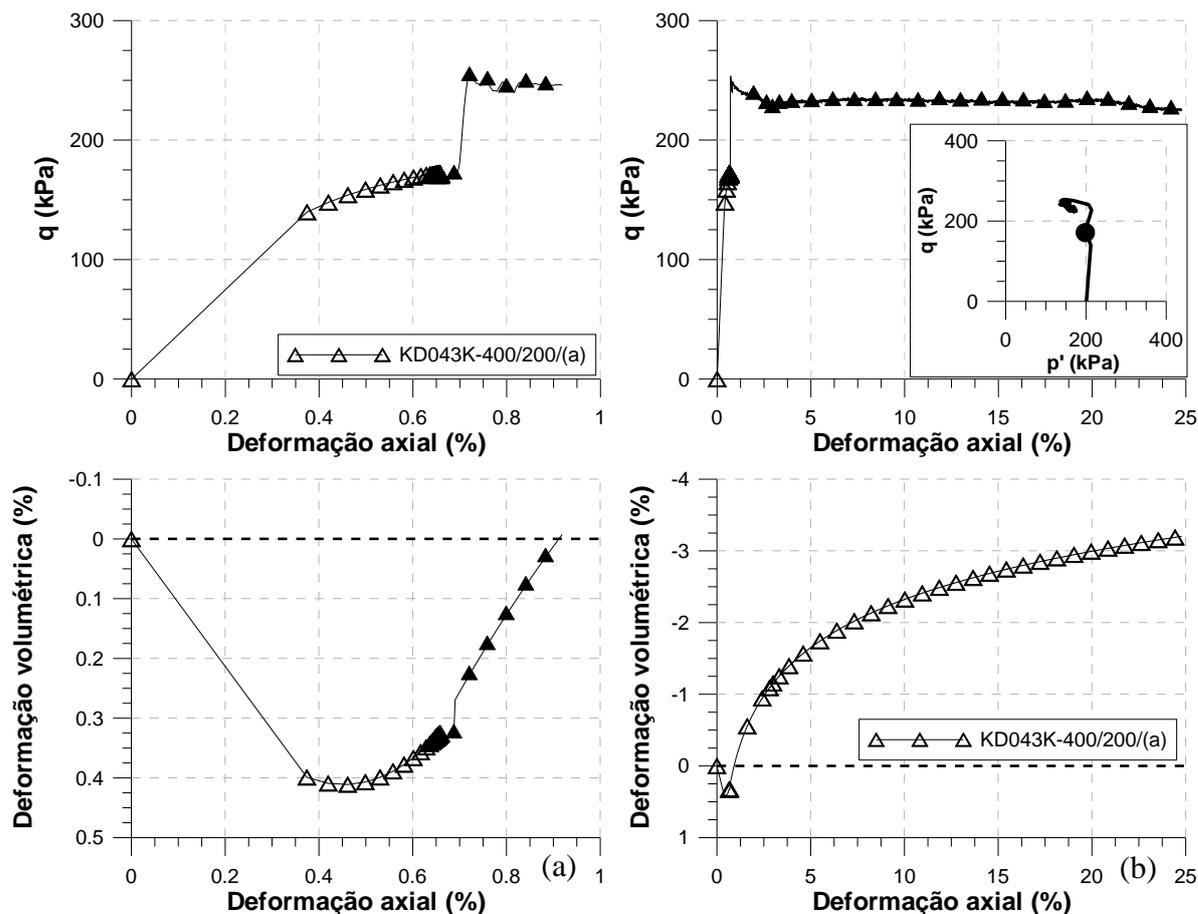


Figura 5.19: Amostra KD043K-400/200/(a) curada anisotropicamente e cisalhada em descarregamento lateral: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.

Observa-se que durante a aplicação da tensão de cura, o comportamento do material apresenta-se com uma rigidez inicial baixa, o que poderia ser caracterizado pela ausência de cimentação na matriz. Após curadas as amostras, as mesmas passaram a apresentar um comportamento extremamente rígido, caracterizado este pela rápida elevação da tensão desvio a pequenas deformações. Após a cura, as amostras não desenvolvem deformações volumétricas de compressão, que foram observadas somente na fase inicial da aplicação da tensão de cura.

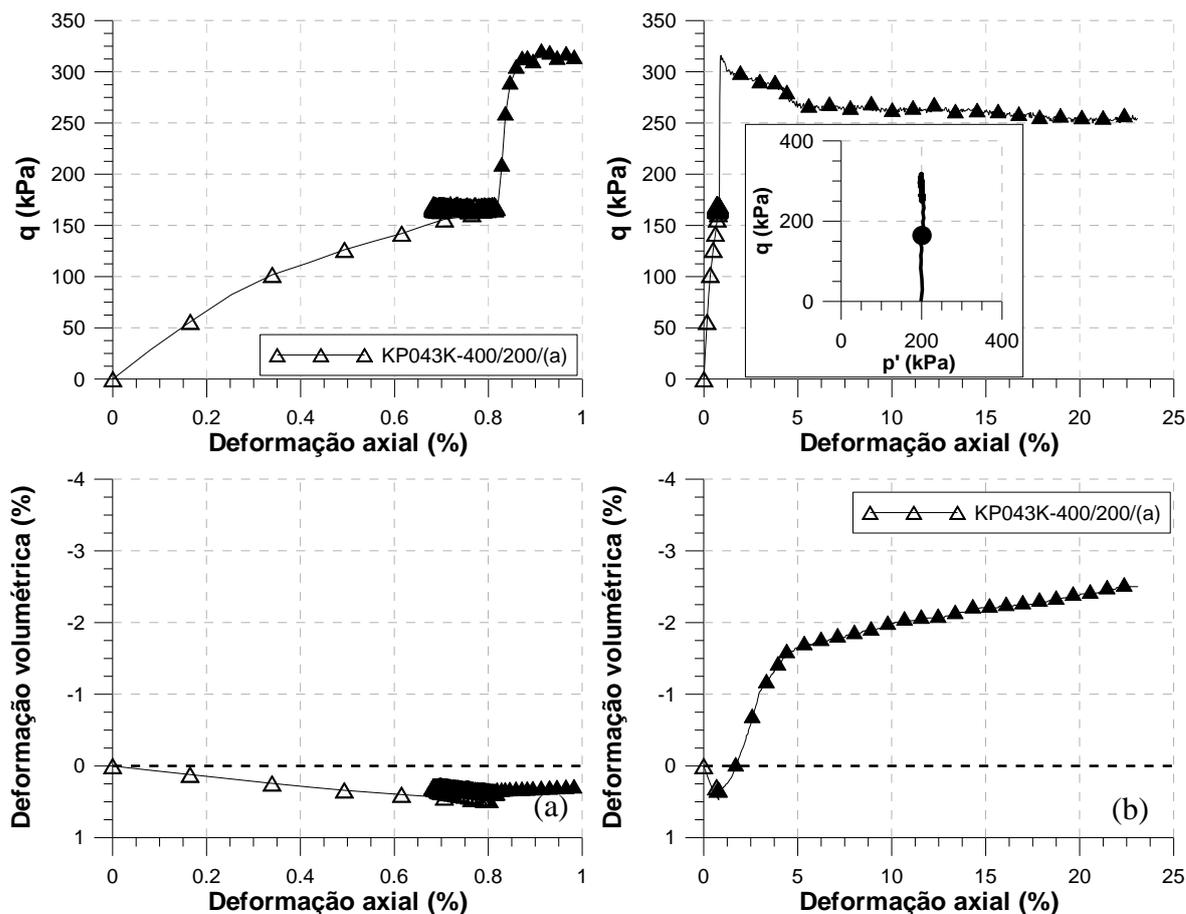


Figura 5.20: Amostra KP043K-400/200/(a) curada anisotropicamente e cisalhada em trajetória p' constante: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.

A Figura 5.22 busca, de forma esquemática, demonstrar os efeitos do rearranjo intergranular que ocorre durante o carregamento do solo. Uma analogia similar foi apresentada por Rowe (1963), para justificar a energia desenvolvida durante o cisalhamento de solos granulares. O rearranjo intergranular propicia um aumento no número de pontos de contato das partículas presentes na mistura solo-cimento, tornando mais eficiente a ação do agente cimentante na matriz de solo. Esta analogia também poderia explicar o aumento da rigidez das amostras curadas sob um estado de tensões anisotrópico.

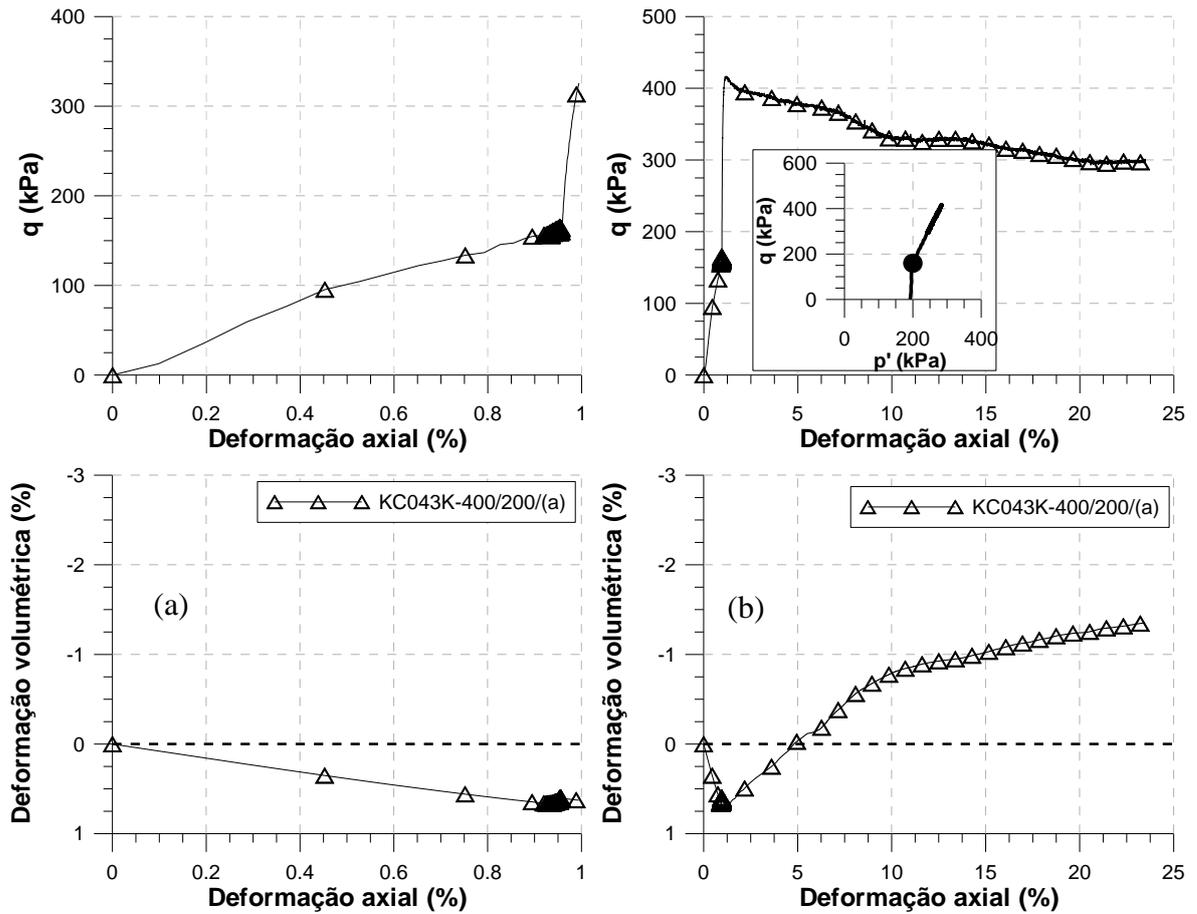


Figura 5.21: Amostra KC043K-400/200/(a) curada anisotropicamente e cisalhada em trajetória convencional: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.

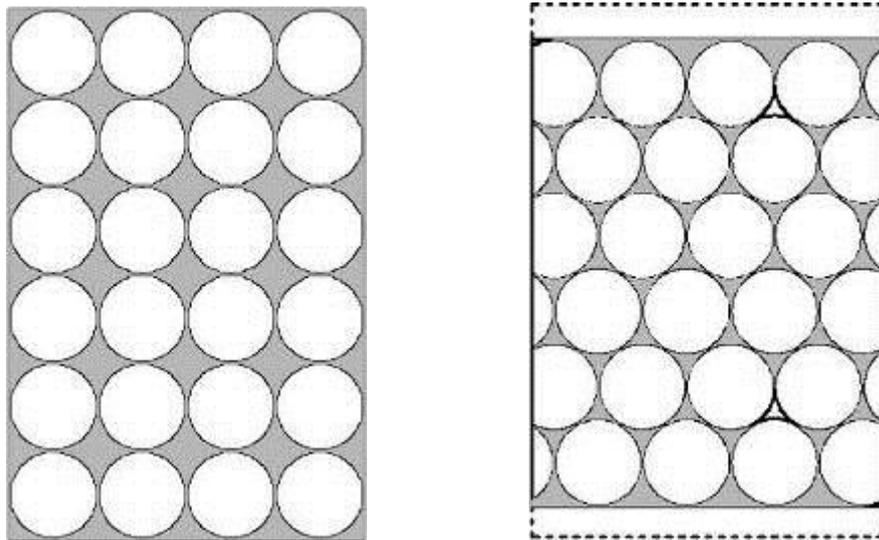


Figura 5.22: Esquema do arranjo intergranular sendo modificado pela aplicação da tensão de cura (Adaptado de Rowe, 1963).

Nas Figuras 5.23, 5.24 e 5.25 são apresentados os resultados de amostras curadas sobre um ponto da trajetória K_0 , correspondente a um valor de p' de 400 kPa. Nestes resultados, um padrão similar de comportamento ao encontrado para as amostras curadas sob a condição de K_0 , porém para um valor de p' correspondente a 200 kPa.

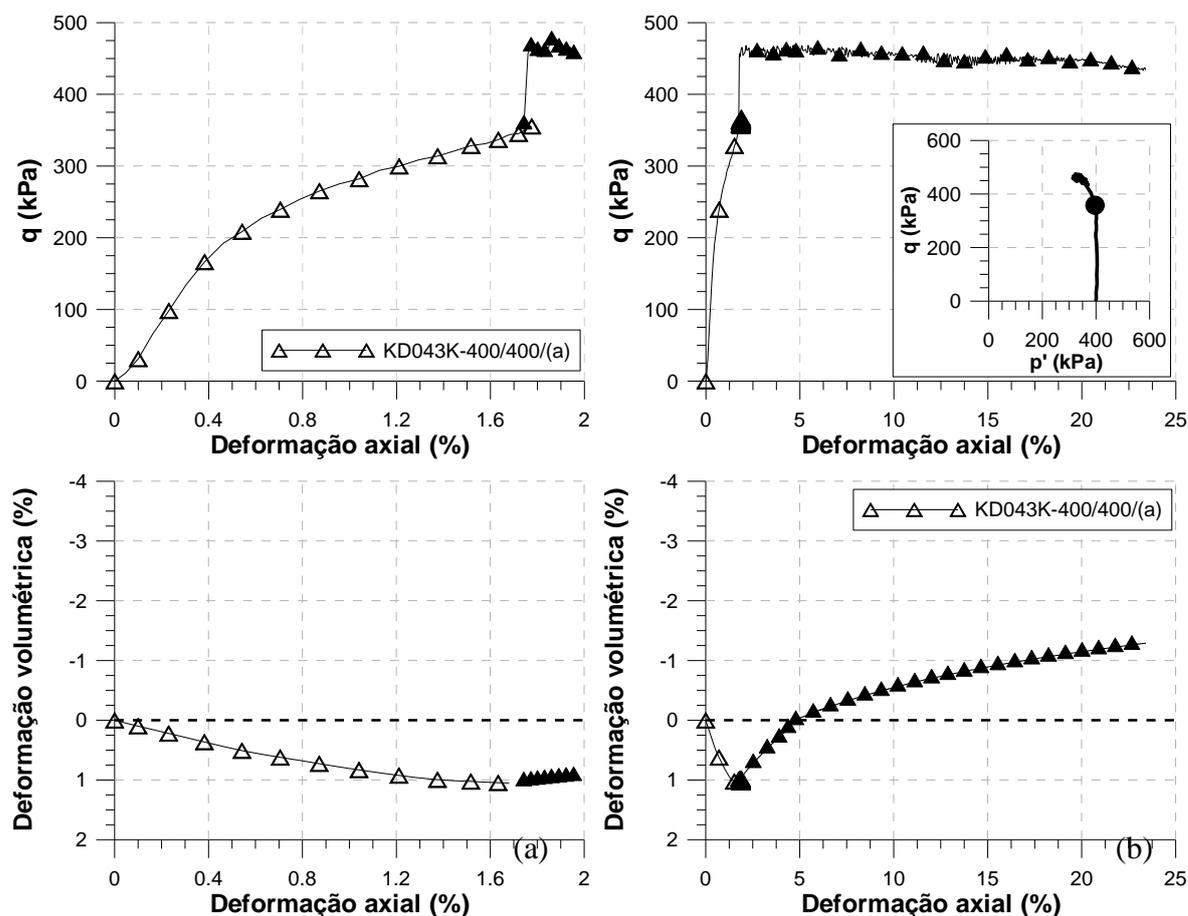


Figura 5.23: Amostra KD043K-400/400/(a) curada anisotropicamente e cisalhada em descarregamento lateral: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.

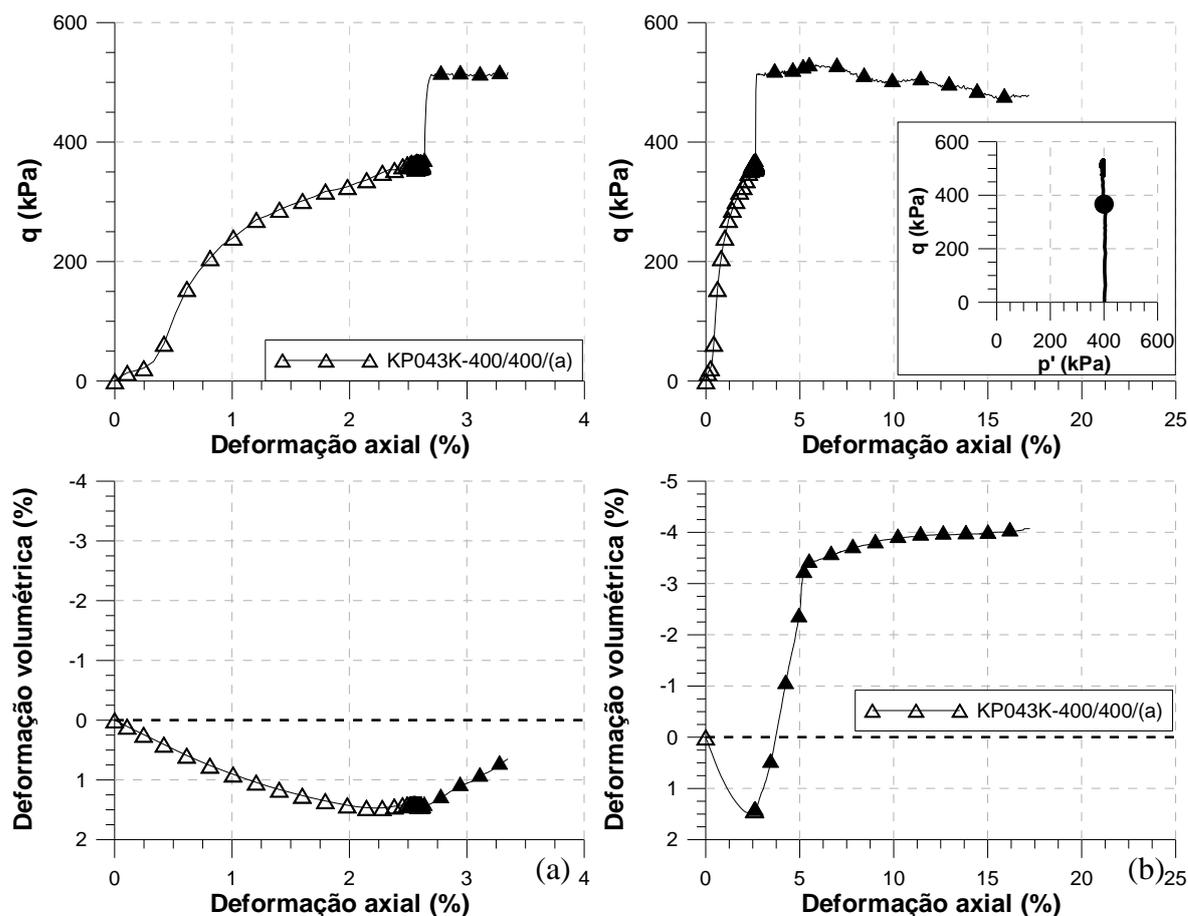


Figura 5.24: Amostra KP043K400/400/(a) curada anisotropicamente e cisalhada em trajetória p' constante: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.

Nas Figuras 5.26 e 5.27 são apresentados os resultados das amostras curadas sob um estado de tensões intermediário ao estado isotrópico e ao estado K_0 , sendo este valor igual a 0,57. Neste caso, somente foram realizados ensaios com p' de cura igual a 400 kPa, sendo que para o ensaio TR-16 não foi possível obter todos os dados do experimento, uma vez que houve problemas por falta de energia elétrica durante a execução do cisalhamento.

Observa-se que para este novo estado de tensões o comportamento após a cura também apresentou semelhanças de comportamento na curva tensão desvio vs. deformação axial. Concomitantemente, foi identificado que sob cisalhamento convencional houve uma pequena compressão volumétrica, seguida de deformações volumétricas de expansão.

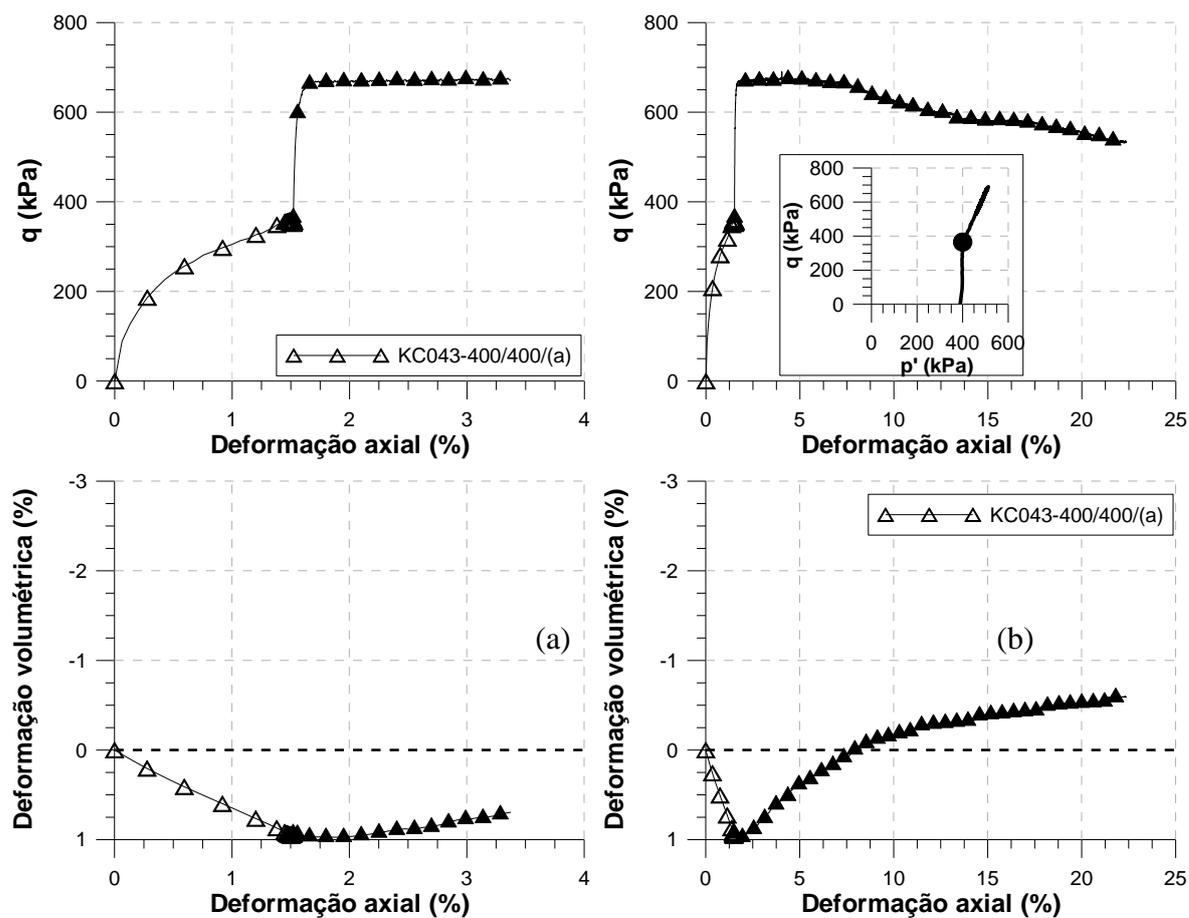


Figura 5.25: Amostra KC043K-400/400/(a) curada anisotropicamente e cisalhada em trajetória convencional: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.

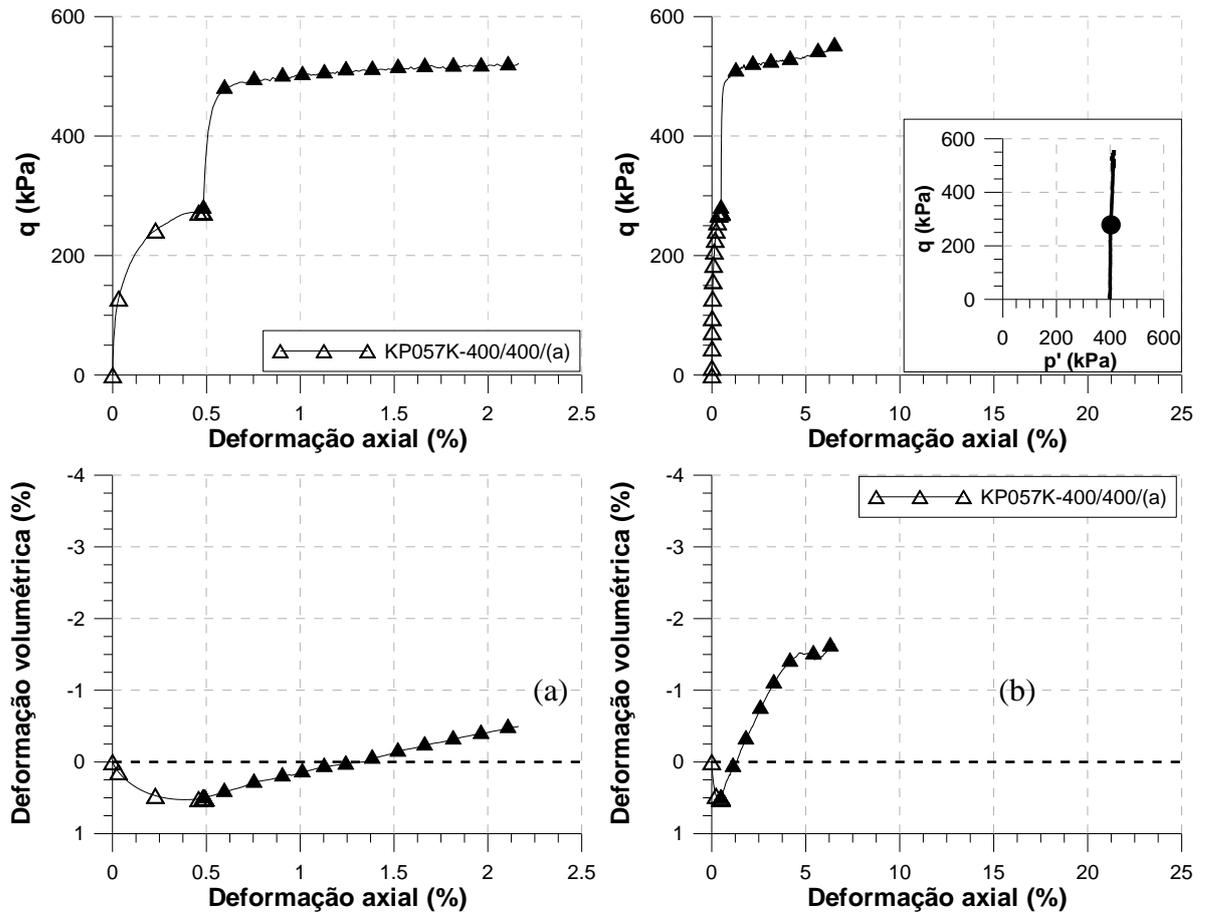


Figura 5.26: Amostra KP057K-400/400/(a) curada e cisalhada em trajetória p' constante: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.

Para a amostra cisalhada sob descarregamento lateral, deformações volumétricas de expansão foram observadas desde o início da fase de cisalhamento, como identificado na Figura 5.26.

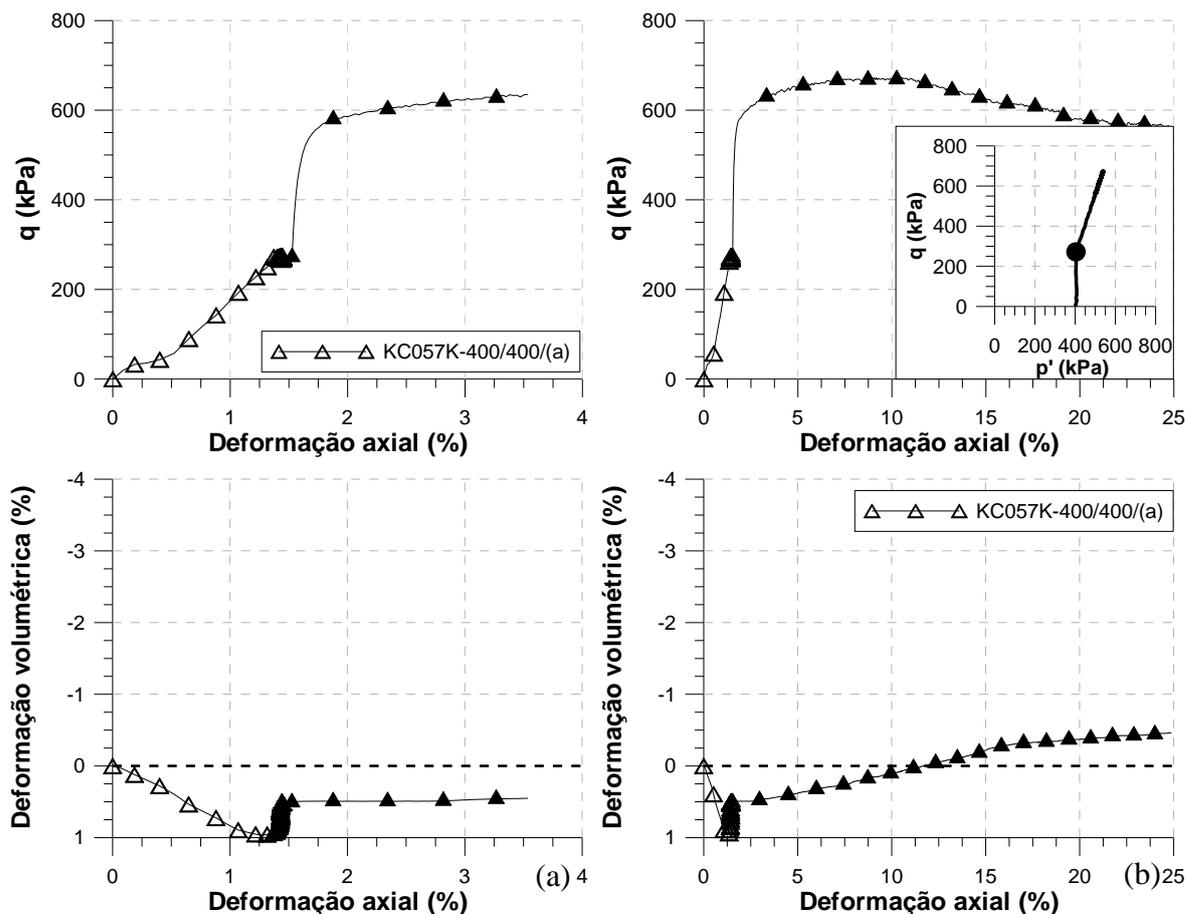


Figura 5.27: Amostra KC057K-400/400/(a) curada anisotropicamente e cisalhada em trajetória convencional: (a) Fase inicial do ensaio; (b) Ensaio completo.

Nas Figuras 5.28 e 5.29 são apresentadas as comparações dos ensaios curados anisotropicamente, com um valor de K igual a 0,43 e cisalhadas nas três trajetórias de tensões propostas neste estudo. Nos resultados comparados, a deformação axial foi ajustada de maneira que o seu valor inicial partisse do término da cura. Este mesmo procedimento também foi realizado para as deformações volumétrica. O referido ajuste foi necessário para realizar uma comparação apropriada entre os resultados durante a fase de cisalhamento das amostras. Observa-se uma tendência das amostras cisalhadas sob descarregamento lateral apresentarem deformações volumétricas de expansão mais acentuadas que as demais trajetórias. Essa tendência reduz a intensidade a medida que a trajetória segue caminhos sob p' constante e cisalhamento convencional.

A mudança dos valores de K não alterou expressivamente a tensão desvio de pico, como observado na comparação realizada nas Figuras 5.31 e 5.32, que representam valores de p' na cura de 200 kPa e 400 kPa respectivamente. Contudo, o comportamento pós-pico pareceu ser

influenciado pela mudança do estado de tensões de cura, identificando-se que a degradação da estrutura ocorre de maneira mais acentuada em situações onde as amostras foram curadas em um estado de tensões anisotrópico.

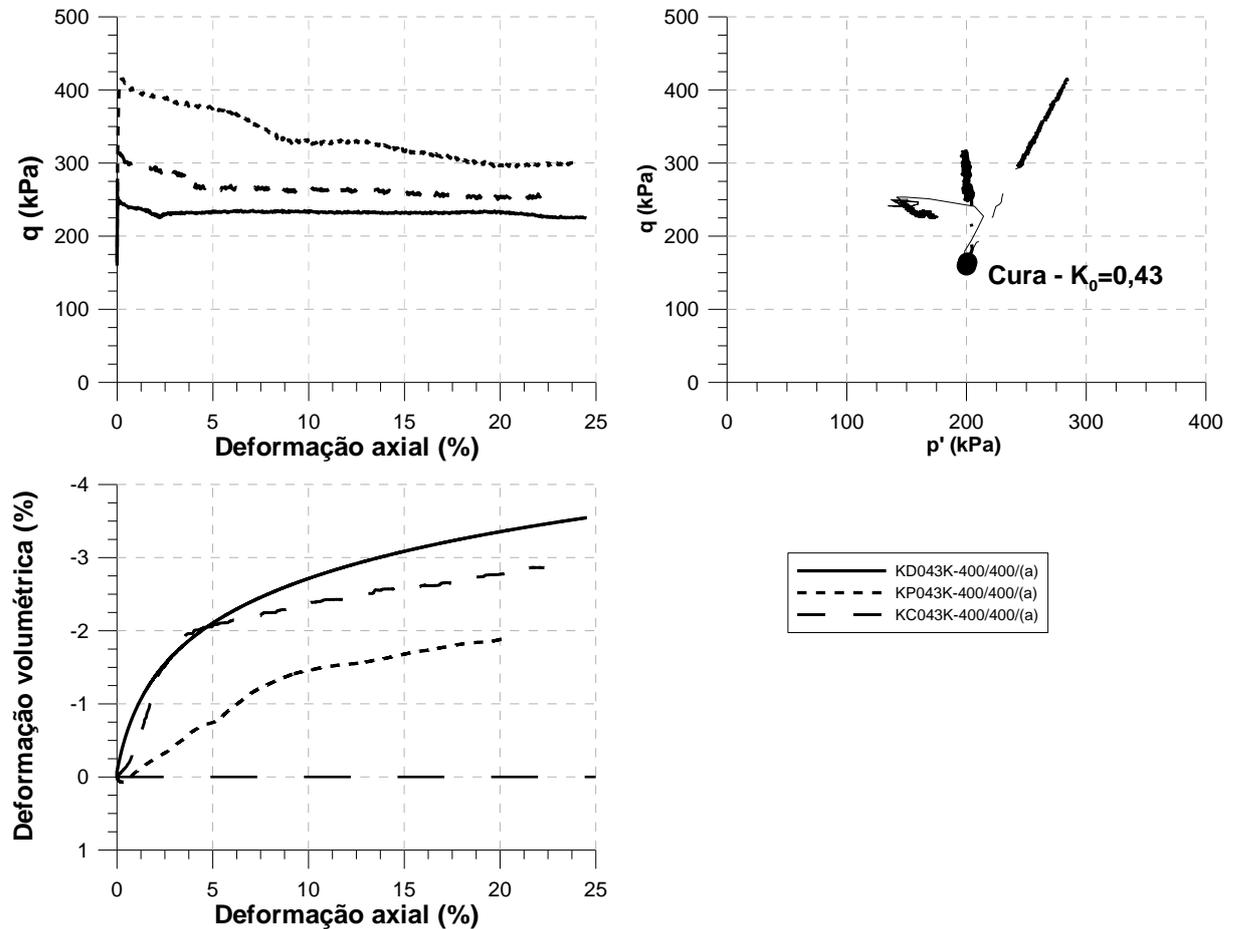


Figura 5.28: Influência da mudança de trajetória no comportamento de amostras curadas anisotropicamente, com p' igual a 200 kPa.

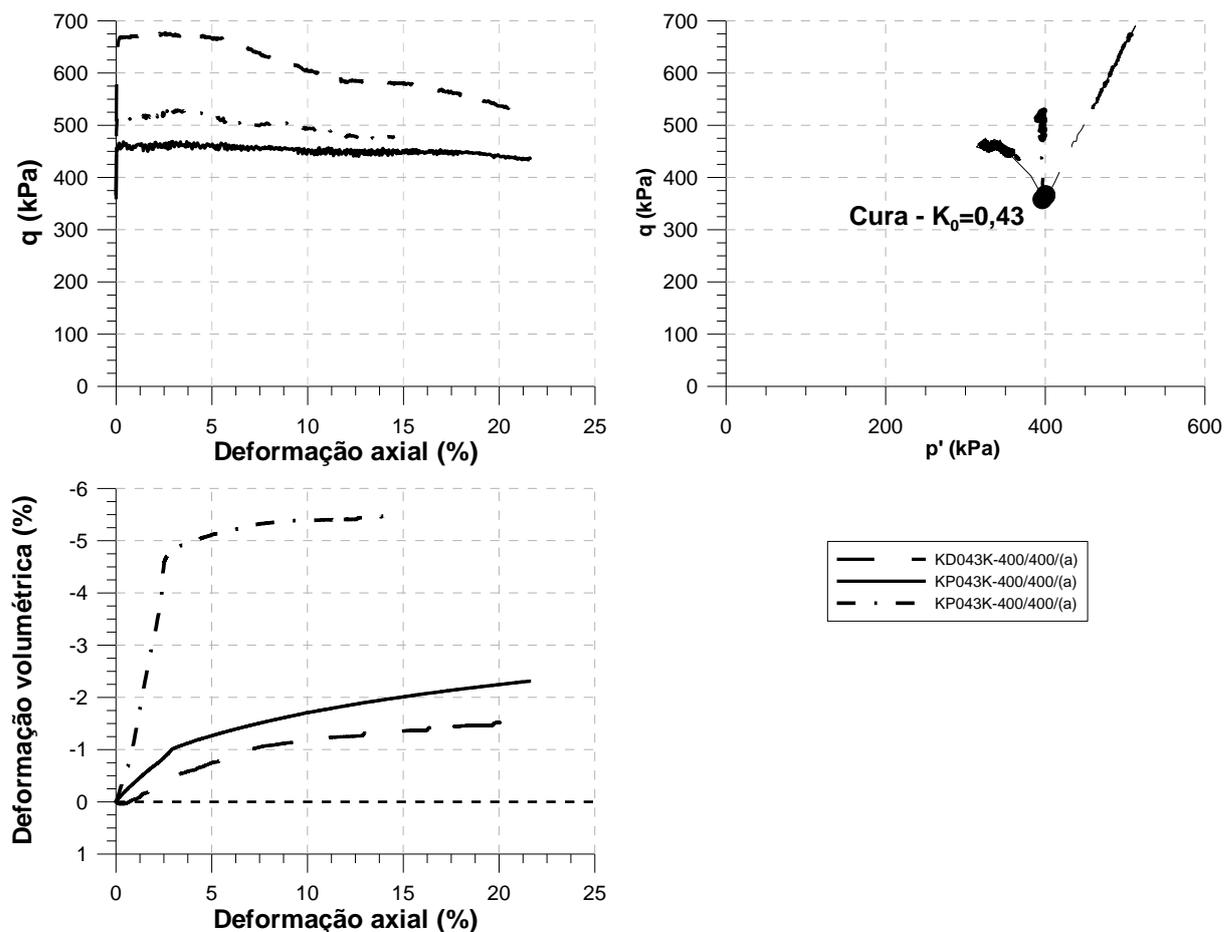


Figura 5.29: Influência da mudança de trajetória no comportamento de amostras curadas anisotropicamente, com p' igual a 400 kPa.

Observa-se nas Figuras 5.30 e 5.31 que para os estados de tensões onde o valor de K foi igual a 0,43, uma tendência maior a apresentarem deformações volumétrica de expansão, quando comparados aos resultados de amostras que foram curadas com valor de K igual a 0,57. Este fato indica que amostras curadas sob valores de K menores que 1, tendem a apresentar um comportamento de expansão volumétrica mais acentuada, e que esta tendência é realçada a medida que o valor de K na cura diminui. Como vem sendo discutido, a redução do valor de K na cura interfere diretamente na tensão desvio aplicada durante a cura, tornando o intertravamento mais pronunciado para valores de K menores que 1.

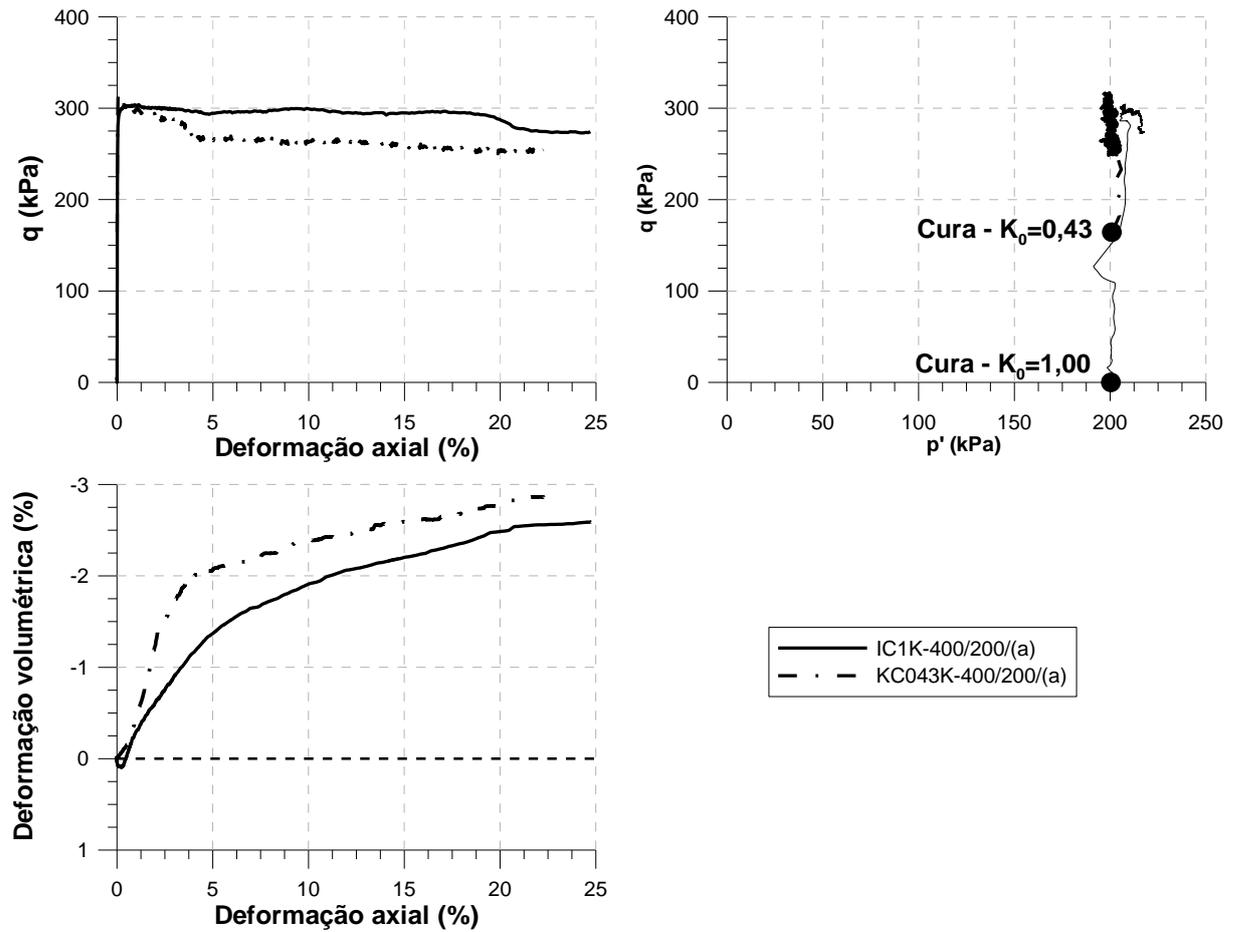


Figura 5.30: Comparação para os diferentes estados de tensões de cura, p' igual a 200 kPa.

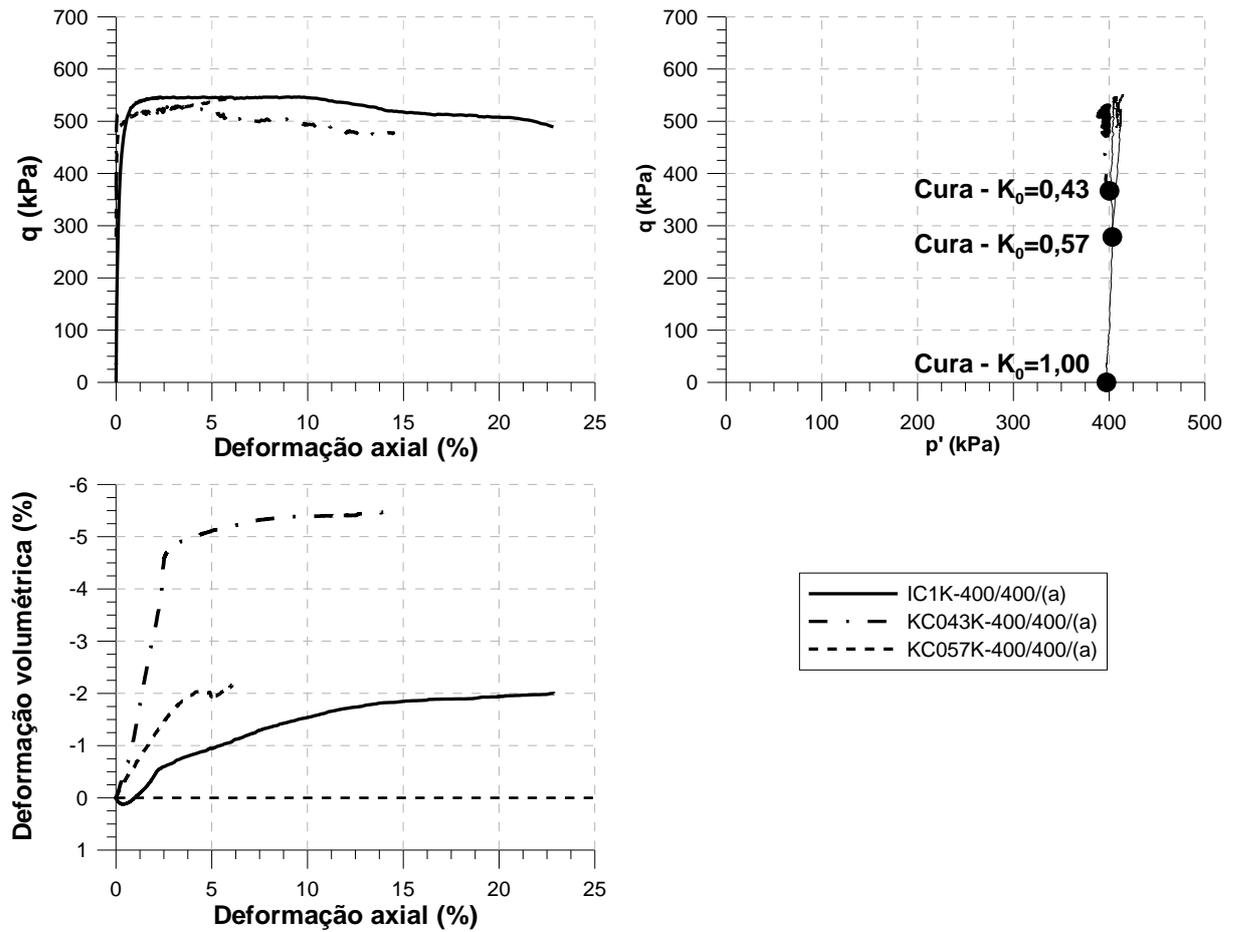


Figura 5.31: Comparação para os diferentes estados de tensões de cura, p' igual a 400 kPa..

6 – ANÁLISE DE PLASTIFICAÇÃO E COMPORTAMENTO TENSÃO-DILATÂNCIA

O Capítulo 5 foi essencial para a identificação dos resultados necessários à definição do comportamento tensão *vs.* deformação (axial e/ou volumétrica) das amostras que foram curadas sob tensão e cisalhadas sob compressão triaxial. Estes resultados também serviram de base para as análises de plastificação, e posteriormente, para as análises de comportamento tensão *vs.* dilatância, as quais serão discutidas neste capítulo. O Capítulo 6 trata da determinação das tensões de plastificação para as amostras curadas sob tensão.

Um critério foi estabelecido para definição das tensões de plastificação encontradas a partir dos ensaios triaxiais. Determinados os níveis de tensões de plastificação, foram definidas as superfícies de plastificação (*Yield Surfaces*) encontradas e representadas no espaço $p':q$. A partir da análise destas superfícies para os diferentes estados de tensões de cura, foi possível identificar as mudanças ocorridas nesta região em função da alteração das condições de cura.

Uma análise de estado último (*Boundary Surface*) também foi realizada a partir da normalização dos resultados dos ensaios triaxiais, com base em resultados da areia sem cimentação apresentados em estudos anteriores.

Posteriormente, são apresentados os resultados do comportamento mecânico das amostras sob uma abordagem do ponto de vista de dilatância. São apresentados resultados de análise tensão *vs.* dilatância para amostras curadas isotropicamente e anisotropicamente, e que foram submetidas ao cisalhamento sob diferentes trajetórias de tensões.

6.1 – DETERMINAÇÃO DA TENSÃO DE PLASTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS CURADAS SOB TENSÃO ISOTRÓPICA

As características de comportamento em solos que foram submetidos a processos de cimentação (artificial ou natural), assim como a alteração da porosidade, já foram objeto de diversos estudos (Huang e Airey, 1993; Cuccovillo e Coop, 1999; Baudet e Stallebrass, 2003; Leroueil e Hight, 2003; Rotta *et al.*, 2003; Rotta, 2005; Dalla Rosa, *et al.* 2007). Entretanto, é de grande importância a compreensão do comportamento de solos artificialmente cimentados sob deformações relativamente pequenas. Esta concepção permite a identificação dos limites de comportamento elásticos, bem como da forma destas superfícies de plastificação. Tais superfícies de plastificação definem a transição que ocorre entre um comportamento elástico, para um comportamento predominantemente plástico com início da degradação da estrutura.

Existem diversas metodologias para a determinação da tensão de plastificação de geomateriais propostas na literatura. Estas metodologias normalmente envolvem a observação do comportamento tensão *vs.* deformação axial a pequenas deformações. Outras metodologias envolvem à análise desses resultados, do ponto de vista de módulo secante ou tangente, ou mesmo em alguns casos, a teoria da dilatância. Neste estudo optou-se por realizar uma análise da plastificação das amostras curadas sob tensão, baseando-se no critério onde a curva tensão *vs.* deformação axial deixa de apresentar um comportamento perfeitamente linear. Acredita-se que este critério já seja suficiente para determinar a tensão de plastificação, uma vez que as amostras cimentadas tendem a apresentar uma proporcionalidade entre tensões e deformações. Esta proporcionalidade permanece até o momento onde as ligações cimentantes começam a apresentar a quebra devido a aplicação de um determinado estado de tensões. Este mesmo procedimento foi utilizado por Leroueil e Vaughan (1990) e posteriormente, por Coop e Atkinson (1993).

Nas Figuras 6.1, 6.2 e 6.3 são apresentados os resultados do comportamento tensão deformação para as amostras curadas isotropicamente, com p' igual a 200 kPa. Nestas Figuras são identificadas as tensões de plastificação, baseando-se no critério anteriormente proposto.

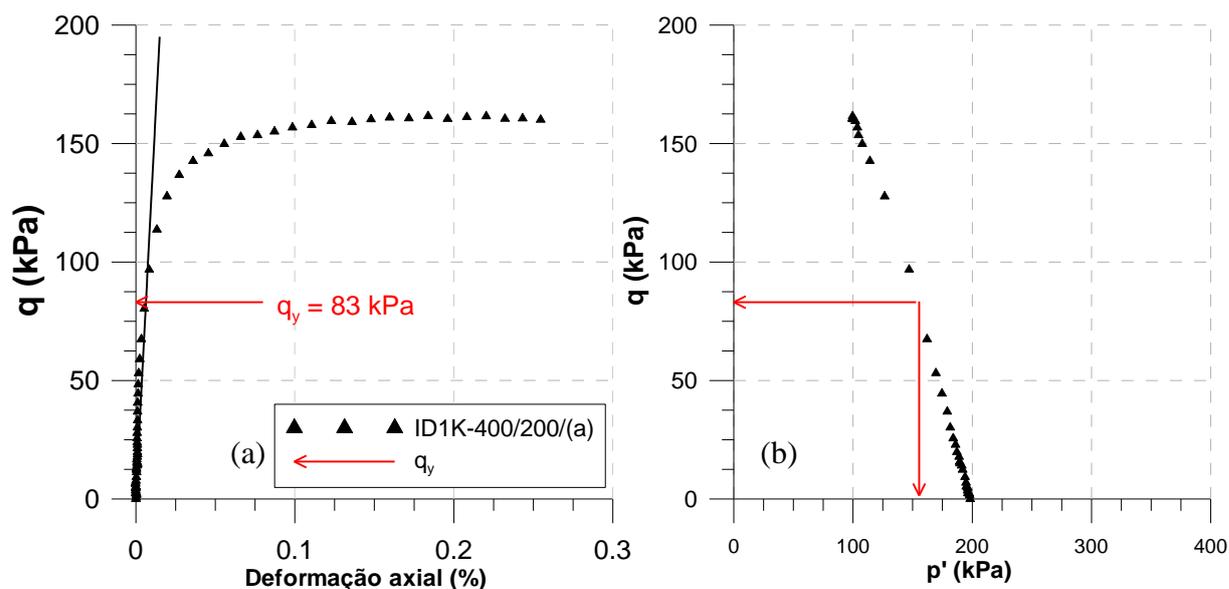


Figura 6.1: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra ID1K-400/200/(a): (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q .

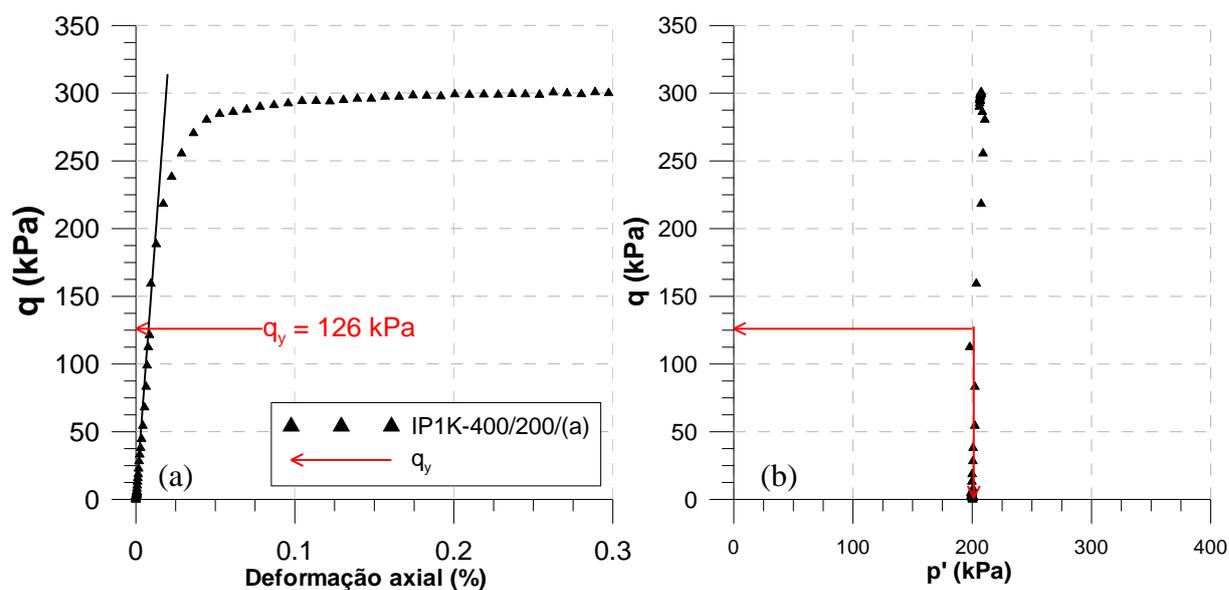


Figura 6.2: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra IP1K-400/200/(a): (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q .

Nas Figuras 6.4, 6.5 e 6.6 são apresentados os resultados encontrados na determinação das tensões de plastificação para as amostras curadas isotropicamente para p' igual a 400 kPa. Nota-se que em todos os casos avaliados, a máxima deformação axial utilizada foi de 0,3%, tendo-se em vista que a este nível de deformações, a plastificação do solo estruturado já ocorreu.

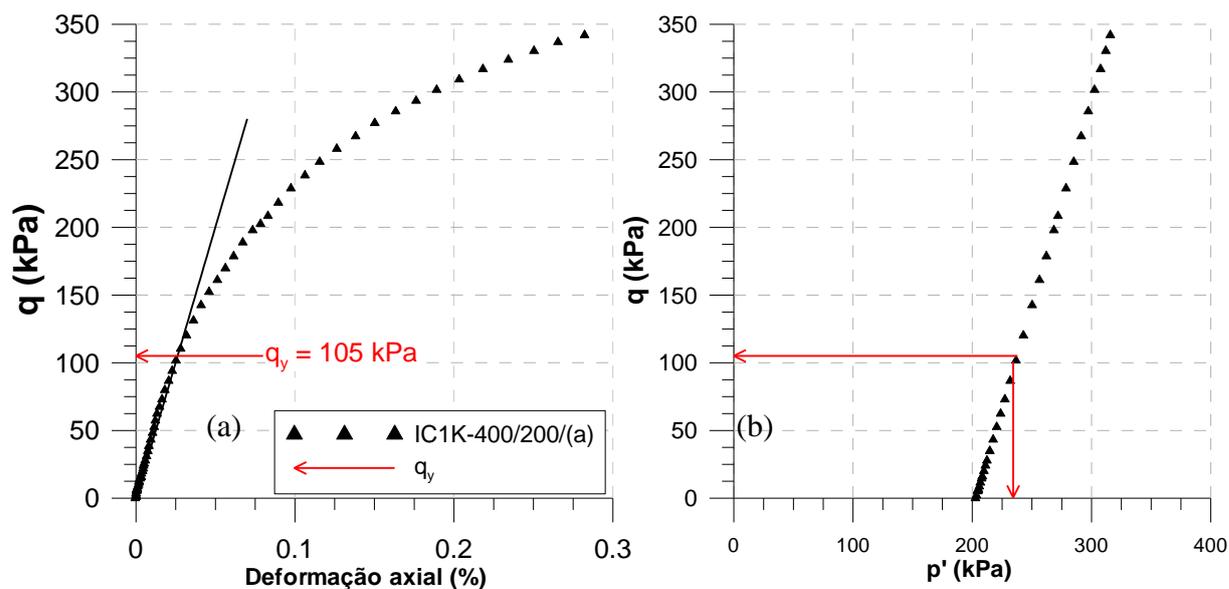


Figura 6.3: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra IC1K-400/200/(a): (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q .

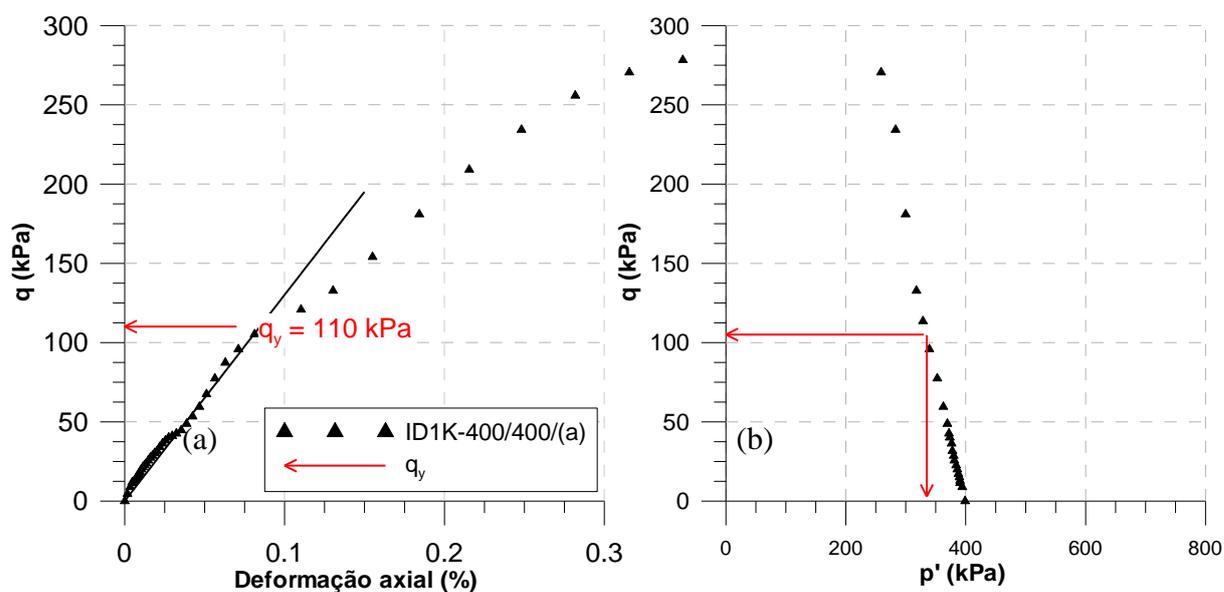


Figura 6.4: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra ID1K-400/400/(a): (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q .

Como nas figuras anteriores, as tensões de plastificação são apresentadas nas trajetórias de tensões de cada ensaio. Nestes dados, foi possível identificar os valores de p' (tensões média de plastificação) respectivamente para o seu valor de tensão desvio de plastificação (q_y).

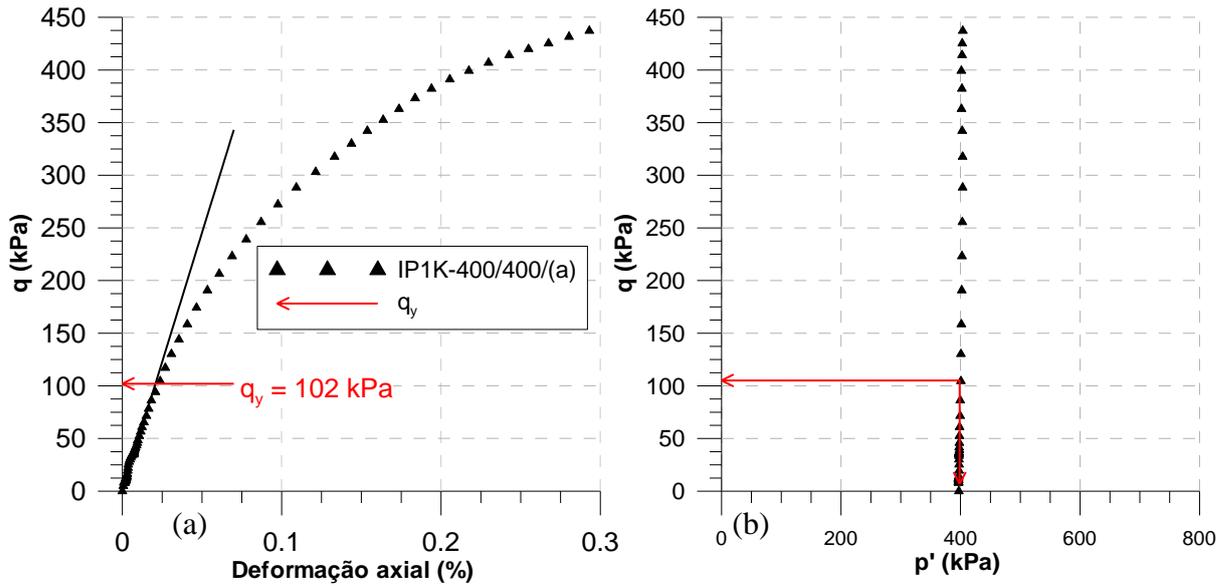


Figura 6.5: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra IP1K-400/400/(a): (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q .

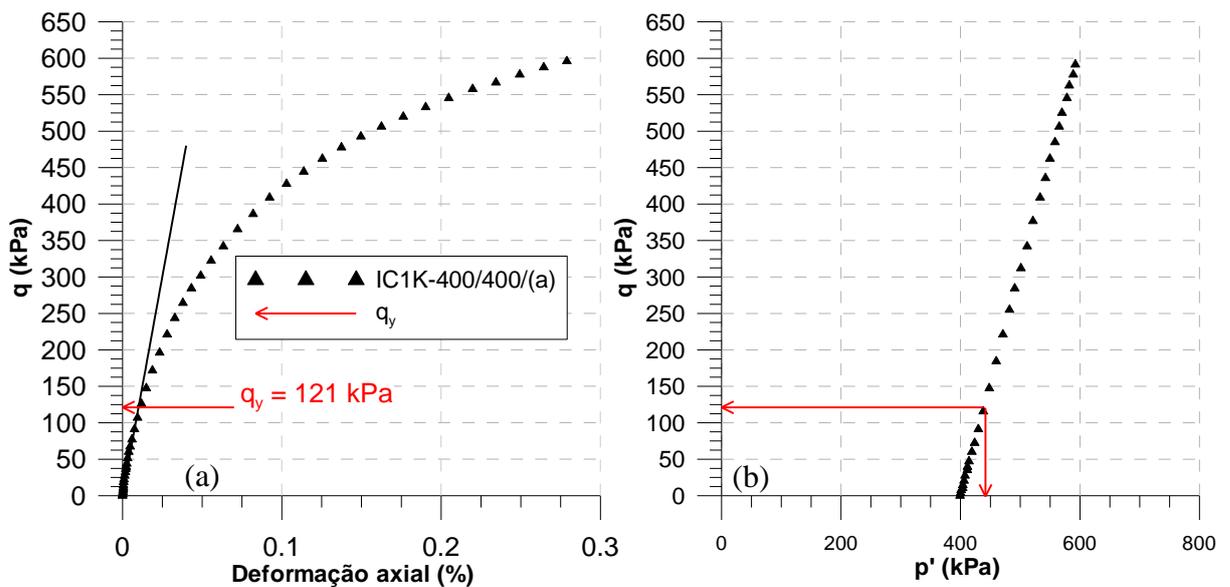


Figura 6.6: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra IC1K-400/400/(a): (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q .

Na Figura 6.7 são apresentados os resultados para terceiro nível de tensões utilizado durante a cura isotrópica [Ensaio IC1K-400/50/(a)], sendo que este correspondeu a um valor de p' igual a 50 kPa. Como já mencionado no Capítulo 5, este ensaio foi realizado sob uma trajetória de tensões convencional na condição drenada.

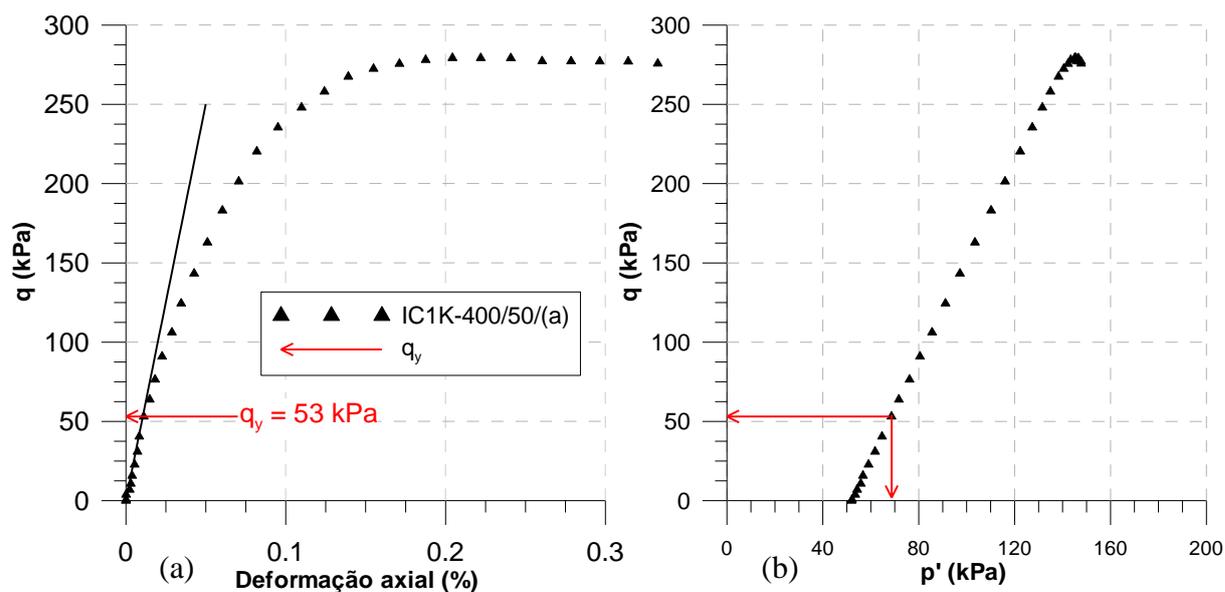


Figura 6.7: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra IC1K-400/50/(a): (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q .

A identificação dos pontos de plastificação no espaço $p':q$, permitiram avaliar de uma maneira mais abrangente, a delimitação da superfície de plastificação para as amostras curadas isotropicamente. Desta maneira, na Figura 6.8 são apresentados os pontos de plastificação obtidos nas análises anteriores. Juntamente com os pontos de plastificação, foi definida uma superfície a qual foi limitada por uma curva de ajuste. Como a superfície apresenta a forma de uma parábola, a curva de ajuste foi baseada em um polinômio de 2ª ordem. Está parábola está centrada sobre o eixo das abscissas, ou seja, sobre o eixo das tensões médias (p'). São também identificados nesta figura, os níveis de tensões isotrópicas de cura para cada trajetória de tensões seguida.

Resultados similares aos apresentados na Figura 6.8 foram observados por Dalla Rosa *et al.* (2007) e por Rotta (2005), em amostras de um solo residual de arenito, artificialmente cimentado e curado sob um estado de tensões isotrópico.

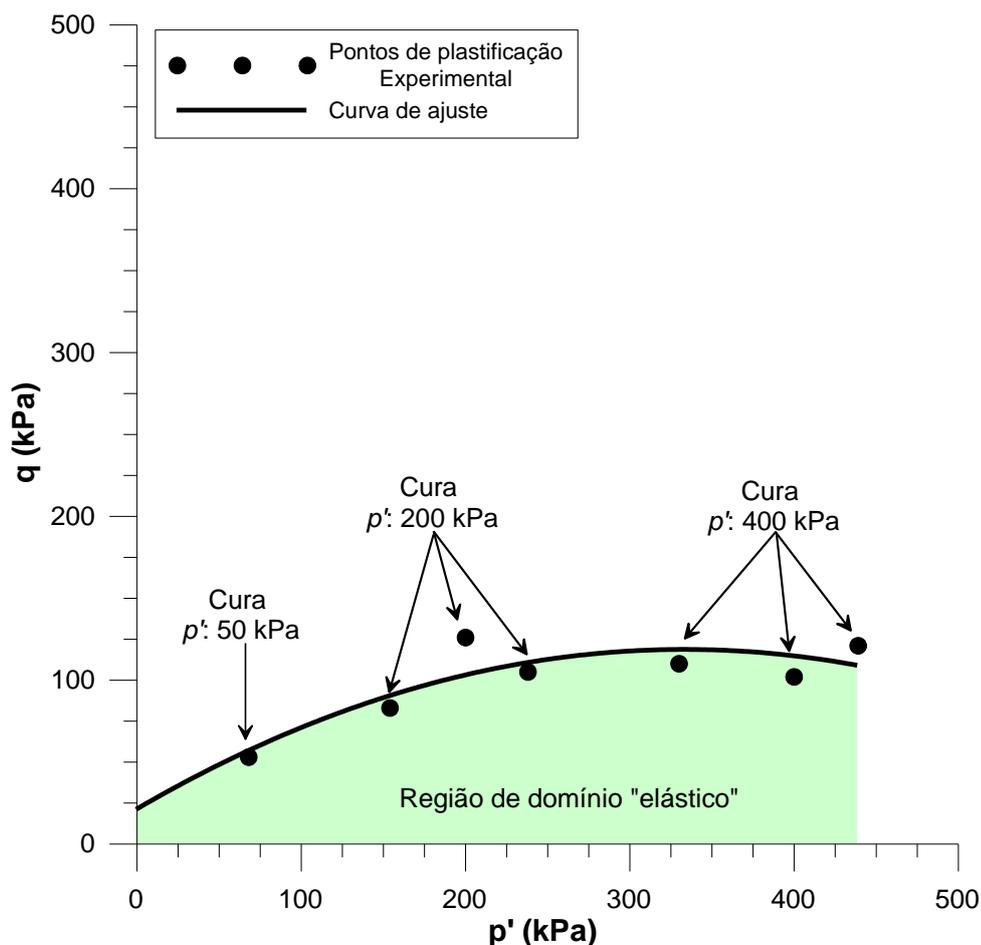


Figura 6.8: Superfície de plastificação identificada para as amostras curadas isotropicamente.

A superfície de plastificação para as amostras cimentadas possui efeito notável da cura sob tensão. Assim, amostras submetidas ao processo de cura apresentam uma redução do valor do índice de vazios, caracterizando-se dessa forma uma interação mais apropriada entre a matriz (solo) e o agente cimentante (cimento Portland).

A cura sob tensão apresentou efeitos consideráveis na definição das superfícies de plastificação. Ao observar-se os resultados das Figuras 6.9 e 6.10, fica evidente que as tensões desvio de plastificação (q_y), para as amostras que não foram submetidas aos efeitos da cura sob tensão, apresentaram valores inferiores àquelas que foram curadas sob tensão. Estas amostras foram simplesmente preparadas e acondicionadas até o momento da realização do cisalhamento, ou seja, a tensão cura neste caso foi somente a pressão atmosférica.

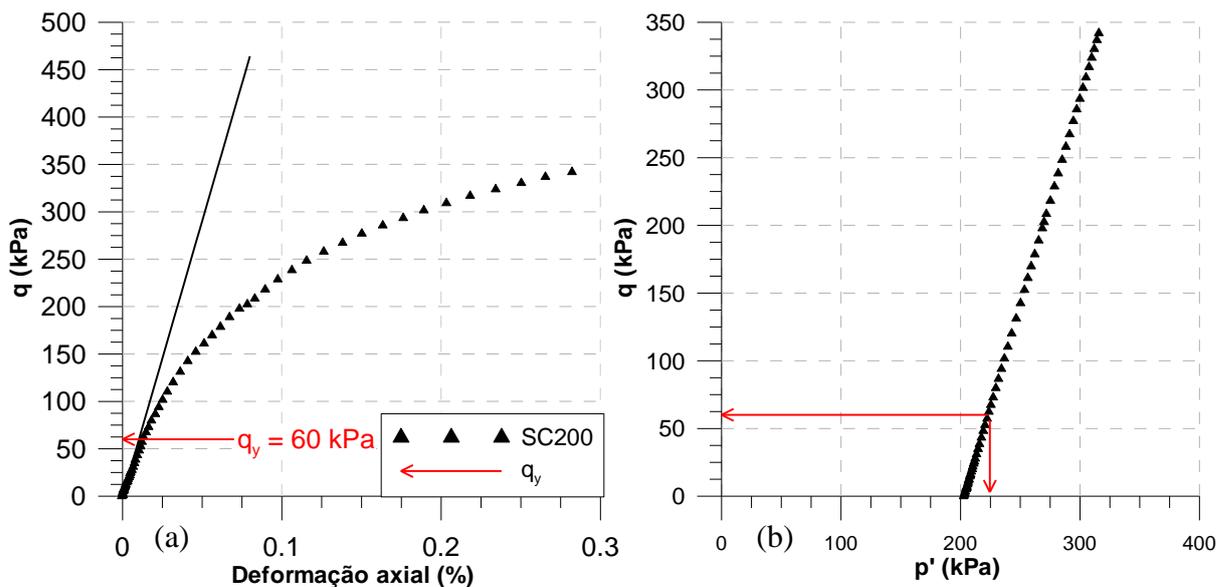


Figura 6.9: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra SC200: (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q .

No caso dos resultados apresentados nas Figuras 6.9 e 6.10, a cimentação foi formada antes da aplicação da tensão efetiva inicial de cisalhamento. Estas tensões efetivas iniciais foram respectivamente iguais a 200 e 400 kPa, para os resultados das Figuras 6.9 e 6.10. Os efeitos impostos pela aplicação destas tensões médias iniciais promoveram uma quebra parcial das ligações cimentantes existentes na matriz solo-cimento. Esta quebra pode ser observada quando comparados os pontos de plastificação das Figuras 6.9 e 6.10, juntamente com a superfície de plastificação encontrada para as amostras curadas isotropicamente sob tensão (Figura 6.11).

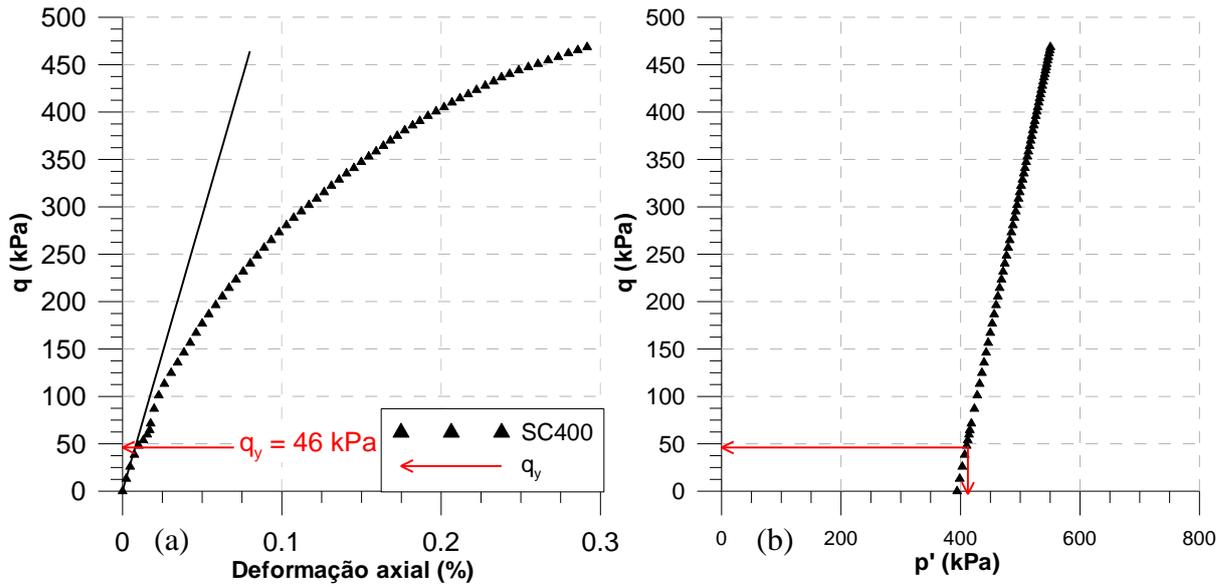


Figura 6.10: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra SC400: (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q .

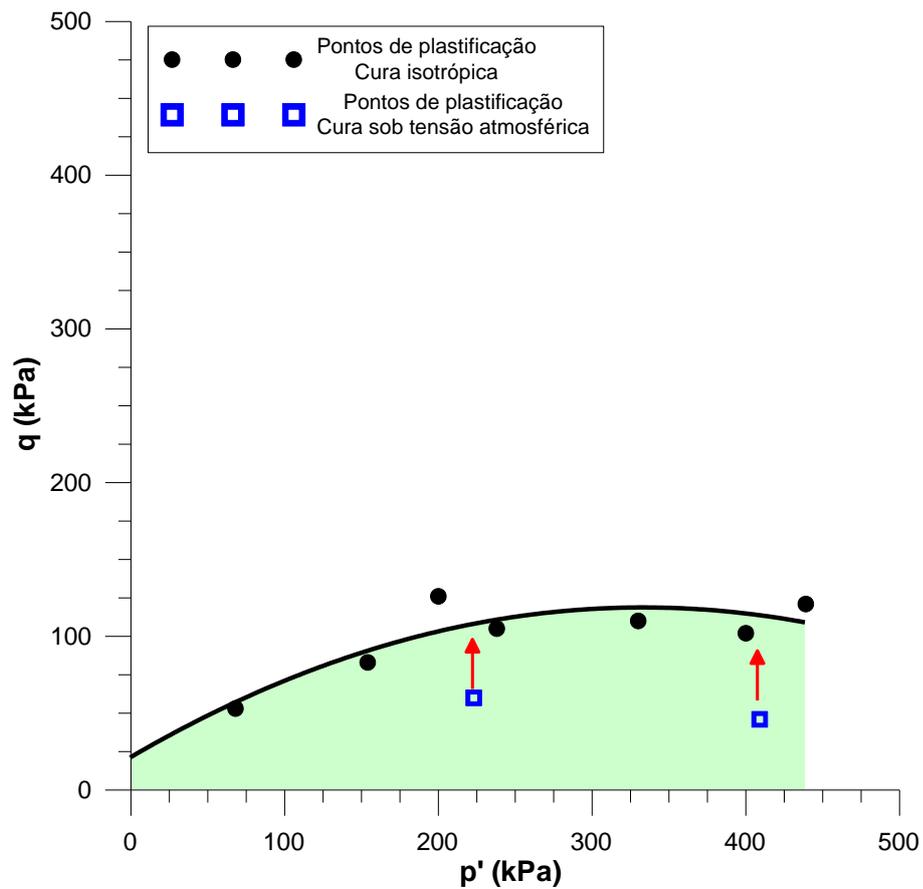


Figura 6.11: Expansão da superfície de plastificação em função da cura sob tensão.

A explicação para esta situação pode ser dada pelo fato das amostras que sofreram cura sob tensão alcançarem um rearranjo intergranular previamente à formação da cimentação da matriz. Este rearranjo demandou por uma absorção de energia, a qual foi inicialmente realizada pela matriz. Quando a cimentação ocorreu, a matriz já se encontrava em um estado pré-tensionado, conferindo assim a expansão da superfície de plastificação para as amostras curadas sob tensão.

Ao se analisar esses aspectos, os efeitos positivos da cura sob tensão não devem ser ignorados, quando avaliado o desempenho de aterros executados com solos artificialmente cimentados. Da mesma forma, os efeitos da cimentação sob confinamento devem ser levados em consideração em solos naturalmente depositados, e que sofreram em algum momento da sua história qualquer tipo de estruturação.

6.2 – INFLUÊNCIA DA POROSIDADE E GRAU DE CIMENTAÇÃO NA SUPERFÍCIE DE PLASTIFICAÇÃO

Destaca-se na literatura recente a existência de uma ligação entre a resistência de amostras artificialmente cimentadas com a relação entre porosidade e grau de cimentação (Cruz, 2008; Dalla Rosa, 2009; Consoli *et al.*, 2009b entre outros). Segundo estes autores, esta relação entre a porosidade e o grau de cimentação em conjunto governam a resistência de solos artificialmente cimentados.

Neste estudo foram observadas características similares às encontradas em pesquisas anteriores. Contudo, optou-se também por avaliar os efeitos da mudança dessa relação entre porosidade e grau de cimentação, nas alterações do comportamento mecânico que definem a plastificação.

Nas Figuras 6.12 e 6.13 são apresentados os resultados da identificação dos pontos de plastificação das amostras curadas sob tensão. Estas amostras possuíam um índice de vazios correspondente a 0,76 e um grau de cimentação igual a 3,0% do peso de solo seco. Os valores adotados de porosidade e grau de cimentação corresponderam a uma relação entre volume de vazios e volume de cimento (V_v/V_{ci}) igual a 30. Assim, como observando no Capítulo 5, a resistência à compressão simples, bem como o comportamento tensão vs. deformação axial

para as amostras com índice de vazios de 0,83 e grau de cimentação igual a 3,3% apresentaram resultados similares, para a relação V_v/V_{ci} acima apresentada.

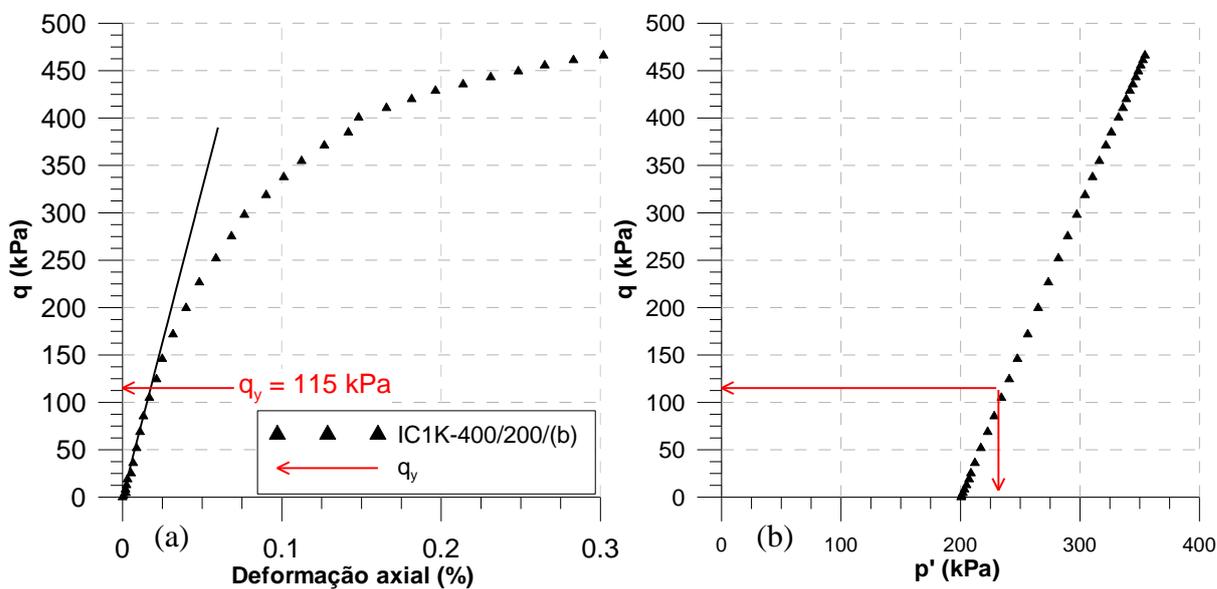


Figura 6.12: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra IC1K-400/200/(b): (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q .

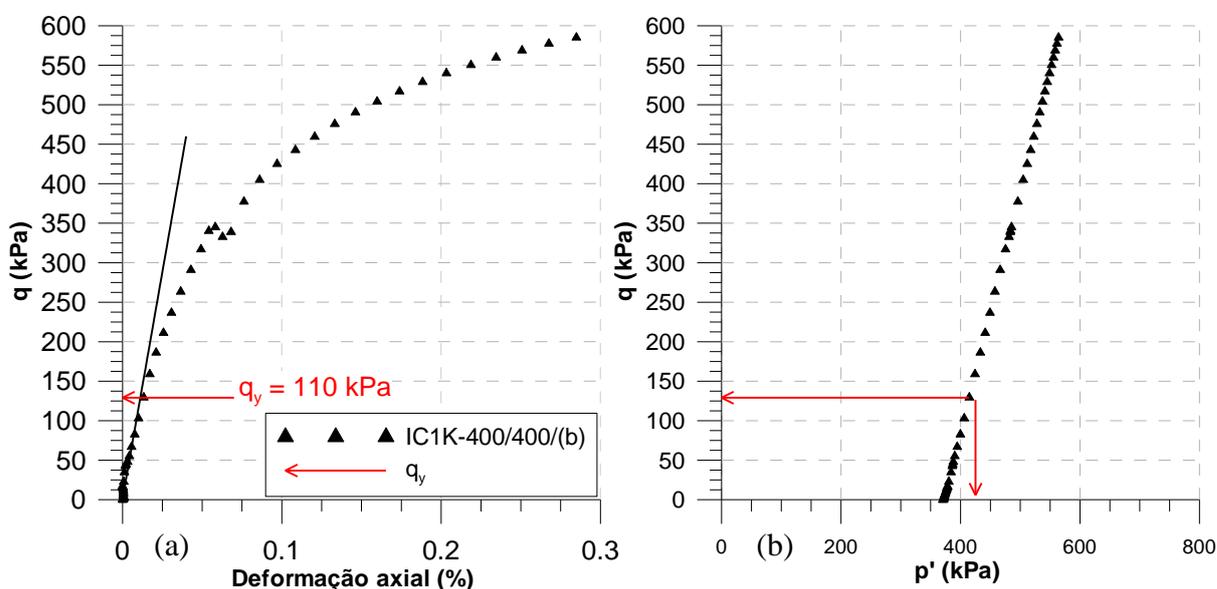


Figura 6.13: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra IC1K-400/400/(b): (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q .

Quando avaliado em termos de plastificação, observa-se que os valores da tensão desvio de plastificação encontrados para as amostras com a nova dosagem, atingiram valores muito

próximos em relação a dosagem mais porosa e com um grau de cimentação maior. Estes valores de tensão de plastificação estão apresentados na Figura 6.14

Anteriormente, foi relatado que os mecanismos de interação da matriz com o agente cimentante governam a resistência de solos artificialmente cimentados. Esta justificativa pode ser utilizada na interpretação da similaridade entre os pontos de plastificação, para as duas misturas apresentadas com relações V_v/V_{ci} iguais. Em um primeiro momento, observa-se as amostras com índice de vazios igual a 0,83 e grau de cimentação 3,3%. Neste caso, embora as amostras se encontrem em um estado mais fofo, a quantidade maior de cimento contribuiu na sustentação da tensão desvio de plastificação. Entretanto, se analisarmos as amostras com índice de vazios de 0,76 e grau de cimentação igual a 3,0%, tem-se um conjunto de grãos mais compacto e ao mesmo tempo mais eficiente, com uma área de contato superior à situação fofo.

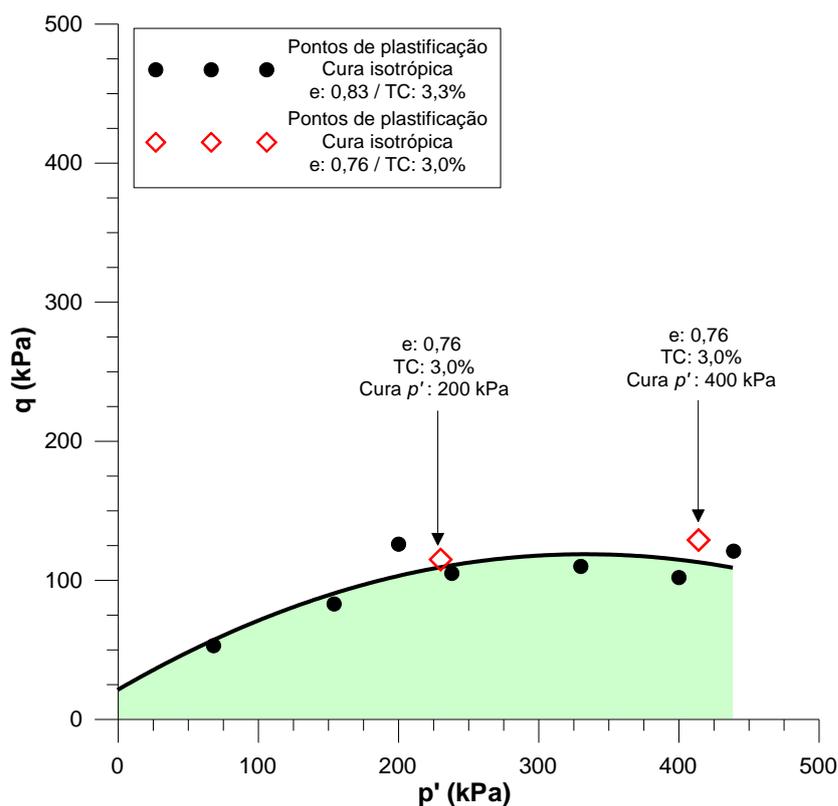


Figura 6.14: Influência da mudança de porosidade e do grau de cimentação na superfície de plastificação.

6.3 PLASTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS CURADAS ANISOTROPICAMENTE

A aplicação de um estado de tensões anisotrópico durante a cura teve por objetivo simular duas situações rotineiramente encontradas em campo. Solos naturalmente cimentados, onde o processo de cimentação ocorre após um período de adensamento da matriz, podem ser submetidos a estruturação sob um estado de tensões anisotrópico. Durante o processo de adensamento da matriz, o tipo de carregamento que a mesma sofre pode ser considerado unidimensional, levando-se a uma condição de tensões anisotrópica. Por se tratar de maciços com dimensões relativamente grandes, pode-se considerar que este carregamento ocorre sem haver deformações laterais, seguindo assim, uma trajetória do tipo K_0 . A Figura 6.15 apresenta esquematicamente este processo de estruturação de solos naturais ou tratados.

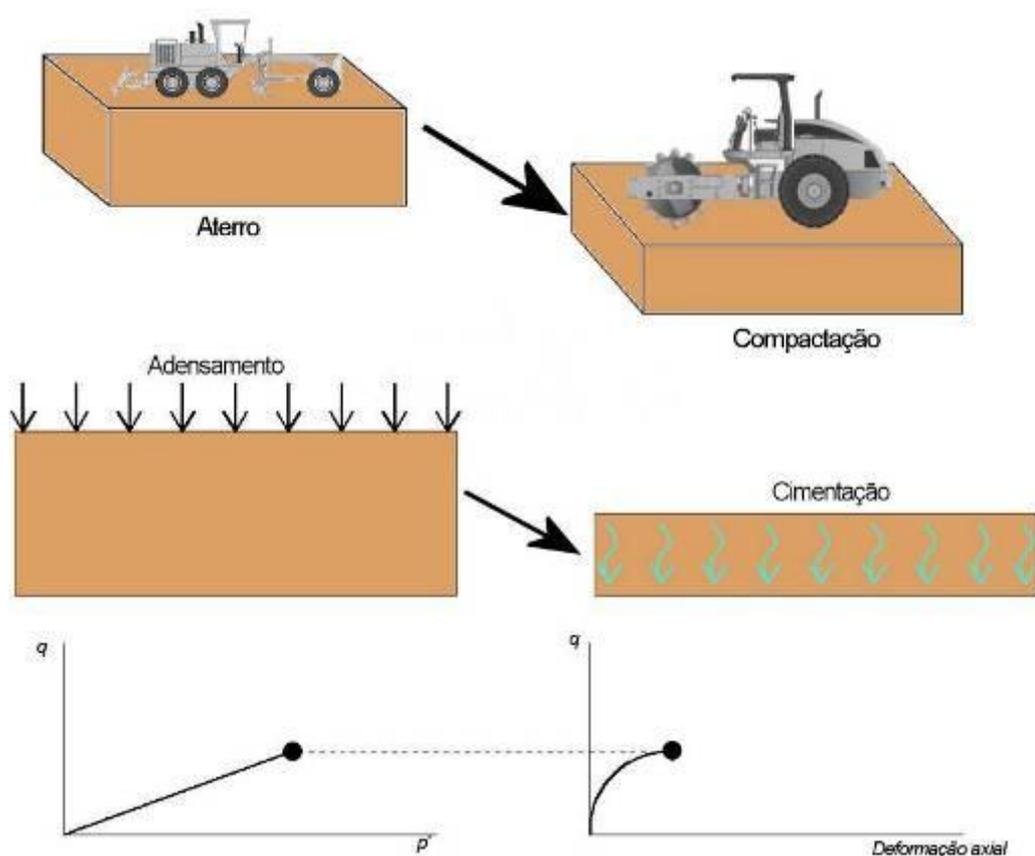


Figura 6.15: Esquema do processo de cimentação em amostras naturais, com prévia deposição.

Este mesmo tipo de ação pode ocorrer em aterros de solos reforçados, onde o processo de compactação se dá previamente ao início das reações químicas de cimentação. Quando elevados volumes de materiais são compactados, o estado de tensões em que tal material se encontra durante a formação da cimentação, pode estar sob uma condição de anisotropia de tensões ($K \neq 1$). A condição de formação de solos artificialmente cimentados, ou mesmo, solos depositados que sofreram cimentação após o período de adensamento, pode interferir no posicionamento da superfície de plastificação destes materiais.

Seguindo nesta analogia, nas Figuras 6.16, 6.17 e 6.18 são apresentadas as determinações das superfícies de plastificação, para as amostras que foram curadas sob uma condição anisotrópica de tensões, com valor de p' de cura igual a 200 kPa e um valor de K igual a 0,43. Foi considerado, como ponto de partida as deformações posteriormente à cura. Isso tornou possível a comparação dos pontos de plastificação dos diferentes estados de tensão durante a cura. Na cura isotrópica das amostras, pequenas deformações estão associadas a aplicação de tais tensões, as quais não foram avaliadas como requisito para a determinação da tensão de plastificação. Este mesmo critério também foi levado em consideração no Capítulo 5, durante a abordagem da comparação dos resultados das amostras curadas sob um estado anisotrópico de tensões.

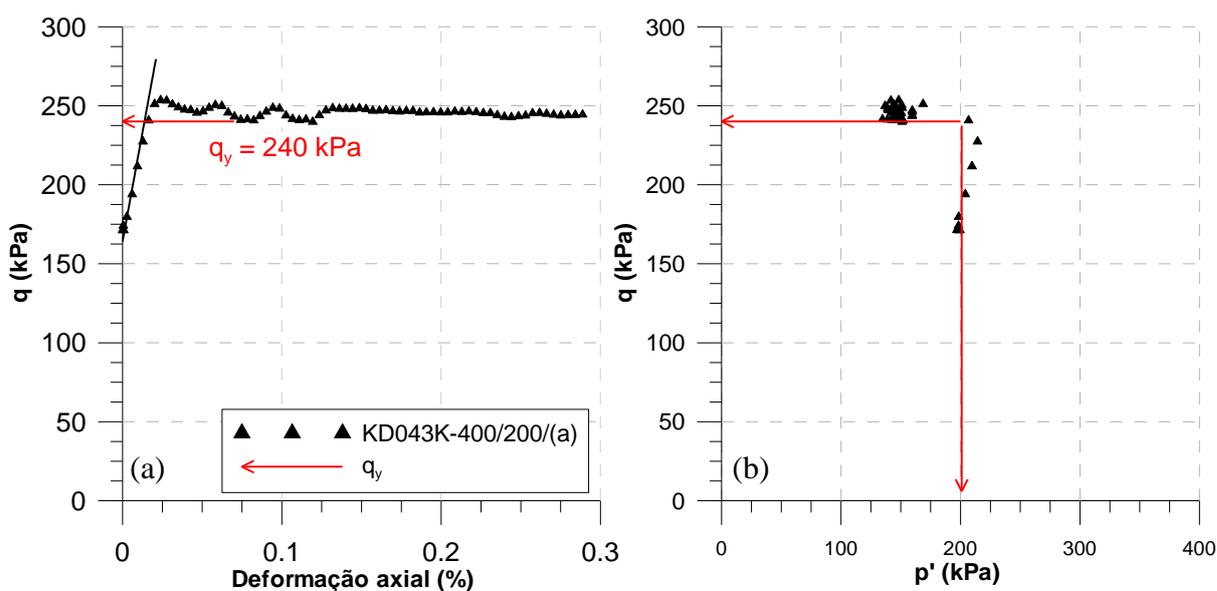


Figura 6.16: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra KD043K-400/200/(a): (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q .

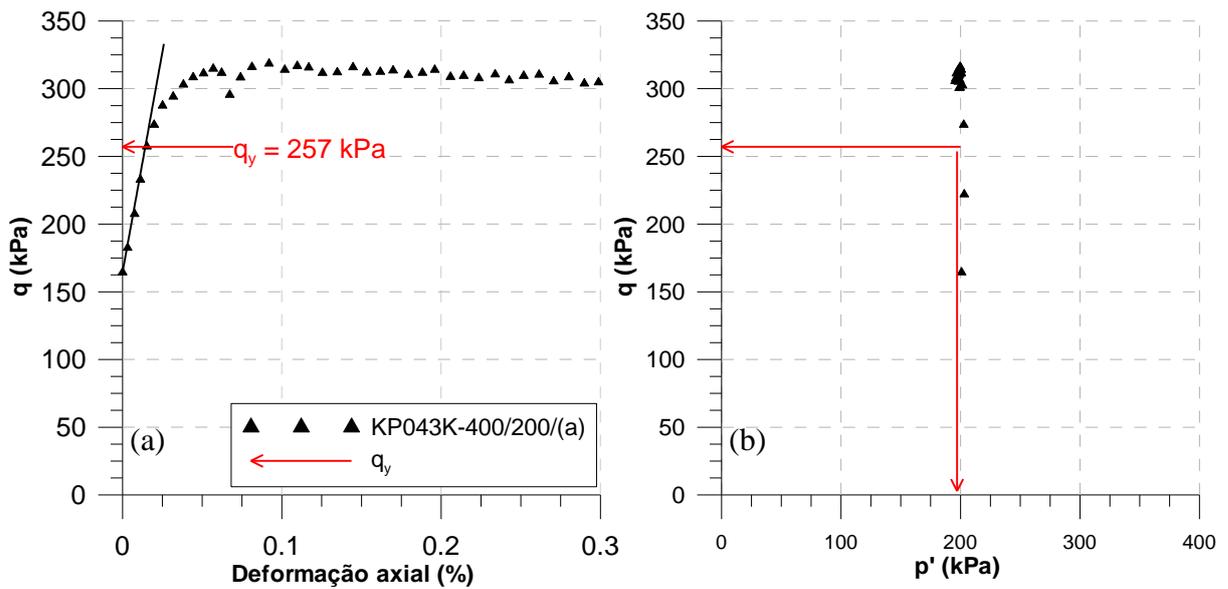


Figura 6.17: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra KP043K-400/200/(a): (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q .

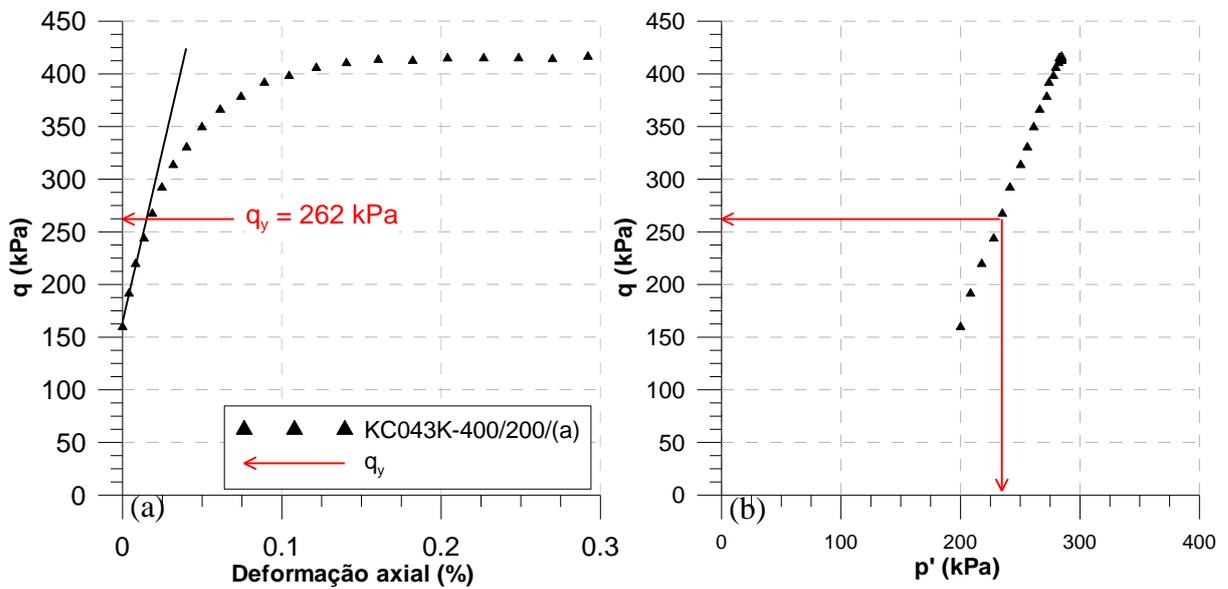


Figura 6.18: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra KC043K-400/200/(a): (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q .

Nas Figuras 6.19, 6.20 e 6.21 são apresentados os resultados da determinação da tensão de plastificação para amostras curadas sob p' igual a 400 kPa, e um valor de K igual a 0,43.

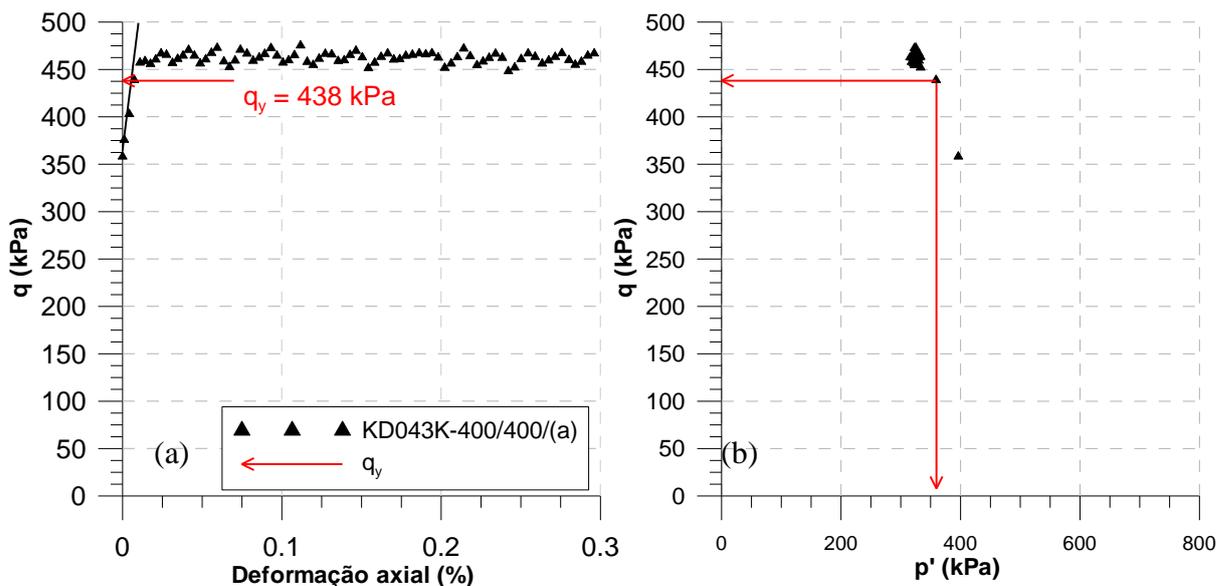


Figura 6.19: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra KD043K-400/400/(a): (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q .

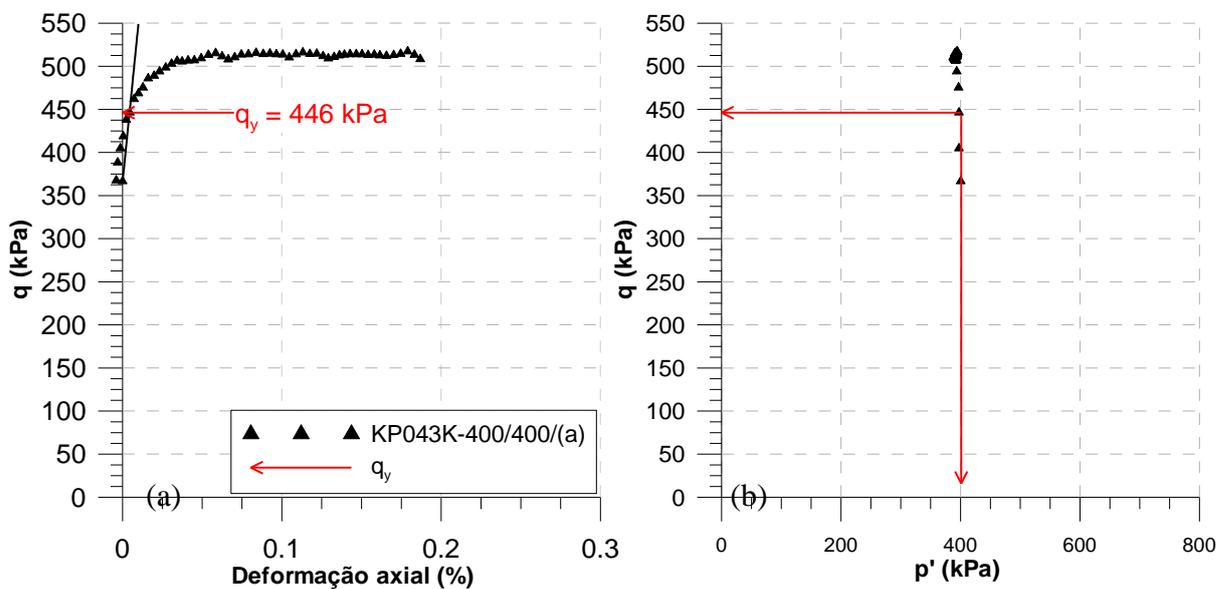


Figura 6.20: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra KP043K-400/400/(a): (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q .

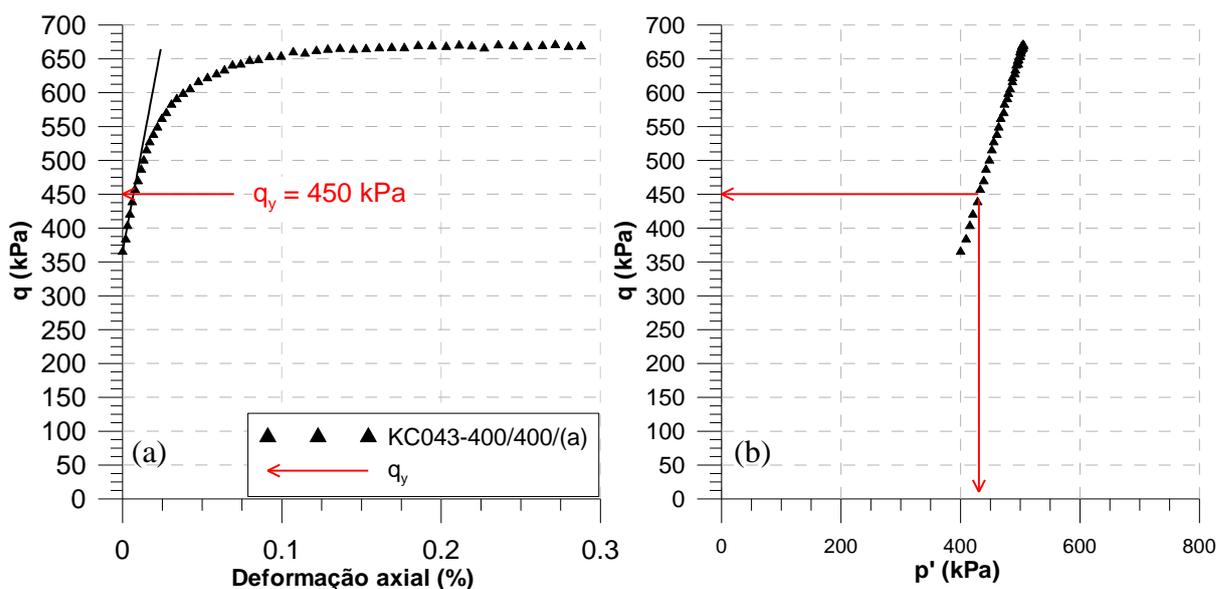


Figura 6.21: Determinação da tensão desvio de plastificação para amostra KC043K-400/400/(a): (a) Curva tensão desvio vs. deformação axial; (b) Espaço p' vs. q .

A compilação dos resultados da tensão desvio de plastificação para as amostras curadas anisotropicamente permitiu estabelecer a posição das superfícies de plastificação para o respectivo estado de tensões. Na Figura 6.22 são apresentados os pontos de plastificação encontrados para as amostras curadas sob os estados de tensões anisotrópicas. Neste caso, tal estado de tensões corresponde ao estado K_0 para o solo não cimentado. Como realizado para os resultados das amostras curadas isotropicamente, os pontos de tensão desvio de plastificação foram ajustados por uma função.

Analisando-se a nova superfície de plastificação, constatou-se que o estado de tensões utilizado durante a formação da estrutura do material possibilitou a alteração expressiva na sua posição dentro do espaço p' vs. q quando comparada à situação de cura isotrópica (Figura 6.8). Tem-se observado nos resultados encontrados, que os pontos plastificação ocorreram muito próximos da resistência última para cada ensaio.

Na figura 6.23 são apresentados os pontos de plastificação para as amostras curadas sob um estado de tensões correspondente a um valor de K igual a 0,57. Também por motivos de comparação os resultados são apresentados juntamente com à superfície de plastificação para as amostras curadas isotropicamente.

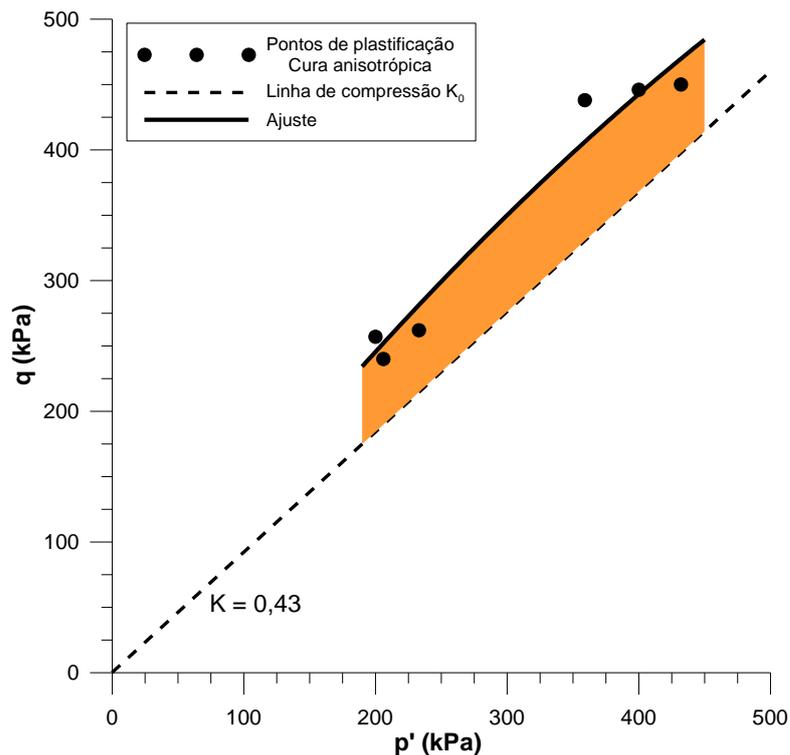


Figura 6.22: Superfície de plastificação identificada para as amostras curadas anisotropicamente.

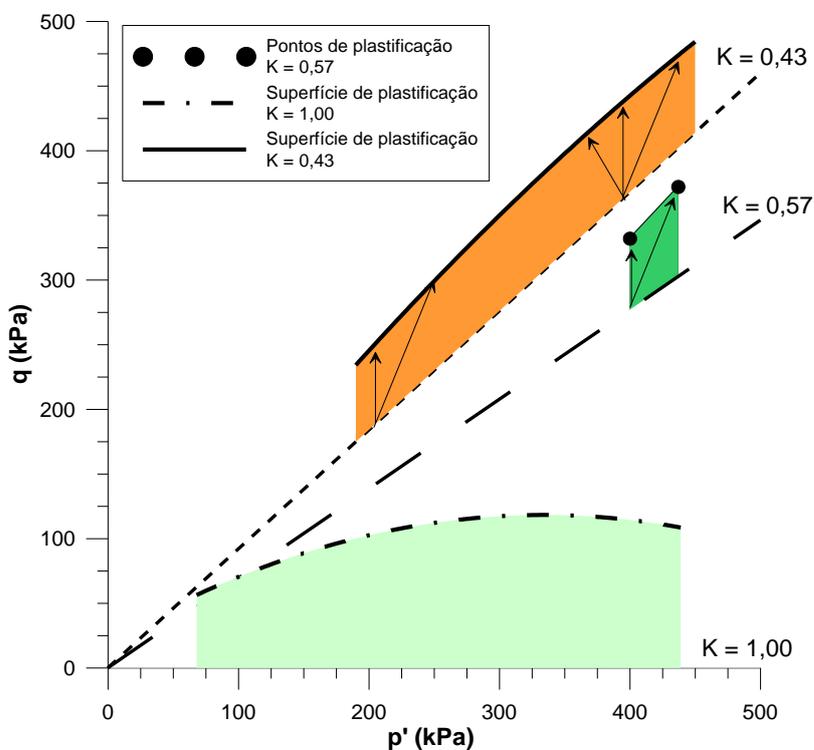


Figura 6.23: Mudança da superfície de plastificação para os diferentes estados de tensões na cura.

A partir dos resultados apresentados na Figura 6.23, identificou-se que com a diminuição do valor de K ocorre uma rotação da superfície de plastificação. Acredita-se que sob baixos valores de p' , as superfícies de plastificação possam se sobrepor, de maneira que a influência da parcela coesiva torna-se mais pronunciada no comportamento deste novo material. Evidentemente que mais ensaios executados sob tensões efetivas menores, seriam necessários para a comprovação de tal afirmação.

Nota-se na Figura 6.23 que as superfícies de plastificação são limitadas para tensões de cura (iso ou anisotrópicas) sob p' de cura igual a 400 kPa. Destaca-se que para uma melhor interpretação das superfícies são necessários ensaios adicionais. Inclui-se aqui ensaios em amostras curadas iso ou anisotropicamente, submetidas a compressão isotrópica após a cura. Os pontos de plastificação obtidos a partir destes ensaios possibilitariam a identificação completa da superfície de plastificação acima do eixo p' .

Resultados observados por Åhnberg (2007) demonstraram os efeitos da cura anisotrópica de um solo argiloso artificialmente cimentado, conforme apresentado na Figura 6.24. O estado de tensões foi equivalente à situação de campo, com um valor de K_0 igual a 0,80. Analisando-se esses resultados, identifica-se que a plastificação ocorre em valores situados acima da linha de compressão K , similarmente aos resultados encontrados neste estudo. Fica caracterizado desta forma, que os efeitos do estado de tensões durante a cura foi uma condição importante para solos argilosos artificialmente cimentados.

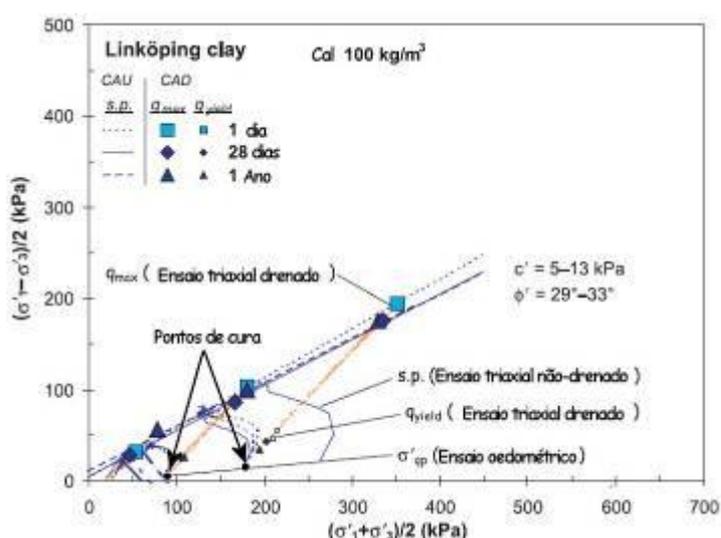


Figura 6.24: Resultados de amostras artificialmente cimentadas sob um estado de tensões anisotrópico (Adaptado de Åhnberg, 2007)

Este efeito do estado de tensões também pode estar presente em solos naturalmente cimentados. A anisotropia de solos naturalmente cimentados esta normalmente vinculada às características da sua rocha mãe. Bica *et al.* (2008) apresentaram resultados de ensaios triaxiais realizados em amostras intactas de um solo residual de arenito. Os efeitos da anisotropia foram observados através de ensaios triaxiais drenados. Estes ensaios indicaram que a superfície de plastificação (Figura 6.25) não se apresenta centrada sobre o eixo de compressão isotrópica, o que pode ser uma característica do estado de tensões a que este material estava submetido durante o processo de formação do solo.

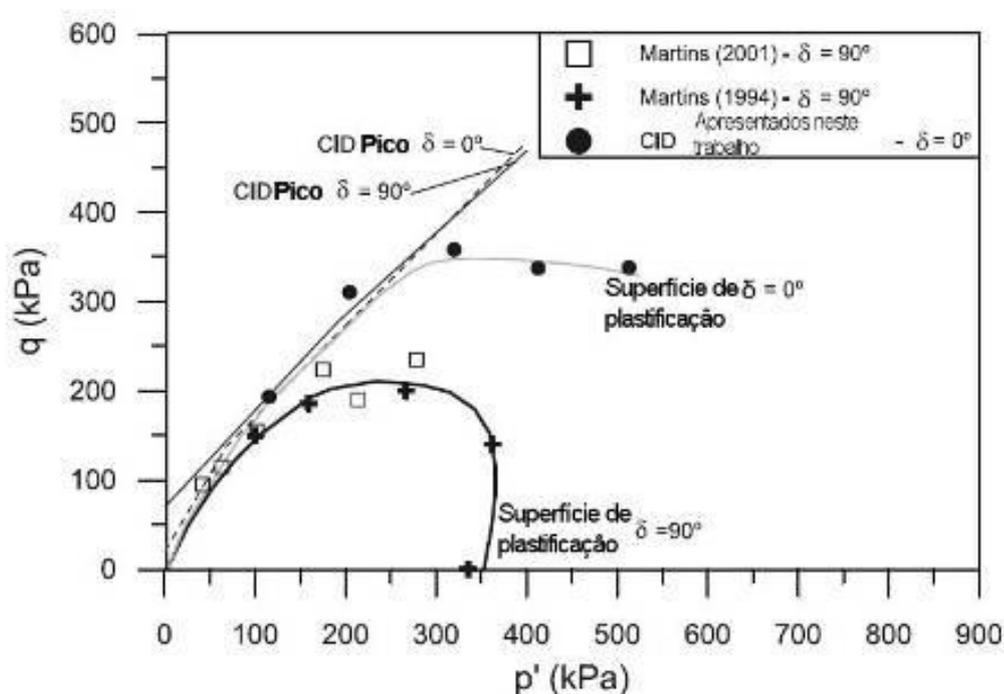


Figura 6.25: Superfícies de plastificação identificadas para um solo residual de arenito (Adaptado de Bica *et al.*, 2008).

Futai e Almeida (2005) observaram a mudança da superfície de plastificação encontrada para um solo residual, localizado em profundidades de 1 e 5 metros como apresentado na Figura 6.26. Para os autores, a mudança da forma da superfície de plastificação esteve intimamente ligada as características da rocha mãe que originou tal solo. Similarmente aos resultados apresentados neste estudo, os valores de plastificação para as amostras curadas anisotropicamente, se aproximaram da envoltória de ruptura dos materiais.

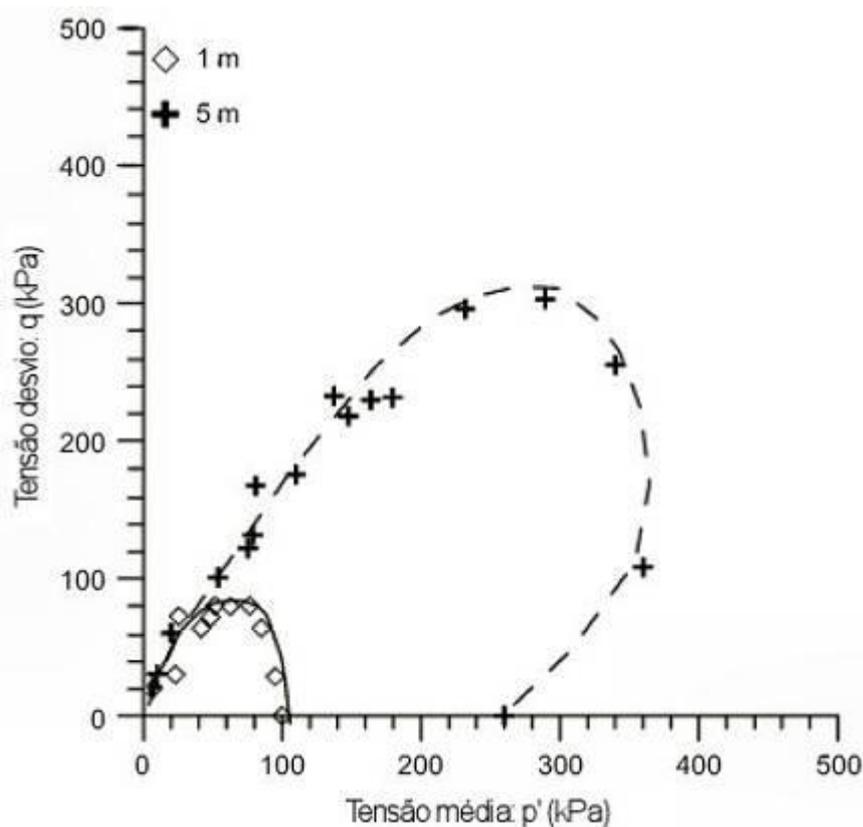


Figura 6.26: Mudança da superfície de plastificação com a profundidade (Adaptado de Futai e Almeida, 2005).

Estudos relacionados ao desenvolvimento de modelos numéricos para solos anisotrópicos (Taiebat e Dafalias, 2008; Ling *et al.*, 2002; entre outros) definem que a geometria da superfície de escoamento ou de plastificação como sendo centrada sobre o eixo de compressão K . Nestes casos, essa consideração é realizada com o objetivo de, através uma variável, impor uma “rotação” da superfície de plastificação como uma função do grau de anisotropia destes geomateriais. A rotação ou mesmo a mudança da forma da superfície de plastificação, deve ser levada em consideração em modelos numéricos, capazes de determinar o comportamento de aterros de solos artificialmente cimentados.

Com o objetivo de retirar-se os efeitos da redução do índice de vazios que cada amostra sofreu durante a aplicação da tensão de cura, na Figura 6.27 apresenta-se os resultados da normalização dos pontos de plastificação apresentados na Figura 6.23. Identifica-se que os diferentes tipos de cura produziram distintas superfícies normalizadas. Nota-se que ao diminuir o valor de K , mais acentuada foi a mudança da superfície de plastificação normalizada. A partir desta normalização, compreende-se que a mudança da superfície de

plastificação está diretamente relacionada com o estado de tensões na qual foi formada a cimentação na matriz do solo.

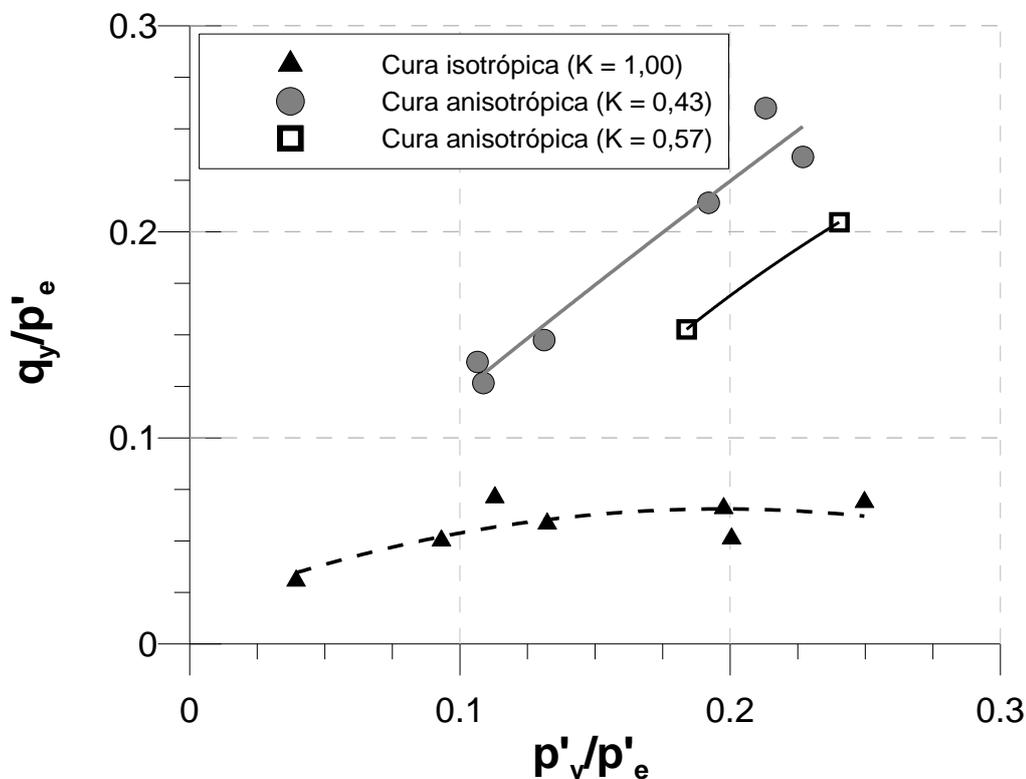


Figura 6.27: Superfícies de plastificação normalizadas pela pressão equivalente ($p'e$).

6.4 – ANÁLISE DE ESTADO ÚLTIMO

A identificação do estado crítico em materiais cimentados naturalmente ou artificialmente, como no caso deste trabalho, pode ser um processo complexo. A localização de deformações impedem que estes materiais, quando submetidos, por exemplo, a um ensaio triaxial, alcancem um regime de deformações cisalhantes sob volume constante (Leroueil e Vaughan, 1990; Aversa *et al.*, 1993).

Os resultados encontrados para as amostras artificialmente cimentadas foram normalizados a partir dos resultados da areia não cimentada. Os parâmetros da areia não cimentada foram determinados por Casagrande (2005) e são apresentados na Tabela 2.1. Com base nos valores de λ e N foi possível determinar para cada valor de índice de vazios ao longo do cisalhamento das amostras, o respectivo valor da pressão equivalente. Na Figura 6.28 são apresentados os resultados da normalização das trajetórias para as amostras curadas isotropicamente. A

superfície de estado último (*State Boundary Surface*) para a areia sem cimentação foi obtida por Santos (2008) a partir de ensaios de compressão isotrópica e ensaios triaxiais, realizados até elevadas pressões confinantes.

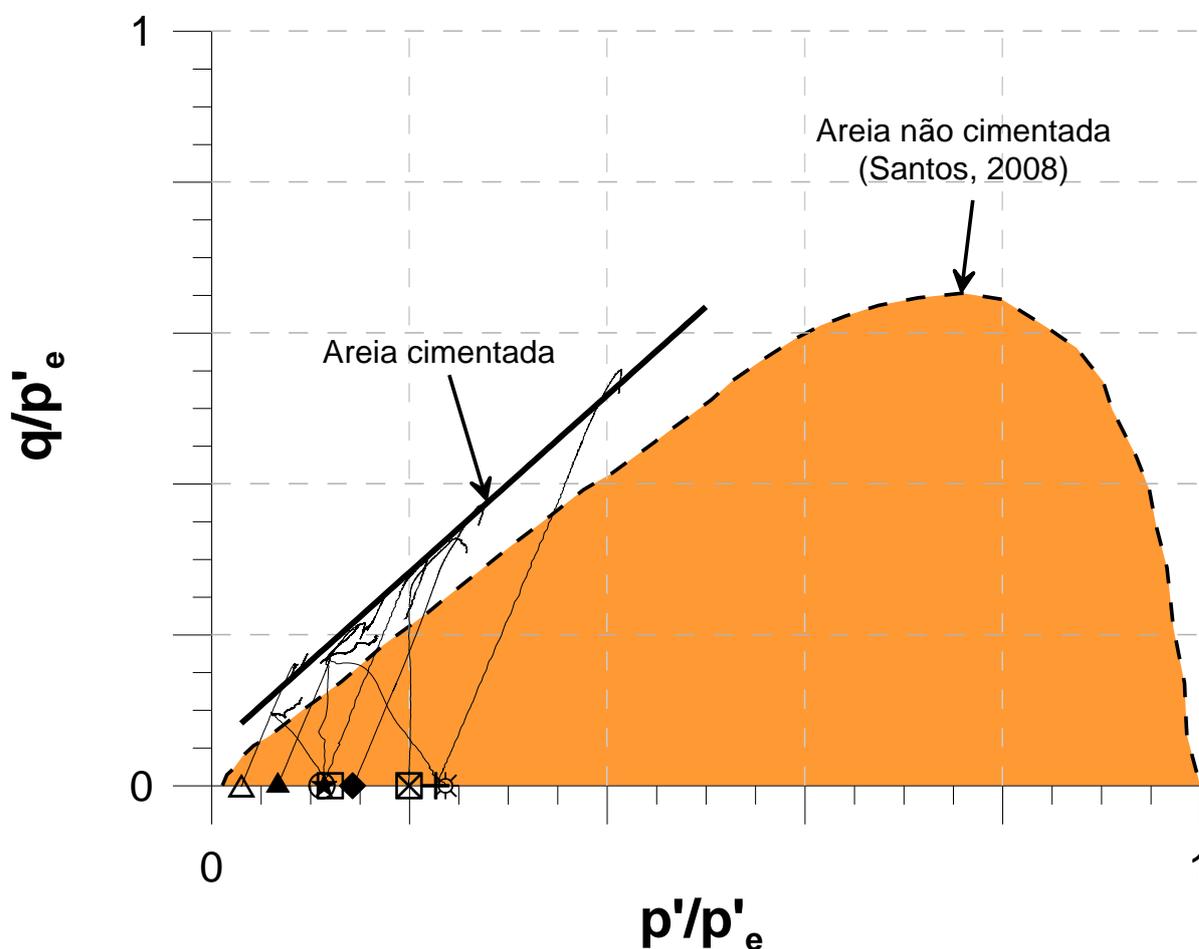


Figura 6.28: Superfícies de estado último para as amostras curadas isotropicamente.

Os resultados da normalização identificaram que as amostras curadas isotropicamente sob tensão, conseguiram atingir patamares superiores ao delimitado pela superfície de estado último encontrada para a areia. A expansão da superfície de estado último está associada intimamente com a formação de uma estrutura no solo, neste caso, oriunda da adição do agente cimentante. Esta expansão também já foi identificada por outros autores (Coop e Atkinson, 1993; Cuccovillo e Coop, 1999; Dalla Rosa, *et al.*, 2007 entre outros)

Na Figura 6.29 são apresentados os resultados normalizados das amostras anisotropicamente curadas sob tensão ($K = 0,43$). Observa-se que para este tipo de cura, não houve mudança da região de estado último em decorrência do estado de tensões de cura anisotrópico. A partir

dessa observação, pode-se afirmar que a expansão da superfície de estado último é somente decorrência dos efeitos da adição de cimento ao solo em estudo.

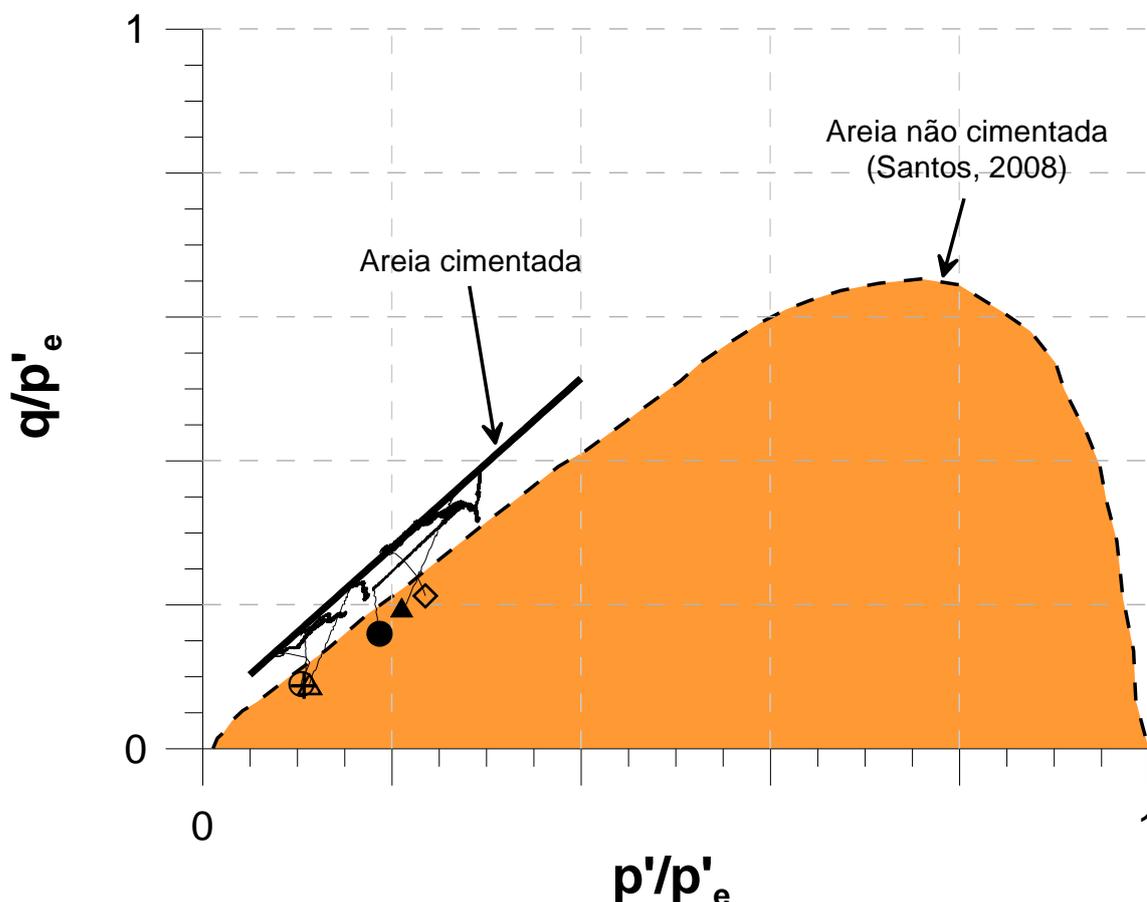


Figura 6.29: Superfícies de estado último para as amostras curadas anisotropicamente, K igual a 0,43.

6.5 – COMPORTAMENTO TENSÃO VS. DILATÂNCIA

A identificação dos efeitos da dilatância tem sido um aspecto de grande relevância ao entendimento do comportamento de solos cimentados. A compreensão deste comportamento em solos estruturados por cimentação vem sendo objeto de vários pesquisadores (Cecconi *et al.*, 1993; Canestrari e Scarpelli, 1993; Rampello *et al.*, 1993; Cuccovillo e Coop, 1999; Coop e Willson, 2003; Prietto, 2004; Dalla Rosa *et al.*, 2007; Consoli *et al.*, 2009; entre outros). Tais estudos têm identificado que o comportamento destes solos estruturados podem ser definidos pela soma de uma parcela coesiva, ligado ao grau de cimentação, e uma outra parcela que está vinculada com a dilatância que tais materiais sofrem durante o cisalhamento. Esta parcela de dilatância é oriunda do comportamento friccional ou do atrito intergranular.

A análise tensão-dilatância consistiu em examinar a relação entre a tensão cisalhante (q) e tensão média (p'), representadas aqui pela variável $\eta (q/p')$ juntamente com a taxa de deformações plásticas, esta representada pela variável “d” ($d\varepsilon_v/d\varepsilon_s$), onde ε_s representa às deformações cisalhantes e ε_v as deformações volumétricas. Tais análises foram realizadas para todos os níveis de deformações, baseando-se assim numa análise de deformações totais.

Nas Figuras 6.29, 6.30 e 6.31 são apresentados respectivamente os resultados da análise de dilatância, encontrados para as amostras curadas isotropicamente sob as tensões de 50 kPa, 200 kPa e 400 kPa. Esta avaliação foi realizada para todas as trajetórias de tensão propostas neste trabalho.

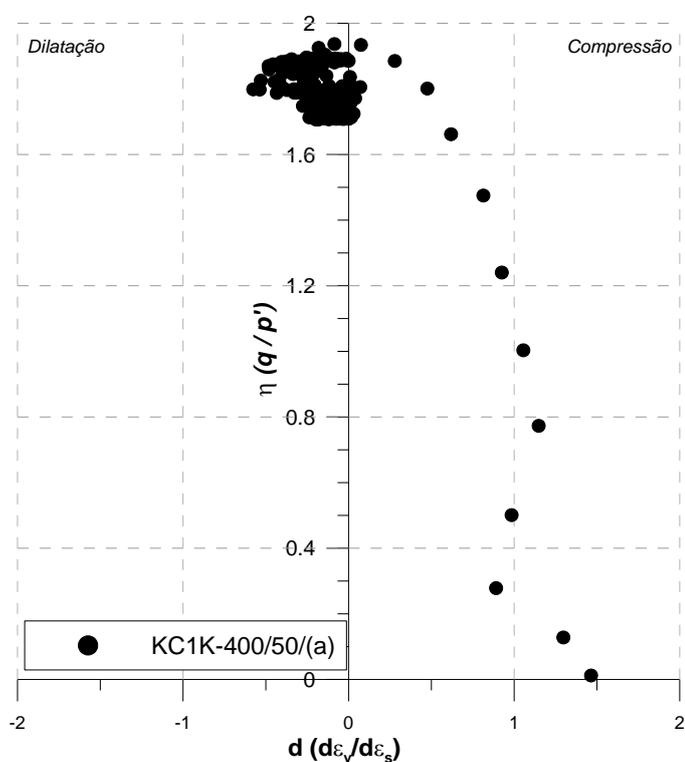


Figura 6.29: Comportamento tensão vs. dilatância para as amostras curadas isotropicamente à 50 kPa.

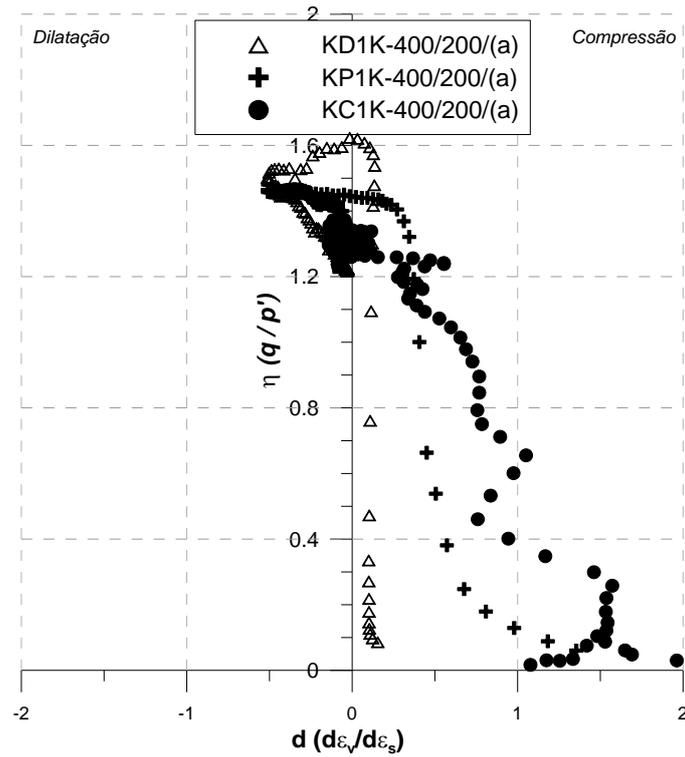


Figura 6.30: Comportamento tensão vs. dilatância para as amostras curadas isotropicamente à 200 kPa.

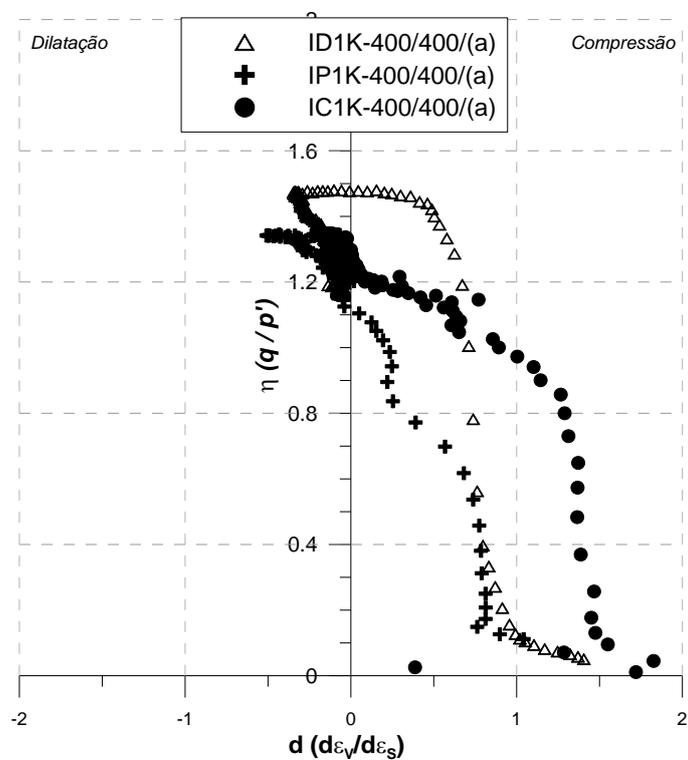


Figura 6.31: Comportamento tensão vs. dilatância para a amostra curada isotropicamente à 400 kPa.

Os resultados das análises de dilatância indicaram que para uma tensão efetiva inicial de 200 kPa, as amostras apresentaram uma máxima taxa de expansão d após a ocorrência da máxima tensão desvio η . Este tipo de comportamento é característico de solos cimentados, onde a ligação intergranular promovida pelo cimento permite que ocorra um atraso na dissipação da energia, que ocorre em solos durante o cisalhamento. Este atraso é caracterizado pelo fato da tensão de pico não coincidir com a máxima taxa de dilatância.

Amostras cisalhadas sob uma trajetória de descarregamento lateral demonstraram ter uma maior rigidez inicial, caracterizado por continua elevação do valor de η até um valor máximo. Após este estágio ocorre a inversão do vetor de incremento de deformações, até ser atingida a máxima dilatância.

Para as tensões de cura isotrópicas de 200 kPa e 400 kPa, constatou-se que a progressiva desestruturação permitiu que o comportamento das amostras cimentadas alcançasse patamares de valores de η próximos do comportamento da areia não cimentada. Santos (2008) realizou extensivo estudo do comportamento mecânico da areia utilizada neste estudo, onde foi identificado que o valor de η (M) para o estado crítico esteve próximo de um valor igual a 1,22.

Sob uma trajetória convencional, observa-se que o pico na curva η vs. d é identificado mais acentuadamente para baixas tensões efetivas iniciais como observado na Figura 6.32. Elevando-se a tensão efetiva inicial de ensaio, ocorre uma transição de comportamento, onde fica caracterizado que sob baixas tensões confinantes a rigidez das amostras torna-se mais acentuada.

A Figura 6.33 apresenta os resultados de amostras curadas isotropicamente com valor de p' igual à 200 kPa e 400 kPa, com uma mesma razão V_v/V_{ci} . Estes resultados apresentaram valores de índice de vazios iguais a 0,83 e 0,76, com seus respectivos teores de cimento, 3,3% e 3,0%. Estes resultados demonstram que sob uma mesma razão V_v/V_{ci} , o comportamento tensão vs. dilatância é similar.

Cruz (2008) apresentou resultados para diferentes razões V_v/V_{ci} como demonstrado na figura 6.34. Segundo o autor, para razões similares de porosidade e grau de cimentação, o comportamento tensão vs. dilatância é similar, sendo que esta semelhança ocorre indiferentemente do nível de tensões efetivas iniciais.

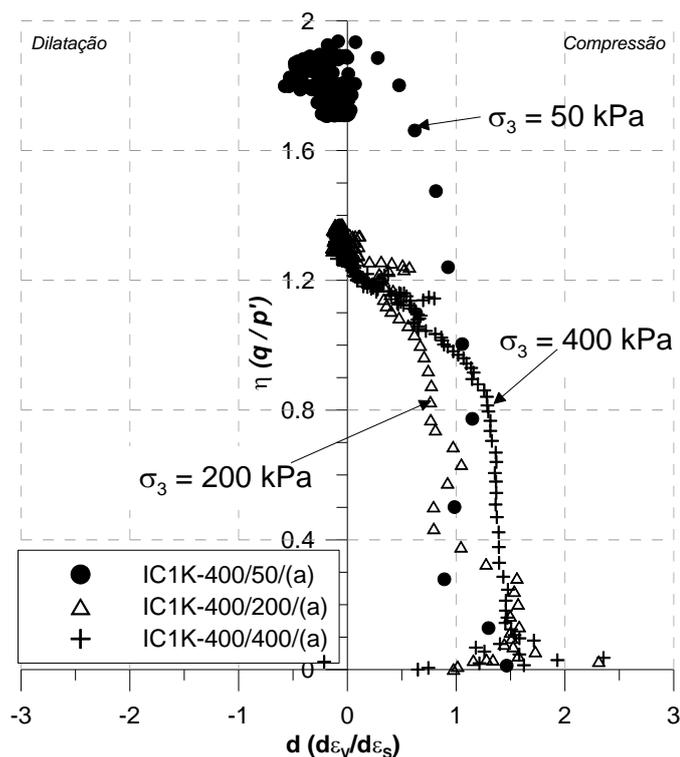


Figura 6.32: Comportamento tensão vs. dilatância para a amostra curada isotropicamente à 400 kPa.

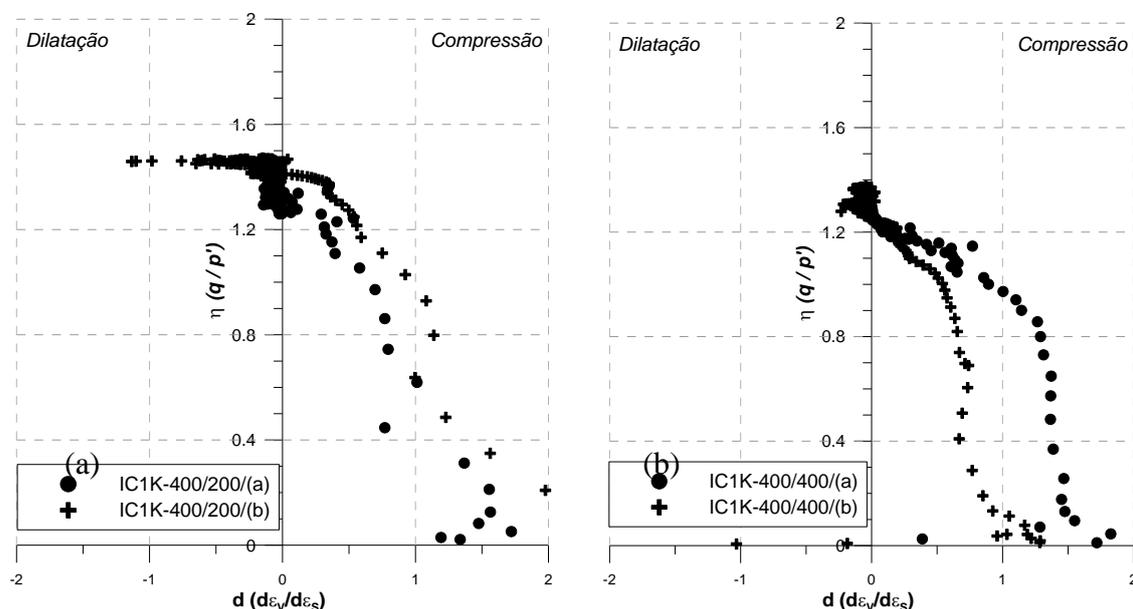


Figura 6.33: Comportamento tensão vs. dilatância para porosidades diferentes: (a) Amostras curadas a 200 kPa; (b) Amostras curadas a 400 kPa.

A análise dos resultados de dilatância das amostras curadas anisotropicamente foi realizada levando-se em conta somente as deformações axiais e volumétricas, após o período de cura

das mesmas. Esta analogia também foi realizada para as amostras curadas isotropicamente, já que em tais ensaios foi avaliado o comportamento mecânico após o período de cura das amostras.

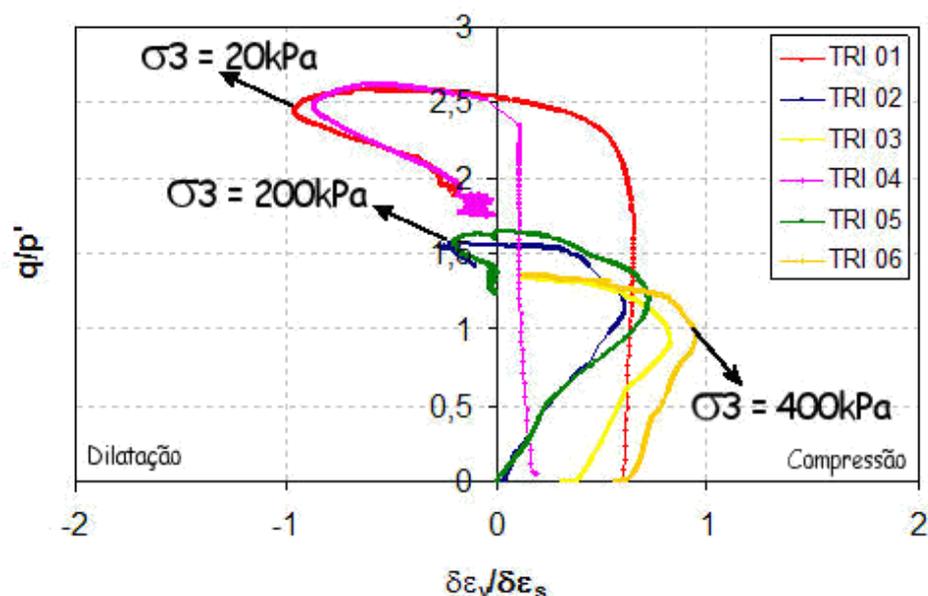


Figura 6.34: Comportamento tensão vs. dilatância para tensões efetivas iniciais diferentes sob uma mesma relação V_v/V_{ci} (Adaptado de Cruz, 2008).

Nas Figuras 6.35 e 6.36 são apresentados os resultados da análise de dilatância das amostras curadas anisotropicamente com um valor de K igual a 0,43. A cura destas amostras foi realizada sob valores de tensões equivalentes a p' de 200 kPa e 400 kPa. Assim, o valor inicial de η para cada ensaio curado anisotropicamente é correspondente ao estágio final da cura e início do cisalhamento.

Os resultados da análise de dilatância apresentaram um comportamento peculiar para solos artificialmente cimentados. Amostras cisalhadas sob trajetória de tensões convencional [KC043K-400/200/(a) e KC043K-400/400/(a)] tendem inicialmente a apresentar deformações de compressão durante a fase inicial de cada ensaio. Essa condição permanece até ser atingido o máximo valor de η , mudando então para um comportamento dilatante, com regressão ao valor de η correspondente ao estado crítico ($M = 1,22$).

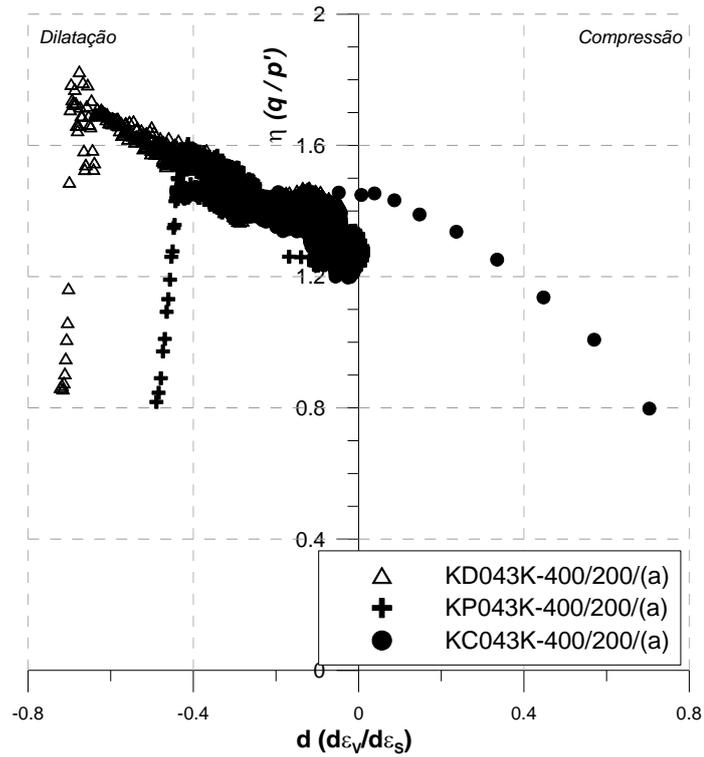


Figura 6.35: Comportamento tensão vs. dilatância para as amostras curadas anisotropicamente ($K = 0,43$), p' de cura igual a 200 kPa.

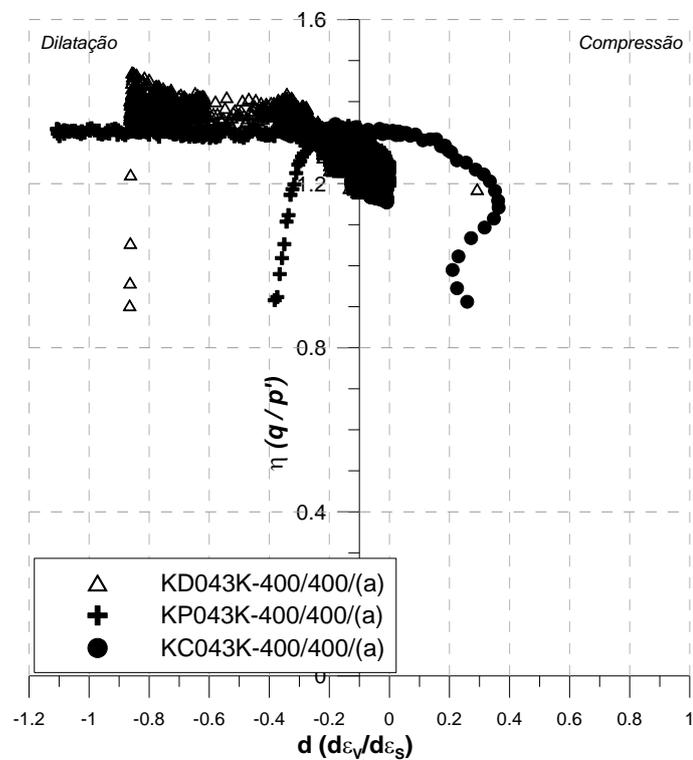


Figura 6.36: Comportamento tensão vs. dilatância para as amostras curadas anisotropicamente ($K = 0,43$), p' de cura igual a 400 kPa.

As amostras cisalhadas sob trajetórias de descarregamento lateral [KD043K-400/200/(a) e KD043K-400/400/(a)] e sob trajetórias do tipo p' constante [KP043K-400/200/(a) e KP043K-400/400/(a)], apresentaram um comportamento dilatante desde a fase inicial do cisalhamento. Ao mesmo tempo, estas amostras demonstraram considerável rigidez quando comparadas à situação de cisalhamento sob uma trajetória convencional. Nota-se também que a máxima taxa de tensões η foi alcançada com a máxima dilatação, caracterizando-se assim uma influência maior da parcela friccional do material.

Este tipo de comportamento pode estar relacionado com a maneira que à resistência da amostra foi solicitada durante o cisalhamento. Amostras curadas anisotropicamente tiveram a mobilização parcial da sua resistência ao cisalhamento previamente ao início da cimentação da matriz. Em conjunto a este fato, a trajetória seguida até o ponto de cura no espaço p' vs. q foi do tipo p' constante, ou seja, foi realizado um descarregamento lateral mantendo-se a tensão axial constante, e assim, alcançando-se então o estado de tensões de cura. Após a cura, as amostras que foram cisalhadas sob trajetórias de tensões de descarregamento lateral e p' constante, tiveram suas tensões confinantes descarregadas nas suas respectivas proporções. Isso ocasionou o mesmo tipo de mobilização das amostras durante a aplicação da tensão anisotrópica de cura, permitindo que houvesse uma maior facilidade na dissipação da energia imposta pelo cisalhamento.

Este processo de mobilização ocorreu de maneira diferente durante o cisalhamento sob trajetória convencional. Nesta situação, a resistência ao cisalhamento foi requerida sob uma tensão confinante constante, caracterizando-se dessa forma, a presença de uma fase de redução volumétrica antes de ser atingida a máxima taxa de tensões η .

A análise de dilatância se estendeu para as duas amostras curadas anisotropicamente ($K = 0,57$), para um p' de cura igual a 400 kPa, sendo os resultados são identificados na Figura 6.37. Observando estes resultados, constatou-se um comportamento intermediário ao encontrado entre as amostras curadas isotropicamente ($K = 1$) e as amostras curadas anisotropicamente, com valor de $K = 0,43$. Nota-se que a máxima taxa de dilatação encontrada para a amostra KP057K-400/400/(a), a qual foi cisalhada sob uma trajetória do tipo p' constante, se apresentou de forma menos acentuada em comparação a amostra KP043K-400/400/(a) demonstrada na figura 6.35. No caso da amostra KC057K-400/400/(a), problemas na coleta de dados impossibilitaram a análise completa de todo o ensaio triaxial, sendo apresentado somente para simples comparação.

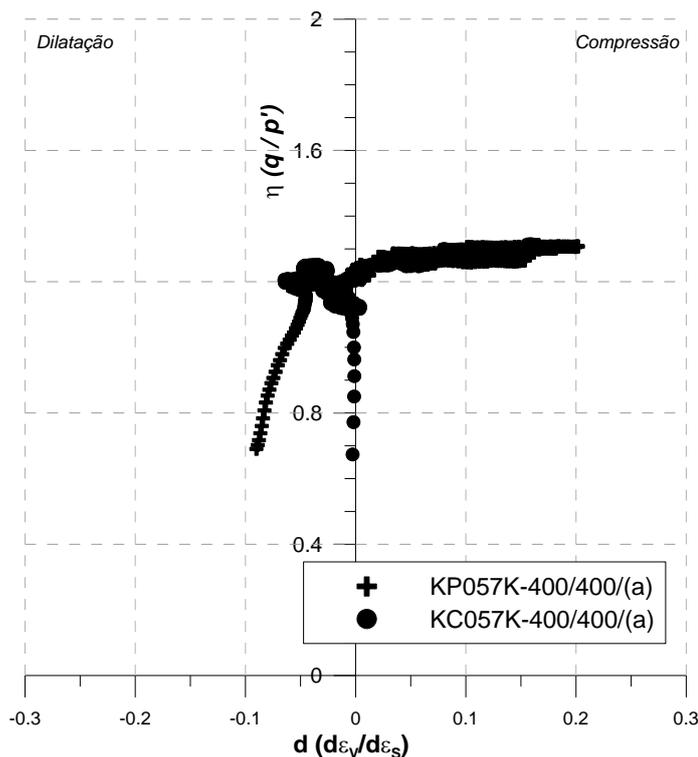


Figura 6.37: Comportamento tensão vs. dilatância para as amostras curadas anisotropicamente ($K = 0,57$), p' de cura igual a 400 kPa.

Nas Figuras 6.38 (a) e 6.38 (b) são apresentadas as comparações do comportamento tensão vs. dilatância para as amostras curadas em um mesmo p' de cura, sob estados de tensões isotrópico e anisotrópico. Observa-se que amostras curadas isotropicamente têm a dissipação da energia inicialmente por compressão volumétrica até ser atingido um nível máximo do valor de η . No caso da amostra KP043K-400/400/(a), esta apresenta-se mais próxima do comportamento do solo sem cimentação, sendo este aspecto ligado ao nível de confinamento a que estava submetida a amostra.

Ao observar os resultados das amostras IP1K-400/200/(a) e KP043K-400/200/(a), identificou-se que as amostras desenvolvem o processo de dissipação de energia de forma oposta. Enquanto as amostras curadas isotropicamente apresentaram deformações de compressão volumétrica, as amostras curadas anisotropicamente demonstraram dilatância para um mesmo nível da razão de tensões η .

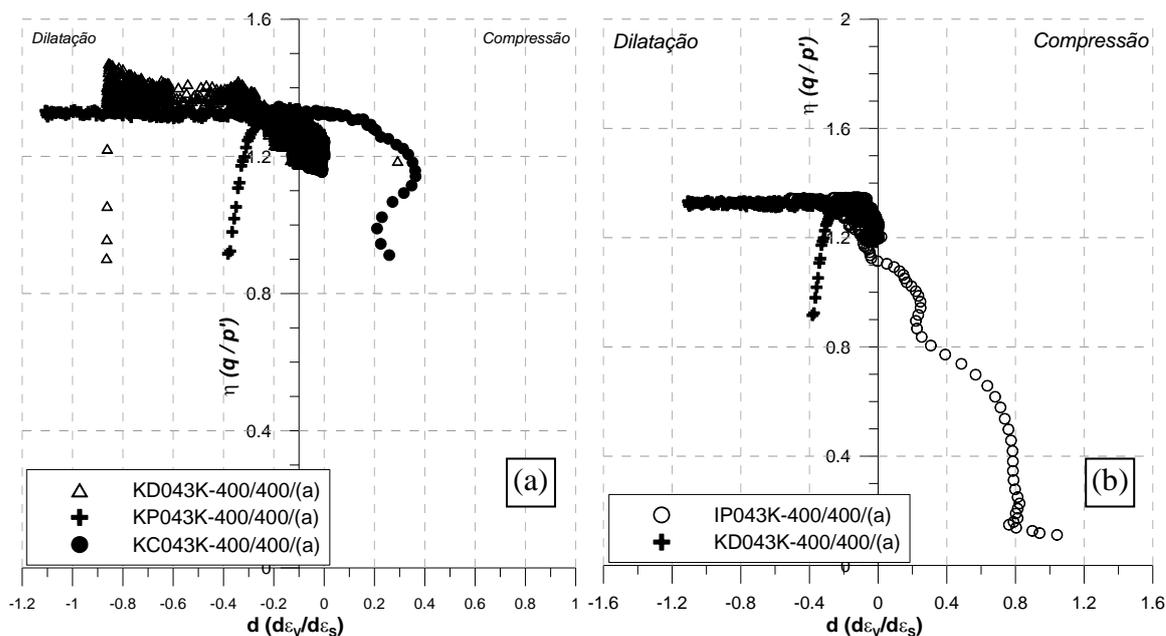


Figura 6.38: Comparação do comportamento de amostras curadas sob estados de tensões correspondentes a valores de K iguais a 1 e 0,43, curadas com p' igual a: (a) 200 kPa; (b) 400 kPa.

Os resultados observados para o comportamento tensão *vs.* dilatância demonstraram um padrão típico de solos cimentados. Tais dados sustentam a hipótese observada por outros autores (Yu *et. al*, 2007; Schnaid *et. al*, 2001; Coop e Atkinson, 2003; e outros) de que a cimentação presente no arranjo intergranular inibe a ação da dilatância. O retardo dos efeitos da dilatância foram observados neste estudo para os dois estados de tensões de cura. Quando atingidos determinados patamares de tensões, suficientes para o início da quebra da cimentação, gradualmente as amostras passaram a demonstrar um comportamento mais próximo do friccional. Esta transição se deu com a contínua degradação da estrutura do material. A dilatância ocorreu de forma mais pronunciada para tensões confinantes menores, uma vez que neste nível de tensões a cimentação possui uma parcela mais aparente. Em situações que as amostras foram cisalhadas sob tensões confinantes maiores, se torna menos aparente a influência da cimentação, passando a ser notada a influência do comportamento friccional. Essa mudança de comportamento frágil para um comportamento dúctil foi relatada em estudo anteriores (Cuccovillo e Coop, 1999; Schnaid *et. al*, 2001; Coop e Wilson, 2003; Dalla Rosa *et. al*, 2008).

7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Com base nos resultados obtidos ao longo deste estudo que compreendeu esta tese de doutorado, são apresentadas abaixo as conclusões alcançadas, destacando-se suas relações com os objetivos inicialmente propostos e sugestões para futuros estudos.

7.1 CONCLUSÕES

Sobre o equipamento:

O equipamento desenvolvido nesta tese de doutorado demonstrou- ser uma ferramenta útil na determinação do comportamento mecânico de solos curados sob compressão triaxial. As rotinas implementadas dentro do software responsável pela automatização da prensa triaxial permitiram a realização de rotinas básicas aplicadas à execução de ensaios triaxiais. Ao mesmo tempo, tais rotinas permitiram a realização de ensaios de cisalhamento sob distintas trajetórias de tensões.

O dimensionamento dos componentes mecânicos permitiram estabelecer as condições extremas de funcionamento do equipamento. O dimensionamento da câmara triaxial demonstrou que o equipamento é capaz de cisalhar amostras sob pressões confinantes máximas de 6,9 MPa. Além disso, as válvula servo-controladas instaladas no equipamento operam com uma faixa máxima de pressões de 1 MPa, sendo atualmente, a máxima pressão confinante disponível para o equipamento.

Os sensores internos apresentaram um desempenho satisfatório para a medição de pequenas deformações durante a fase inicial de cada ensaio. Foi constatado que o erro máximo encontrado não superou a faixa de $\pm 5 \times 10^{-5}\%$ para uma amostra padrão de 100 mm de altura e 50 mm de diâmetro.

Parte da pesquisa compreendeu a validação do equipamento através da comparação entre ensaios executados no equipamento desenvolvido com resultados de ensaios encontrados na literatura a comparação de desempenho foi satisfatória. O equipamento por sua vez foi capaz de realizar ensaios de compressão triaxial sob condições drenadas e não-drenadas.

Sobre os ensaios de compressão simples:

Os ensaios de compressão simples foram importantes na identificação da resistência à compressão não confinada, para diferentes razões de porosidade e grau de cimentação.

O aumento do grau de cimentação permitiu que progressivos ganhos resistência à compressão simples fossem obtidos. Este ganho ocorreu de forma proporcional à elevação do nível de cimentação. Tal aspecto já é conhecido e relatado na literatura, corroborando com os resultados encontrados neste estudo.

A partir dos ensaios de compressão simples foi possível estabelecer uma relação intrínseca entre a porosidade e o grau de cimentação, para valores similares de resistência última. Assim, amostras que possuem razões similares com o grau de cimentação e porosidade apresentaram valores de resistência à compressão simples similares. Tais dados também serviram para corroborar os resultados já apresentados na literatura, porém, para um período de cura igual a 48 horas, ou seja, a relação V_v/V_{ci} parece ser válida para diferentes períodos de cura.

Uma curva de ajuste levando-se em consideração a razão V_v/V_{ci} e a resistência última foi estipulada com valores de R^2 acima de 0,94. Esta relação apresentou-se de forma similar aos resultados obtidos por Cruz (2008), diferindo somente na constante inicial da equação de ajuste.

Sobre o comportamento tensão vs. deformação:

Os ensaios de compressão triaxial das amostras cisalhadas sob diferentes trajetórias de tensões e curadas sob diferentes níveis e estados de tensões, apresentaram resultados úteis à avaliação do comportamento tensão vs. deformação.

As amostras curadas sob pressão atmosférica apresentaram comportamentos bem distintos quando comparados com amostras que sofreram cura sob tensão. Foi constatado que o efeito da cura sob tensão produz ganhos de resistência quando comparado as amostras não curadas

sob tensão. O comportamento de variação volumétrica também foi influenciado pela cimentação sob confinamento.

Amostras cisalhadas em descarregamento lateral e em trajetórias do tipo p' constante apresentaram uma rigidez inicial inferior em relação às amostras cisalhadas a uma trajetória convencional. Durante o cisalhamento em descarregamento lateral e p' constante ocorre um alívio das tensões radiais, ao passo que a tensão axial permanece constante ao longo do ensaio.

Identificou-se que amostras com porosidades diferentes e seus respectivos níveis de cimentação, apresentaram comportamento tensão vs. deformação similares. Isso implica que para razões entre V_v/V_{ci} iguais, o comportamento mecânico é similar.

As amostras curadas anisotropicamente apresentaram deformações volumétricas de compressão e uma pequena rigidez inicial durante a fase de aplicação da tensão de cura. Depois do período de cura, estas amostras passaram a apresentar um ganho de rigidez considerável. Este aumento expressivo deve-se ao fato da cimentação ter ocorrido na matriz sob um determinado nível de tensões. Durante este tipo de cura, as amostras necessitam suportar uma determinada energia para manter o sistema em equilíbrio. Com a formação da cimentação, essa energia acaba por ser distribuída entre a matriz granular e a cimentação formada, conferindo então uma rigidez superior na fase inicial do ensaio.

A ruptura em amostras curadas anisotropicamente não foi caracterizada pela presença de um pico expressivo nas curvas tensão desvio vs. deformação, mas sim, por apresentarem um comportamento característico ao de materiais elasto-perfeitamente plásticos. No caso das deformações volumétricas, estas após o período de cura observam-se deformações de expansão para os ensaios realizados sob descarregamento lateral e p' constante.

Os aspectos de rigidez elevada na fase inicial e deformações volumétricas de expansão estão ligadas ao processo de rearranjo intergranular que ocorreu nas amostras curadas sob estado anisotrópico de tensões. Para as amostras curadas anisotropicamente, além da aplicação das tensões isotrópicas, uma tensão desvio é aplicada no topo, caracterizando assim tal reorientação das partículas da matriz.

Sobre a plastificação das amostras curadas sob tensão:

Uma análise mais apurada do comportamento mecânico dos ensaios triaxiais, permitiu identificar os níveis tensões de plastificação das amostras curadas sob tensão. O critério utilizados para a definição destas tensões de plastificação apresentou resultados satisfatórios, possibilitando a análise dos efeitos dos diferentes tipos de cura e níveis de tensão utilizados durante a cura. Além disso, foram analisados os efeitos da mudança de porosidade e grau de cimentação para uma mesma razão V_v/V_{ci} nas superfícies de plastificação.

As superfícies de plastificação geradas a partir dos pontos de tensão desvio de plastificação de cada ensaio, apresentaram uma forma elíptica e centrada ao eixo isotrópico. Foi observado que amostras curadas sob tensão apresentaram uma expansão da superfície de plastificação em relação às amostras não curadas sob tensão. Amostras curadas sob pressão atmosférica tem a sua estrutura danificada com o processo de aplicação da tensão isotrópica, durante a fase de adensamento. Já amostras curadas sob tensão, experimentaram estas deformações de dano anteriormente à formação da estrutura cimentante na matriz, conferindo assim a expansão da superfície de plastificação.

Amostras com razões V_v/V_{ci} similares apresentaram valores de tensão desvio de plastificação próximos entre si. Os mecanismos que envolvem a cimentação podem ter sido o fator chave neste tipo de comportamento. Neste caso, amostras mais porosas necessitam de maiores volumes de cimento para uma determinada porosidade. Ao diminuir a porosidade, o volume de cimento necessário para alcançar a mesma tensão de plastificação é reduzido, otimizando assim a ação do agente cimentante na matriz do solo.

As superfícies de plastificação encontradas para as amostras curadas anisotropicamente demonstraram uma alteração considerável, quando comparadas à cura isotrópica. Esta diferença se mostrou mais acentuada com a diminuição dos valores de K . Assim, em casos onde solos são formados sob estados de tensões anisotrópicas, deve-se levar em consideração a mudança, ou rotação da superfície de plastificação na análise do comportamento mecânico de tais materiais.

Com a normalização pela pressão equivalente da areia sem cimentação, foi possível identificar que, indiferentemente do estado de tensões de cura, a superfície de estado último apresenta forma similar. Quando esta superfície de estado último é comparada àquela encontrada para a areia somente, constata-se que os efeitos da adição do agente cimentante

juntamente com a aplicação da cura sob tensão, possibilitam a expansão da região de estados possíveis de tensões.

Sobre o comportamento tensão vs. dilatação:

O comportamento tensão vs. dilatação foi observado para todas as amostras curadas sob tensão. Amostras curadas sob tensões isotrópicas apresentaram taxas de compressão na fase inicial dos ensaios de compressão triaxial. Diferente processo foi observado para amostras curadas anisotropicamente e cisalhadas em trajetórias de descompressão lateral e p' constante. Nestes casos observou-se que, logo após a cura, somente houveram deformações de volumétricas de expansão, até ser atingido um valor de pico e posteriormente, uma redução da dilatação e da taxa de tensões η .

Assim ficou exposto que, para cada situação de cura (isotrópica ou anisotrópica), a forma de dissipação da energia imposta pelo cisalhamento das amostras se deu de forma diferente. Para as amostras curadas anisotropicamente e cisalhadas em trajetória convencional, identificou-se a presença de uma taxa de compressão volumétrica até ser atingido um valor máximo da razão de tensões η . Como já discutido, o mecanismo que envolve as diferentes trajetórias pode ter sido o fator determinante da diferença de comportamento destes 3 tipos de ensaios.

Amostras cisalhadas sob tensões efetivas iniciais baixas apresentaram valores superiores da razão de tensões η , em comparação às demais tensões efetivas iniciais. Este tipo de comportamento já foi observado por outros autores. Amostras com diferentes porosidades e níveis de cimentação, mas com razões de V_v/V_{ci} iguais, demonstraram comportamentos de tensão vs. dilatação similares entre si.

7.2 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Dado o desenvolvimento do equipamento e dos ensaios que compreenderam esta tese, algumas sugestões para futuros trabalhos são apresentadas abaixo. Sendo o equipamento desenvolvido recentemente nesta tese, abrirá futuramente caminho para outros estudos com o intuito de complementar o acervo de dados da UFRGS em solos cimentados.

- Desenvolver uma rotina dentro do software de automação do equipamento triaxial para carregamentos do tipo cíclicos;

- Averiguar a precisão da célula de carga para argilas muito moles ou areias com baixas compacidades;
- Realizar ensaios de compressão isotrópica a elevadas pressões com o objetivo de identificar a plastificação sob o eixo isotrópico, ao mesmo tempo, identificar a possível mudança da curva de compressão normal;
- Realizar ensaios triaxiais com carregamentos de extensão axial para as amostras cimentadas sob confinamento. Estes ensaios possibilitariam a identificação completa das superfícies de plastificação, para os diferentes estados de tensões na cura;
- Analisar o comportamento mecânico para amostras com diferentes razões V_v/V_{ci} curadas sob tensão;
- Analisar os efeitos da cura sob tensão no comportamento a pequenas deformações com o auxílio da técnica de ondas com *Bender Elements*;
- Realizar ensaios com cura anisotrópica, seguindo outras trajetórias de tensões (convencional e descarregamento lateral) para alcançar um mesmo estado de tensões;
- Realizar análises de microscopia eletrônica com o objetivo de identificar as mudanças de estrutura nos materiais em função do tipo de cura utilizado.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADACHI, T.; OKA, F.. An elasto-viscoplastic constitutive model for soft rock with strain softening. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTHECNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS. Athens: 1993. Proceedings... Rotterdam: A.A.Balkema, v.1, p.327-333, 1993.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. Standard classification of soils for engineering purposes: D 2487. Philadelphia, p.11, 1986.

ÅHNBERG, H. On yield stresses and the influence of curing stresses on stress path and strength measured in triaxial testing of stabilized soils. Canadian Geotechnical Journal, v.44, p.54-66, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5733: Cimento Portland de alta resistência inicial. 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457: Solo – Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. 1986.

ATKISON, J. H.. An introduction to the mechanics of soils and foundations: through critical state soil mechanics. McGraw-Hill. London. 337p. 1993.

ATKINSON, J. H.; BRANSBY, P. L.. The Mechanics of Soils, An Introduction to Critical State Soil Mechanics, McGraw-Hill, London, 375p, 1978.

AVERSA, S.; EVANGELISTA, A.; LEROUEIL, S.; PICARELI, L.. Some aspects of the mechanical behaviour of ‘structured’ soils and soft rocks. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTHECNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS. Athens: 1993. Proceedings... Rotterdam: A.A.Balkema, v.1, p.359-366, 1993.

BAUDET, B.; STALLEBRASS, S. . A constitutive model for structured clays. Géotechnique, London, v.54, n.4, p.269-278. 2003.

BICA, A. V. D. ; CLAYTON, C. R. I. ; KHATRUSH, S. A. ; SIDDIQUE, A.. The Use of Hall Effect Semiconductors in Geotechnical Instrumentation. ASTM. Geotechnical Testing Journal, Philadelphia, v. 12, n. 1, p. 69-76, 1989.

BICA, A. V. D. ; BRESSANI, L. A. ; VENDRAMIN, D. ; MARTINS, F. B. ; FERREIRA, P. M. V. ; GOBBI, Felipe . Anisotropic Shear Strength of a Residual Soil of Sandstone. Canadian Geotechnical Journal, v. 45, p. 367-376, 2008.

BISHOP, A. W.; WESLEY, L. D.. A hdraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing, *Geotechnique*, London, vol. 25, n.4, p.675-970, 1975.

BRESSANI, L.A.; VAUGHAN, P.R.. Damage to soil during triaxial testing. In: 12nd Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro: 1989. Proceedings...Rotterdam: A. A. Balkema, v.1, p.533-552.

BURLAND, J. B.. On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique*, London, v.40, n.3, p.329-378. 1989.

CANESTRARI, F.; SCARPELLI, G.. Stress-dilatancy and strength of Ancona Clay. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTHECNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS. Athens: Proceedings... Rotterdam: A.A.Balkema, v.1, p.417-424, 1993.

CASAGRANDE, M. D. T.. Comportamento de solos reforçados com fibras submetidos a grandes deformações. Tese (Doutorado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 219p. 2005.

CECCONI, M.; VIGGIANI, G.; RAMPELLO, S.. An experimental investigation of the mechanical behaviour of a pyroclastic soft rock – In: EVANGELISTA; PICARELLI (Eds.) *The Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks*. Rotterdam: A. A. Balkema, 1998, p.473-482.

CLAYTON, C. R. I.; SERRATRICE, J. F.. The mechanical properties and behavior of hard soils and soft rocks – general report. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTHECNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS. Athens: 1993. Proceedings... Rotterdam: A.A.Balkema, v.3, p.1839-1877, 1993.

CLAYTON, C.R.I.; HIGHT, D.W.; HOPPER, R.J.. Progressive destructuring of Bothkemar clay: implications for sampling and reconsolidation procedures. *Géotechnique*, London, v.42, n.2, p.219-239, 1992.

CONSOLI, N. C. ; LOPES JUNIOR, L. S. ; HEINECK, K. S.. Key parameters for the strength control of lime stabilized soils. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 21, p. 210-216, 2009.

CONSOLI, N. C. ; ROTTA, G. V. ; PRIETTO, P. D. M.. Yielding-compressibility-strength relationship for an artificially cemented soil cured under stress. *Geotechnique*, London - UK, v. 56, n. 1, p. 69-72, 2006.

CONSOLI, N. C., VENDRUSCOLO, M. A. and PRIETTO, P. D. M.. “Behavior of plate load tests on soil layers improved with cement and fiber”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 129(1), 96-101, 2003.

CONSOLI, N. C.; DALLA ROSA, F.; FONINI, A.. Plate Load Tests on Cemented Soil Layers Overlaying Weaker Soil, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering – ASCE*, 2009a.

CONSOLI, N.C.; FONSECA, A. V.; CRUZ, R. C.; HEINECK, K. S. . Fundamental parameters for the stiffness and strength control of artificially cemented sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering - ASCE*, V. 135, N.9, p.1347-1353, 2009b.

CONSOLI, N.C.; LOPES JUNIOR, L.; FOPPA, D.; HEINECK, K. S.. Key parameters dictating strength of lime/cement-treated soils. *Geotechnical Engineering – ICE*, V. 162, p.111-118, 2009c.

CONSOLI, N.C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K. S.. Key parameters for Strength control of artificially cemented soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering – ASCE*, V.133, n.2, p.197-205, 2007.

COOP, M. R.; ATKINSON, J. H.. The mechanics of cemented carbonate sands. *Géotechnique*, London, v.41, n.1, p.53-67, 1993.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R.. On the mechanics of structured sands. *Géotechnique*, London, v.49, n.6, p.741-760, 1999.

COOP, M. R.; WILLSON, S. M. Behavior of hydrocarbon reservoir sand and sandstones. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Reston – Virginia – USA, v.129, n.11, p1010-1019, 2003.

CRUZ, R. C.. Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatação de uma areia artificialmente cimentada. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 218p. 2008.

DALLA ROSA, A.. Estudo dos parâmetros-chave no controle da resistência de misturas solo-cinza-cal. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 200p. 2009.

DALLA ROSA, F.. Comportamento mecânico de um solo cimentado curado sob tensão em ensaios triaxiais. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 104p. 2006.

DALLA ROSA, F.; CONSOLI, N. C. ; BAUDET, B. A.. An experimental investigation of the behaviour of artificially cemented soil cured under stress. *Geotechnique*, v. 58, p. 675-679, 2008.

DONATO, M.. Medidas diretas de tensão em solo reforçado com fibras de polipropileno. Tese (Doutorado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 162p. 2007.

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, UFRGS, Porto Alegre. 234p. 2002.

FESTUGATO, L. Análise do comportamento mecânico de um solo micro-reforçado com fibras de distintos índices aspecto. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2008.

FOPPA, D. Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 143p. 2005.

FUTAI, M. M.; ALMEIDA, M. S. S. An experimental investigation of the mechanical behaviour of an unsaturated gneiss residual soil. *Geotechnique*, v. 55, p. 201-213, 2005.

- GENS, A.; NOVA R.. Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTHECNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS. Athens: Proceedings... Rotterdam: A.A.Balkema, v.1, p.485-494, 1993.
- HEINECK, K. S.. Estudo da influência de cimentações introduzidas sob tensão. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 118p. 1998.
- HUANG, J. T.; AIREY, D. W.. Effects of cement density on an artificially cemented sand. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTHECNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS. Athens: Proceedings... Rotterdam: A.A.Balkema, v.1, p.553-560.
- ISMAIL, M. A.; JOER, H. A.; RANDOLPH, M. F.; MERITT, A.. Cementation of porous materials using calcite: *Geotechnique*, 52 (5), 313–324. 2000.
- ISMAIL, M. A.; JOER, H. A.; SIM, W. H.; RANDOLPH, M. F.. Effect of cement type on shear behavior of cemented calcareous soil: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128 (6), 520–529. 2002.
- JOHNSTON, I. W.; NOVELLO, E. A.. Soft rocks in the geotechnical spectrum. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTHECNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS. Athens: 1993. Proceedings... Rotterdam: A.A.Balkema, v.1, p.177-183, 1997.
- LA ROCHELLE, P.; LEROUÉIL, S.; TRAK, B. BLAIS-LEROUX, L.; TAVENAS, F.. Observational approach to membrane and area correction in triaxial tests. In: SYMPOSIUM ON ADVANCED TRIAXIAL TESTING OF SOIL AND ROCK, Louisville: Proceedings... Philadelphia: American Society of Testing and Materials, p715-731. 1986.
- LAGIOIA, R.; NOVA, R.. A constitutive model for soft rocks. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTHECNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS. Athens: Proceedings... Rotterdam: A.A.Balkema, v.1, p.625-632, 1993.
- LAGIOIA, R.; NOVA, R.. An experimental and theoretical study of the behavior of a calcarenite in triaxial compression. *Géotechnique*, London, vol.45, n.4, p.633-648. 1995.
- LARNACH, W. J.. Relationship between dry density/cement ratio and strength of soil-cement mixtures. *Civil Engineering and Public Works Reviews*. London: Lomax Erskine and Co., vol.55, n.648, p.903-905, 1960.
- LA ROCHELLE, P.; LEROUÉIL, S.; TRAK, B. BLAIS-LEROUX, L.; TAVENAS, F.. Observational approach to membrane and area correction in triaxial tests. In: Symposium on advanced triaxial testing of soil and rock, Louisville: Proceedings... Philadelphia: American Society of Testing and Materials, p715-731. 1986.
- LEE, I.K.. Stress-dilatancy performace of feldspar. *Journal of soils mechanics and foundation division*. New York, v.92, n.2, p.79-103, 1996.
- LEROUÉIL, S.; HIGHT, D. W.. Behaviour and proprieties of natural and soft rocks. In: Tan et al. (Eds). *Characterization and Engineering Proprieties of Natural Soils*. Lisse: Swets e Zeitlinger. p.29-254. 2003.

- LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R.. The general and congruent effects of structure in the natural soil and weak rocks. *Géotechnique*, London, vol. 40. n.3, p.467-488. 1990.
- LING, H. I.; YUE, D.; KALIAKIN, V. N.; THEMELIS, N. J.. Anisotropic elastoplastic bounding surface model for cohesive soils. *Journal of Engineering Mechanics*, v.128, N.7, p.748-758. 2002.
- LIU, M. D.; CARTER, J. P.. A structured Cam Clay model. *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, v.39, p. 1313-1332, 2002.
- LO, S.R.; WARDANI, S.P.R.. Strength and dilatancy of a silt stabilized by cement and fly ash mixture. *Canadian Geotechnical Journal*. Ottawa, v.39, n.1, p.77-89, 2002.
- LOPES Jr., L. S.. Parâmetros de controle da resistência mecânica de solos tratados com cal, cimento e rocha basáltica pulverizada. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2007.
- MÁNTARAS, F.M.; SCHNAID, F.. Cylindrical cavity expansion in dilatant cohesive-frictional materials. *Géotechnique*, London, v. 52, n.5, p. 337-348, 2002.
- NÚÑEZ, W.P.. Estabilização físico-química de um solo de arenito Botucatu visando o seu emprego na pavimentação. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 150p. 1991.
- PRIETTO, P. D. M.. Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 150p. 1996.
- PRIETTO, P. D. M.. Resistência e dilatância de solos cimentados: uma abordagem teórico-experimental. Tese (Doutorado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 230p. 2004.
- RAMPELLO, S.; VIGGIANI, G.; GEORGIANNOU, V. N.. Strength and dilatancy of natural and reconstituted Vallericca clay. In: *INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS*. Athens: Proceedings... Rotterdam: A.A.Balkema, v.1, p.761-768, 1993.
- ROTTA, G. V.. Cimentação introduzida sob tensão: Compreendendo a importância do índice de vazios de formação da estrutura no comportamento mecânico de solos cimentados. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 134p. 2000
- ROTTA, G. V. CONSOLI, N. C.; PRIETTO, P. D. M.; COOP, M. R.; GRAHAM, J.. Isotropic yielding in na artificially cemented soil cured under stress. *Géotechnique*. London, v. 53, n.5, p.493-501, 2003.
- ROTTA, G. V.. Plastificação de um solo cimentado curado sob tensão. Tese (Doutorado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 144p. 2005.
- ROWE, P.W.. The stress-dilatancy for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *Proceedings of the Royal Society*. London, v.269A, p. 500-527, 1962.
- ROWE, P.W.. Osborne Reynolds and dilatancy. *Géotechnique*, London, v.19, n.1, p. 1-5, 1969a.

ROWE, P.W.. The relation between the shear strength of sands in triaxial compression, plane strain and direct shear. *Géotechnique*, London, v.19, n.1, p. 75-86, 1969b.

ROWE, P.W.; BARDEN, L.. Importance of free ends in triaxial testing. *Journal of the soil mechanics and foundation division*. New York, v. 90, n.1, p. 1-27, 1964.

ROWE, P.W.; BARDEN, L.; LEE, I.K.. Energy components during triaxial cell and direct shear tests. *Géotechnique*, London, v. 14, n.3, p. 247-261, 1964.

ROWE, P.W.; OATES, D.B.; SKERMER, N.A.. The stress-dilatancy performance of two clays. In: *Laboratory Shear Testing of Soils*. Special Technical Publication. N. 361. Philadelphia: ASTM, p. 134-143. 1963.

SANTOS, A. P. S.. Estudo do comportamento de misturas solo-cimento-fibra sob altas pressões. Tese (Doutorado) – CPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 169p., 2008.

SANTOS, A. S.. Comportamento de misturas de solo-cimento-fibra sob compressão com medição de tensão lateral. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 125p. 2004.

SANTOS Jr., O. F., LACERDA, W. e ERHLICH, M. Escoamento plástico e comportamento tensão-deformação do solo residual da Encosta do Soberbo – Rio de Janeiro. *Revista Solos e Rochas*. São Paulo, SP. p.203-213. 2004.

SCHNAID, F.; PRIETTO, P. D. M.; CONSOLI, N. C.. Characterization of cemented sand in triaxial compression. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE, V.127, N.10, p857-868, 2001.

SCHNAID, F.; MÁNTARAS, F.M.. Cavity expansion in cemented materials: structure degradation effects. *Géotechnique*, London, 2004.

SCHOFIELD, A. N.; Wroth, C. P.. *A critical state soil mechanics*, McGraw-Hill, London. 1968.

STALLEBRAS, S. E.; TAYLOR, R. N.. The development and evaluation of a constitutive model for the prediction of ground movements in overconsolidated clay. *Géotechnique*. London, v. 47, n.2, p.235-253, 1997.

TAIEBAT, M.; Dafalias, Y. F.. "SANISAND: simple anisotropic sand plasticity model", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, v.32, n.8, p915-948, 2008.

TATSUOKA, F.. Effects of viscous properties and ageing on the stress-strain behaviour of geomaterials. In: *FIRST JAPAN - U.S. WORKSHOP ON TESTING, MODELING, AND SIMULATION*. Boston, **Proceedings...** Reston: ASCE/Geo Institute, p. 1-60, 2005.

TATSUOKA, F.; JARDINE, R.J.; LO PRESTI, D.; DI BENEDETTO, H.; KODAKA, T.. Characterising the pre-failure deformation properties of geomaterials – theme lecture. In: *International conference on soil mechanics and foundation engineering*, 14., Hamburg, **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, p. 2129-2164, 1999.

THOMÉ, A. ; CONSOLI, N. ; DONATO, Maciel ; GRAHAM, J.. Loading tests on compacted soil - bottom ash - carbide lime layers. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Geotechnical Engineering, v. 161, p. 29-38, 2008.

VARGAS, M.. Some engineering properties of residual clay soils occurring in southern Brazil. In: International conference of soil mechanics and foundation engineering, 3.1953, Zurich. Proceedings... p. 67-71, 1953.

VAUGHAN, P.R.. Mechanical and hydraulic properties of in situ residual soils. General report. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS, 1., 1985, Brasília. Proceedings... São Paulo: ABMS, p.231-263, 1985.

VIANA DA FONSECA, A.; MATOS FERNANDES, M.; SILVA CARDOSO, A.. Interpretation of a footing load test on a saprolitic soil from granite. Géotechnique, London, v. 47, n.3, p. 633-651, 1997.

WOOD, D. M. Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics. Cambridge. 462p. 1990.

YU, H. S.; TAN, M.; SCHNAID, F.. A critical state framework for modeling bonded geomaterials. Geomechanics and Geoengineering: An International Journal. V.2, N.1, p.67-74. 2007.