

PLASTIFICAÇÃO DE UM SOLO CIMENTADO
CURADO SOB TENSÃO

Giovani Vilnei Rotta

Porto Alegre
Julho de 2005

GIOVANI VILNEI ROTTA

**PLASTIFICAÇÃO DE UM SOLO CIMENTADO
CURADO SOB TENSÃO**

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.

Porto Alegre
Julho de 2005

GIOVANI VILNEI ROTTA

**PLASTIFICAÇÃO DE UM SOLO CIMENTADO
CURADO SOB TENSÃO**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA 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, 22 de julho de 2005.

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph.D. Concórdia University, Canada
Orientador

Prof. Fernando Schnaid
D.Phil. University of Oxford, UK
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Antônio Thomé
(Universidade de Passo Fundo)
D.Sc. Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Pedro Domingos Marques Prietto
(Universidade de Passo Fundo)
D.Sc. Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Karla Salvagni Heineck
(Universidade Federal do Rio Grande do Sul)
D.Sc. Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Fernando Schnaid
(Universidade Federal do Rio Grande do Sul)
D.Phil. University of Oxford, UK

Prof. Jarbas Milititsky
(Universidade Federal do Rio Grande do Sul)
Ph.D. University of Surrey, UK

Dedico este trabalho a toda a minha família:
minha esposa Andressa, meus pais Nei e Marlí e minha
irmã Gerusa.

AGRADECIMENTOS

Desejo externar os meus mais sinceros agradecimentos a todos aqueles que, de uma forma ou outra, ajudaram, participaram e fizeram-se presentes, seja pela amizade, apoio, incentivo ou orientação técnica, mas em especial:

- Ao meu amigo Nilo Cesar Consoli, pela oportunidade ímpar oferecida de me reencontrar outra vez com a vida acadêmica conciliando-a com meu trabalho profissional. Obrigado pela sua dedicação, confiança e otimismo, mostrando-me ser possível a realização deste trabalho quando meus olhos sequer enxergavam a possibilidade de iniciá-lo.

- Ao meu amigo Pedro D. M. Prietto, pela participação nas discussões, comentários e, principalmente, no apoio prestado nesta pesquisa desde os meus tempos de mestrado. Sem a sua participação e espírito crítico, o Capítulo 4 desta tese não teria evoluído tanto em relação ao da minha dissertação de mestrado, provavelmente não haveria publicação e também não se tornaria a semente para todo o resto do trabalho.

- Aos colegas Diego Foppa e Maciel Donato pelo auxílio na realização dos ensaios complementares quando minha presença era impossível.

- À minha esposa Andressa, pela compreensão e apoio durante os momentos em que me fiz ausente na busca desta realização pessoal.

- Aos meus pais Nei Rotta e Marlí Kronbauer Rotta, pelos exemplos de caráter, humildade e amor aos seus filhos demonstrado durante a nossa vida, propiciando a base sólida necessária para a realização de nossas conquistas. Pai, mãe; muito obrigado!

RESUMO

ROTTA, G.V. Plastificação de um Solo Cimentado Curado sob Tensão. 2005. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A fim de avaliar a contribuição das ligações cimentantes no comportamento tensão-deformação dos solos cimentados, bem como quantificar a variação das tensões de início de plastificação e incremento de tensão de plastificação em função do índice de vazios de cura, foram realizados dezoito ensaios de compressão isotrópica em amostras artificialmente cimentadas curadas com diferentes tensões confinantes, índices de vazios e teores de cimento. As amostras foram inicialmente adensadas a várias tensões confinantes ao longo da linha de compressão normal do solo sem cimentação, simulando a formação de elementos de solos em diferentes profundidades de um depósito sedimentar cimentado. Após o adensamento, as amostras eram curadas para posterior aplicação de incrementos de tensão isotrópica. Complementarmente, dezenove ensaios triaxiais drenados foram realizados em amostras artificialmente cimentadas curadas sob diferentes tensões confinantes e índices de vazios de forma a analisar as modificações dos parâmetros de resistência, deformabilidade e plastificação em função do índice de vazios e tensão de cura. Por final, um novo modelo matemático foi proposto para simular os ensaios isotrópicos das amostras curadas com diferentes índices de vazios e teores de cura, descrevendo o comportamento teórico dos elementos de solo situados nas diferentes profundidades do depósito fictício de solo cimentado. A capacidade do modelo de simular os resultados dos ensaios isotrópicos para uma gama ampla de índice de vazios de cura e teores de cimento também foi apresentada. Comentários acerca das respostas obtidas com simulações de amostras curadas a altos e baixos índices de vazios, e solicitadas a elevadas tensões isotrópicas, também são apresentadas juntamente com uma análise dos três parâmetros adicionais requeridos pelo modelo em relação ao modelo Cam Clay: um parâmetro de medida de nível de cimentação, um parâmetro definidor do tipo de comportamento da estrutura cimentante (rígido, rígido-plástico, linear, etc.), e um parâmetro que relaciona a magnitude das tensões da estrutura cimentante com o nível de cimentação da amostra.

Palavras-chaves: solos cimentados, cura sob tensão, ensaios isotrópicos, ensaios triaxiais, modelo matemático.

ABSTRACT

ROTTA, G.V. Yielding of a Cemented Soil cured under Stress. 2005. D.Sc. Thesis – Graduate Program em Civil Engineering, Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

To evaluate the contribution of cementation on the stress-strain behaviour of cemented soils, as well as to quantify the variation of the initial yielding stress and yielding stress increment based on the curing void ratio, a series of eighteen isotropic compression tests were performed on artificially cemented samples cured under different confining stresses, void ratio and cement content. The samples were initially consolidated to different stresses on the normal compression line of the non-cemented soil, in order to simulate the soil formation at different depths in cemented sedimentary deposits. After consolidated, the samples were cured and then isotropic increments of tension were applied.

Complementary, nineteen drained triaxial tests were performed on artificially cemented samples cured under different confining stresses and void ratio in order to analyze the modification on the shear strength parameters, deformability and yielding based on the void ratio and curing stress.

At the end, a new mathematical model was proposed to simulate the isotropical tests performed on samples cured with different void ratio and cement content, describing the theoretical behavior of the soil elements situated on different depths of a fictitious deposit of cement soil. The model's ability to simulate the results of the isotropic tests performed for a wide range of curing void ratio and cement was also presented. Comments about the simulations of samples cured with low and high void ratios and consolidated to high isotropic stresses are also presented together with an analysis of the three additional parameters required by the model in relation to Cam Clay model: a parameter measuring the cementation level, a parameter defining the kind of cementing structure behaviour (rigid, rigid-plastic, linear, etc.) and a parameter that relates the stress magnitude of the cementing structure with the cementation level of the sample.

Keywords: cemented soils, curing under stress, isotropic tests, triaxial tests, mathematical modeling.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	11
LISTA DE TABELAS.....	15
1 INTRODUÇÃO	16
1.1 OBJETIVOS GERAIS	18
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	18
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	19
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	21
2.1 SOLOS ESTRUTURADOS.....	21
2.2 SOLOS CIMENTADOS: DEFINIÇÃO E ORIGEM	22
2.2.1 <i>Materiais Sedimentares Cimentados</i>	22
2.2.2 <i>Solos Residuais e Rochas Brandas</i>	23
2.2.3 <i>Solos Cimentados Artificialmente</i>	24
2.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS ESTRUTURADOS	25
2.3.1 <i>Variáveis Importantes no Comportamento Mecânico</i>	25
2.3.2 <i>Plastificação, Envoltória de Plastificação e Desestruturação</i>	26
2.3.3 <i>Comportamento sob Carregamento Unidimensional e Isotrópico</i>	30
2.3.4 <i>Comportamento sob Cisalhamento</i>	36
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL UTILIZADO	46
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	46
3.2 TIPOS DE ENSAIOS REALIZADOS E VARIÁVEIS ESTUDADAS	46
3.3 ENSAIOS ISOTRÓPICOS	48
3.4 ENSAIOS TRIAXIAIS CID	48
3.5 MATERIAIS UTILIZADOS.....	51
3.6 EQUIPAMENTOS.....	53
3.6.1 <i>Ensaio Isotrópico</i>	53
3.6.2 <i>Ensaio Triaxial CID</i>	56
3.7 PREPARAÇÃO E CURA DAS AMOSTRAS.....	57
3.8 PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS ISOTRÓPICOS	59
3.9 PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS CID	60

4 PLASTIFICAÇÃO DO SOLO CIMENTADO EM ENSAIOS ISOTRÓPICOS	62
4.1 INTRODUÇÃO.....	62
4.2 RESULTADOS E ANÁLISES DOS ENSAIOS ISOTRÓPICOS	63
4.2.1 <i>Determinação das Tensões de Plastificação em Compressão Isotrópica</i>	66
4.2.2 <i>Módulo Volumétrico Inicial</i>	66
4.2.3 <i>Características Gerais do Comportamento</i>	68
4.2.4 <i>Fatores Determinantes do Tamanho da Superfície de Início de Plastificação</i>	70
4.2.5 <i>Influência da História de Tensões após a Cura</i>	73
4.2.6 <i>Influência da História de Tensões antes da Cura</i>	74
5 PLASTIFICAÇÃO E RESISTÊNCIA DO SOLO CIMENTADO EM ENSAIOS TRIAXIAIS	77
5.1 INTRODUÇÃO.....	77
5.2 RESULTADOS E ANÁLISES DOS ENSAIOS TRIAXIAIS	77
5.2.1 <i>Influência do Índice de Vazios de Cura</i>	77
5.2.2 <i>Influência das Tensões de Cura</i>	85
5.2.2.1 Quando a tensão confinante durante o cisalhamento é superior à tensão de cura	86
5.2.2.2 Quando a tensão confinante durante o cisalhamento é inferior à tensão de cura	88
5.2.3 <i>Efeito do Índice de Vazios e Tensão de Cura na Superfície de Início de Plastificação</i>	91
6 MODELO MATEMÁTICO PARA PREVISÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SOLO CIMENTADO EM ENSAIOS DE COMPRESSÃO ISOTRÓPICA	94
6.1 INTRODUÇÃO.....	94
6.2 MODELO CAM CLAY ESTRUTURADO	95
6.3 DESENVOLVIMENTO DO NOVO MODELO MATEMÁTICO	100
6.3.1 <i>Formulação Matemática para as Tensões Resistidas pelo Arranjo das Partículas</i>	101
6.3.2 <i>Formulação Matemática para as Tensões Resistidas pela Estrutura Cimentante</i>	104
6.3.2.1 <i>Determinação das Curvas Tensão da Matriz Cimentante vs. Deformação Volumétrica da Amostra</i>	104

6.3.2.2	Normalização das Curvas Tensão da Matriz Cimentante vs. Deformação Volumétrica da Amostra pelo Incremento de Tensão de Plastificação	107
6.3.2.3	Normalização das Curvas Tensão da Matriz Cimentante vs. Deformação Volumétrica da Amostra pela Resistência à Compressão Simples em Substituição ao Incremento de Tensão de Plastificação Isotrópica.....	112
6.3.3	<i>Procedimentos para a Realização das Simulações</i>	117
6.3.3.1	Casos Genéricos	117
6.3.3.2	Nos Casos de Amostras Cimentadas com Índice de Vazios Inicial e de Cura Idênticos	118
6.4	SIMULAÇÃO DOS ENSAIOS ISOTRÓPICOS	119
6.4.1	<i>Simulação das Amostras Curadas em Estado Normalmente Adensado</i>	119
6.4.2	<i>Simulação das Amostras Curadas em Estado Pré-Adensado</i>	123
6.4.3	<i>Simulação do Recarregamento de uma Amostra Semidesestruturada...</i>	124
6.5	EXTRAPOLAÇÃO DAS SIMULAÇÕES	125
6.6	ANÁLISE DOS PARÂMETROS DO MODELO.....	126
6.6.1	<i>Parâmetros de Medida do Nível de Cimentação</i>	126
6.6.2	<i>Parâmetros de Rigidez da Estrutura Cimentante</i>	130
6.7	AVALIAÇÃO DO MODELO PROPOSTO EM OUTRO SOLO CIMENTADO.....	132
6.8	POSSÍVEL APLICAÇÃO DO MODELO EM SOLOS NATURAIS	135
6.9	POSSÍVEL APLICAÇÃO DO MODELO PARA PROJETOS DE CAMADAS SOLO-CIMENTO.....	136
7	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS	140
7.1	CONCLUSÕES	140
7.2	SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS	143
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	145

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Variação do índice de vazios, compressibilidade, resistência e quantidade de sesquióxidos num perfil de solo residual (BLIGHT, 1997).....	24
Figura 2: Ponto de plastificação de um solo natural estruturado (MARTINS, 2001)	27
Figura 3: Tipos de plastificação (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990)	28
Figura 4: Comparação entre o comportamento idealizado de um solo estruturado e desestruturado em ensaios de compressão: a) solos estruturados (VAUGHAN et al., 1988, obtido de LEROUEIL & VAUGHAN, 1990); b) areias fortemente e fracamente cimentadas (CUCCOVILLO & COOP, 1999).....	31
Figura 5: Trajetória de tensões em carregamento K_o em <i>chalk</i> (PETLEY et al.,1993).....	32
Figura 6: Modelo teórico de formação de depósitos sedimentares estruturados proposto por Kavvas e Anagnostopoulos (1998): a) mecanismos que causam o desenvolvimento de estrutura; b) curva de compressão de um solo estruturado.....	34
Figura 7: Curvas tensão-deformação obtidas em ensaios triaxiais para uma rocha branda porosa [GENS & NOVA (1993), baseado em ELLIOT & BROWN (1985)]	37
Figura 8: Comportamento idealizado para solos cimentados (CUCCOVILLO & COOP, 1999): (a) materiais onde o efeito da cimentação é preponderante; (b) materiais onde o efeito da dilatância é preponderante	39
Figura 9:Múltiplas superfícies de plastificação (TATSUOKA et al., 1999)	41
Figura 10: Definição experimental dos pontos de plastificação no cisalhamento (baseado em: Malandraki e Toll, 2000)	42
Figura 11: Idealização da plastificação para materiais cimentados (baseado em: Malandraki e Toll, 2001).....	42
Figura 12: Equipamento utilizado para os ensaios isotrópicos: (a) vista geral; (b) detalhe da câmara triaxial (ROTTA, 2000).....	54

Figura 13: Esquema da câmara triaxial no ensaio de determinação das deformações da pedra porosa e papel-filtro	55
Figura 14: Esquema do sistema externo de medição da variação volumétrica nos ensaios isotrópicos (ROTTA, 2000).....	56
Figura 15: Resultados de compressão isotrópica para amostras com 1% de cimento: (a) escala semi logarítmica; (b) escala natural	64
Figura 16: Resultados de compressão isotrópica para amostras com 2% de cimento: (a) escala semi logarítmica; (b) escala natural	64
Figura 17: Resultados de compressão isotrópica para amostras com 3% de cimento: (a) escala semi logarítmica; (b) escala natural	64
Figura 18: Determinação da tensão de início da plastificação em compressão isotrópica	67
Figura 19: Variação do módulo volumétrico inicial com o índice de vazios de cura.....	67
Figura 20: Características do comportamento observado nos ensaios de compressão isotrópica	68
Figura 21: Sumário dos pontos de início de plastificação, linhas de início de plastificação, e linhas de compressão pós-plastificação.....	69
Figura 22: Variação do incremento de tensão de plastificação com índice de vazios de cura	70
Figura 23: Variação da tensão de início de plastificação com o teor de cimento	72
Figura 24: Efeito da história de tensões após a cura (OCR = 10).....	74
Figura 25: Efeito da história de tensões antes da cura (OCR = 10).....	75
Figura 26: Efeito da história de tensões antes da cura (OCR = 20).....	76
Figura 27: Pontos ensaiados em compressão triaxial no espaço de $e:\ln(p')$ (ROTTA,2000)	79
Figura 28: Curvas tensão-deformação das amostras cimentadas em compressão triaxial: a) amostras curadas com 50 kN/m ² , b) amostras curadas com 250 kN/m ² , c) amostras curadas com 500 kN/m ²	80
Figura 29: Reprodutibilidade dos ensaios triaxiais	82

Figura 30: Comparação entre amostras ensaiadas com e sem aplicação de contrapressão	82
Figura 31: Determinação da tensão de início de plastificação em ensaios triaxiais	83
Figura 32: Envoltória de ruptura e superfície de plastificação: a) amostras curadas a 50 kN/m ² com $e = 0,62$; b) amostras curadas a 250 kN/m ² com $e = 0,57$; c) amostras curadas a 500 kN/m ² com $e = 0,54$	84
Figura 33: Perda de rigidez devido à quebra da cimentação na aplicação de tensões confinantes (ROTTA, 2000).....	87
Figura 34: Influência do aumento das tensões isotrópicas aplicadas após a cura no cisalhamento	87
Figura 35: Detalhe da Figura 34a.....	88
Figura 36: Efeito da história de tensões antes da cura (OCR de até 10).....	89
Figura 37: Efeito da história de tensões antes da cura (OCR = 2).....	90
Figura 38: Efeito das tensões de cura na superfície de início de plastificação	91
Figura 39: Idealização do comportamento a compressão isotrópica de solo estruturado e reconstituído (LIU & CARTER, 2000 e 2002)	95
Figura 40: Exemplo de determinação de p_{yi}' e $\Delta e_i'$ para a simulação dos ensaios isotrópicos com o modelo proposto por Liu e Carter (2000, 2002).....	97
Figura 41: Simulações obtidas para as amostras com teor de 3% de cimento utilizando o modelo Cam Clay Estruturado: (a) escala logarítmica; (b) escala natural	97
Figura 42: Exemplo de simulação do modelo Cam Clay Estruturado utilizando os valores de p_y' para o parâmetro p_{yi}' com diferentes valores de b	99
Figura 43: Esquema para determinação das tensões resistidas pelo comportamento friccional e pela cimentação em compressão isotrópica	101
Figura 44: Determinação da LCI e LD do solo não cimentado e determinação dos valores de N , λ e k	105

Figura 45: Curvas tensão da matriz cimentante vs. deformação volumétrica das amostras curadas sobre a LCI: a) não normalizadas; b) normalizadas pelo incremento de tensão de plastificação isotrópica	106
Figura 46: Variação das curvas tensão da matriz cimentante vs. deformação volumétrica com o aumento da tensão de cura e conseqüente diminuição do volume de vazios em amostras com 3% de cimento.....	106
Figura 47:Variação do incremento de tensão de plastificação isotrópica com o índice de vazios de cura para teores de 1, 2 e 3% de cimento	110
Figura 48: Curvas normalizadas da tensão da matriz cimentante vs. deformação volumétrica das amostras curadas em estado pré-adensado.....	110
Figura 49: Simulação do carregamento e recarregamento de uma amostra cimentada: (a) escala log; (b) escala linear	111
Figura 50: Curvas normalizadas da tensão da matriz cimentante vs. deformação volumétrica de uma amostra no seu carregamento e recarregamento	111
Figura 51: Variação da resistência à compressão simples com o índice de vazios de cura para teores de 1, 2 e 3% de cimento	114
Figura 52: Relação entre resistência à compressão simples e incremento de tensão de plastificação isotrópica.....	115
Figura 53: Curvas tensão da matriz cimentante vs. deformação volumétrica das amostras normalizadas pela resistência à compressão simples	116
Figura 54:Comparação entre as curvas da simulação e do ensaio para as amostras com 1% de cimento usando $\Delta p_y'$ como medida do nível de cimentação: (a) escala linear; (b) escala log.....	120
Figura 55:Comparação entre as curvas da simulação e do ensaio para as amostras com 2% de cimento usando $\Delta p_y'$ como medida do nível de cimentação: (a) escala linear; (b) escala log.....	120
Figura 56: Comparação entre as curvas da simulação e do ensaio para as amostras com 3% de cimento usando $\Delta p_y'$ como medida do nível de cimentação: (a) escala linear; (b) escala log.....	120
Figura 57: Comparação entre as curvas da simulação e do ensaio para as amostras com 1% de cimento usando RCS como medida do nível de cimentação: (a) escala linear; (b) escala log.....	122

Figura 58: Comparação entre as curvas da simulação e do ensaio para as amostras com 2% de cimento usando RCS como medida do nível de cimentação: (a) escala linear; (b) escala log.....	122
Figura 59: Comparação entre as curvas da simulação e do ensaio para as amostras com 2% de cimento usando RCS como medida do nível de cimentação: (a) escala linear; (b) escala log.....	122
Figura 60: Simulação de ensaios isotrópicos realizados em amostras curadas em estado pré-adensado: (a) escala log; (b) escala natural	124
Figura 61: Simulação de ensaios de compressão isotrópica de amostras com 3% de cimento e índices de vazios de cura variando de 0,3 a 1,1	126
Figura 62: Simulação de amostras curadas com $e = 0,625$ sobre a LCI e recarregadas após um ciclo de carregamento prévio resultante em deformações volumétricas de 0 a 10% (amostras com 1% de cimento)	128
Figura 63: Variação de K_c e K_d em função da deformação volumétrica decorrida de pré-carregamento (amostras com 1% de cimento).....	128
Figura 64: Curvas tensão-deformação da amostra ISO(1)100-6000 no seu carregamento e posterior recarregamento	129
Figura 65: Simulação de curvas tensão-deformação da matriz cimentante em função do parâmetro K_f para uma amostra com 3% de cimento e $e_{cura} = 0,537$	131
Figura 66: Simulação de curvas tensão-deformação em função do parâmetro K_f para uma amostra com 3% de cimento e $e_{cura} = 0,537$	131
Figura 67: Ensaio isotrópicos realizados por Huang e Airey (1993) em areia calcária artificialmente cimentada	132
Figura 68: Determinação dos parâmetros K_c e K_d do solo estudado por Huang e Airey (1993).....	133
Figura 69: Determinação dos parâmetros K_e e K_f do solo estudado por Huang e Airey (1993).....	134
Figura 70: Simulação dos ensaios isotrópicos realizados por Huang e Airey (1993) em areia calcária artificialmente cimentada	135
Figura 71: Curva de compactação para definição da densidade de projeto.....	137
Figura 72: Determinação do valor de $(p' - p_o')/RCS$ de projeto.....	138

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Descrição dos ensaios isotrópicos utilizados do programa experimental de Rotta (2000)	49
Tabela 2: Descrição dos ensaios triaxiais CID realizados por Rotta (2000)	50
Tabela 3: Descrição dos ensaios triaxiais CID complementares	51
Tabela 4: Propriedades físico-químicas e mineralógicas do solo (NÚÑEZ, 1991).....	52
Tabela 5: Propriedades físicas do solo (NÚÑEZ, 1991 e PRIETTO, 1996)	53
Tabela 6: Parâmetros de compactação do solo (NÚÑEZ, 1991)	53
Tabela 7: Sumário dos ensaios de compressão isotrópicos	65
Tabela 8: Resumo dos ensaios triaxiais realizados pelo autor (ROTTA 2000)....	79
Tabela 9: Resumo dos novos ensaios triaxiais realizados	81
Tabela 10: Parâmetros de resistência das amostras cimentadas sob diferentes tensões confinantes e índices de vazios de cura	85
Tabela 11: Parâmetros da simulação das amostras com teor de 3% de cimento utilizando o modelo Cam Clay Estruturado	98
Tabela 12: Valores dos coeficientes K_c , K_d , K_e e K_f utilizados nas simulações considerando Δp_y ’ como medida do nível de cimentação das amostras	121
Tabela 13: Valores dos coeficientes K_c ’, K_d ’, K_e ’ e K_f ’ utilizados nas simulações considerando RCS como medida do nível de cimentação das amostras	123
Tabela 14: Matriz indicativa dos ensaios isotrópicos mínimos	139

1 INTRODUÇÃO

Solos estruturados são materiais que possuem algum tipo de cimentação ou vínculo entre as suas partículas que lhes conferem um comportamento de deformabilidade, resistência e porosidade superior ao seu estado desestruturado (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990) e que pode ser retirado por tensão ou remoldagem. O efeito da estrutura tem sido observado numa grande gama de solos naturais e em rochas brandas tanto de origem sedimentar quanto residual, bem como em solos artificialmente cimentados.

Muitos trabalhos constantes na literatura que investigam o efeito da estrutura são baseados em testes laboratoriais de amostras naturais extraídas em campo (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990; AIREY & FAHEY, 1991; CLAYTON *et al.*, 1992; CUCCOVILLO & COOP, 1997 e 1999; KAVVADAS *et al.*, 1993; LAGIOIA & NOVA, 1995; CONSOLI *et al.*, 1998). Tal procedimento, entretanto, apresenta algumas dificuldades resultantes da perturbação da amostra no processo de amostragem causando a sua desestruturação (CLAYTON *et al.*, 1992). Em areias naturais, Stokoe e Santamarina (2000) observaram a perda de rigidez causada pela perturbação dos contatos entre partículas e pela quebra da cimentação oriunda do processo de amostragem. Similarmente, Coop e Willson (2003) atribuíram rigidez menor que a esperada, observada em testes triaxiais realizados em amostras de arenito oriundo de reserva petrolífera, à quebra da cimentação como resultado da amostragem quando descarregado das tensões de campo situadas a vários quilômetros de profundidade. Fernandez e Santamarina (2001) confirmaram experimentalmente que uma areia cimentada sob pressão pode ter suas ligações entre partículas quebradas por descarregamento.

Outro problema associado com as amostras naturais é que, dependendo da sua origem geológica, pode haver uma grande variabilidade no local da amostragem tanto do grau de cimentação quanto da natureza das partículas. Uma alternativa para o estudo do efeito da cimentação é o uso de amostras artificialmente cimentadas com a adição de cimento Portland ou cal (CLOUGH *et al.*, 1981; COOP & ATKINSON, 1993; CUCCOVILLO & COOP, 1993; HUANG & AIREY, 1993 e 1998; ZHU *et al.*, 1995; PRIETTO, 1996 e 2004; CONSOLI *et al.*, 2000 e 2001; SCHNAID *et al.*, 2001). Isto permite simular solos naturais em laboratório e compreender qualitativamente o seu comportamento sem problemas quanto à variabilidade

das amostras ou a perturbação da amostragem.

A cimentação pode surgir em areias naturais através de vários processos. Em alguns casos, o agente cimentante é depositado logo após a sedimentação quando o solo está a baixas profundidades. Isto é típico, por exemplo, em areias calcárias depositadas com carbonato de cálcio em ambiente saturado formando calcarenitos (CLOUGH *et al.*, 1981; AIREY & FAHEY, 1991; CUCCOVILLO & COOP, 1993). Para tais solos, tensões geostáticas ocorrem após a formação da cimentação. Em outros casos, tais como o arenito de quartzo (Greensand) estudado por Cuccovillo e Coop (1999), a cimentação novamente ocorre a baixas profundidades, mas nesse caso o agente cimentante é óxido de ferro depositado pelo fluxo de água no solo após um forte pré-adensamento da camada por sobrepressão e subsequente erosão. Em contraste, muitas areias são cimentadas progressivamente sob tensões geostáticas a grandes profundidades, como o arenito de reserva petrolífera cimentado com sílica e clorita investigado por Coop e Willson (2003).

Poucos autores têm investigado o efeito da formação da cimentação sob tensão. Um dos trabalhos pioneiros foi o publicado por Zhu *et al.* (1995), que estudou o comportamento de amostras artificialmente cimentadas curadas sob tensão em ensaios oedométricos. Rotta *et al.* (1998), Consoli *et al.* (2000) e Rotta (2000) demonstraram através de ensaios isotrópicos e triaxiais em areia siltosa artificialmente cimentada a importância da consideração das tensões de cura e índice de vazios de cura no estudo do comportamento mecânico de solos cimentados. Ismail *et al.* (2000) também estudou a cura sob tensão ao desenvolver o processo CIP, que permite o cimento calcário ser depositado entre as partículas de solo enquanto o mesmo está sob tensões confinantes.

Diversos autores procuram exaustivamente obter um modelo teórico e matemático que consiga descrever e prever o comportamento mecânico dos solos cimentados através da análise das respostas tanto de ensaios com amostras naturalmente quanto artificialmente cimentadas. Tais modelos originam-se desde a utilização da teoria da plasticidade (GENS & NOVA, 1993; LAGIOIA & NOVA, 1995; KAVVADAS & AMOROSI, 1998) quanto a simples formulações empíricas obtidas através de ensaios laboratoriais, exemplificado pelos modelos propostos por Nagaraj *et al.* (1998) para previsão do comportamento de solos cimentados sensitivos sob compressão e por Liu e Carter (2000) para previsão da curva de compressão de solos estruturados. Porém, não há trabalhos na literatura que apresentem um modelo conceitual ou matemático que considere diretamente como variável a formação da

matriz cimentante sob tensão, ou que apresentem a sua influência nos modelos já existentes.

O presente trabalho procura contribuir exatamente nesta área, avaliando a interação entre os efeitos das tensões de cura, índice de vazios e teor de cimento no comportamento mecânico de solos cimentados, além de propor um novo modelo matemático que considere tais variáveis na simulação de ensaios isotrópicos. Para tal, utilizou-se dos ensaios realizados por Rotta (2000) para simular, em laboratório, a formação da matriz cimentante em elementos de solo situados a diferentes profundidades em um fictício depósito de solo natural considerando, por simplificação, o valor de $K_0 = 1$. Para tal, as amostras de solo foram cimentadas sob várias tensões confinantes e diferentes índices de vazios, no caso utilizando cimento Portland e tensões isotrópicas, simulando a formação sob tensão da matriz cimentante ao longo da profundidade de um depósito fictício. Tal procedimento pode simular, por exemplo, a deposição de agente cimentante através de fluxo de água pela camada de solo, ou a estabilização de camada de solo com adição de agente cimentante. Após a cura, as amostras foram submetidas a carregamentos isotrópicos e triaxiais. A gama de tensões confinantes de cura e a variedade de teores de cimento investigado por Rotta (2000) possibilitaram avaliar a interação entre os efeitos das tensões de cura, índice de vazios e teor de cimento no comportamento do solo cimentado e, inclusive, elaborar um modelo matemático que consegue adequadamente simular as respostas das amostras sob compressão isotrópica.

1.1 OBJETIVOS GERAIS

O presente trabalho tem por objetivo identificar a importância do teor de cimentação, índice de vazios e nível de tensões existentes durante a formação da cimentação no comportamento mecânico de solos cimentados, buscando ainda iniciar o desenvolvimento de um novo modelo matemático que considere tais variáveis na previsão do seu comportamento tensão-deformação.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Utilizando-se dos resultados de ensaios isotrópicos e triaxiais em amostras artificialmente cimentadas realizados pelo autor em sua dissertação de mestrado (ROTTA, 2000), complementados com ensaios adicionais, o trabalho busca atender aos seguintes

objetivos específicos:

- analisar a influência do índice de vazios, da quantidade de material cimentante e das tensões existentes no período de formação da matriz cimentante da amostra na obtenção da superfície de plastificação e da envoltória de ruptura do material cimentado;
- analisar a influência da história de tensões antes e depois da cura na obtenção dos resultados das tensões de plastificação do solo cimentado;
- verificar a contribuição da cimentação em função do índice de vazios existente durante a formação da matriz cimentante da amostra;
- desenvolver um novo modelo matemático que simule o comportamento do solo cimentado sob compressão isotrópica, utilizando como novas variáveis a tensão e o índice de vazios existentes durante a formação da matriz cimentante.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A estrutura do trabalho encontra-se dividida da seguinte forma:

- **Capítulo 1 – Introdução:** apresenta uma breve revisão bibliográfica acerca de solos estruturados, bem como os objetivos do presente trabalho;
- **Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica:** apresenta um breve resumo dos principais tópicos relacionados a solos cimentados encontrados na bibliografia recente;
- **Capítulo 3 – Programa Experimental Utilizado:** apresenta os ensaios laboratoriais utilizados, variáveis analisadas, a descrição dos materiais e equipamentos utilizados e os procedimentos de ensaios realizados por Rotta (2000);
- **Capítulo 4 – Plastificação do Solo Cimentado em Ensaios Isotrópicos:** apresenta uma análise dos ensaios isotrópicos de Rotta (2000) enfocando a influência do teor de cimento, índice de vazios e tensão de cura na tensão de início de plastificação. Os resultados deste capítulo foram publicados por Rotta *et al.* (2003) na revista *Géotechnique*;

- **Capítulo 5 – Plastificação e Resistência do Solo Cimentado em Ensaios Triaxiais:** apresenta uma análise dos ensaios triaxiais realizados por Rotta (2000), complementados com ensaios adicionais, buscando identificar a influência do teor de cimento, índice de vazios e tensão de cura na plastificação e resistência de pico das amostras submetidas à compressão triaxial;
- **Capítulo 6 - Modelo Matemático para Previsão do Comportamento Mecânico do Solo Cimentado em Ensaios de Compressão Isotrópica:** apresenta um novo modelo matemático que considera o teor de cimento e as tensões existentes quando da formação da matriz cimentante no solo para simular os ensaios isotrópicos realizados por Rotta (2000). Parte do capítulo encontra-se publicada por Rotta *et al.* (2004) na revista Solos e Rochas;
- **Capítulo 7 – Conclusões e Sugestões para Futuros Trabalhos:** apresenta as conclusões obtidas no trabalho e sugestões de trabalhos para o prosseguimento do trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 SOLOS ESTRUTURADOS

Solos estruturados são materiais que tem o seu comportamento geotécnico afetado por outros fatores que não a densidade inicial e a história de tensões. Nesses casos, o comportamento mecânico dos materiais também é influenciado pela estrutura do solo, constituída pela combinação da cimentação entre as partículas do solo (*bonding*) com o seu arranjo e distribuição espacial (*fabric*), conferindo resistência e rigidez superior ao mesmo material no estado reconstituído ou desestruturado (BURLAND, 1990; LEROUEIL & VAUGHAN, 1990). No entanto, os efeitos da estrutura podem ser removidos, totalmente ou parcialmente, através da remoldagem ou da aplicação de carregamentos e/ou descarregamentos do solo.

Segundo Leroueil e Vaughan (1990), várias são as origens da formação da estrutura, entre elas, a solução e deposição de sílica nos contatos entre partículas de areia, a união dos contatos entre partículas sob altas pressões, deposição de carbonatos, hidróxidos e matéria orgânica em solução, recristalização de minerais durante o intemperismo, modificação da camada de água adsorvida e forças interpartículas de atração em solos argilosos.

Solos estruturados não são só encontrados devido à diagênese em rochas sedimentares, mas também das ligações cimentantes remanescentes da intemperização e alteração de rochas ígneas, vulcânicas e metamórficas. Também são encontrados em argilas sensitivas, argilas fortemente pré-consolidadas, “*aged sands*”, areias cimentadas, “*chalks*”, lignitas, turfas vulcânicas, solos residuais, e todo tipo de rocha porosa (CLAYTON & SERRATRICE, 1997).

Apesar de a estrutura ter sua origem tão complexa e variada, os seus efeitos são similares em qualquer dos materiais citados anteriormente, e, além disso, podem ser descritos utilizando modelos teóricos simples (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990). Justamente por essa similaridade de comportamento em materiais tão distintos, que vão desde argilas até as rochas brandas, e da difícil identificação da origem da estrutura, a literatura muitas vezes apresenta “solo estruturado”, “solo cimentado”, “*bonded soil*”, etc. como sinônimos de um solo que apresenta uma estrutura que lhe confere determinado comportamento. Porém, cabe salientar

que nem todo solo estruturado é solo cimentado. Um solo estruturado pode ter sua estrutura originada de um agente cimentante [por exemplo, solos residuais (VARGAS, 1953; VAUGHAN, 1985)] ou por outros fatores como forças interpartículas de atração em solos argilosos (CLAYTON & SERRATRICE, 1997) ou por processos de tixotropia (KAVVADAS & ANAGNOSTOPOULOS, 1998), onde estes não necessariamente possuem cimentação.

2.2 SOLOS CIMENTADOS: DEFINIÇÃO E ORIGEM

Solos cimentados são materiais que apresentam um agente cimentante ligando suas partículas de solo. Tais materiais encontram-se numa faixa intermediária entre solos e rochas, em termos de porosidade, resistência e compressibilidade (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990), sendo o seu comportamento extremamente influenciado pela estrutura, descontinuidades, nível de tensão e confinamento de sua massa (CLAYTON & SERRATRICE, 1997).

2.2.1 Materiais Sedimentares Cimentados

Grande parte da plataforma marinha é coberta com sedimentos calcários, nas quais são encontradas ligações cimentantes entre as partículas de solo (ZHU et al. 1995).

É possível encontrar tanto areias cimentadas pela precipitação de carbonato de cálcio em meio marinho (SAXENA & LASTRICO, 1978; CLOUGH et al., 1981, CUCCOVILLO & COOP, 1999) quanto argilas (KAVVADAS et al., 1993). Outro material semelhante encontrado na plataforma marinha é apresentado por Airey e Fahey (1991), Coop e Atkinson (1993) e Airey (1993), como sendo sedimentos calcários cimentados por carbonato de cálcio depositado nos contatos entre os grãos e seus espaços vazios. Neste processo ocorre a combinação simultânea de compactação gravitacional (devido à deposição de sedimentos) e litificação, que significa a transformação do sedimento em rocha (CLAYTON & SERRATRICE, 1997). Esses tipos de materiais que não apresentam uma litificação completa normalmente apresentam uma porosidade muito maior que a da rocha e grande variabilidade de grau de cimentação devido a não precipitação uniforme do agente cimentante (CLOUGH et al., 1981; CLAYTON & SERRATRICE, 1997).

recém depositadas podem apresentar cimentação com o tempo devido à solução e precipitação de quartzo, sílica amorfa e outros componentes. Nesses casos, ocorre a formação de uma fina película de gel de sílica ácida na superfície das partículas e a precipitação de sílica ou outro material da solução ou suspensão como um cimento nos contatos entre partículas. Hidrólise pode causar ruptura da superfície de sílica acompanhada pela formação de componentes solúveis e sílica-gel. O gel adere à superfície em uma camada fina e este possui propriedades cimentantes.

2.2.2 Solos Residuais e Rochas Brandas

Solos residuais são materiais derivados da intemperização e decomposição de rocha e que não tenham sido transportados de seu local de origem (BLIGHT, 1997).

Segundo Blight (1997), a intemperização pode ser originada por processos físicos, químicos e biológicos. Os processos físicos (alívio de tensões por erosão, deformação térmica diferencial e pressões de gelo e cristalização de sais) causam trincas e fendas na rocha, expondo superfícies sãs para ataque químico e aumento da permeabilidade do material para a percolação de fluidos quimicamente reativos. Os processos químicos, principalmente hidrólises, troca catiônica e oxidação alteram os minerais da rocha original para formas mais estáveis de minerais argilosos. Já os processos biológicos incluem ambos os processos físicos (exemplo, raízes pressionando as fendas) e os químicos (exemplo, oxidação bacteriológica).

Segundo Clayton e Serratrice (1997), a rocha é continuamente desestruturada e desintegrada a solo residual pelo intemperismo físico e químico devido à dissolução da cimentação e expansão de materiais argilosos originados causando aumento de porosidade e perda de resistência e rigidez. Embora intemperizado, o material permanece in situ e mantém a estrutura original da rocha como fissuras, dobramentos e intrusões. Recristalização pode também ocorrer. Por causa disso, materiais alterados podem ter diferentes características dependendo do seu grau de intemperização. As ligações criadas pela diagênese ou remanescentes da rocha sã geram um material estruturado.

Normalmente o perfil de solo apresenta uma graduação contínua que inicia da rocha sã passando a rocha branda (rocha intemperizada), solos rijos (que é reconhecido como o produto da decomposição da rocha original) até solo altamente intemperizado que ainda

contém depósitos secundários de ferro, alumina, sílica ou sais de cálcio oriundos da rocha original (BLIGHT, 1997).

A Figura 1 apresenta esquematicamente a progressão do perfil de solo da rocha de origem passando para solo residual e laterita com as respectivas resistências, compressibilidades e graus de sesquióxidos.

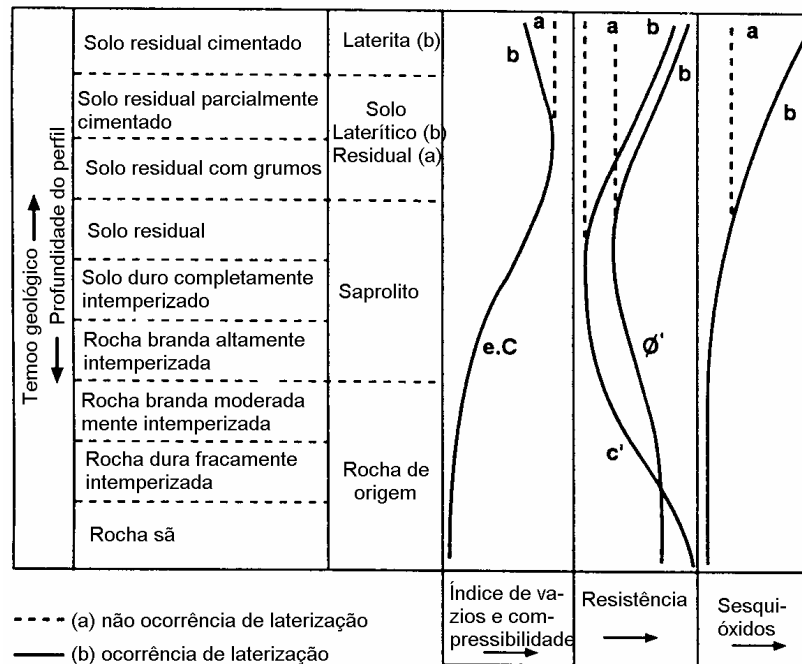


Figura 1: Variação do índice de vazios, compressibilidade, resistência e quantidade de sesquióxidos num perfil de solo residual (BLIGHT, 1997).

2.2.3 Solos Cimentados Artificialmente

A estabilização físico-química com a adição de agente cimentante, normalmente associada com estabilização mecânica (compactação), e que resulta num material artificialmente cimentado, é um dos processos largamente utilizados pela Engenharia Geotécnica para melhorar as propriedades mecânicas relacionadas com resistência, deformabilidade, permeabilidade e durabilidade do solo.

Materiais artificialmente cimentados possuem larga utilização na execução de bases para pavimentos, porém vêm estendendo-se a outras áreas da Geotecnia, como na contenção de maciços, na execução de fundações superficiais sobre solos moles, na prevenção de

liquefação em areias, etc.

Normalmente, o agente cimentante utilizado para a estabilização do solo é, dependendo o tipo de solo, o cimento Portland ou a cal. Inúmeros trabalhos relatam a melhora das características físicas e mecânicas dos solos com a introdução de um agente cimentante (NÚÑEZ, 1991; THOMÉ, 1994; PRIETTO, 1996; ROHLFES Jr., 1996), ou ainda, com a introdução de outros elementos secundários visando aumentar a eficiência técnica e/ou econômica do processo, como a introdução de cinza volante com a cal (CARRARO, 1997) ou materiais fibrosos com o cimento Portland (ULBRICH, 1997; MONTARDO, 1999; SPECHT, 2000; FEUERHARMEL, 2000).

A adição de cimento ao solo, de uma forma geral, aumenta a resistência e rigidez do material, diminuindo a sua compressibilidade. A permeabilidade é diminuída em solos granulares, mas é aumentada em solos argilosos.

Os mecanismos da estabilização com adição de cimento Portland ou cal estão muito bem detalhados pela revisão bibliográfica realizada por Núñez (1991), e descreve as alterações resultantes desta adição nas propriedades mecânicas do solo residual da Formação Botucatu (solo utilizado na presente pesquisa).

2.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS ESTRUTURADOS

2.3.1 Variáveis Importantes no Comportamento Mecânico

O comportamento mecânico de solos estruturados não pode ser totalmente descrito somente com os conceitos da Mecânica dos Solos Clássica de densidade inicial e sua subsequente variação conforme a história de tensões (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990; VAUGHAN, 1997). A influência da estrutura no comportamento mecânico de materiais geotécnicos estruturados é tão ou mais importante que a densidade e a história de tensões.

Leroueil e Vaughan (1990) sugerem que a densidade do solo e a resistência das ligações entre partículas são os parâmetros mais importantes que governam o comportamento dos solos estruturados. Clough et al. (1981) também incluem como parâmetros importantes a natureza e quantidade de agente cimentante, a tensão de confinamento, a distribuição

granulométrica e o arranjo estrutural dos grãos.

História de tensões e deformações, história geológica e orientação do solo em relação às tensões principais são outros fatores relevantes (GENS & NOVA, 1993), juntamente com o grau de saturação (O'ROURKE & CRESPO, 1988) e composição mineralógica (BRESSANI, 1990).

Clayton e Serratrice (1997) também apresentam observações relevantes obtidas da literatura sobre o comportamento macroscópico de solos estruturados:

- apresentam não-linearidade no comportamento tensão-deformação;
- resistência e rigidez são dependentes do nível de tensões médias;
- história de tensões é importante para solos argilosos estruturados. Porém Leroueil e Vaughan (1990) e Barksdale e Blight (1997) colocam que tal influência não é significativa em solos residuais;
- anisotropia é criada pela orientação das partículas, história geológica (anisotropia da estrutura, efeitos devido à cimentação e fissuração), e a história de tensões do depósito (compactação gravitacional e pré-consolidação);
- é aplicável o princípio das tensões efetivas de Terzaghi;
- o efeito de *creep* é importante devido à baixa resistência de tais materiais a certos níveis de carregamento utilizados pela Engenharia;
- normalmente são materiais não-saturados e por isso a sucção matricial não deve ser ignorada;
- expansão de materiais argilosos pode ocorrer quando o material é descarregado, e isto leva a sua desestruturação (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990).

2.3.2 Plastificação, Envoltória de Plastificação e Desestruturação

Na teoria da plasticidade, “*yield*” é a mudança do comportamento elástico para plástico. Na Mecânica dos Solos, a literatura apresenta “*yield*” como uma descontinuidade no

comportamento tensão-deformação sob carregamento monotônico e é caracterizado por uma mudança irreversível na rigidez e na resistência do material (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990), conforme exemplifica a Figura 2.

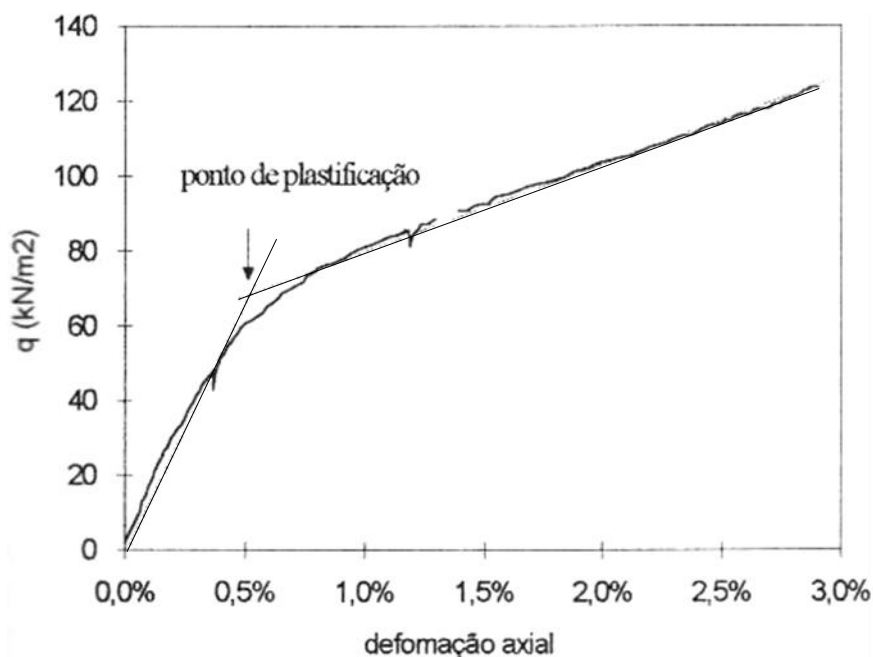


Figura 2: Ponto de plastificação de um solo natural estruturado (MARTINS, 2001)

Cabe salientar que tal descontinuidade é observada em carregamento monotônico tanto em materiais estruturados quanto em argilas sedimentares pré-adensadas (VAUGHAN, 1997), e apesar de terem diferentes origens – uma devido à estrutura e a outra devido à história de tensões – recebem a mesma terminologia. Já observando a diferenciação entre “*yield*” em solos estruturados e “*yield*” em solos pré-adensados, Leroueil e Vaughan (1990) definem “*yield* de estrutura” como uma mudança irreversível, quando alcançada, na rigidez e resistência do material estruturado. Essa “*yield* de estrutura” é traduzida como **plastificação**, e o local geométrico, por exemplo no espaço p' : q , onde se caracterizam os pontos de plastificação são definidos como curva de plastificação ou **envoltória de plastificação**.

Cabe salientar a dificuldade da interpretação em solos argilosos em separar os efeitos devido à estrutura dos efeitos devido à pré-consolidação ou ao adensamento secundário (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990; SMITH et al., 1992). Isso também serve para as areias, onde Ishihara e Okada (1978) demonstraram também em areias a existência de envoltórias de

plastificação devido a um pré-adensamento. O mesmo fato é salientado por Airey (1993) que demonstrou, em areias calcárias cimentadas, uma mesma envoltória de plastificação para o solo em estado desestruturado com baixo índice de vazios – a origem da superfície de plastificação provém de um pré-adensamento - e para o solo em estado estruturado com alto índice de vazios, onde a superfície de plastificação origina-se de uma estrutura cimentante.

Leroueil e Vaughan (1990) apresentam envoltórias de plastificação típicas de materiais estruturados. Em argilas, as envoltórias apresentam-se mais ou menos simétrica com a linha de compressão K_0 , devido à anisotropia das tensões durante a sua deposição. Em rochas brandas e solos residuais tal anisotropia não é observada e a envoltória de plastificação torna-se simétrica ao eixo isotrópico. Os autores ainda apresentam três formas possíveis de ocorrer a plastificação, conforme Figura 3: plastificação por compressão (quando esta ocorre antes de alcançar a envoltória de resistência devido a um cisalhamento ou aumento das tensões médias), plastificação por cisalhamento (quando ocorre no pico de resistência durante o cisalhamento, num estado de tensão superior à envoltória de resistência última) e plastificação por descarregamento (quando a cimentação não resiste às tensões geradas pela tendência de expansão das partículas argilosas).

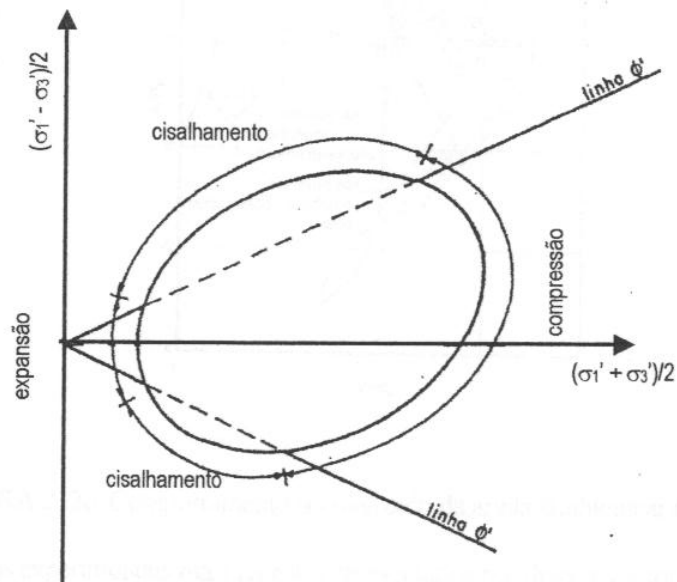


Figura 3: Tipos de plastificação (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990)

Os trabalhos apresentados por Maccarini (1987), citados por Bressani (1990), em solo

artificial cimentado, e por Huang e Airey (1993 e 1998), em areias calcárias cimentadas, demonstram que a superfície de plastificação expande com o grau de cimentação e a densidade do material.

A plastificação marca também o início do processo de quebra da cimentação com conseqüente desestruturação, causando, para um mesmo nível de confinamento, perda de rigidez e resistência de pico com conseqüente contração progressiva da envoltória de resistência em direção à envoltória do material desestruturado (CLAYTON & SERRATRICE, 1997). Leroueil e Vaughan (1990), Clayton et al. (1992), Coop e Atkinson (1993), Airey (1993), Clayton e Serratrice (1997) relatam que, em solos estruturados, o processo de desestruturação é um processo contínuo e que a estrutura não é removida imediatamente quando alcançado o ponto de plastificação. A total desestruturação requer substanciais deformações pós-plastificação. Tanto que Vaughan et al. (1988), citado por Maccarini (1990), sugerem a existência de duas envoltórias de plastificação em solos residuais: uma correspondente ao ponto de início de quebra (onde aparece uma pequena perda de rigidez na curva tensão-deformação), e outra onde acontece uma queda brusca da rigidez.

Desestruturação progressiva também é abordada por Clayton et al. (1992), que mostra uma série de colapsos ocorridos durante ensaios de consolidação em argilas estruturadas. A explicação desse comportamento de desestruturação progressiva é dado pelos diferentes tipos de cimentação no solo – e conseqüentemente diferenças na resistência e rigidez das cimentações – e devido à diferença nos tamanhos dos poros do solo, colapsando primeiro as cimentações que ligam os agregados de solo (cimentação inter-agregado) para depois colapsar as cimentações dos agregados (cimentação intra-agregados). O colapso inter-agregado pode, algumas vezes, gerar grandes variações volumétricas e inclusive *softening*, como foi observado por Lagioia e Nova (1995) em ensaios isotrópicos em calcarenito. Airey (1993) ainda salienta a possibilidade de plastificação devido à quebra dos grãos do solo, como observado em areias calcárias cimentadas.

Maccarini (1987), citado por Bressani (1990), conseguiu demonstrar em um solo artificial cimentado o processo contínuo de desestruturação por carregamento. Várias amostras foram carregadas - isotropicamente ou a uma taxa de carregamento (σ_v'/σ_c') constante - a diferentes níveis de carregamento e, após o carregamento, executado ensaio de tração nas mesmas amostras. A resistência à tração não foi afetada nas amostras carregadas até tensões em torno de 280 kN/m², porém, a tensões superiores que 280 kN/m², houve um

decréscimo da resistência à tração tanto maior quanto maior fosse o carregamento aplicado anteriormente.

Em solos naturais, a intemperização também causa perda da estrutura como mostra os resultados de Kimmance (1988), citados por Bressani (1990), onde, através de ensaios de cisalhamento direto em solo residual de granito, mostrou o colapso da superfície de plastificação conforme o grau de intemperização do material.

Na medida em que a cimentação degrada, a rigidez torna-se dependente do estado de tensões e volumétrico do material, caracterizando a progressiva transformação de um material coesivo (cimentado) em um material friccional (CUCCOVILLO & COOP, 1997).

2.3.3 Comportamento sob Carregamento Unidimensional e Isotrópico

O comportamento observado em ensaios oedométricos para solos residuais (VARGAS, 1953; BURLAND, 1989; BARKSDALE & BLIGHT, 1997), solos sedimentares cimentados (KAVVADAS et al. 1993), e rochas brandas (PETLEY et al., 1993; KAWASAKI et al., 1993, CECCONI et al., 1998) é semelhante ao comportamento de solos argilosos pré-adensados, porém apresenta uma pressão de “pré-consolidação equivalente” que não está relacionada à história de tensões, mas sim à estrutura do material.

Vaughan et al. (1988), citado por Leroueil e Vaughan (1990), apresentam esquematicamente um modelo para o comportamento de solos estruturados sob carregamento unidimensional ou isotrópico (Figura 4a). O modelo propõe duas regiões tensão versus índice de vazios: a região limitada pela linha do estado mais fofo do solo para o seu estado desestruturado (linha de compressão virgem intrínseca), e a região além desta linha na qual o solo pode existir somente devido a sua estrutura. No espaço permitido para todos os estados estruturais as deformações são somente elásticas, independentemente da resistência da estrutura, permanecendo rígido até a plastificação (ponto Y), onde, a partir de então, com o incremento de tensão e conseqüente quebra progressiva da estrutura, apresentará maiores deformações em direção ao estado desestruturado. A posição do ponto de plastificação Y dependerá da resistência da estrutura.

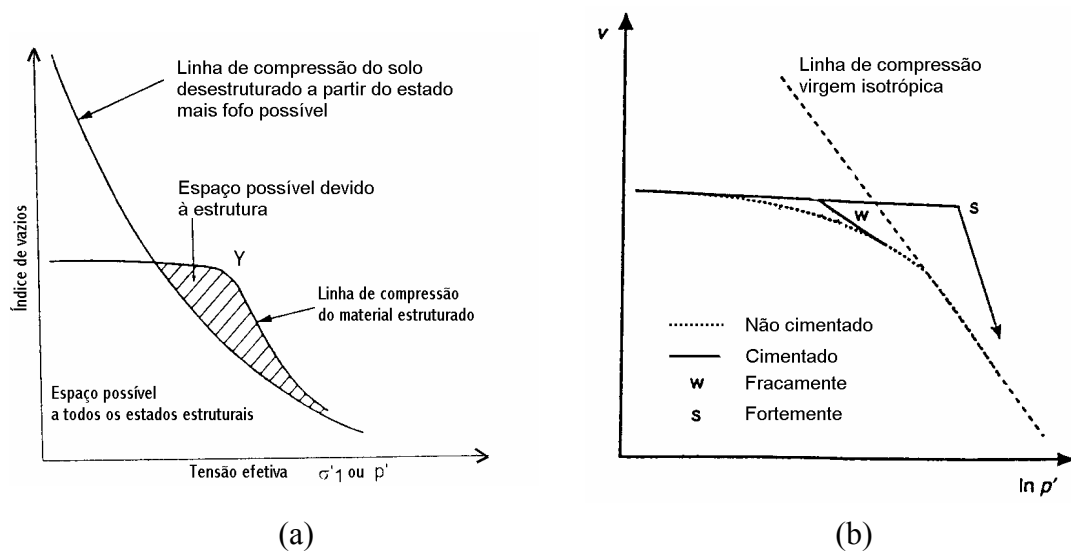


Figura 4: Comparação entre o comportamento idealizado de um solo estruturado e desestruturado em ensaios de compressão: a) solos estruturados (VAUGHAN et al., 1988, obtido de LEROUEIL & VAUGHAN, 1990); b) areias fortemente e fracamente cimentadas (CUCCOVILLO & COOP, 1999)

Cuccovillo e Coop (1999) apresentam esquematicamente outro modelo para o comportamento de areias fortemente e fracamente cimentadas sob carregamento isotrópico (Figura 4b). A diferença entre o modelo proposto entre Vaughan et al. (1988) e Cuccovillo e Coop (1999) é que existe a possibilidade da ocorrência de plastificação, no caso de solos fracamente cimentados (curva w), antes de alcançar a linha de compressão virgem intrínseca do material desestruturado. Desta forma é possível que ocorra deformações plásticas num solo estruturado mesmo estando este dentro do espaço permitido para todos os estados estruturais, e a estrutura seria a responsável por fazer o comportamento inicial ser linear e mais rígido que o do solo desestruturado. Tal comportamento também pode ser observado nos resultados de Maccarini (1990) em um solo artificial cimentado e Bressani (1993) em uma margam (*Corinth marl*). O modelo descrito por Vaughan et al. (1988) – Figura 4a - seria representativo somente para materiais fortemente cimentados (curva s da Figura 4b).

Comportamento muito semelhante ao apresentado na Figura 4 também é verificado em ensaios isotrópicos (KAVVADAS et al., 1993; CUCCOVILLO & COOP, 1993, 1999; HUANG & AIREY, 1993; COOP & ATKINSON, 1993; AIREY, 1993).

Nagaraj et al. (1998), estudando o comportamento de argilas sensíveis cimentadas em

Plastificação de um Solo Cimentado Curado sob Tensão

carregamento K_o , apresenta um modelo que não considera a ocorrência de um processo de quebra da cimentação durante o carregamento unidimensional conforme o sugerido por Vaughan (1988) e Cuccovillo e Coop (1999). Segundo o autor, as tensões aplicadas até o valor de plastificação seriam suportadas apenas pelas ligações cimentantes gerando pequena variação volumétrica. Após a plastificação, que seria o valor de resistência da cimentação, as ligações cimentantes não seriam quebradas e continuariam suportando uma tensão constante durante todo o carregamento. As tensões excedentes à resistência da estrutura seriam então transferidas à matriz de solo mobilizando a resistência de atrito e assim originando maiores deformações. Com o aumento do carregamento, a parcela de resistência fornecida pela cimentação – que se mantém num valor constante - torna-se cada vez menos significativa em relação à parcela resistida pelo comportamento friccional do solo, e este fato seria a causa da tendência da curva do material estruturado convergir à curva do material no estado desestruturado a maiores tensões no espaço $e: \log(\sigma_v')$. A escala logarítmica utilizada também acentuaria esta impressão de convergência entre as curvas.

No espaço de tensões $p':q$ (Figura 5), o carregamento K_o em solos estruturados apresenta uma trajetória de tensões íngreme até a plastificação, e então decai em direção à linha K_o do material desestruturado (PETLEY et al., 1993). Este comportamento também foi observado em um solo artificial cimentado estudado por Maccarini (1987), citado por Clayton e Serratrice (1997).

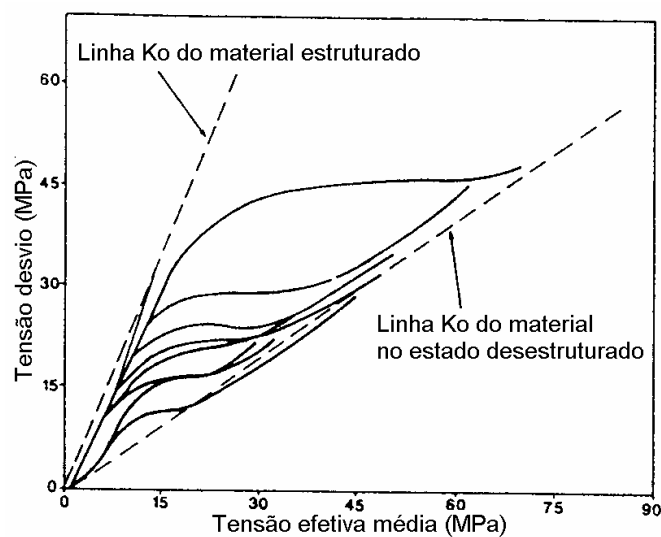


Figura 5: Trajetória de tensões em carregamento K_o em *chalk* (PETLEY et al., 1993)

O comportamento de solos estruturados apresentados na Figura 4 e na Figura 5 foram observados em diferentes materiais estruturados em ensaios oedométricos: “chalk” (BURLAND, 1989; PETLEY et al., 1993), depósitos sedimentares cimentados (KAVVADAS et al., 1993), argilas estruturadas (SMITH et al., 1992), areias calcárias artificialmente cimentadas (COOP & ATKINSON, 1993) e solos residuais (VARGAS, 1953; BARKSDALE & BLIGHT, 1997).

Kavvas et al. (1993) e Kavvas e Anagnostopoulos (1998) sugerem outro modelo teórico para o comportamento em compressão de depósitos sedimentares naturais cimentados, representado pela Figura 6, que procura considerar a origem e a formação da estrutura acoplada com a história de tensões ocorrida durante seus processos geológicos. A Figura 6a apresenta a Linha de Compressão Virgem Intrínseca (LCVI) de uma amostra moldada no seu limite de liquidez (no estado mais fofo possível), sugerido por Burland (1990). Kavvas e Anagnostopoulos (1998) consideram que somente esta curva representa o solo no estado desestruturado. Durante o processo de sedimentação e a simultânea consolidação do material provocado pelo aumento gradual da sobrecarga devido aos novos sedimentos depositados no topo do solo anteriormente existente, os elementos de solo seguem um caminho ao longo da LCVI (passando pelos pontos GFO), sem que nenhuma estrutura se desenvolva durante o processo. Cessada a sedimentação, os elementos de solo podem seguir a um estado pré-consolidado (caminho O-B) no caso de alívio de pressões originado por erosão ou flutuações no nível do lençol freático, ou pelo caminho O-A se o depósito está sujeito a *creep**. Porém, o solo pode desenvolver estrutura antes do término da sedimentação (por exemplo, no ponto F). Neste caso a compressibilidade é significativamente reduzida devido às ligações cimentantes formadas e, com qualquer aumento da sobrecarga oriunda da deposição de novos sedimentos, o material seguirá um caminho quase horizontal (tal como FI) para, no final da sedimentação, encontrar-se na Linha de Compressão de Sedimentação (LCS), também sugerida por Burland (1990). A distância entre a LCVI e a LCS dependeria do tempo entre a formação da cimentação e o fim da sedimentação, e a inclinação relativa entre as duas curvas dependeria da relação entre a taxa de formação da cimentação e a taxa de deposição de sedimentos.

* Os autores consideram que solos em estado pré-adensado ou ocorrido o efeito de *creep* também se encontram em estado estruturado

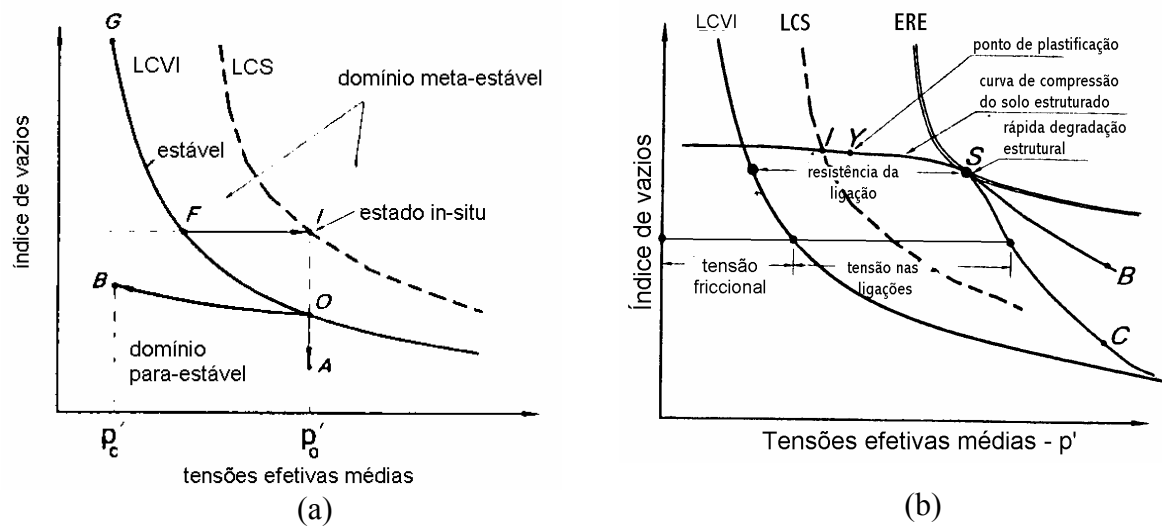


Figura 6: Modelo teórico de formação de depósitos sedimentares estruturados proposto por Kavvas e Anagnostopoulos (1998): a) mecanismos que causam o desenvolvimento de estrutura; b) curva de compressão de um solo estruturado

Terminada a sedimentação, todos os elementos de solo estariam sobre a LCS, no caso da formação da cimentação durante o processo de deposição dos sedimentos. Caso um elemento de solo fosse solicitado por um carregamento externo - por exemplo, o ponto I da Figura 6b - ele seguiria o caminho IYSC ou IYSB. No início apresentaria um comportamento rígido até a sua plastificação (ponto Y), a partir do qual passaria a desenvolver uma quebra progressiva de sua estrutura. O ponto S representa o ponto onde a degradação da estrutura torna-se extremamente significativa e o solo dirige-se ao seu estado desestruturado (LCVI). O solo seguiria o caminho IYSB ou IYSC dependendo da taxa de desestruturação pós-pico. Porém, se obtivermos todas as curvas de compressão dos elementos de solo situados inicialmente em diferentes pontos da LCS, teremos um conjunto de pontos S que definiriam a Envoltória de Resistência da Estrutura (ERE). A ERE também poderia ser definida como uma envoltória dos espaços possíveis devido à estrutura, semelhante ao conceito proposto por Leroueil e Vaughan (1990) na Figura 4a, porém agora considerando todos os elementos ao longo do perfil de solo. A distinção entre o ponto de plastificação (ponto Y) e o ponto de maior perda de rigidez (ponto S) encontrar-se-ia de acordo com as duas superfícies de plastificação propostas por Vaughan (1988), citado por Kavvas e Anagnostopoulos (1998).

Outra consideração importante é que, em qualquer ponto ao longo de todo o caminho

IYSB ou IYSC, a tensão efetiva média no solo consiste de duas parcelas: 1) a tensão friccional do solo mobilizada, a qual seria a distância horizontal entre o eixo das ordenadas e a LCVI e, 2) a tensão resistida pelas ligações, obtida pela distância horizontal entre a LCVI e a linha de compressão do solo estruturado.

Zhu et al. (1995) estudaram os valores de K_o através de ensaios oedométricos em amostras de areia artificialmente cimentada. Diferentes teores de cimento foram utilizados em amostras curadas com e sem tensões verticais aplicadas. O objetivo da cura com tensões verticais aplicadas é de simular a formação das ligações cimentantes sob tensão que ocorre nos depósitos sedimentares. As amostras que não foram curadas sob tensão mostraram que a relação tensão vertical e tensão lateral ao repouso não é linear, o valor de K_o diminui significativamente com o aumento do teor de cimento, o valor de K_o aumenta com o aumento da tensão vertical, e a tensão lateral decresce com a densidade da areia e o tempo de cura. Quando as amostras são curadas sob tensão, o valor de K_o durante a remoção do carregamento vertical aumenta com o grau de pré-consolidação e teor de cimento e, quando totalmente descarregado, surgem tensões laterais residuais tanto maiores quanto maior o grau de cimentação.

Utilizando-se do modelo proposto por Vaughan et al. (1988), conforme a Figura 4, a grande maioria dos trabalhos científicos utiliza as curvas de compressão do solo reconstituído ou remoldado, no caso de solos naturalmente cimentados, ou do solo não cimentado, no caso de solos artificialmente cimentados, como “curvas de referência” para identificação da influência da estrutura nos parâmetros de resistência e rigidez do solo estruturado. Coop e Atkinson (1993) foram os primeiros a colocar em dúvida a utilização de tal metodologia. Os autores demonstraram através de ensaios isotrópicos em areias calcárias artificialmente cimentadas que a inserção de cimento na amostra provoca uma mudança na sua granulometria e, conseqüentemente, a posição da curva de compressão do material desestruturado seria diferente da que é obtida com as amostras não cimentadas. Tal fato originaria, inclusive, um desencontro entre as duas curvas do material com e sem cimentação. No caso de materiais naturalmente cimentados, Clayton e Serratrice (1997) também questionam a validade da utilização dos resultados das amostras remoldadas como referência para o estado desestruturado das amostras naturais, uma vez que a estrutura do material remoldado seria diferente que a do mesmo material em seu estado natural, apesar de possuírem os mesmos índices físicos.

Um dos poucos trabalhos a discordar com a teoria proposta por Leroueil e Vaughan (1990) sobre a quebra das ligações cimentantes e convergência das curvas do solo estruturado e desestruturado a maiores tensões é o apresentado por Nagaraj et al. (1998). Os autores demonstraram através da análise de seis diferentes tipos de argilas estruturadas em carregamento unidimensional que a parcela de resistência devido à estrutura permanece constante durante todo o carregamento, ou seja, não haveria quebra de cimentação, e que a escala logarítmica é que originaria uma aparente convergência das curvas de consolidação do material estruturado e desestruturado.

Martins (2001) realizou ensaios de compressão unidimensional em areia siltosa de origem residual. Os resultados mostraram um comportamento bastante peculiar para o solo estudado, não apresentando apenas uma linha de consolidação normal, e sim uma gama de linhas aproximadamente paralelas entre si, uma para cada densidade inicial, que se normalizavam em relação ao índice de vazios inicial. Posteriormente, Martins *et al.* (2001) argumentaram que as causas do comportamento podem estar associadas à granulometria do material e à mineralogia da fração fina. Resultados obtidos por Heineck (2002) também corroboram o comportamento observado.

2.3.4 Comportamento sob Cisalhamento

Um dos principais efeitos da estrutura em materiais cimentados, quando comparado com o seu estado desestruturado, é o aumento da rigidez inicial (CLOUGH et al., 1981; HIGHT & JARDINE, 1993; CUCCOVILLO & COOP, 1997; VAUGHAN, 1997). Esse aumento mantém-se sempre crescente com o acréscimo de cimentação, mas não a uma taxa constante (CHANG & WOODS, 1992). Porém, deve-se sempre observar que a rigidez de materiais estruturados depende da complexa interação entre porosidade, nível de tensão, grau de cimentação, história de tensões, trajetória de tensões, tempo (nos casos de tixotropia ou *creep*) e nível de deformação (CLAYTON & SERRATRICE, 1997). Tatsuoka e Kohata (1994) ainda acrescentam a taxa de deformação, carregamento repetido, condições de drenagem, taxa de deformação, anisotropia inerente ou induzida e as heterogeneidades do solo como variáveis da rigidez inicial.

Cuccovillo e Coop (1997) demonstram, através de estudos em calcarenito e arenito, que o módulo tangente cisalhante (G) é independente das condições de estado do material

(combinação entre volume específico e tensões efetivas médias) até a plastificação, podendo nesse caso ser utilizada a teoria da elasticidade. Após a plastificação e com a deterioração das ligações cimentantes, a rigidez ao cisalhamento passa então a ser dependente do estado do material.

O aumento das tensões confinantes e a diminuição do grau de cimentação fazem com que o solo apresente uma mudança gradual de comportamento frágil para comportamento dúctil, como observado por Clough et al. (1981) em areias cimentadas. A Figura 7, obtida a partir de ensaios triaxiais em amostras de uma rocha branda porosa (ELLIOT & BROWN, 1985), mostra claramente a transição do comportamento frágil e dilatante ao comportamento dúctil e compressivo com o aumento da tensão efetiva média inicial.

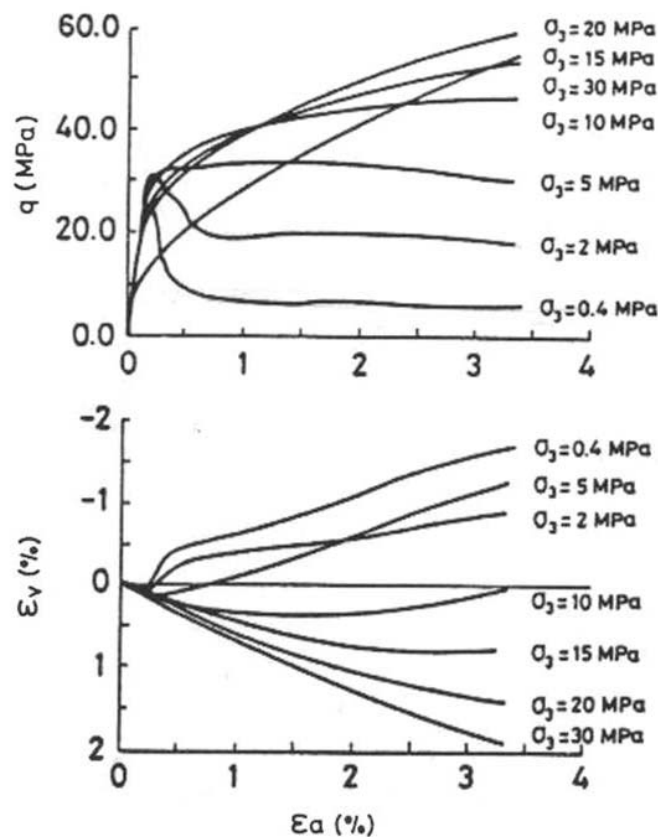


Figura 7: Curvas tensão-deformação obtidas em ensaios triaxiais para uma rocha branda porosa [GENS & NOVA (1993), baseado em ELLIOT & BROWN (1985)]

Diversos autores (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990; COOP & ATKINSON, 1993; CLAYTON & SERRATRICE, 1997) também relatam que os solos estruturados apresentam, a

Plastificação de um Solo Cimentado Curado sob Tensão

baixas tensões de confinamento, um comportamento elástico rígido até a plastificação, quando acontece a ruptura, normalmente formando um plano de cisalhamento, e a resistência tende à linha do estado crítico do solo no estado desestruturado com o aumento das deformações. Quando os ensaios são executados a altas tensões de confinamento, plastificação ocorre ainda na imposição das tensões isotrópicas ou durante o início do cisalhamento, originando um comportamento semelhante ao do solo desestruturado com ruptura em forma de embarrigamento.

Cuccovillo e Coop (1999) realçam que os efeitos originados da estrutura sobre a resistência, plastificação e rigidez de areias estruturadas provêm de duas parcelas: 1) da cimentação ou ligação entre partículas (*bonding*), e 2) da dilatância originada do intertravamento e arranjo dos grãos do solo (*fabric*). Considerando o efeito destas duas parcelas, os autores apresentam um modelo tensão-deformação para areias estruturadas - Figura 8 - diferenciando o comportamento mecânico onde há predomínio do efeito da cimentação do comportamento com predomínio do efeito da dilatância. O esquema apresentado pela Figura 8a, originário do trabalho de Coop e Atkinson (1993), representa o comportamento onde o efeito da cimentação é preponderante em relação à dilatância. Nela estão representadas três classes possíveis de cisalhamento. Na primeira classe, o pico de resistência é governado pela cimentação e alcança um estado superior à envoltória de ruptura do solo no estado desestruturado. A segunda classe ocorre a tensões confinantes intermediárias, onde a plastificação ocorre durante o cisalhamento, mas o pico de resistência é governado pelo comportamento friccional do solo já no estado desestruturado. A terceira classe ocorre quando a amostra plastifica durante a consolidação isotrópica, produzindo durante o cisalhamento um comportamento similar ao do solo desestruturado, sem a apresentação de um ponto definido de plastificação. Todas as classes, a grandes deformações, convergem para a linha de estado crítico do solo desestruturado. No caso em que a cimentação não é o fator preponderante (Figura 8b), o pico de resistência é governado pela dilatância do material. Neste caso, picos de resistência devido à cimentação com comportamento linear de tensão-deformação são obtidos somente a baixas tensões confinantes (caso 1), e compressão com quebra de partículas estaria limitada a altas tensões de confinamento (caso 3). Nas tensões confinantes intermediárias, o comportamento tensão-deformação pode ser linear no início do cisalhamento tornando-se não-linear após a quebra da cimentação (caso 2a), ou ser totalmente não-linear (caso 2b). Porém, em ambos os casos, o pico é regido pela dilatância do material.

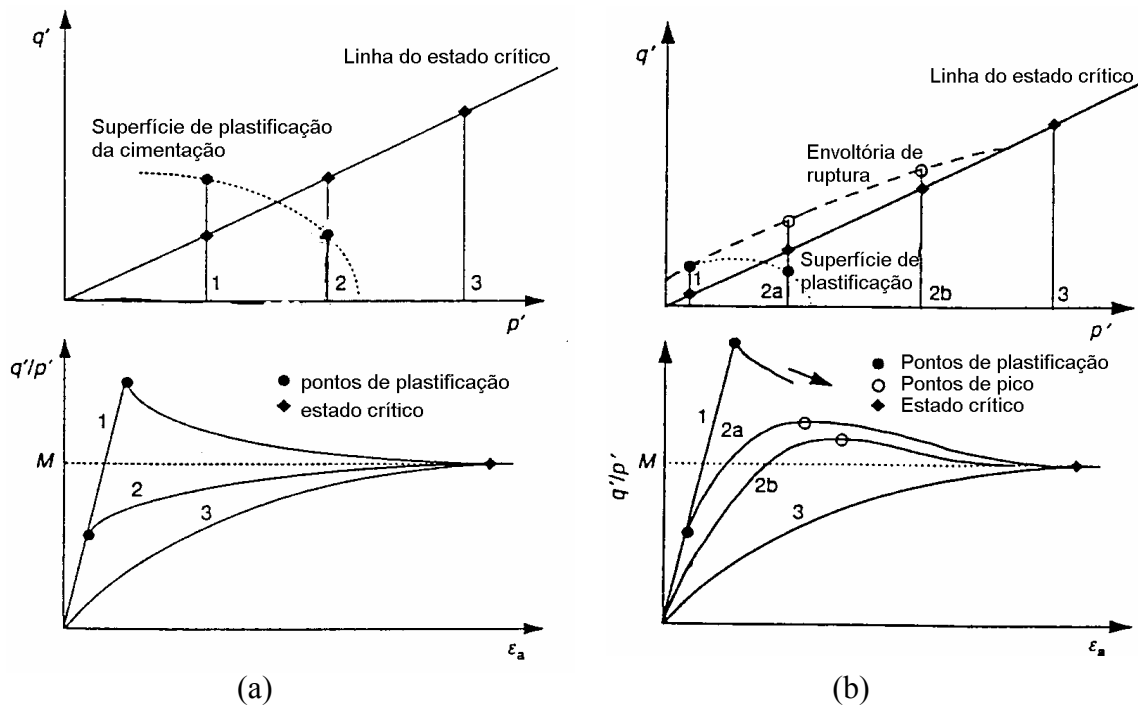


Figura 8: Comportamento idealizado para solos cimentados (CUCCOVILLO & COOP, 1999): (a) materiais onde o efeito da cimentação é preponderante; (b) materiais onde o efeito da dilatância é preponderante

O comportamento dos materiais geotécnicos sob estado de tensões inferiores à superfície de plastificação, definida historicamente como única, tem sido considerado como rígido, linear elástico ou linear não elástico, conforme o escopo da teoria clássica da visco-elasto-plasticidade. Porém, Tatsuoka et al. (1999) demonstraram, a partir de resultados em argilas, que haveria a existência de múltiplas superfícies de plastificação em materiais geotécnicos, conforme esquema simplificado apresentado na Figura 9, onde são observadas três superfícies de plastificação identificadas respectivamente como Y_1 , Y_2 e Y_3 . A superfície Y_1 representa os limites da região onde o comportamento é predominantemente linear-elástico, mesmo que algumas condições formais da elasticidade não sejam perfeitamente satisfeitas, utilizando-se então o termo quase-elástico para descrever o comportamento tensão-deformação nesse espaço. Alcançada a superfície Y_1 , plastificação localizada devido à concentração de tensões normais ocorre, ocasionando certa dissipação de energia em ciclo de carregamento-descarregamento. Porém, deformações plásticas significativas se iniciam somente quando alcançada a superfície Y_2 , onde contatos se rompem por cisalhamento levando ao deslizamento entre partículas, marcando uma mudança abrupta na direção do vetor incremento de deformação, conforme Figura 9, tornando assim cada vez mais plásticas as

deformações com o aumento das tensões aplicadas. A superfície Y_2 também define o limite no qual o carregamento cíclico começa a afetar o solo significativamente. Tanto a superfície Y_1 quanto a superfície Y_2 possuem caráter cinemático, isto é, se alcançadas por uma trajetória de tensões qualquer, elas serão arrastadas e expandidas junto com o ponto de tensões correntes. Mesmo estando sob tensões constantes, estas também podem expandir-se por processos de fluência (creep) ou formação de cimentação. Porém, tal expansão será limitada pela superfície Y_3 , esta que se mantém relativamente imóvel e só é afetada por eventos caracterizados por grandes deformações. Figura 10 e Figura 11 exemplificam, através de resultados experimentais de Malandraki e Toll (2000, 2001), a ocorrência das múltiplas superfícies de plastificação do modelo apresentado na Figura 9.

Segundo Tatsuoka et al. (1999), o tamanho das superfícies Y_1 e Y_2 é influenciado pelos seguintes fatores: (i) história recente de tensões e tempo decorrido antes da chegada ao estado corrente; (ii) a formação, sob o estado de tensões corrente, de uma estrutura devido ao envelhecimento e à cimentação; (iii) a taxa de carregamento e a trajetória das tensões e deformações perturbadoras do estado corrente.

A estrutura oriunda da cimentação, seja ela remanescente da rocha original ou oriunda de processos de litificação, também fornece aumento na resistência do material e expande o domínio de tensões no qual o solo possui comportamento elástico (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990; VAUGHAN, 1997). Este ganho de resistência pode ser identificado pelo aumento dos parâmetros de resistência obtidos por diversos autores. Dupas e Pecker (1979) e Prietto (1996) encontraram aumento de coesão e ângulo de atrito com o aumento do grau de cimentação em amostras de solos compactados artificialmente cimentadas, enquanto que Clough et al. (1981) e Maccarini (1987), citado por Clayton e Serratrice (1997), o primeiro com areia artificialmente cimentada e o segundo com um solo artificial cimentado, encontraram apenas aumento na coesão.

Em amostras de areia artificialmente cimentada, Clough et al. (1981) concluíram que as envoltórias de ruptura são essencialmente lineares na faixa de tensões usuais, podendo ser representadas por retas.

Clough et al. (1981) e Maccarini (1987), citado por Clayton e Serratrice (1997), observaram também aumento na resistência à tração com o grau de cimentação.

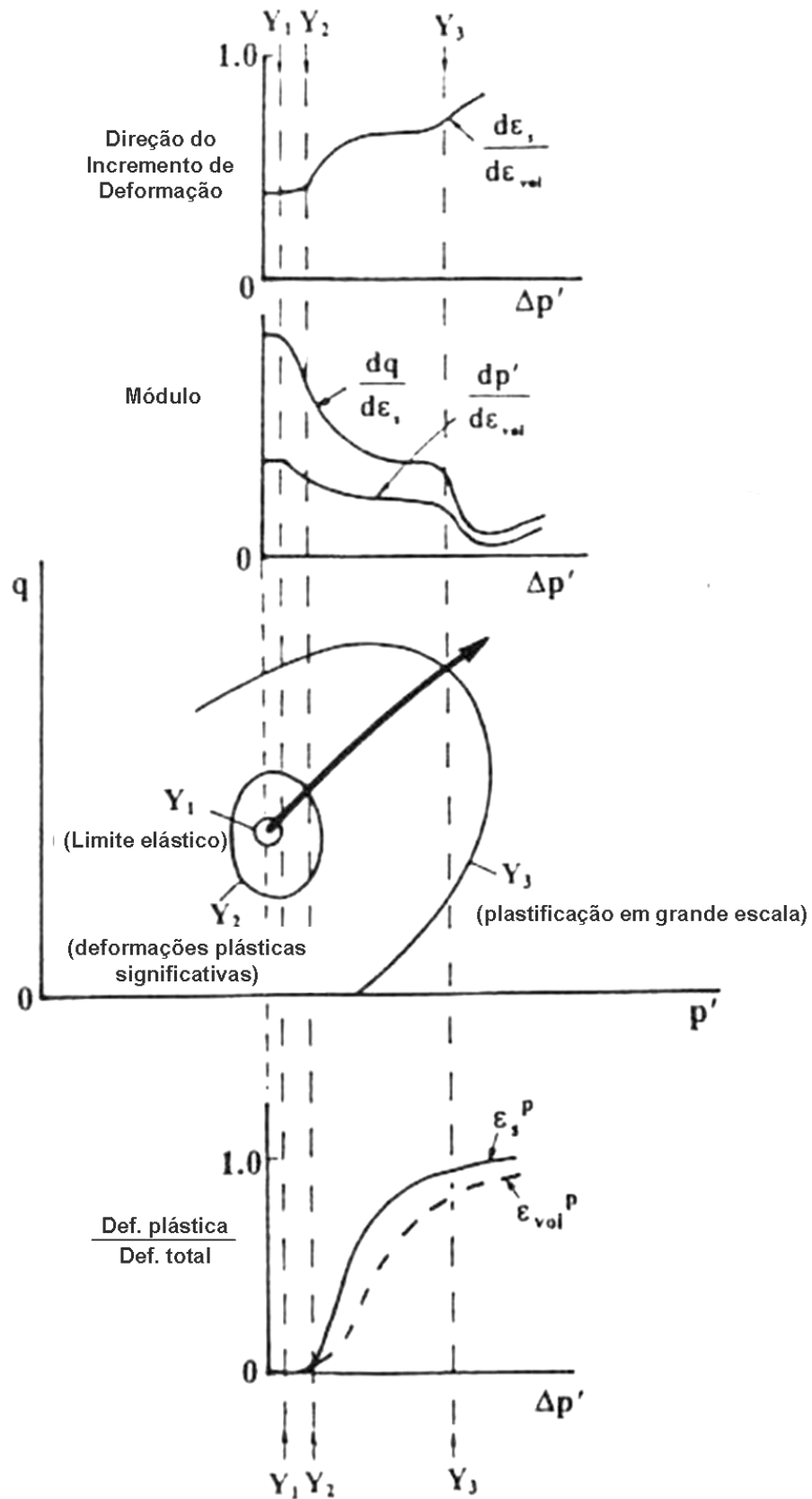


Figura 9: Múltiplas superfícies de plastificação (TATSUOKA et al., 1999)

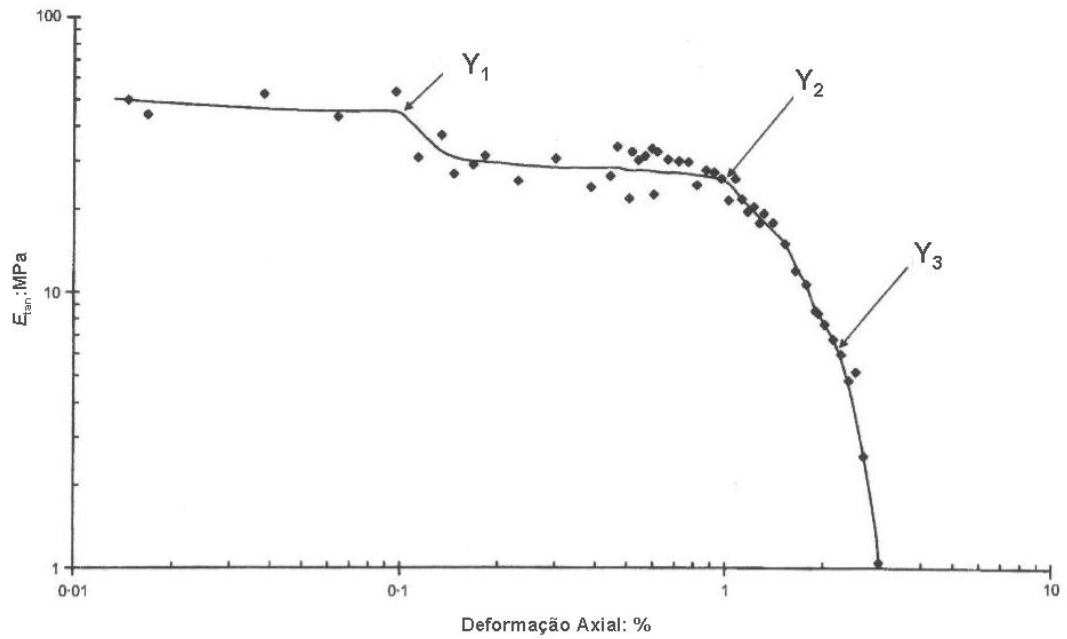


Figura 10: Definição experimental dos pontos de plastificação no cisalhamento (baseado em: Malandraki e Toll, 2000)

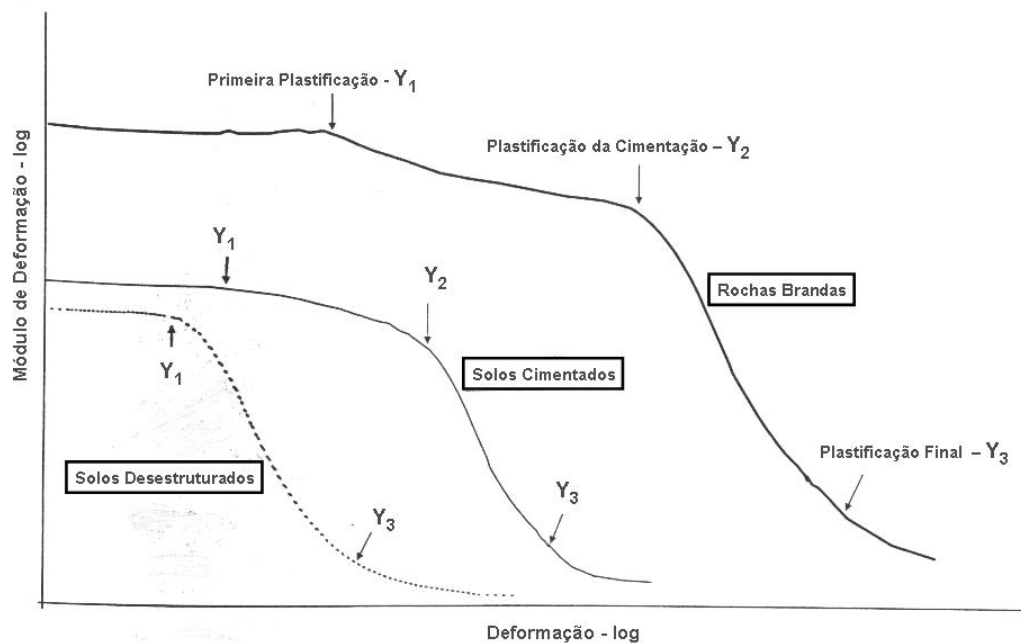


Figura 11: Idealização da plastificação para materiais cimentados (baseado em: Malandraki e Toll, 2001)

As deformações volumétricas durante o cisalhamento apresentam padrões distintos de comportamento dependendo do nível de tensões confinantes atuantes. Na faixa de tensões confinantes onde o material apresenta um comportamento de ruptura frágil, as deformações volumétricas são inicialmente compressivas até um ponto próximo à ruptura, e, a partir de então, apresentam um comportamento expansivo, cuja taxa de dilatância decresce gradualmente à medida que o cisalhamento progride, tendendo finalmente a um estado último onde não há variação volumétrica. Quando as tensões de confinamento aumentam além de um limite, com a quebra das cimentações, são observadas somente deformações de compressão. Esse comportamento foi observado em areias cimentadas (DUPAS & PECKER, 1979; CLOUGH et al., 1981), areias vulcânicas artificialmente cimentadas (O'ROURKE & CRESPO, 1988) e areias calcárias cimentadas (HUANG & AIREY, 1993).

Vaughan (1997) relata que o pico de resistência em materiais cimentados, quando a ruptura é frágil, não está associado com a dilatância. O pico de resistência é mobilizado bem antes da taxa máxima de dilatância. Este comportamento foi observado em areias calcárias cimentadas (HUANG & AIREY, 1993 e COOP & ATKINSON, 1993), areias quartzosas cimentadas (CLOUGH et al., 1981), areia siltosa artificialmente cimentada (PRIETTO, 1996), rochas brandas e argilas sensitivas (AVERSA et al., 1993).

A partir da análise do comportamento de diferentes materiais cimentados sob compressão triaxial, Novello e Johnston (1995) concluem que os conceitos de estado crítico são possíveis de aplicação a qualquer material geotécnico, desde solos desestruturados como argilas sedimentares até materiais estruturados como rocha branda e rocha sã. Huang e Airey (1993) também concluem que o comportamento geral das areias carbonáticas cimentadas pode ser explicado pela teoria do estado crítico elaborada para materiais não cimentados. Porém, Aversa et al. (1993), ao analisar amostras de solos estruturados e rochas brandas em compressão triaxial, ressaltam que o estado crítico somente é obtido a grandes deformações, superiores às alcançadas através de ensaios triaxiais.

Poucos trabalhos apresentam estudos sobre a influência da história de tensões durante a formação da cimentação na resistência e rigidez do material estruturado sob cisalhamento. Um destes poucos trabalhos é o de Barbosa-Cruz e Tatsuoka (1999) que realizaram ensaios triaxiais drenados em misturas areia-cimento modificando o estado de tensões na amostra durante a cura. Amostras foram primeiramente curadas sob pressão atmosférica por diferentes períodos entre 14 e 28 dias. Após esse período inicial, a cura continuou sob uma tensão de

confinamento de 200 kN/m^2 e sob diferentes tensões desvios entre 0 e 950 kN/m^2 por um período suplementar variando de 7 a 10 dias. Os autores observaram que a modificação das tensões atuantes após o período de cura sob pressão atmosférica não causou uma influência significativa no comportamento tensão-deformação das amostras areia-cimento.

Contrariamente, Rotta et al. (1998) e Consoli et al. (2000) também apresentam resultados de ensaios triaxiais em amostras de mistura solo-cimento curadas a diferentes tensões de confinamento. Amostras curadas sob tensão confinante aplicada apresentaram comportamento mecânico semelhante ao das amostras curadas sem tensão somente quando ensaiadas a pressões de confinamento inferiores à tensão isotrópica de plastificação. A tensões superiores, as amostras curadas sob tensão apresentaram aumento de rigidez e resistência em relação às amostras curadas sem tensão aplicada. Estes resultados mostram que o estado de tensão atuante durante o processo de formação da matriz cimentante desempenha um papel importante no comportamento mecânico da mistura solo-cimento. Conclusões semelhantes também foram obtidas por HEINECK (1998) em ensaios triaxiais em solo artificialmente cimentado.

Apesar de o comportamento teórico de solos estruturados apresentado pela literatura existente ser relativamente simples e de fácil compreensão, a proposição de um modelo constitutivo que consiga representá-lo de forma ampla não possui a mesma simplicidade. Determinação da posição e forma da superfície de plastificação, escolha de uma lei de fluxo para determinação das deformações plásticas, consideração dos efeitos acoplados de expansão e contração da superfície de plastificação – o primeiro devido ao aumento da tensão de pré-adensamento e o segundo devido à quebra progressiva da cimentação - durante ciclos de carregamento e a modelagem do comportamento de ruptura frágil são apenas alguns exemplos de quão complexo pode ser o modelo.

Essa complexidade pode ser exemplificada pelo trabalho de Gens e Nova (1993), o qual estabelece as bases para o desenvolvimento de um modelo constitutivo para solos estruturados utilizando a teoria da plasticidade com endurecimento com a incorporação dos conceitos de plastificação e do comportamento relativo entre o material cimentado e não cimentado apresentados por Leroueil e Vaughan (1990). O modelo utiliza uma lei constitutiva para o material não cimentado, sendo esta modificada de acordo com a magnitude da cimentação. A degradação da cimentação é simulada através da redução dos parâmetros de nível de cimentação que, por sua vez, depende das deformações existentes.

A maioria dos modelos utiliza relações constitutivas baseadas na elasto-plasticidade de solos não cimentados acrescentando novas variáveis que considerem a parcela de cimentação, exemplificado pelo modelo Cam Clay Modificado (LIU & CARTER, 2002). Modelos elasto-plásticos com lei de fluxo não associada também tem sido propostos por diversos autores (e.g. LAGIOIA & NOVA, 1993) ou abordando a teoria da expansão da cavidade para modelar o comportamento de materiais cimentados incorporando os efeitos da degradação da estrutura (MÁNTARAS & SCHNAID, 2002).

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL UTILIZADO

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A análise da influência das tensões atuantes e do índice de vazios existente durante a formação da cimentação no comportamento de solos cimentados pode ser realizada utilizando amostras de solo natural ou de solo artificialmente cimentado.

A grande dificuldade da utilização de amostras naturais no estudo de solos cimentados é a perturbação originada pelo processo de amostragem. Tal perturbação provoca dano ou desestruturação da amostra (CLAYTON et al., 1992) e introduz incertezas na análise dos resultados obtidos, principalmente quando o foco de estudo é a própria estrutura. De forma a evitar tal perturbação, além de fixar valores de certas variáveis de difícil controle em solos naturais, como densidade, saturação, grau de cimentação e, inclusive, a história de tensões antes e após a formação da cimentação, Rotta (2000) realizou um programa experimental utilizando amostras de solo compactado artificialmente cimentado (solo-cimento) a fim de possibilitar o estudo da influência do nível de cimentação, da densidade e do nível de tensões existentes antes, durante e após a formação da cimentação no comportamento mecânico do solo cimentado.

Os resultados dos ensaios do programa experimental realizado por Rotta (2000), complementados com ensaios adicionais, foram utilizados neste trabalho para análise da importância de tais variáveis no comportamento mecânico do solo cimentado.

A seguir, apresenta-se o programa experimental realizado por Rotta (2000), juntamente com a descrição dos materiais, equipamentos e procedimentos de ensaio utilizados.

3.2 TIPOS DE ENSAIOS REALIZADOS E VARIÁVEIS ESTUDADAS

O programa experimental realizado por Rotta (2000) consiste nos seguintes ensaios:

1) ensaios triaxiais drenados consolidados isotropicamente (CID):

- variáveis investigadas:
 - tensão confinante aplicada durante a cura (tensões atuantes durante a formação da matriz cimentante);
 - índice de vazios de cura;
 - tensão confinante aplicada durante o cisalhamento;
 - teor de cimento.
- respostas analisadas:
 - tensão desvio;
 - módulo secante;
 - parâmetros de resistência (c' , ϕ');
 - variação volumétrica;
 - tensão de plastificação.

2) ensaios de compressão isotrópica:

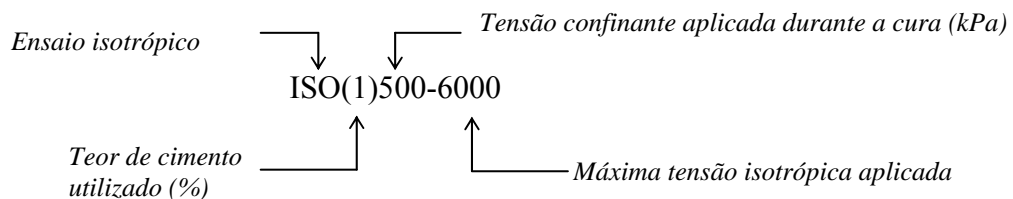
- variáveis investigadas:
 - tensão confinante aplicada durante a cura (tensões atuantes durante a formação da matriz cimentante);
 - índice de vazios de cura;
 - teor de cimento;
- respostas analisadas:
 - variação volumétrica em compressão isotrópica;
 - tensão de plastificação.

Todas as demais variáveis foram mantidas constantes: densidade inicial, índice de vazios inicial, grau de saturação inicial, natureza do cimento, granulometria, tempo de cura, etc.

3.3 ENSAIOS ISOTRÓPICOS

Dezoito ensaios isotrópicos realizados por Rotta (2000) foram utilizados com o objetivo de estudar o comportamento da superfície de plastificação no eixo isotrópico em função da tensão confinante e do índice de vazios de cura utilizados.

Um sumário dos ensaios é dado na Tabela 1. A identificação dos ensaios segue a nomenclatura ISO(x) y - z , onde x é o teor de cimento, y é a tensão confinante de cura, e z é a máxima tensão isotrópica alcançada no ensaio.



3.4 ENSAIOS TRIAXIAIS CID

Nove ensaios triaxiais CID realizados por Rotta (2000) em amostras cimentadas foram utilizados para estudar o comportamento da superfície de plastificação e envoltória de ruptura no espaço $p':q$ em função da tensão confinante e índice de vazios de cura.

A Tabela 2 apresenta as tensões confinantes utilizadas durante a cura e durante o cisalhamento para os ensaios em amostras cimentadas. Os ensaios seguem a nomenclatura CID1/ v - y - t , onde v é a tensão confinante sob a qual a amostra foi adensada, y é a tensão confinante aplicada durante a cura e t é a tensão confinante aplicada durante o cisalhamento da amostra.

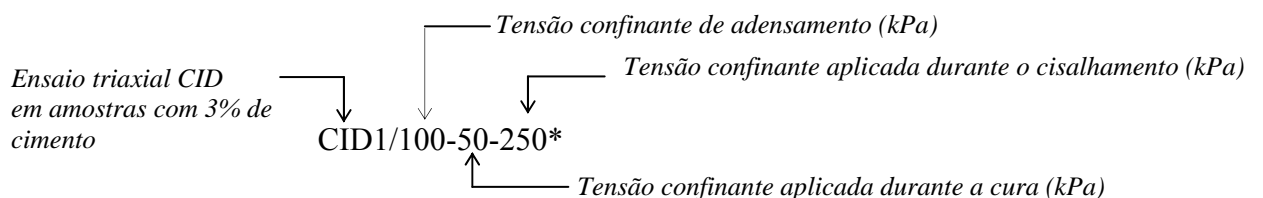


Tabela 1: Descrição dos ensaios isotrópicos utilizados do programa experimental de Rotta (2000)

Notação	Teor de Cimento (%)	Índice de Vazios Inicial / de Cura	Tensão Isotrópica Inicial / de Cura (kN/m ²)
ISO(0)0-3000	0	0,650	--
ISO(1)100-6000	1	0,627	98
ISO(1)250-6000		0,573	246
ISO(1)500-6000		0,534	499
ISO(1)1000-6000		0,472	998
ISO(2)100-6000		2	0,618
ISO(2)250-6000	0,573		254
ISO(2)500-6000	0,547		494
ISO(3)100-6000	3	0,623	99
ISO(3)250-6000		0,574	245
ISO(3)500-6000		0,537	492
ISO(3)600-6000		0,509	596
ISO(3)700-6000		0,496	733
ISO(3)1000-6000		0,478	974
ISO(3)2000-6000		0,429	1960
ISO(3)500-6000*		0,544	484
ISO(3)50-6000**		0,544	48
ISO(3)50-6000***		0,480	48

Nota 1: ISO(3)500-6000* foi adensado até 500 kN/m², curado, e descarregado até 50 kN/m² antes do carregamento isotrópico.

Nota 2: ISO(3)50-6000** foi adensado até 500 kN/m², descarregado até 50 kN/m², e então curado antes do carregamento isotrópico.

Nota 3: ISO(3)50-6000*** foi adensado até 1000 kN/m², descarregado até 50 kN/m², e então curado antes do carregamento isotrópico.

Tabela 2: Descrição dos ensaios triaxiais CID realizados por Rotta (2000)

Nomenclatura	Teor de cimento	Índice de vazios de cura ^(a)	Tensão confinante de adensamento (kPa)	Tensão confinante de cura (kPa)	Tensão confinante de ensaio (kPa)
CID1/100-50-50*	3%	0,62	100	50	50
CID1/100-50-250*		0,62	100	50	250
CID1/100-50-500*		0,62	100	50	500
CID1/250-250-50*		0,57	250	250	50
CID1/250-250-250*		0,57	250	250	250
CID1/250-250-500*		0,57	250	250	500
CID1/500-500-50*		0,54	500	500	50
CID1/500-500-250*		0,54	500	500	250
CID1/500-500-500*		0,54	500	500	500

^(a) Os valores dos índices de vazios foram estimados a partir dos ensaios isotrópicos apresentados na Tabela 1.

Uma nova série de ensaios triaxiais CID também foi realizada a fim de complementar e de testar a reprodutibilidade dos ensaios realizados por Rotta (2000). Os ensaios complementares seguem a nomenclatura CID2/*v-y-t*, análogo ao convencional anteriormente, e apresentados na Tabela 3.

Tabela 3: Descrição dos ensaios triaxiais CID complementares

Nomenclatura	Teor de cimento	Índice de vazios de cura ^(a)	Tensão confinante de adensamento (kPa)	Tensão confinante de cura (kPa)	Tensão confinante de ensaio (kPa)
CID2/100-50-50	3%	0,62	100	50	50
CID2/400-50-400*		0,546	400	50	400
CID2/400-400-400		0,546	400	400	400
CID2/400-400-400*		0,546	400	400	400
CID2/500-50-50		0,54	500	50	50
CID2/500-50-500		0,54	500	50	500
CID2/500-250-50		0,54	500	250	50
CID2/500-250-250		0,54	500	250	250
CID2/500-500-50		0,54	500	500	50
CID2/500-500-250		0,54	500	500	250

^(a) Os valores dos índices de vazios foram estimados a partir dos ensaios isotrópicos apresentados na Tabela 1.

Os resultados e as análises do programa experimental serão apresentados consecutivamente nos capítulos 4 e 5.

3.5 MATERIAIS UTILIZADOS

O solo estudado é uma areia fina siltosa, mal graduada, fracamente plástica, oriundo de solo residual de arenito (horizonte C) da Formação Botucatu, situado na rodovia estadual RS-240, na localidade de Vila Scharlau, Município de São Leopoldo/RS (NÚÑEZ, 1991).

A caracterização físico-química e mineralógica do solo foi realizada de forma detalhada por Núñez (1991) conforme Tabela 4. Prietto (1996) também realizou ensaios de Plastificação de um Solo Cimentado Curado sob Tensão

caracterização das propriedades físicas do solo. Os resultados obtidos por ambos os autores são apresentados na Tabela 5.

Tabela 4: Propriedades físico-químicas e mineralógicas do solo (NÚÑEZ, 1991)

Difratogrametria de Raios-X da Fração Argila	Fração cristalina	15,70 %
	Caolinita	9,20 %
	Hematita	3,20%
	Micas e Ilitas	2,10%
	Quartzo	1,20%
	Fração Amorfa	84,30%
Análise Química da Fração Argila	SiO ₂	9,70%
	Al ₂ O ₃	6,69%
	Fe ₂ O ₃	1,21%
Análise Físico-Química do Solo	pH	4,7 (ácido)
	Matéria Orgânica	0%
	CTC	3,01 mequiv/100g

Núñez (1991) determinou as curvas de compactação do solo nas energias Proctor Normal e Intermediário. Os parâmetros de compactação das curvas são apresentados na Tabela 6, juntamente com os valores de resistência à compressão simples das amostras compactadas.

O agente cimentante utilizado para a introdução da cimentação nas amostras foi o cimento Portland CP-V ARI, de alta resistência inicial. O objetivo da utilização do cimento Portland CP-V foi de diminuir o tempo de cura necessário para que as amostras adquirissem o nível de cimentação desejado.

Utilizou-se água destilada para incorporar à mistura solo-cimento a umidade e o grau de saturação desejado.

Tabela 5: Propriedades físicas do solo (NÚÑEZ, 1991 e PRIETTO, 1996)

PROPRIEDADES	RESULTADOS OBTIDOS	
	NÚÑEZ (1991)	PRIETTO (1996)
Limite de Liquidez	21%	22 %
Limite de Plasticidade	17%	15 %
Índice de Plasticidade	4%	7 %
Limite de Contração	19%	-x-
Densidade Real dos Grãos	26,7 kN/m ³	27,0 kN/m ³
Diâmetro efetivo	0,003 mm	0,0028 mm
Coefficiente de Uniformidade	43	32
% de Areia Média ($0,42 < \phi < 2$ mm)	4,3 %	2,4 %
% de Areia Fina ($0,074 < \phi < 0,42$ mm)	50,3 %	46,0 %
% de Silte ($0,005 < \phi < 0,074$ mm)	32,4 %	32,6 %
% de Argila ($\phi < 0,005$ mm)	13 %	19,0 %

Tabela 6: Parâmetros de compactação do solo (NÚÑEZ, 1991)

ENERGIA DE COMPACTAÇÃO	$\gamma_d^{máx}$ (kN/m ³)	w_{ot} (%)	q_u (kN/m ²)
Proctor Normal	17,40	15,90	190
Proctor Intermediário	18,90	13,90	470

3.6 EQUIPAMENTOS

3.6.1 Ensaios Isotrópicos

Os ensaios de compressão isotrópica foram realizados em equipamento triaxial da Universidade de Manitoba, Canadá. A Figura 12a mostra uma visão geral do equipamento. Basicamente, o equipamento consiste de uma câmara triaxial com capacidade de aplicação de

tensão confinante de 10 MPa, um conjunto de transdutores de deslocamento linear para medição da variação volumétrica diretamente no corpo-de-prova, um sistema composto por uma bureta e um coletor de ar para medição externa da variação volumétrica, um sistema com interface ar-óleo para aplicação de tensão confinante, dois transdutores de pressão com capacidade de 10 MPa (um conectado ao interior da câmara triaxial para medição da pressão confinante e outro conectado à base do corpo-de-prova para medição da poro-pressão) e um microcomputador com um conversor analógico/digital como sistema de aquisição de dados.

Óleo foi utilizado como fluido na câmara triaxial para a aplicação das tensões confinantes. A utilização de óleo no lugar de água deve-se a sua maior viscosidade – diminuindo assim vazamentos na câmara quando sob alta pressão – e a sua menor condutividade elétrica – permitindo então o uso de transdutores de deslocamento linear dentro da câmara triaxial sob alta pressão.

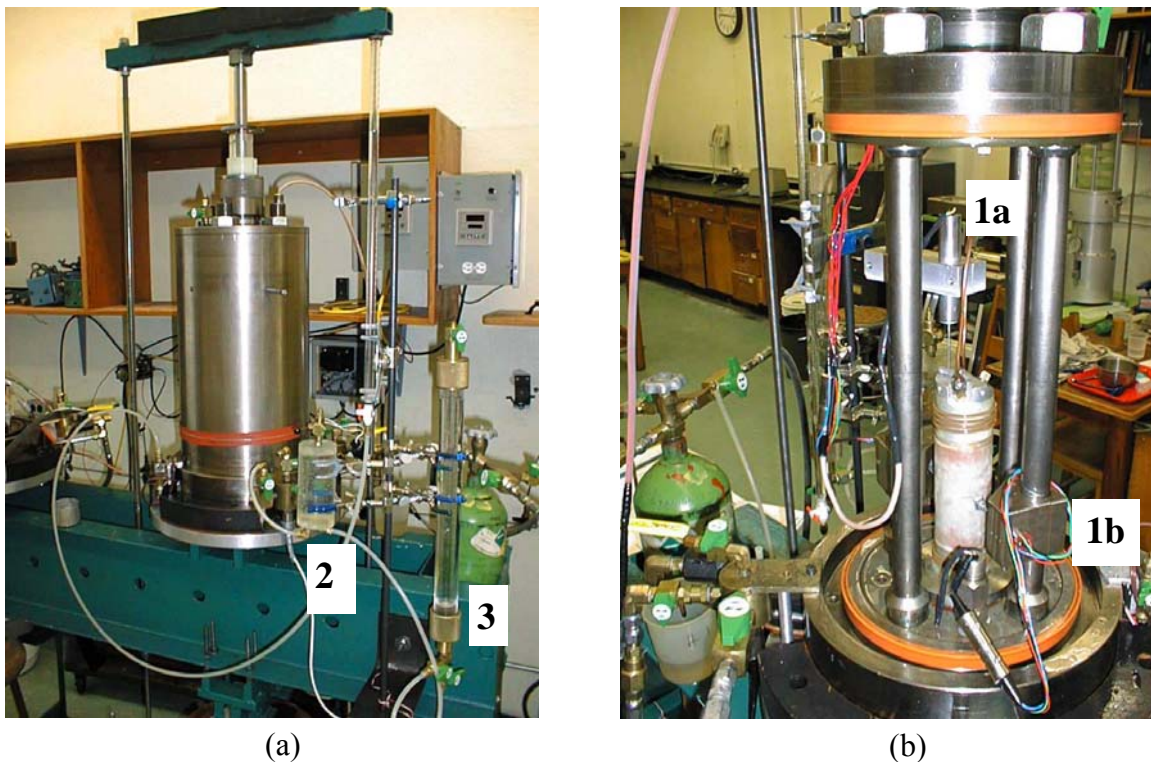


Figura 12: Equipamento utilizado para os ensaios isotrópicos: (a) vista geral; (b) detalhe da câmara triaxial (ROTTA, 2000)

Três transdutores de deslocamento linear (LVDT) montados dentro da câmara triaxial foram utilizados para a medição diretamente no corpo-de-prova da variação volumétrica total: um medindo a variação da altura do corpo-de-prova (componente 1a da Figura 12b), e dois posicionados diametralmente opostos sobre o corpo-de-prova medindo a variação do diâmetro (componente 1b da Figura 12b). Os valores de deformação axial foram corrigidos subtraindo-se as deformações geradas pelas pedras porosas e papéis-filtro sob carregamento. Tais medidas foram obtidas através da leitura do LVDT quando aplicado tensões variando de 0 a 6.000 kPa na câmara triaxial montada nas mesmas condições dos ensaios, porém sem a presença da amostra de solo, conforme esquema da Figura 13.

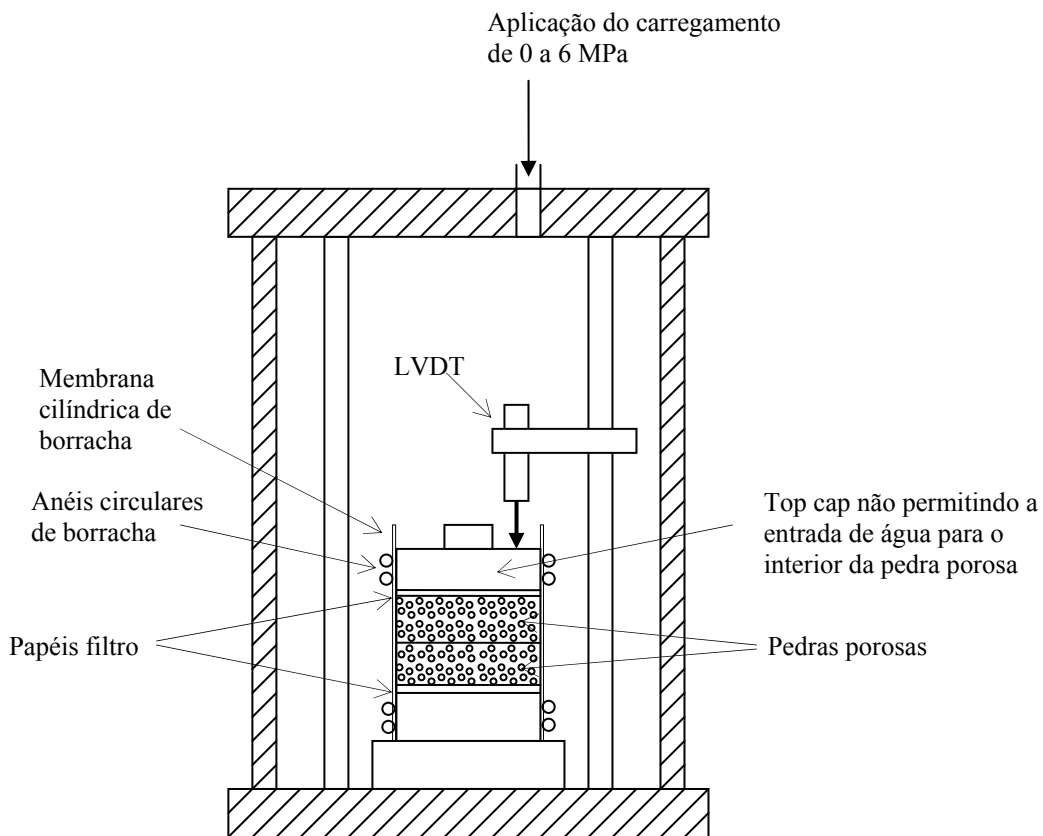


Figura 13: Esquema da câmara triaxial no ensaio de determinação das deformações da pedra porosa e papel-filtro

O transdutor de pressão conectado à base do corpo-de-prova monitorava as pressões geradas pelo carregamento durante o ensaio. A drenagem era permitida somente pelo topo do corpo-de-prova e estava conectada a um sistema externo de medição volumétrica

composto por um coletor de ar (componente 2 da Figura 12a) e uma bureta graduada (componente 3 da Figura 12a) conforme o esquema apresentado na Figura 14. O coletor de ar tinha o objetivo de não permitir que o ar drenado do corpo-de-prova ou remanescente da tubulação saísse do sistema e comprometesse a medição obtida pela bureta. Uma fina película de óleo era colocada dentro da bureta para evitar perda de água por evaporação. A bureta era mantida aberta e com a linha de drenagem sob pressão atmosférica. A película de óleo também era mantida em nível com o meio do corpo-de-prova através do suporte móvel da bureta.

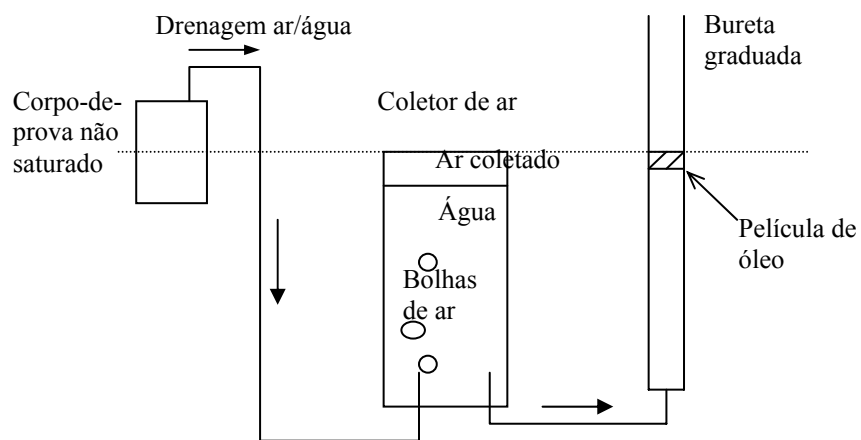


Figura 14: Esquema do sistema externo de medição da variação volumétrica nos ensaios isotrópicos (ROTTA, 2000)

3.6.2 Ensaios Triaxiais CID

Os ensaios triaxiais CID foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal do Rio Grande do Sul em equipamento de deformação controlada com as características gerais descritas por ANDERSEN E SIMONS (1960). A capacidade máxima de aplicação de tensão confinante com este equipamento é de 500 kN/m^2 devido a limitações dos registros da tubulação, do sistema de aplicação de pressão e do transdutor de pressão utilizado para medição de poro-pressão.

O equipamento foi dotado de dois transdutores de pressão: um com capacidade de 1000 kN/m^2 interligado com a câmara triaxial para medição da pressão de confinamento, e outro com capacidade de 500 kN/m^2 conectado com a base do corpo-de-prova para monitoramento da poro-pressão.

As deformações axiais foram medidas por dois sistemas independentes: (1) um sistema interno constituído por dois dispositivos utilizando sensores de efeito Hall (CLAYTON *et al.*, 1989) montados sobre o corpo-de-prova em posições diametralmente opostas seguindo os procedimentos propostos por Martins (1994) com a finalidade de medir as deformações axiais iniciais; (2) um sistema externo composto por um transdutor de deslocamento linear medindo o deslocamento relativo entre a câmara triaxial e o pistão de carga para a leitura de deformações superiores a 1%.

Um medidor de variação volumétrica do tipo Imperial College (MASWOSWE, 1995, citado por FERREIRA, 1998) foi utilizado para medição externa da variação volumétrica. O sistema consiste num cilindro hidráulico de dupla ação com um êmbolo usinado em nylon e vedado com duas membranas flexíveis tipo Bellofram fixadas em suas extremidades. A variação volumétrica do corpo-de-prova é determinada a partir da medição do deslocamento linear do êmbolo em relação ao cilindro. Esse medidor era acoplado à linha de drenagem para a medição da variação volumétrica. O medidor externo também não permitia a fuga para a atmosfera do ar drenado do corpo-de-prova ou remanescente na tubulação – o êmbolo aprisionava o ar - garantindo assim a medição da variação volumétrica total.

Não houve saturação por contra-pressão nas amostras pelos seguintes motivos: 1) pequenos ciclos de carregamento isotrópico, tais como são freqüentemente aplicados durante a saturação convencional por contra-pressão, podem danificar a estrutura do material; 2) não haveria tempo suficiente para a realização do procedimento de adensamento antes do início de cura da amostra caso fosse incluído uma etapa adicional de saturação por contra-pressão. Sendo assim, o sistema de drenagem, a qual era permitida somente pelo topo do corpo-de-prova, encontrava-se sob pressão atmosférica durante os ensaios realizados por Rotta (2000). Ensaios adicionais foram realizados posteriormente usando uma contrapressão de 20 kN/m².

A aquisição de dados da célula de carga, transdutores de pressão, transdutores de deformação linear e sensores de efeito Hall era obtida por um conversor analógico/digital e armazenado em um microcomputador.

3.7 PREPARAÇÃO E CURA DAS AMOSTRAS

As amostras (50 mm x 100 mm) foram preparadas misturando inicialmente as

quantidades especificadas de solo seco e cimento Portland. Água foi então adicionada e misturada até a sua visual homogeneização. Após, seguindo o método de compactação proposto por Ladd (1978), a mistura solo-cimento foi compactada em três camadas em um cilindro com 50 mm de diâmetro, objetivando o índice de vazios de 0,65, teor de umidade de 19% e teores de cimento de 0 (não cimentado), 1, 2 e 3% em relação ao peso seco de solo.

A reprodutibilidade das amostras foi avaliada em termos de densidade e nível de cimentação através do exame da variabilidade experimental das suas características físicas e resistências à compressão simples. A média dos valores de teor de umidade, índice de vazios, e grau de saturação foram 0,194, 0,66 e 0,797, com coeficientes de variação de 1,5%, 0,8% e 1,3%, respectivamente. As resistências à compressão simples, média de três valores independentes, foram 120, 180 e 271 kPa respectivamente para os teores de 1%, 2% e 3%, com coeficiente de variação, o qual decrescia com o aumento da resistência, de 8,3% para o menor teor de cimento a 4,4% para o maior teor. As amostras artificialmente cimentadas são caracterizadas, conforme os procedimentos descritos, como solos de fraca a moderada cimentação dependendo do critério de classificação considerado (e.g. BECKWITH & HANSEN, 1982; RAD & CLOUGH, 1985; HARDINGHAM, 1994), e reflete as condições de muitos depósitos naturalmente cimentados e camadas estabilizadas de solo-cimento.

Os ensaios de compressão simples foram realizados seguindo os procedimentos recomendados pela norma ASTM (ASTM, 1991a). Antes de serem ensaiados a taxa de deformação de 1,14%/min, as amostras foram curadas sem tensão de confinamento por um período de 48h e submersas em água durante uma hora a fim de diminuir a influência da sucção. Este procedimento resultou em um teor de umidade médio de 19,4% e grau de saturação de 79,7%. A fim de avaliar o efeito da não saturação na resposta à compressão simples, medidas de sucção foram realizadas para um número de amostras antes de serem submersas. Valores de 10 a 15 kPa e 22 kPa foram obtidos, respectivamente, usando a técnica de papel filtro (ASTM, 1991b) e mini-tensiômetro, como descrito por Ridley e Burland (1993). Considerando que provavelmente esses valores foram reduzidos significativamente devido à submersão, qualquer efeito da sucção foi desconsiderado por ter somente uma influência marginal na resistência do solo.

Ensaio adicionais de compressão simples com diferentes tempos de cura também foram realizados para amostras de 1 e 3% de teor de cimento, de forma a avaliar a influência do tempo de cura na resistência da amostra. A resistência não-confinada obtida para dois dias

de cura foi equivalente a 80% do valor de resistência aos 14 dias.

Todas as amostras ensaiadas foram moldadas buscando o mesmo teor de umidade e grau de saturação das amostras dos ensaios de compressão simples. Após a moldagem, elas foram colocadas na câmara triaxial e submetidas, antes do início da cimentação, a tensões confinantes de 50 a 2.000 kPa, antes de serem curadas por 48 h sob tensão confinante constante. O tempo efetivo entre o preparo (mistura e compactação) e aplicação das tensões de cura da amostra foi sempre inferior a 1 h, o qual é inferior ao tempo de início de pega do cimento Portland ARI, conforme Norma NBR-5732 (ABNT, 1994).

A fim de aumentar a saturação e reduzir os efeitos de sucção, água desairada foi percolada através da amostra durante o período de cura sob uma carga hidráulica máxima equivalente a uma pressão diferencial de 15 kPa entre o topo e a base da amostra. Embora a saturação plena não tenha sido garantida, efeitos da sucção, os quais já foram avaliados como negligenciáveis para os ensaios de compressão simples, foram considerados ainda menores pelo aumento da saturação resultante do adensamento inicial das amostras.

O sistema de drenagem era deixado aberto durante a cura de forma a permitir o adensamento da amostra devido às tensões de cura aplicadas (o tempo medido de consolidação da amostra para a tensão de cura de 500 kPa foi de aproximadamente 15 min), sendo, no caso dos ensaios isotrópicos, as deformações volumétricas monitoradas ao longo de todo o processo. No caso dos ensaios triaxiais, por não haver sensores de deformação radial, adotou-se como variação volumétrica devido ao adensamento as mesmas deformações obtidas nos ensaios isotrópicos.

3.8 PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS ISOTRÓPICOS

Compressão isotrópica foi executada, após a preparação da amostra, pela aplicação consecutiva, mas não necessariamente igual, de incrementos de tensão. Um novo incremento era aplicado somente quando a pressão neutra remanescente fosse menor que 5% do incremento de tensão. A partir desse ponto, aumentos na deformação volumétrica eram insignificantes. A pressão neutra foi monitorada por um transdutor elétrico conectado na base da amostra enquanto a drenagem era permitida somente pelo topo. Visto que as amostras não estavam plenamente saturadas, as deformações volumétricas foram calculadas pelas

deformações axiais e radiais medidas diretamente da amostra dentro da célula triaxial usando transdutores de deslocamento linear (LVDT's), conforme descrito no item 3.6.1 deste trabalho. Correções foram feitas nas medidas de deformação axial retirando erros oriundos de deformações da pedra porosa e papel filtro. As tensões de cura foram aplicadas somente após os LVDT's terem sido montados e zerados, permitindo que todas as deformações volumétricas que ocorressem durante a cura e o ensaio propriamente dito fossem monitoradas, permitindo o cálculo do índice de vazios no final do processo de cura e ao longo da compressão isotrópica.

3.9 PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS CID

Nos ensaios triaxiais, após a preparação da amostra e o término do período de cura, era cessada a percolação e aplicava-se um carregamento ou descarregamento isotrópico até alcançar a tensão confinante de cisalhamento, no caso em que as tensões confinantes de cura e de cisalhamento fossem diferentes. Durante esse carregamento/descarregamento foi permitido o adensamento e a dissipação da pressão neutra gerada na amostra. As deformações devido ao adensamento foram consideradas como as mesmas obtidas nos ensaios isotrópicos correspondente. Nos ensaios onde a tensão confinante de cura e cisalhamento eram as mesmas, apenas deixou-se, antes de iniciar a etapa de cisalhamento, ocorrer a dissipação da contra-pressão de 15 kN/m^2 utilizada para a percolação de água na amostra.

Em seguida era realizado o cisalhamento da amostra aplicando deformações axiais controladas na velocidade de $0,462 \text{ \%}/\text{h}$. Os ensaios foram realizados drenados, sob tensão confinante constante, e monitorado qualquer pequena poro-pressão gerada durante o ensaio. Foi utilizado correção de área e membrana conforme La Rochelle et al. (1988) para determinação das tensões atuantes.

A fim de verificar a influência da fase ar existente nas amostras não saturadas nas medições volumétricas obtidas pelo sistema externo dos equipamentos triaxiais, Rotta (2000) utilizou dois sistemas de medição de variação volumétrica durante a execução dos ensaios isotrópicos - um conjunto de transdutores de deformação linear e uma bureta graduada - conforme descrito no item 3.6.1. Como o sistema projetado é fechado, não permitindo fuga do ar ou da água drenada do corpo-de-prova, e o sistema encontra-se sob pressão constante até o topo do corpo-de-prova (pressão atmosférica), a diferença entre os valores obtidos pelos

transdutores de deslocamento linear e pela bureta deve-se somente à compressão da fase ar existente dentro do solo devido às poro-pressões geradas pelo carregamento. Os resultados obtidos nos ensaios isotrópicos indicaram que, nas condições de densidade e saturação das amostras ensaiadas, as poro-pressões excessivas geram distorções nas leituras feitas pelo sistema externo de medição da variação volumétrica, porém se mostraram pouco significativas quando inferiores a 15 kN/m^2 na base do corpo-de-prova, causando um erro em torno de 0,005 no cálculo do índice de vazios. Então, nos ensaios triaxiais CID, foi utilizada uma velocidade de carregamento suficientemente baixa de modo que as pequenas poro-pressões geradas durante o ensaio não ultrapassassem o valor de 15 kN/m^2 , reduzindo ao máximo a compressão do volume de ar dentro da amostra devido à geração de poro-pressão e possibilitando a utilização dos dados obtidos pelo medidor externo de variação volumétrica. Ensaio adicionais também foram realizados com a aplicação de 20 kPa de contrapressão comparando-os com os resultados dos mesmos ensaios sem contrapressão buscando, além de testar a reprodutibilidade dos ensaios, a certificação da não influência da contrapressão na medição das deformações volumétricas. Tal análise será descrita no item 5.2.1.

Os ensaios executados sem aplicação de contrapressão encontram-se identificados com o símbolo “*” na sua nomenclatura (ver Tabela 2 e Tabela 3), enquanto que nos demais se utilizou 20 kPa de contrapressão.

4 PLASTIFICAÇÃO DO SOLO CIMENTADO EM ENSAIOS ISOTRÓPICOS

4.1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo analisa os efeitos do teor de cimento, nível de tensão e do índice de vazios existentes durante a formação da matriz cimentante no comportamento mecânico de um solo cimentado. Para isso foram utilizados 18 ensaios de compressão isotrópicos realizados pelo autor em sua dissertação de mestrado (ROTTA, 2000) simulando, em laboratório, a formação da matriz cimentante em elementos de solo situados a diferentes profundidades em um fictício depósito natural. As amostras de solos foram cimentadas sob uma variedade de tensões confinantes, no caso usando cimento Portland e tensões isotrópicas, com o objetivo de estabelecer um modelo conceitual mais geral para tais solos do que para um processo específico de cimentação. A formação de ligações cimentantes desta maneira simula um solo no qual a cimentação ocorreu em um único evento e sob tensões confinantes constantes ao longo de todo o processo de cimentação. Tal modelo é distinto de muitos processos graduais de formação de cimentação que ocorrem na natureza, os quais são de difícil reprodução em laboratório, mas representa um primeiro passo no modelo conceitual de tais processos. O processo utilizado neste trabalho pode simular, por exemplo, a deposição de agente cimentante por meio de fluxo aquoso através da camada de um depósito arenoso, ou a estabilização de uma camada de solo através de adição de agente cimentante e compactação. O uso de uma gama de tensões confinantes durante a cimentação e de teores de cimento investiga a interação entre os efeitos das tensões *in situ*, índices de vazios e quantidade de cimento depositado no subsequente comportamento mecânico do solo.

A compressibilidade do solo cimentado foi então avaliada, principalmente em termos da variação da tensão de plastificação como uma função do índice de vazios existentes durante a cimentação, a história de tensões e o teor de cimento.

4.2 RESULTADOS E ANÁLISES DOS ENSAIOS ISOTRÓPICOS

Figura 15 a Figura 17 apresentam os resultados obtidos dos ensaios de compressão isotrópica realizados nas amostras curadas sob diferentes tensões confinantes e sob teores de cimento de 1%, 2% e 3%, respectivamente. Um sumário dos resultados dos ensaios é dado na Tabela 7. A identificação dos ensaios segue a nomenclatura ISO(x) y - z , onde x é o teor de cimento, y é a tensão confinante de cura, e z é a máxima tensão isotrópica alcançada no ensaio.

A curva ISO(0)0-3000, presente em todos os gráficos, foi obtida da amostra moldada sem adição de cimento e representa a resposta do solo no seu estado desestruturado (não cimentado). Todas as outras curvas foram obtidas de amostras moldadas com adição de cimento e curadas a diferentes tensões confinantes, antes da formação da cimentação. O primeiro ponto plotado de cada curva, para as amostras cimentadas, representa o índice de vazios e a tensão isotrópica no final do processo de cura e o início da compressão isotrópica. Os pontos subsequentes representam o fim de cada incremento de tensão. Percebe-se que o primeiro ponto de cada curva recai aproximadamente sobre a curva de compressão isotrópica obtida da amostra não cimentada. Isto mostra que, quando submetidas às tensões de cura, as amostras com adição de cimento comportam-se similarmente à amostra não cimentada de referência, independente do teor de cimento. Isso corrobora a suposição que as ligações cimentantes foram formadas somente após o adensamento inicial das amostras, e indica que qualquer influência de alteração granulométrica devido à adição de cimento, até o máximo 3% utilizado, e efeitos colapsíveis, se eles ocorrem, têm efeitos negligenciáveis nas tensões estudadas. Isto ilustra uma vantagem do uso de cimento Portland sobre gipsita como agente cimentante no presente trabalho. Coop e Atkinson (1993) demonstraram que as quantidades de gipsita a serem adicionadas para alcançar resistências realísticas eram tão grandes que a mudança do teor de finos tinha um significativo impacto no comportamento intrínseco do solo.

O comportamento peculiar do solo estudado, verificado por Martins *et al.* (2001), sobre a existência de linhas de compressão normal aproximadamente paralelas entre si para diferentes índices de vazios iniciais, não teve influência nos resultados dos ensaios, visto que todas as amostras foram moldadas no mesmo índice de vazios inicial.

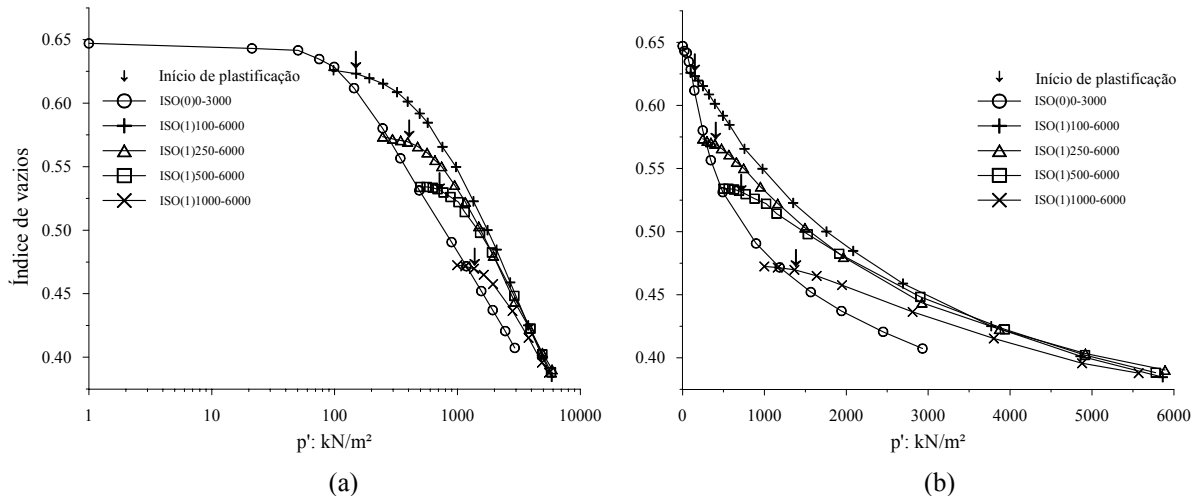


Figura 15: Resultados de compressão isotrópica para amostras com 1% de cimento: (a) escala semi logarítmica; (b) escala natural

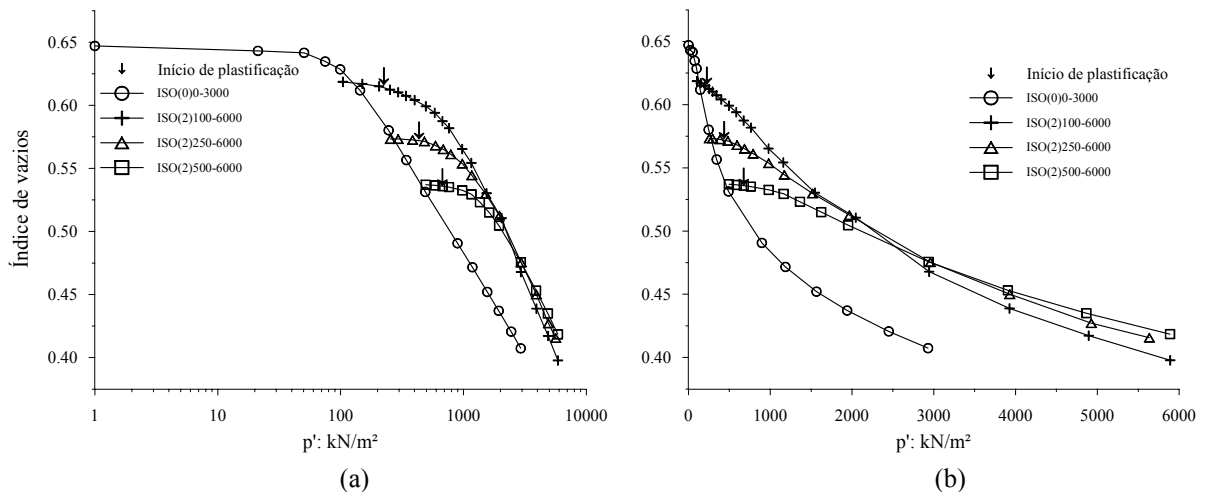


Figura 16: Resultados de compressão isotrópica para amostras com 2% de cimento: (a) escala semi logarítmica; (b) escala natural

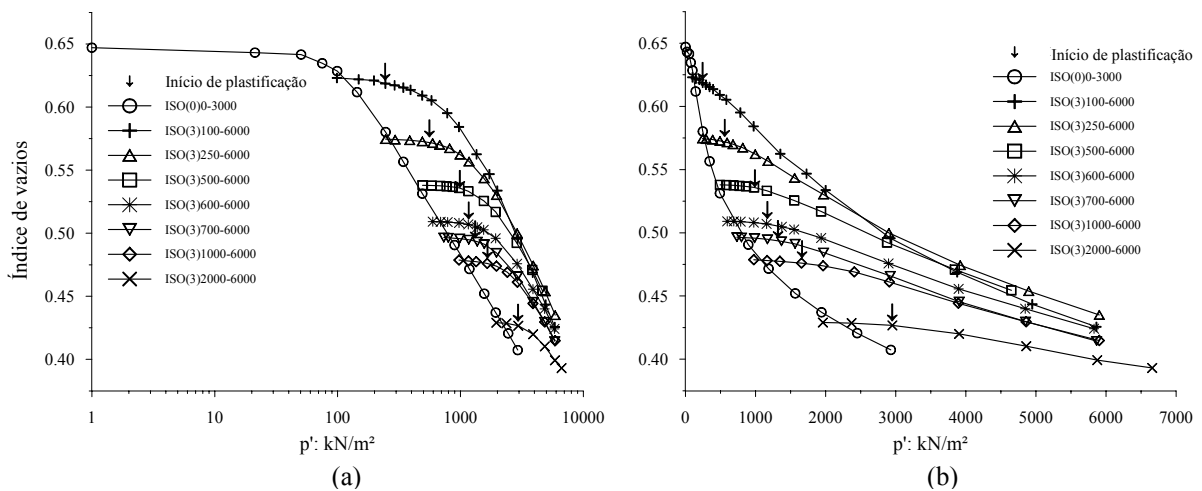


Figura 17: Resultados de compressão isotrópica para amostras com 3% de cimento: (a) escala semi logarítmica; (b) escala natural

Tabela 7: Sumário dos ensaios de compressão isotrópicos

Notação	Teor de Cimento (%)	Índice de Vazios Inicial / de Cura	Tensão Isotrópica Inicial / de Cura (kN/m ²)	Incremento de Tensão de Plastificação (kN/m ²)	Tensão de Início de Plastificação (kN/m ²)	Módulo volumétrico Inicial (MPa)
ISO(0)0-3000	0	0,650	--	--	--	6,0
ISO(1)100-6000	1	0,627	98	80	178	25,9
ISO(1)250-6000		0,573	246	159	405	45,7
ISO(1)500-6000		0,534	499	216	715	57,0
ISO(1)1000-6000		0,472	998	385	1383	79,8
ISO(2)100-6000		2	0,618	104	190	294
ISO(2)250-6000	0,573		254	267	521	68,0
ISO(2)500-6000	0,547		494	380	874	147,0
ISO(3)100-6000	3	0,623	99	260	359	48,4
ISO(3)250-6000		0,574	245	315	560	167,0
ISO(3)500-6000		0,537	492	498	990	267,2
ISO(3)600-6000		0,509	596	587	1183	393,9
ISO(3)700-6000		0,496	733	572	1305	395,0
ISO(3)1000-6000		0,478	974	679	1653	440,2
ISO(3)2000-6000		0,429	1960	989	2949	563,9
ISO(3)500-6000*		0,544	484	476	960	237,0
ISO(3)50-6000**		0,544	48	498	548	--
ISO(3)50-6000***		0,480	48	662	712	--

Nota 1: ISO(3)500-6000* foi adensado até 500 kN/m², curado, e descarregado até 50 kN/m² antes do carregamento isotrópico.

Nota 2: ISO(3)50-6000** foi adensado até 500 kN/m², descarregado até 50 kN/m², e então curado antes do carregamento isotrópico.

Nota 3: ISO(3)50-6000*** foi adensado até 1000 kN/m², descarregado até 50 kN/m², e então curado antes do carregamento isotrópico.

As curvas de compressão isotrópicas obtidas das amostras cimentadas são similares às encontradas na literatura para solos estruturados e naturalmente ou artificialmente cimentados (e.g. LEROUEIL & VAUGHAN, 1990). As amostras são inicialmente muito mais rígidas que o solo em seu estado desestruturado, tornando-se então gradualmente mais deformáveis com o aumento das tensões isotrópicas.

4.2.1 Determinação das Tensões de Plastificação em Compressão Isotrópica

Em contraste a alguns exemplos relatados na literatura (e.g. LEROUEIL & VAUGHAN, 1990; CUCCOVILLO & COOP, 1997), não existe uma clara definição do ponto de plastificação nas curvas apresentadas na Figura 15 a Figura 17. Dificuldades na determinação do ponto de plastificação têm sido também relatadas por outros autores, por exemplo, Barksdale e Blight (1997) para solos residuais, Kavvadas *et al.* (1993) para *Corinth marl*, e Cecconi *et al.* (1998) para rochas brandas. Isto tem sido explicado como o resultado de uma gradual quebra das ligações cimentantes com o carregamento.

Neste trabalho, a tensão de início da plastificação – isto é, o ponto no qual inicia a quebra das ligações cimentantes – foi considerada como sendo, em escala linear, o ponto onde a curva tensão-deformação desvia do comportamento linear inicial (Figura 18). Esta definição é consistente com a usada em outros trabalhos (e.g. CUCCOVILLO & COOP, 1997). As setas plotadas nas Figura 15 a Figura 17 indicam as tensões de início da plastificação dos materiais cimentados.

4.2.2 Módulo Volumétrico Inicial

Das curvas de compressão isotrópica apresentadas na Figura 15 a Figura 17, pode-se observar que, para as amostras preparadas com mesmo teor de cimento, o incremento de tensões necessário para causar certa redução no índice de vazios aumenta com o aumento da tensão de cura. Isto é corroborado pelo módulo volumétrico inicial apresentado na Tabela 7 e plotado na Figura 19, que também mostra um efeito interativo do índice de vazios de cura e teor de cimento na rigidez volumétrica pré-plastificação do solo cimentado. Da Figura 19 pode-se observar que o aumento no módulo volumétrico inicial causado pelo aumento no teor de cimento é muito mais pronunciado a menores índices de vazios, e que, para a gama de

teores investigados, o módulo volumétrico tende a um único valor baixo com o aumento do índice de vazios de cura. Isto claramente demonstra o efeito acoplado de densidade e cimentação no comportamento mecânico de solos cimentados (e.g. HUANG & AIREY, 1998).

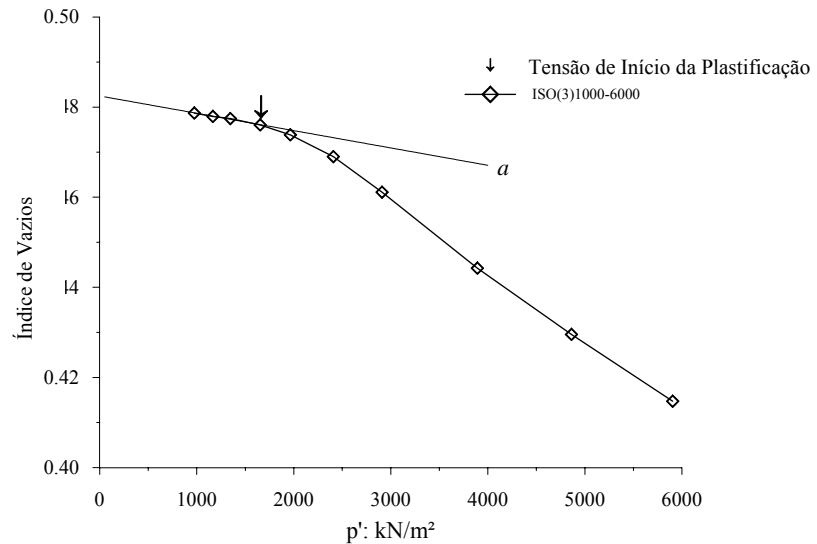


Figura 18: Determinação da tensão de início da plastificação em compressão isotrópica

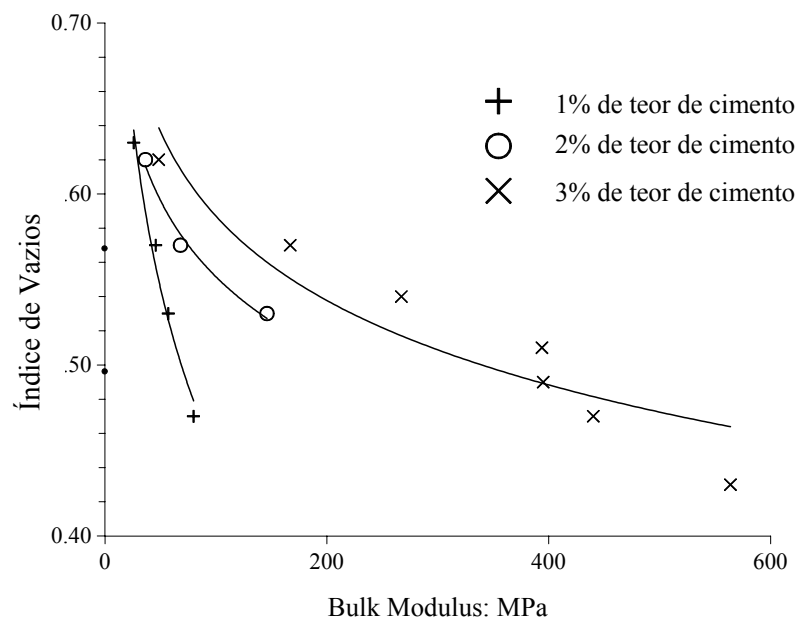


Figura 19: Variação do módulo volumétrico inicial com o índice de vazios de cura

4.2.3 Características Gerais do Comportamento

A Figura 20 mostra um diagrama esquematizado ilustrando as características do comportamento observado na Figura 15 a Figura 17, e define os termos que serão usados para descrever o comportamento. Após a tensão de início da plastificação, todas as curvas das amostras com diferentes índices de vazios iniciais seguem uma linha de compressão pós-plastificação que é única para cada grau de cimentação e que converge com a linha de compressão intrínseca (LCI) do solo não cimentado com o aumento das tensões isotrópicas. Esta característica também foi observada por Cuccovillo e Coop (1999) para calcarenitos naturais com diferentes índices de vazios iniciais. A zona entre a linha de compressão pós-plastificação e a LCI define o espaço permitido pela estrutura (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990).

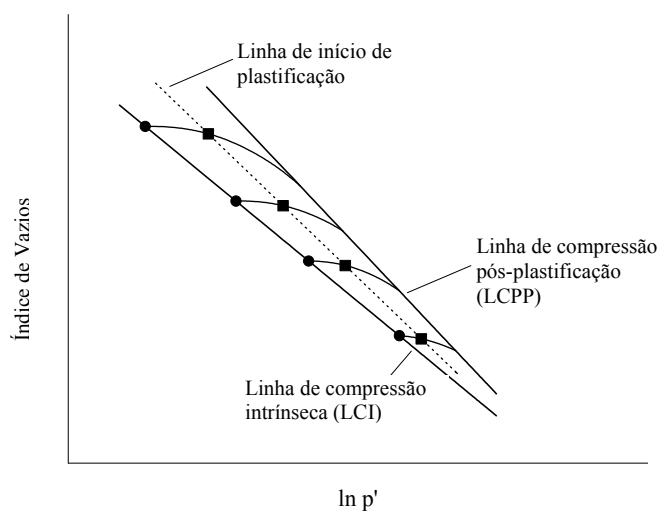


Figura 20: Características do comportamento observado nos ensaios de compressão isotrópica

A Figura 21 sumariza as localizações das linhas de compressão pós-plastificação (LCPP) para cada teor de cimento, mostrando como se deslocam com o aumento do teor de cimento. Extrapolando as LCPPs e a LCI mostradas na Figura 21, demonstra-se uma possível convergência, mas não antes de tensões tão altas quanto 30 MPa, independente do teor de cimento. Como discutido anteriormente, a pequena quantidade de cimento teria um negligenciável efeito na posição da linha de compressão intrínseca, mas a gradual convergência indica uma desestruturação muito mais lenta que a observada, por exemplo, em

algumas areias cimentadas (e.g. LAGIOIA & NOVA, 1995; CUCOVILLO & COOP, 1999). Ainda, Coop e Atkinson (1993) também encontraram uma gradual convergência para areia artificialmente cimentada.

Também são mostradas na Figura 21 as linhas de início de plastificação que, para o solo estudado, encontram-se entre a LCI e LCPP e novamente convergem à LCI com o aumento das tensões isotrópicas. No calcarenito estudado por Cuccovillo e Coop (1999) a linha de início de plastificação praticamente coincide com a LCPP. Como as amostras estudadas foram cimentadas sobre a LCI, a linha de início de plastificação necessariamente encontra-se à direita da LCI, mas para alguns solos isto não é o caso. Por exemplo, ensaios em areias naturalmente cimentadas (Greensand) realizados por Cuccovillo e Coop (1999) apresentaram pontos de plastificação em compressão abaixo da LCI por terem sido cimentadas após um forte pré-adensamento na sua história geológica.

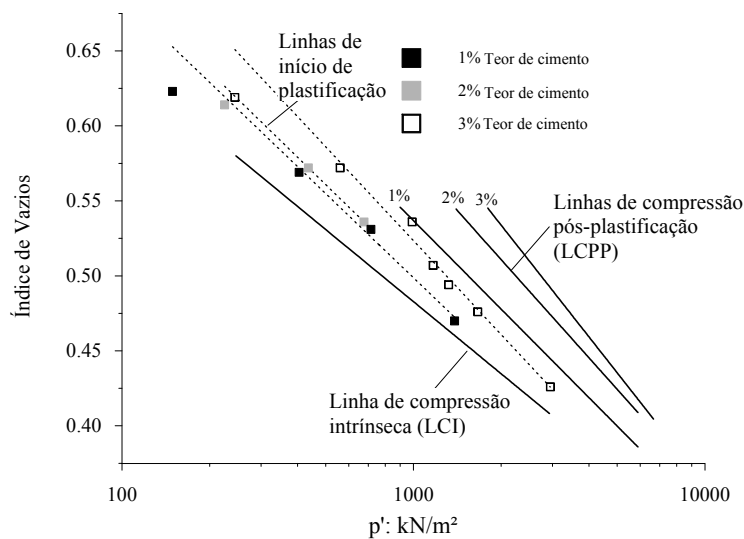


Figura 21: Sumário dos pontos de início de plastificação, linhas de início de plastificação, e linhas de compressão pós-plastificação

Na Figura 21 a linha de início de plastificação e a LCPP são representadas simplesmente por retas dentro da faixa de tensões estudadas. Entretanto, elas não podem cruzar a LCI a maiores tensões, visto que, independente do nível de tensão que se encontra ou de quando a cura ocorre, espera-se sempre algum efeito positivo na tensão de plastificação.

4.2.4 Fatores Determinantes do Tamanho da Superfície de Início de Plastificação

O aumento nas tensões de início de plastificação em compressão isotrópica para o solo artificialmente cimentado é apresentado na Figura 22 como uma função do índice de vazios de cura e teor de cimento. Para o solo e cimento estudados, e para o método de preparação das amostras utilizado, os pontos plotados podem ser satisfatoriamente ajustados por funções logarítmicas do tipo:

$$e_{cura} = A \ln(\Delta p_y') + B \quad (1)$$

onde e_{cura} é o índice de vazios de cura (obtido no final do procedimento de cura), $\Delta p_y'$ é o incremento de tensão de plastificação, definido como a diferença entre a tensão de início de plastificação em compressão isotrópica, p_y' , e a tensão isotrópica de cura, p_{cura}' (ou seja, $\Delta p_y' = p_y' - p_{cura}'$), e A e B são constantes de ajuste.

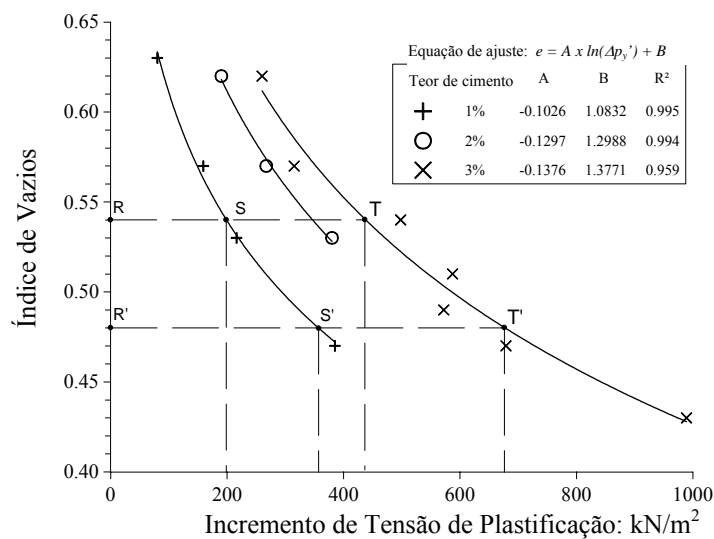


Figura 22: Variação do incremento de tensão de plastificação com índice de vazios de cura

Da análise da Figura 22, três conclusões básicas são possíveis:

- (a) *Para amostras curadas no mesmo índice de vazios, a tensão de início de plastificação em compressão isotrópica aumenta com o aumento do teor de cimento.*

Esse comportamento pode ser observado na Figura 22 através da reta RST. O ponto R representa o valor do incremento de tensão de plastificação para uma amostra não cimentada com índice de vazios de 0,54 sobre a linha de compressão normal ($\Delta p_y' = 0$). Aumentando o teor de cimento para um mesmo índice de vazios de cura, o incremento na tensão de plastificação em compressão isotrópica é aumentado pelo deslocamento das curvas à direita até o teor de cimento correspondente (ponto S para 1% e T para 3% de teor de cimento). Na Figura 23, a variação da tensão de início de plastificação ($p_y' = p_{cura}' + \Delta p_y'$) é plotado contra o teor de cimento para quatro diferentes índices de vazios de cura. Pode-se observar que, para as amostras curadas na mesma densidade, as tensões de início de plastificação aumentam com o aumento do teor de cimento.

(b) Para amostras com mesmo teor de cimento, a tensão de início de plastificação aumenta com a redução do índice de vazios de cura.

Por exemplo, na Figura 22, a amostra curada com índice de vazios de 0,54 e teor de cimento de 3% (ponto T) terá um incremento de tensão de plastificação em compressão isotrópica menor que o valor obtido de uma amostra curada com o mesmo teor de cimento, mas com um índice de vazios de 0,48 (ponto T'). Novamente, isso também pode ser observado na Figura 23, onde a tensão de início de plastificação aumenta com a diminuição do índice de vazios de cura para as amostras curadas com o mesmo teor de cimento. Isso pode ser originado pelo aumento na densidade da amostra com uma mesma quantidade de cimento, resultando em um maior número de pontos de contato entre as partículas de solo e a matriz cimentante.

(c) A contribuição relativa da cimentação para a tensão de início de plastificação em compressão isotrópica diminui com a redução do índice de vazios de cura.

Observando duas amostras preparadas com o mesmo teor de cimento, mas curadas a diferentes índices de vazios (pontos S e S' na Figura 22), as tensões resistidas pelo atrito entre partículas podem ser obtidas diretamente da curva de compressão isotrópica da amostra não cimentada (Figura 15 a Figura 17), e as tensões resistidas pelas ligações entre partículas pela reta RS e R'S' na Figura 22, para 1% de teor de cimento. Pode-se observar que a razão entre as tensões resistidas pelas ligações e pela fricção decresce com a redução do índice de vazios de cura, demonstrando que a contribuição da cimentação é menos efetiva em amostras mais densas. Uma melhor visualização é possível na Figura 23. Tendo como exemplo a amostra

com índice de vazios de 0,57, o aumento do teor de cimento até 3% causa um aumento de 106% na tensão de início de plastificação (de 276 kPa para 560 kPa). Entretanto, para as amostras curadas com índice de vazios de 0,47, o acréscimo do mesmo teor de cimento aumenta a tensão de início de plastificação de 1.139 kPa para 1.653 kPa, representando um aumento de somente 46%. Huang e Airey (1998) e Cuccovillo e Coop (1999) fizeram observações similares em calcarenito e areias calcárias, respectivamente, por eles estudados.

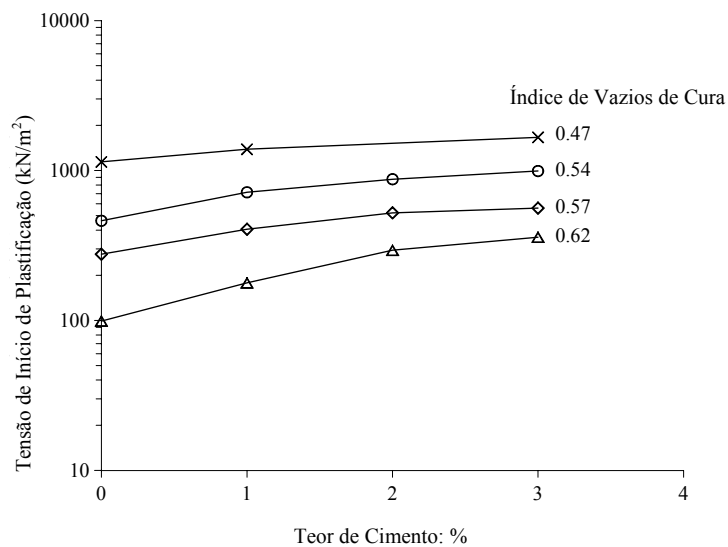


Figura 23: Variação da tensão de início de plastificação com o teor de cimento

A Figura 23 também indica que um aumento na densidade, por exemplo, pela aplicação de uma maior energia de compactação, pode ser mais efetivo no aumento da tensão de início de plastificação, e assim na deformabilidade do solo, que um aumento no teor de cimento. Isso pode ser de suma importância para a prática de engenharia em relação ao uso de solos artificialmente cimentados em obras geotécnicas.

As mudanças no incremento de tensão de plastificação em compressão isotrópica como uma função do índice de vazios de cura e teor de cimento podem ser convenientemente expressados por uma simples expressão matemática oriunda das equações apresentadas na Figura 22. De uma simples análise de regressão linear dos valores apresentados na tabela da Figura 22, os coeficientes A e B podem ser expressos como funções lineares do teor de cimento CC :

$$A = -0,0175 \times CC - 0,0883, \quad R^2 = 0,909 \quad (2)$$

$$B = 0,1470 \times CC + 0,9591, \quad R^2 = 0,932 \quad (3)$$

Introduzindo as expressões de A e B na Equação (1), o valor do incremento de tensão de plastificação ($\Delta p_y'$ em kPa) em compressão isotrópica é obtido por:

$$\Delta p_y' = \exp \left[\frac{0,147 \times CC + 0,9591 - e_{cura}}{0,0175 \times CC + 0,0883} \right] \quad (4)$$

Onde e_{cura} é o índice de vazios de cura e CC é a percentagem de teor de cimento.

A tensão de início de plastificação em compressão isotrópica ($p_y' = p_{cura}' + \Delta p_y'$) obtido da Figura 22 ou usando a Equação (4) define a intersecção entre a superfície de início de plastificação e o eixo isotrópico (p') no espaço de tensões $p':q'$. Então, a diminuição do índice de vazios de cura e/ou aumento do teor de cimento causa um aumento nas tensões isotrópicas de início de plastificação e, portanto, a expansão da superfície de início de plastificação. Então, em um depósito normalmente adensado que tenha sido cimentado sob tensões geostáticas através da precipitação de um agente cimentante, pode-se esperar que haja uma expansão da superfície de início de plastificação com a profundidade, cuja magnitude dependerá tanto da densidade de cura quanto da quantidade de agente cimentante.

4.2.5 Influência da História de Tensões após a Cura

A fim de avaliar o efeito da história de tensões após a cura na tensão de início de plastificação, uma amostra adicional contendo 3% de cimento foi ensaiada em compressão isotrópica. A amostra foi consolidada até 500 kPa, curada por 48 h, e então descarregada até 50 kPa (ISO(3)500-6000*). Desta forma, foi possível obter uma amostra com um índice de vazios comparável com a amostra normalmente adensada (ISO(3)500-6000), mas com diferente OCR. Os resultados estão descritos na Tabela 7 e apresentados na Figura 24, juntamente com a curva de compressão isotrópica do solo não cimentado de referência.

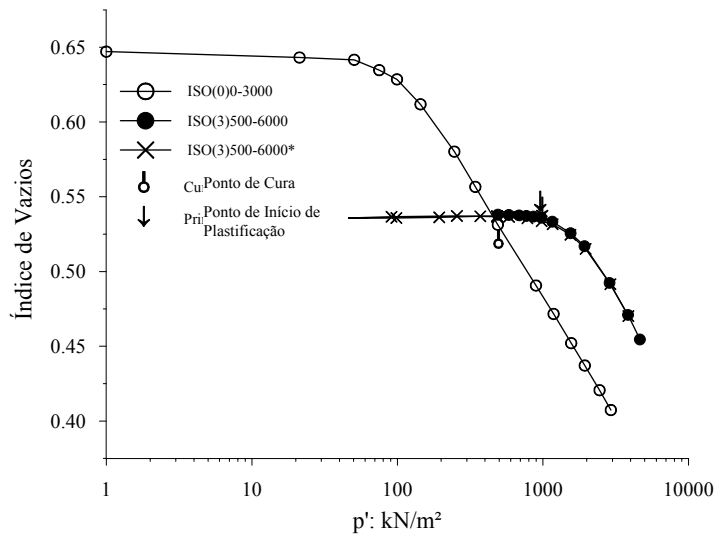


Figura 24: Efeito da história de tensões após a cura (OCR = 10)

Pode-se notar que, para um ciclo de descarregamento/recarregamento, o comportamento em compressão isotrópica é independente do descarregamento aplicado na amostra após a cura, mesmo com uma razão de pré-adensamento tão alta quanto 10. Isso claramente demonstra que tanto o índice de vazios quanto o nível de cimentação controlam o comportamento tensão-deformação do solo cimentado em compressão isotrópica, e não a história de tensões após a formação da cimentação. Neste caso, claramente o descarregamento não causa qualquer efeito nas ligações cimentantes. Tal fato é contrário às conclusões de Fernandez e Santamarina (2001) que encontraram areias cimentadas sob tensões confinantes as quais plastificaram mais facilmente em descarregamento que em compressão. Neste trabalho, o solo sofreu um descarregamento de 450 kPa, que é similar ao incremento de tensão de plastificação em compressão de 476 kPa, e não houve nenhum aparente efeito adverso.

4.2.6 Influência da História de Tensões antes da Cura

Para avaliar a influência da história de tensões antes da cura, duas amostras adicionais com 3% de teor de cimento (ver Tabela 7) foram ensaiadas em compressão isotrópica. A primeira amostra (ISO(3)50-6000**) foi adensada até 500 kPa, descarregada a 50 kPa, e então curada por 48 h antes de ser isotropicamente comprimida até 6.000 kPa. A segunda amostra (ISO(3)50-6000***) foi adensada até 1.000 kPa, descarregada a 50 kPa, e então curada. Desta forma, foi possível obter duas amostras com índices de vazios comparáveis com as amostras normalmente adensadas ISO(3)500-6000 e ISO(3)1000-6000 respectivamente, mas curadas

sob diferentes tensões confinantes de cura e com diferentes razões de pré-adensamento.

Os resultados são apresentados na Figura 25 e Figura 26, juntamente com a curva de compressão isotrópica do solo não cimentado de referência. Diferenças de inclinação nas linhas de descarregamento e recarregamento dos ensaios ISO(3)500-6000** e ISO(3)500-6000*** podem ser observadas, refletindo os diferentes estados da amostra em cada etapa do ensaio: não cimentada durante o descarregamento anterior à cura, e cimentada durante o recarregamento. Realizando o procedimento previamente descrito, similares incrementos de tensão de plastificação foram obtidos para as amostras curadas com similares índices de vazios, mas com diferentes razões de pré-adensamento (ver Tabela 7). Em um dado índice de vazios, a tensão confinante de cura (p_{cura}') então influencia a tensão de início de plastificação (p_y'), mas não o incremento de tensão de plastificação ($\Delta p_y'$), conforme definido na Equação (1), que é mantida praticamente inalterada. Esses ensaios confirmam que não é somente a quantidade de cimento que controla o tamanho e localização da superfície de plastificação, mas também as tensões atuantes durante a formação das ligações cimentantes.

Entretanto, ainda que as tensões de plastificação sejam afetadas pelas tensões confinantes de cura, a localização da linha de compressão pós-plastificação parece permanecer inalterada.

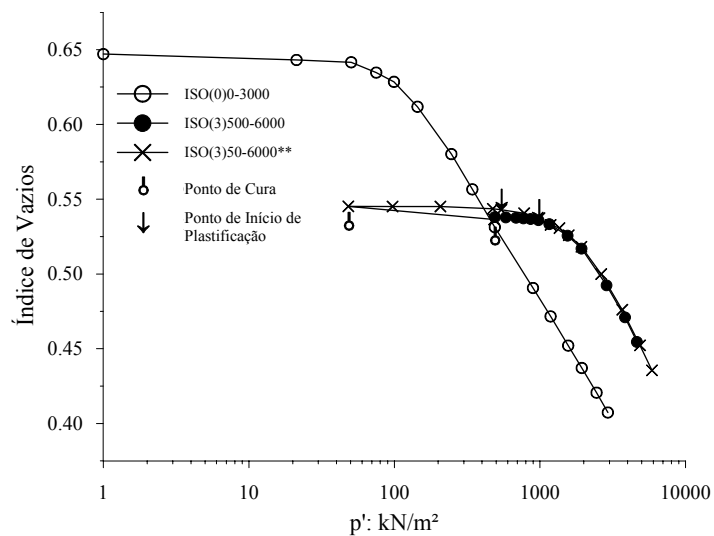


Figura 25: Efeito da história de tensões antes da cura (OCR = 10)

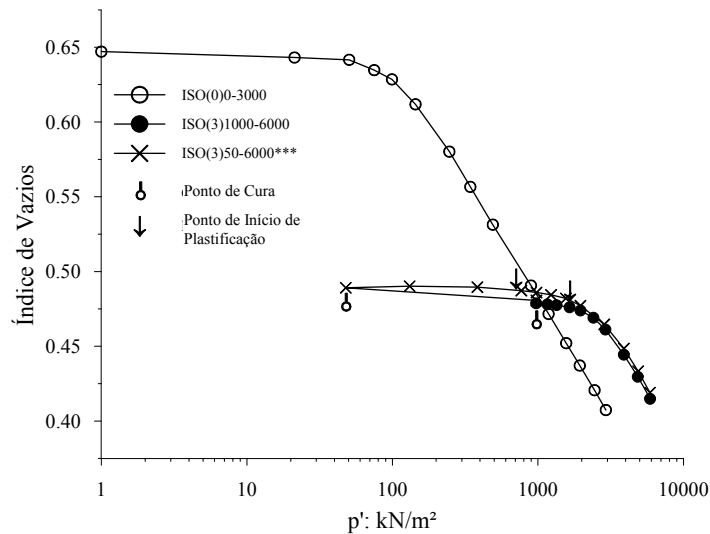


Figura 26: Efeito da história de tensões antes da cura (OCR = 20)

A independência do incremento de tensão de plastificação, a um dado índice de vazios, em relação às tensões confinantes de cura pode ser explicada pela análise da contribuição da cimentação na resistência do solo durante a compressão isotrópica. Quando duas amostras idênticas (ou seja, com similares teores de cimento e índices de vazios) são curadas sob diferentes tensões confinantes, as ligações cimentantes são na verdade formadas sob tensões nulas, enquanto que as tensões de cura, as quais foram aplicadas antes da formação da cimentação, são inteiramente suportadas pelo arranjo entre as partículas do solo. Conseqüentemente, os incrementos de tensão isotrópica suportados até o início da plastificação serão os mesmos em ambas as amostras, quando o incremento de carregamento além da tensão de cura estará inteiramente suportado pelas ligações cimentantes, que são muito mais rígidas que o arranjo estrutural das partículas de solo.

5 PLASTIFICAÇÃO E RESISTÊNCIA DO SOLO CIMENTADO EM ENSAIOS TRIAXIAIS

5.1 INTRODUÇÃO

A simulação em laboratório apresentada no Capítulo 4, onde amostras foram curadas sob diversas tensões de confinamento e carregadas isotropicamente a fim de simular o comportamento de elementos situados em diferentes profundidades de um fictício depósito de solo cimentado, demonstrou que a diminuição do índice de vazios de formação da cimentação ao longo do perfil provoca um aumento na tensão isotrópica de início de plastificação e, portanto, uma expansão da superfície de plastificação com a profundidade.

Procurando identificar a influência do aumento das tensões confinantes e diminuição do índice de vazios durante a formação das cimentações nos parâmetros de resistência, deformabilidade e na superfície de plastificação ao longo do perfil do depósito fictício, utilizou-se para análise os ensaios triaxiais realizados pelo autor em sua dissertação de mestrado (ROTTA, 2000) em amostras curadas com 3% de cimento em diferentes índices de vazios e histórias de tensões (ver item 3.4).

Dessa forma, o presente capítulo objetiva analisar os resultados dos ensaios triaxiais realizados pelo autor em sua dissertação de mestrado (ROTTA, 2000), aos quais foram adicionados novos resultados, complementando as conclusões obtidas com os ensaios isotrópicos apresentados no Capítulo 4.

5.2 RESULTADOS E ANÁLISES DOS ENSAIOS TRIAXIAIS

5.2.1 Influência do Índice de Vazios de Cura

A Figura 27 apresenta uma visualização, no espaço $e:\ln(p')$, dos pontos ensaiados em compressão triaxial por autor em seu trabalho de mestrado (ROTTA, 2000). Os ensaios seguem a seguinte descrição: CID1/ v - y - t , onde v é a tensão confinante de adensamento da

amostra, y é a tensão confinante de cura e t é a tensão confinante aplicada durante o cisalhamento. As amostras com 3% de cimento foram moldadas em um mesmo índice de vazios (ponto A) e adensadas antes do início de cura a três diferentes tensões confinantes (100, 250 ou 500 kN/m²). Durante o adensamento, as amostras seguem a curva de compressão isotrópica do solo em seu estado não cimentado – pois ainda não há cimentação formada – estabilizando em seus diferentes pontos - B, C ou D - conforme a tensão aplicada. A amostra CID1/100-50-50 foi então curada a uma tensão de 50 kN/m², enquanto as demais amostras permaneceram curando sob a mesma tensão de adensamento, obtendo-se assim amostras cimentadas com diferentes índices de vazios. Terminada a cura, as amostras foram submetidas a uma das três situações: 1) a amostra é mantida para cisalhamento com a mesma tensão confinante de cura (amostras CID1/100-50-50*, CID1/250-250-250* e CID1/500-500-500*), 2) a amostra é descarregada isotropicamente a uma tensão confinante inferior a de cura (amostras CID1/250-250-50*, CID1/500-500-250* e CID1/500-500-50*) 3) a amostra é carregada isotropicamente a uma tensão confinante superior a de cura (amostras CID1/100-50-250*, CID1/100-50-500* e CID1/250-250-500*). Quando há descarregamento ou carregamento isotrópico após a cura, as amostras então seguem a curva de compressão do solo cimentado - obtidas dos ensaios isotrópicos apresentados no Capítulo 4 – correspondente à sua tensão de cura. Encerrado o carregamento/d Descarregamento isotrópico, as amostras então foram cisalhadas sob tensão confinante constante. Através das amostras situadas nos nove pontos iniciais representados pela Figura 27, conseguiu-se analisar a resposta ao cisalhamento de amostras curadas em três diferentes índices de vazios (que estariam representando três diferentes profundidades de um depósito sedimentar cimentado fictício) e cisalhadas sob três diferentes tensões de confinamento (que estariam representando, por exemplo, um aumento na sobrecarga do depósito ou um descarregamento devido a um processo de erosão após a formação da estrutura cimentante) para avaliar a influência do índice de vazios de cura (ou profundidade) nos parâmetros de resistência e deformabilidade. O resumo dos ensaios é apresentado na Tabela 8.

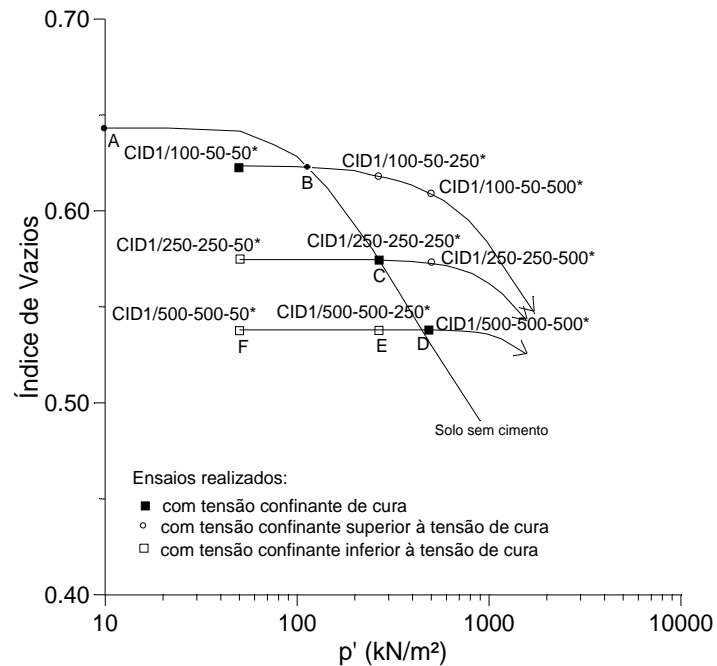


Figura 27: Pontos ensaiados em compressão triaxial no espaço de $e:\ln(p')$ (ROTTA,2000)

Tabela 8: Resumo dos ensaios triaxiais realizados pelo autor (ROTTA 2000)

Nomenclatura	Índice de vazios de cura ^(a)	Tensão de início de plastificação (q_y') em kPa	Resistência de pico (q_{max}') em kPa
CID1/100-50-50*	0,62	140	526
CID1/100-50-250*	0,62	90	1.046
CID1/100-50-500*	0,62	-x-	1.563
CID1/250-250-50*	0,57	150	605
CID1/250-250-250*	0,57	100	1.161
CID1/250-250-500*	0,57	100	1.590
CID1/500-500-50*	0,54	270	727
CID1/500-500-250*	0,54	320	1.245
CID1/500-500-500*	0,54	350	1.825

^(a) Os valores dos índices de vazios foram estimados a partir dos ensaios isotrópicos apresentados na Tabela 7.

A Figura 28 apresenta as curvas tensão desvio vs. deformação axial ($q:\epsilon_a$) e deformação volumétrica vs. deformação axial ($\epsilon_v:\epsilon_a$) obtidos dos ensaios triaxiais drenados realizados por este autor em sua dissertação de mestrado (ROTTA, 2000) nas amostras cimentadas.

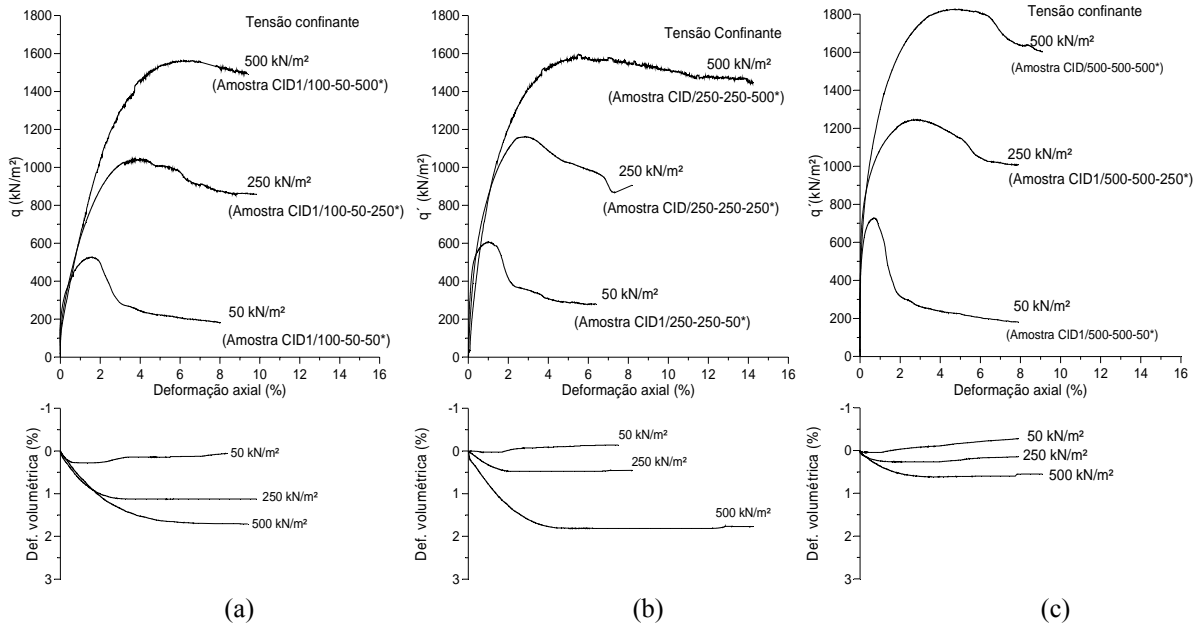


Figura 28: Curvas tensão-deformação das amostras cimentadas em compressão triaxial: a) amostras curadas com 50 kN/m², b) amostras curadas com 250 kN/m², c) amostras curadas com 500 kN/m²

Nova bateria de ensaios foi realizada a fim de complementar e de testar a reprodutibilidade dos ensaios realizados no trabalho de mestrado deste autor (ROTTA, 2000). Os novos ensaios seguem a nomenclatura CID2/ v - y - t , similar aos ensaios de Rotta (2000), conforme Tabela 9.

A Figura 29 apresenta os resultados dos ensaios CID2/500-500-250, CID2/500-500-50 e CID2/100-50-50 comparados, respectivamente, com os ensaios CID1/500-500-250*, CD1/500-500-50* e CD1/100-50-50* realizados pelo autor em seu trabalho de mestrado (ROTTA, 2000). Percebe-se uma boa reprodutibilidade nas curvas tensão-deformação, porém não o mesmo nas curvas deformação volumétrica vs. deformação axial. Tal divergência ocorreu pela não aplicação de contrapressão nos ensaios realizados durante o trabalho de mestrado (ROTTA, 2000), criando dificuldades no deslocamento do êmbolo interno do sistema de medição de variação volumétrica. Apesar de não gerar poro-pressões significativas, a restrição no deslocamento do êmbolo prejudicou a leitura das variações volumétricas, as quais conseguiram apenas refletir a tendência do comportamento da amostra

(expansão ou contração), mas não a medida absoluta da variação volumétrica. Na nova bateria de ensaios, uma contrapressão próxima a 20 kPa foi aplicada após a cura, evitando assim tais problemas e conseguindo uma medição mais precisa das variações volumétricas. Complementarmente, duas amostras foram ensaiadas para comprovação do problema: 1) CID2/400-400-400, ensaiada com aplicação de contrapressão de 20 kPa; 2) CID2/400-400-400*, cisalhada sem contrapressão. Os resultados são apresentados na Figura 30, onde novamente surgem diferenças entre as curvas de deformação volumétrica. Apesar dos problemas de medição da variação volumétrica existentes nos ensaios realizados pelo autor em seu curso de mestrado (ROTTA, 2000), estes não interferem nas curvas tensão-deformação, conforme Figura 29 e Figura 30, podendo seus resultados ser utilizados para análises quanto à resistência e deformabilidade do material. Os ensaios que apresentaram problemas na leitura da medida de variação volumétrica estão identificados com o símbolo “*”.

Tabela 9: Resumo dos novos ensaios triaxiais realizados

Nomenclatura	Índice de vazios de cura ^(a)	Tensão de início de plastificação (q_y') em kPa	Resistência de pico (q_{max}') em kPa
CID2/100-50-50	0,62	130	508
CID2/400-50-400*	0,546	80	1.357
CID2/400-400-400	0,546	250	1.375
CID2/400-400-400*	0,546	360	1.438
CID2/500-50-50	0,54	190	739
CID2/500-50-500	0,54	90	1.634
CID2/500-250-50	0,54	150	746
CID2/500-250-250	0,54	270	1.174
CID2/500-500-50	0,54	170	740
CID2/500-500-250	0,54	340	1.187

^(a) Os valores dos índices de vazios foram estimados a partir dos ensaios isotrópicos apresentados na Tabela 7.

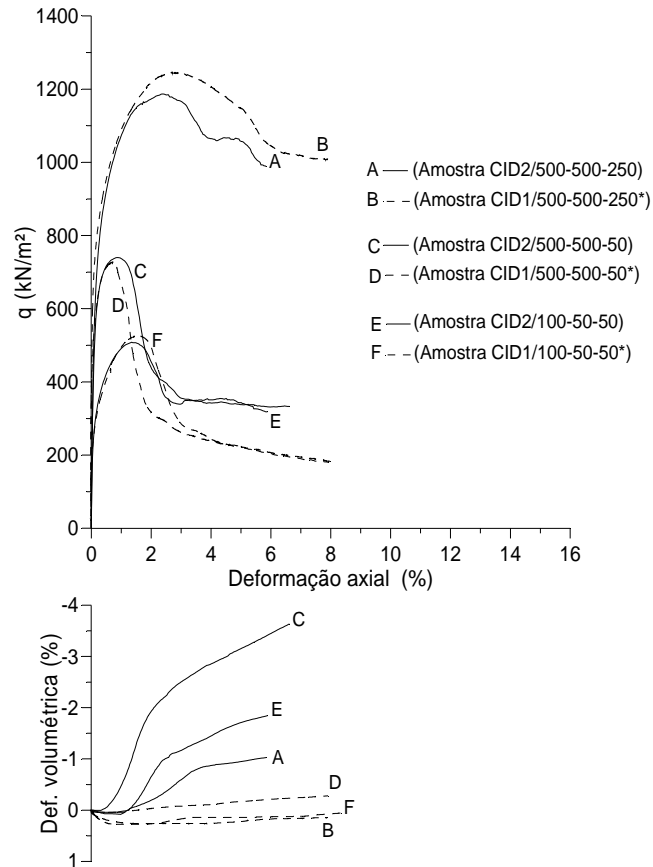


Figura 29: Reprodutibilidade dos ensaios triaxiais

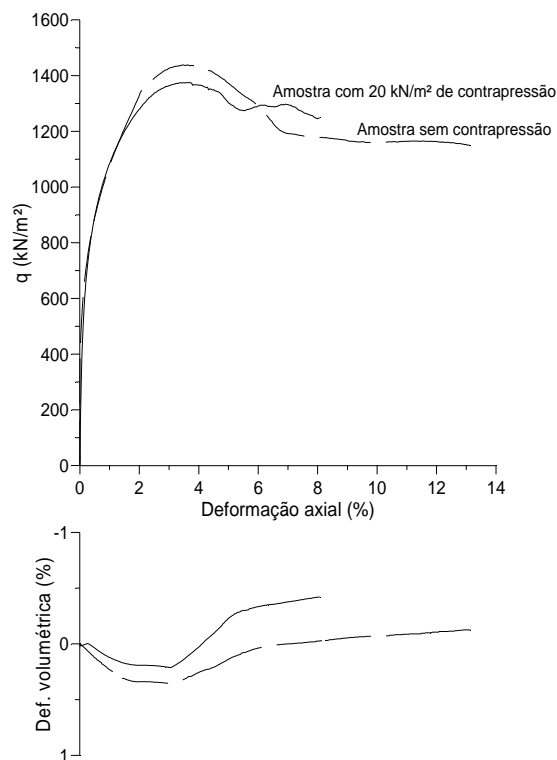


Figura 30: Comparação entre amostras ensaiadas com e sem aplicação de contrapressão

A determinação das tensões de ruptura e de início de plastificação foi realizada nos ensaios da Figura 28 a Figura 30, cujos resultados são apresentados na Tabela 8 e Tabela 9, para avaliar a influência do índice de vazios de cura na superfície de início de plastificação e envoltória de ruptura. As rupturas das amostras foram consideradas como o ponto da curva tensão-deformação correspondente à máxima tensão desvio. Da mesma forma que nos ensaios isotrópicos, definiu-se a tensão de início de plastificação no cisalhamento como a tensão onde a curva tensão-deformação desvia do comportamento linear inicial, exemplificado pela Figura 31.

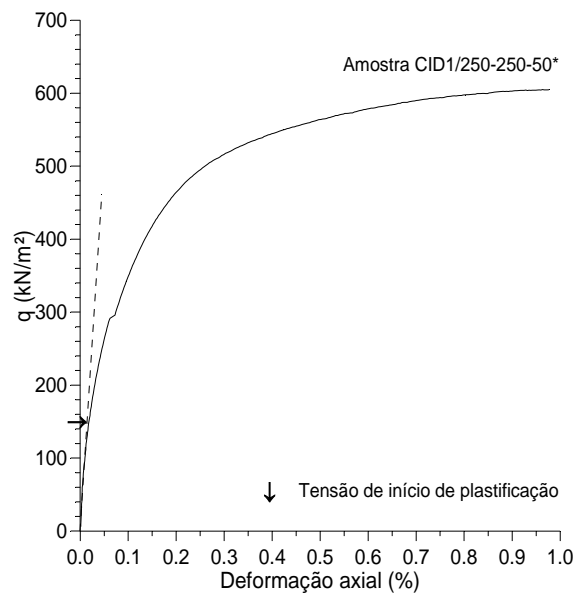


Figura 31: Determinação da tensão de início de plastificação em ensaios triaxiais

A Figura 32 apresenta as trajetórias de tensões, envoltórias de ruptura e superfícies de início de plastificação das amostras curadas nas tensões confinantes de 50, 250 e 500 kN/m², correspondendo respectivamente aos índices de vazios de cura de 0,62, 0,57 e 0,54.

O primeiro aspecto que pode ser observado a partir da Figura 32 é a confirmação da expansão da superfície de plastificação com a diminuição do índice de vazios de formação da estrutura cimentante, não apenas na direção do eixo isotrópico, mas também em todas as direções dentro do espaço de tensões $p':q$.

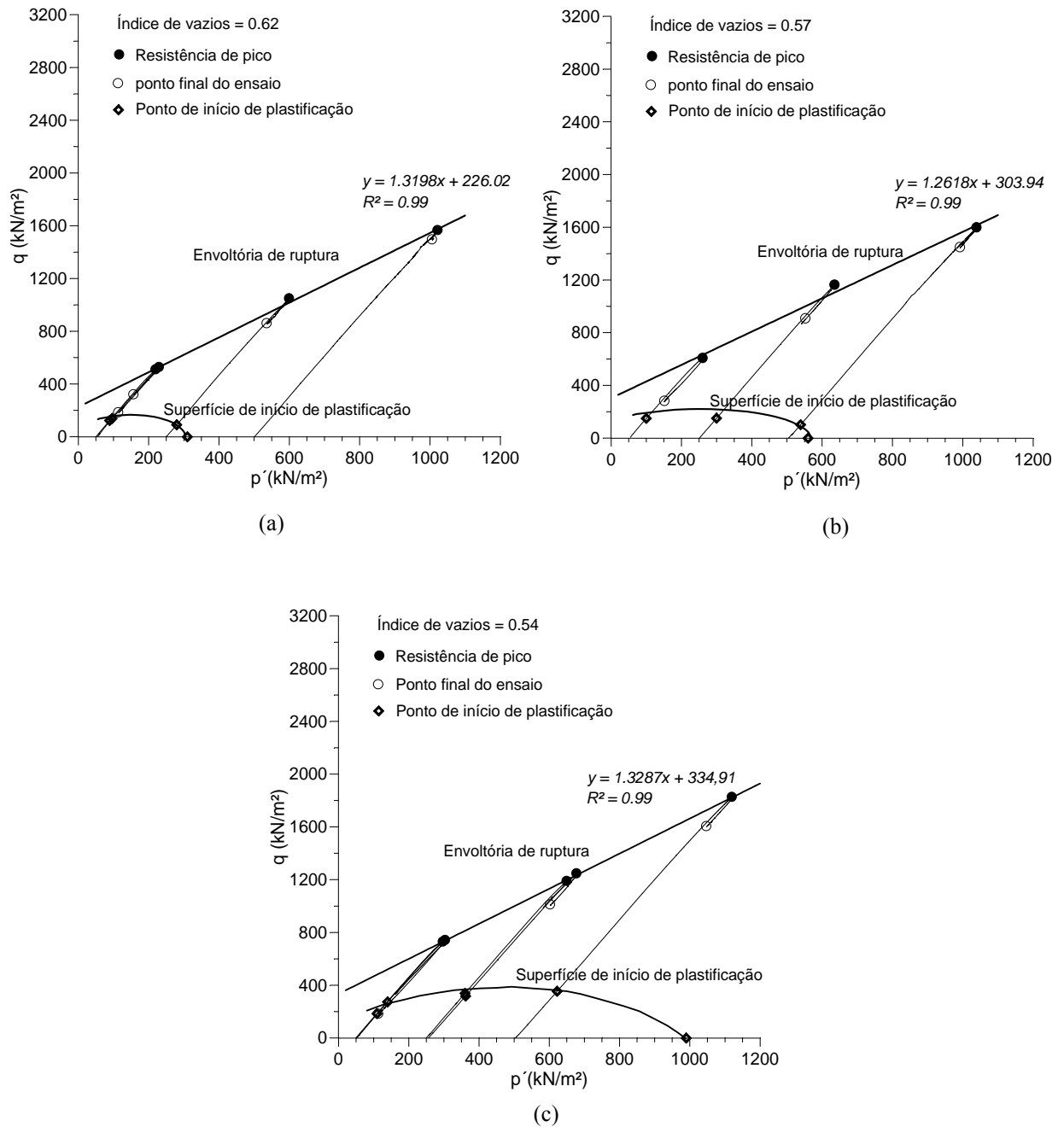


Figura 32: Envoltória de ruptura e superfície de plastificação: a) amostras curadas a 50 kN/m² com $e = 0,62$; b) amostras curadas a 250 kN/m² com $e = 0,57$; c) amostras curadas a 500 kN/m² com $e = 0,54$.

Os pontos de máxima tensão desvio foram ajustados por regressão linear, conforme as retas apresentadas na Figura 32, fornecendo coeficientes de correlação (R^2) próximos a 1,0. Os valores dos parâmetros de resistência obtidos das equações de regressão linear para as amostras curadas nos diferentes índices de vazios correlacionados com as tensões confinantes de cura são apresentados na Tabela 10.

Tabela 10: Parâmetros de resistência das amostras cimentadas sob diferentes tensões confinantes e índices de vazios de cura

Tensão de cura (kN/m ²)	Índice de vazios de cura	c' (kN/m ²)	ϕ' (graus)
50	0,62	110	33
250	0,57	147	32
500	0,54	162	33

Ao contrário do observado por Clough *et al.* (1981) em amostras de areia artificialmente cimentadas, onde o aumento da densidade com um mesmo teor de agente cimentante provocou também um aumento no valor do ângulo de atrito, os valores das amostras cimentadas deste programa experimental mantiveram-se em torno de $\phi' = 33^\circ$, não apresentando uma tendência significativa de aumento ou diminuição do seu valor com a diminuição do índice de vazios de cura. Porém, a diminuição do índice de vazios de 0,62 para 0,54 provocou um significativo aumento no valor da coesão do material de 110 kN/m² para 162 kN/m², refletindo o crescimento das resistências de pico das amostras com o aumento da densidade de cura devido ao melhor envolvimento da cimentação nos grãos de solo (ROTTA, 2000).

A inexecução dos ensaios triaxiais a grandes deformações e os problemas relatados na medição da variação volumétrica em alguns ensaios não permitiram a definição precisa do estado crítico, impedindo a respectiva análise. Entretanto, os pontos finais de cada ensaio são apresentados na Figura 32 indicando a tendência do posicionamento da linha do estado crítico no espaço $p':q$.

5.2.2 Influência das Tensões de Cura

O estudo da influência das tensões de cura no comportamento do solo à compressão triaxial foi dividido em duas etapas distintas: 1) nos casos em que a tensão confinante aplicada durante o cisalhamento foi superior à tensão de cura; 2) nos casos em que a tensão confinante de ensaio foi igual ou inferior à de cura.

5.2.2.1 Quando a tensão confinante durante o cisalhamento é superior à tensão de cura

A Figura 28a e Figura 33 apresentam em detalhe as curvas tensão-deformação ($q:\varepsilon_a$) e módulo secante vs. deformação axial ($E_s:\varepsilon_a$) de amostras adensadas a 100 kPa, curadas em 50 kPa e cisalhadas com três diferentes tensões confinantes: 50 kPa (amostra CID1/100-50-50*), 250 kPa (amostra CID1/100-50-250*) e 500 kPa (amostra CID1/100-50-500*). Apesar do aumento das tensões confinantes após a cura causar uma pequena diminuição no índice de vazios, verifica-se que a rigidez das amostras diminui com o aumento da tensão confinante, provavelmente devido à quebra progressiva da matriz cimentante devido ao aumento das tensões confinantes após a cura. Da mesma forma, as tensões de início de plastificação reduzem progressivamente com o aumento das tensões confinantes aplicadas após a cura e antes do cisalhamento (ver Tabela 8) até tornarem-se nulas, caso da amostra CID1/100-50-500, onde o incremento de tensão confinante aplicado após a cura (450 kPa) superou o valor do incremento de tensão de plastificação de 260 kPa obtido da amostra com mesmo índice de vazios de cura (amostra ISO(3)100-6000 da Tabela 7) resultando na sua plastificação antes do cisalhamento.

Mesmo comportamento foi observado com outras duas amostras (CID2/400-400-400 e CID2/400-50-400*) curadas sob mesmo índice de vazios e cisalhadas sob mesma tensão confinante, porém curadas sob diferentes tensões confinantes: 400 e 50 kPa, respectivamente. A primeira amostra não sofreu qualquer desestruturação antes do cisalhamento, visto que a tensão confinante manteve-se inalterada após a cura, enquanto a segunda amostra sofreu um carregamento isotrópico de 350 kPa após a cura, valor próximo ao valor estimado de $\Delta p_y' = 419$ kPa, obtido da equação de ajuste da Figura 22 para 3% de cimento. Novamente o carregamento isotrópico aplicado na amostra CID2/400-50-400* antes do cisalhamento resulta em uma diminuição da rigidez (Figura 34) e tensão de início de plastificação (Figura 35) em comparação com a amostra CID2/400-400-400*.

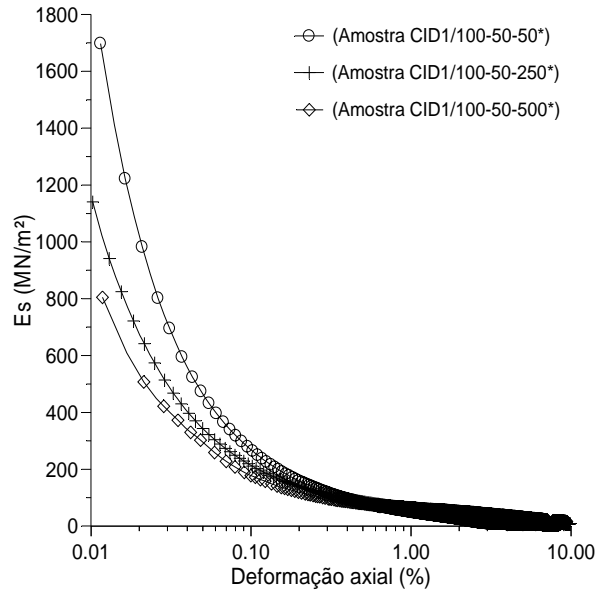


Figura 33: Perda de rigidez devido à quebra da cimentação na aplicação de tensões confinantes (ROTTA, 2000)

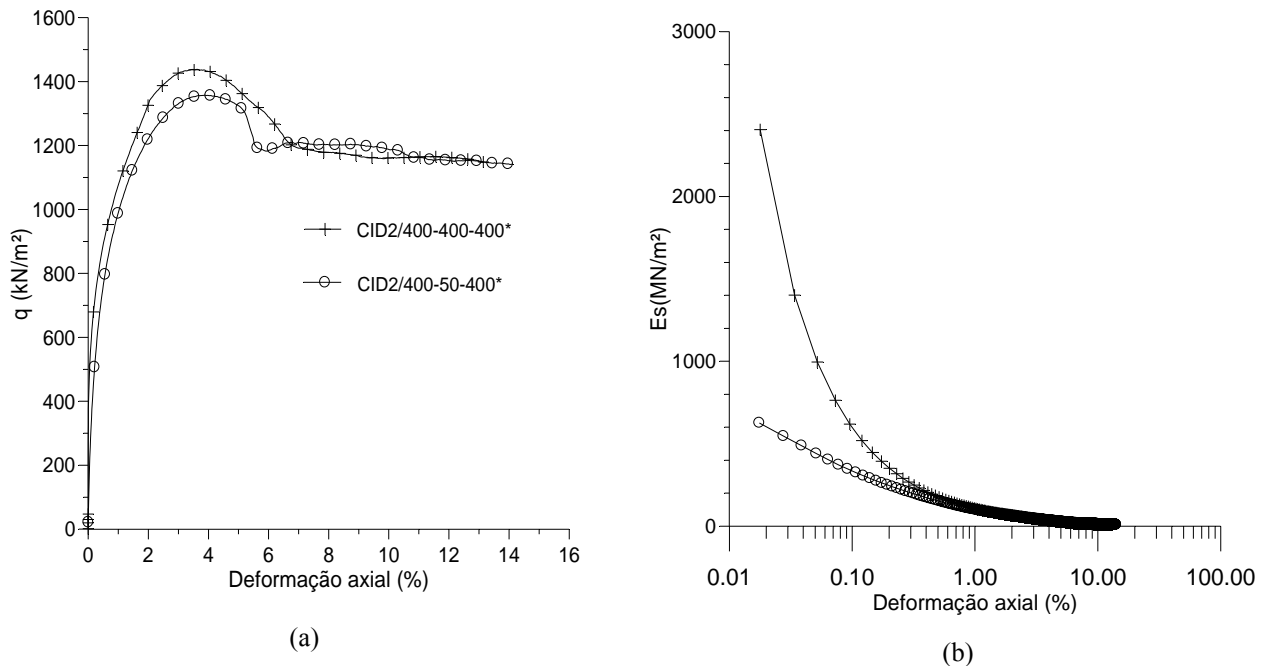


Figura 34: Influência do aumento das tensões isotrópicas aplicadas após a cura no cisalhamento

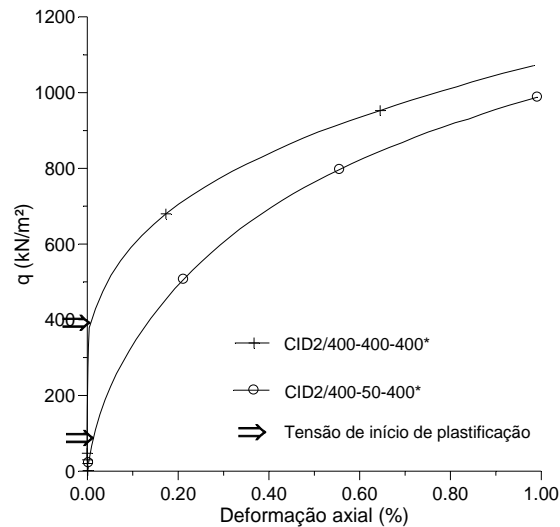


Figura 35: Detalhe da Figura 34a

Tais conclusões corroboram os resultados obtidos por Consoli *et al.* (1998) em amostras de solo residual cisalhadas sob duas condições distintas: 1) cisalhada sob confinamento de 20 kN/m² e, 2) carregada isotropicamente até 100 kN/m², descarregada até 20 kN/m² e então cisalhada. A segunda amostra apresentou menor rigidez, maior deformabilidade volumétrica e também menor resistência de pico em relação à primeira amostra. Esse comportamento foi atribuído pelos autores devido à desestruturação imposta na segunda amostra pelo pré-carregamento isotrópico realizado antes do cisalhamento.

Portanto, os resultados apresentados demonstram que, para amostras curadas com mesmo índice de vazios e teor de cimento, as tensões de cura influenciam o comportamento do solo cimentado quando aplicadas tensões confinantes de ensaio superiores às tensões confinantes de cura.

5.2.2.2 Quando a tensão confinante durante o cisalhamento é inferior à tensão de cura

Amostras curadas em estado pré-adensado com 3% de cimento (ver Tabela 9) foram ensaiadas em compressão triaxial a fim de avaliar o comportamento de amostras cisalhadas com tensões confinantes inferiores a de cura. A primeira amostra (CID2/500-250-50) foi adensada isotropicamente até 500 kPa, sendo em seguida descarregada a 250 kPa. Após a cura de 48h, esta foi descarregada até tensões confinantes de 50 kPa para então ser cisalhada sob confinamento constante. A segunda amostra foi adensada até 500 kPa e descarregada

isotropicamente a 50 kPa, onde foi curada também por 48 h para então ser cisalhada sob confinamento constante. Desta maneira, obteve-se duas amostras com índice de vazios e tensão de confinamento de ensaio comparáveis com a amostra CID2/500-500-50, porém curadas com diferentes tensões de confinamento e razão de pré-adensamento (*OCR*). Da mesma forma, outra amostra (CID2/500-250-250) foi adensada a 500 kPa, descarregada a 250 kPa e então curada para ser cisalhada sob mesma tensão de confinamento, resultando igualmente em uma amostra comparável com a amostra CID2/500-500-250 em índice de vazios e tensão de confinamento durante o cisalhamento, porém curadas com diferentes tensões. Os resultados são apresentados na Figura 36 e Figura 37.

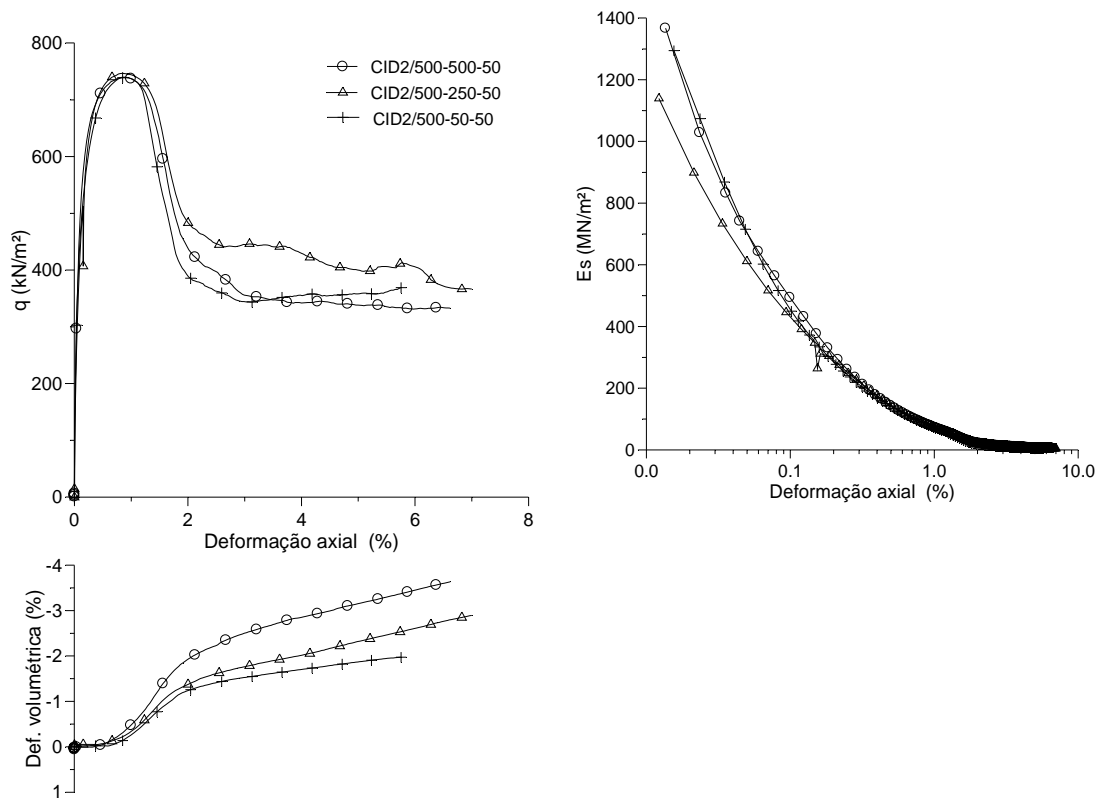


Figura 36: Efeito da história de tensões antes da cura (OCR de até 10)

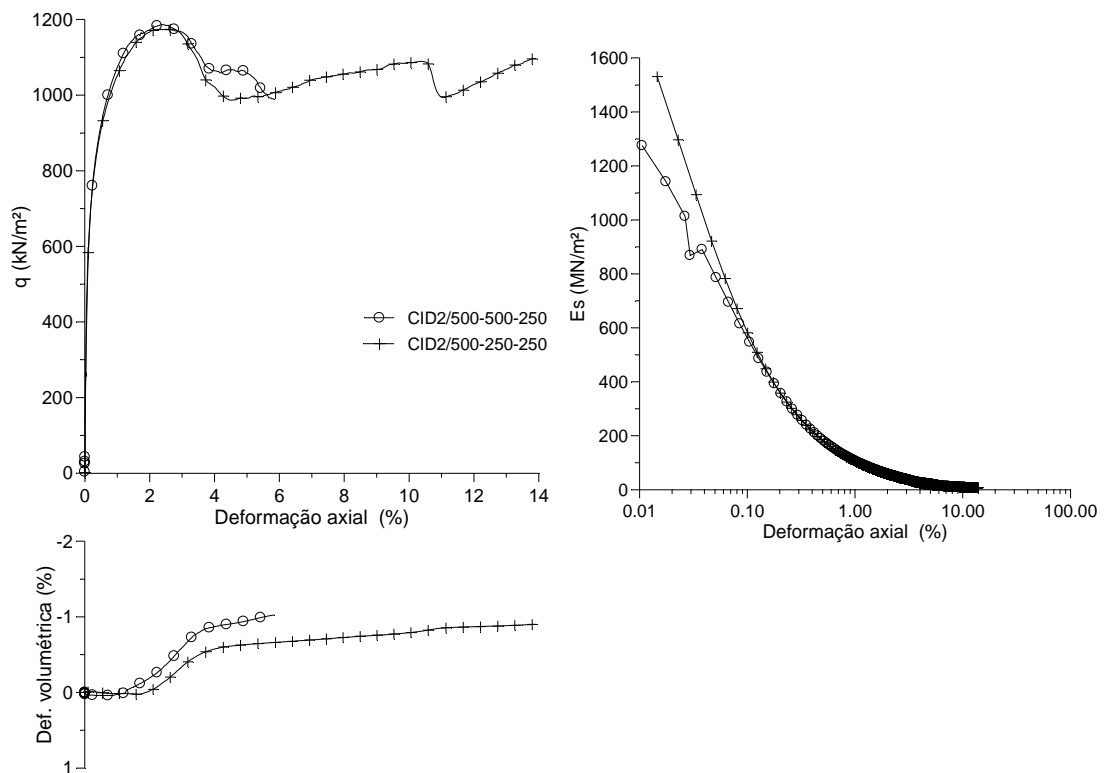


Figura 37: Efeito da história de tensões antes da cura ($OCR = 2$)

Percebe-se que o comportamento sob compressão triaxial é independente das tensões aplicadas antes da cura, mesmo com um OCR tão alto quanto 10, quando as amostras foram cisalhadas com tensões confinantes iguais ou inferiores à de cura. Os resultados de tensão de início de plastificação e de pico também se mostraram semelhantes entre as amostras comparáveis, conforme a Tabela 9, sendo a diferença entre as curvas após a ruptura causada pela ruptura em cunha apresentada por todas as amostras.

Os resultados indicam que a tensão de cura não influencia o comportamento tensão-deformação em compressão triaxial de amostras com mesmo índice de vazios, teor de cimento e tensão confinante no cisalhamento quando não ocorre, após a cura, um aumento das tensões confinantes que possa causar qualquer tipo de desestruturação ou dano à matriz cimentante.

5.2.3 Efeito do Índice de Vazios e Tensão de Cura na Superfície de Início de Plastificação

O índice de vazios de cura possui influência preponderante sobre a superfície de início de plastificação, conforme apresentado no item 5.2.1. A Figura 32 mostra que a diminuição do índice de vazios de cura provoca aumento da coesão e expansão da superfície de início de plastificação em todas as direções no espaço de tensões $p':q$.

De forma a verificar a influência das tensões de cura na superfície de plastificação foram plotadas todas as trajetórias de tensões e os pontos de ruptura e início de plastificação das amostras curadas com índice de vazios de 0,54 (amostras CID1/500- $y-t$ e CID2/500- $y-t$, conforme Tabela 8 e Tabela 9), porém curadas e cisalhadas com diferentes tensões confinantes. Os resultados são apresentados na Figura 38.

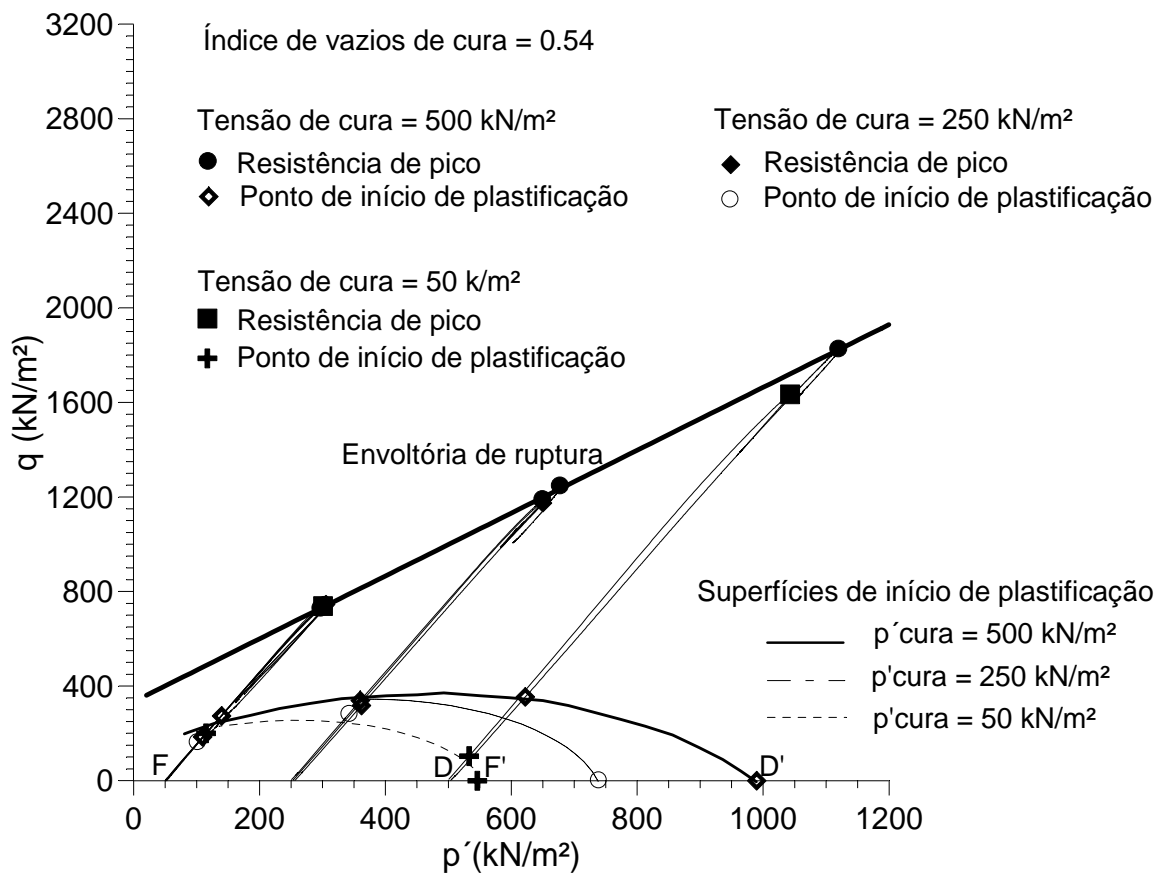


Figura 38: Efeito das tensões de cura na superfície de início de plastificação

A Figura 38 mostra que, para um mesmo índice de vazios de cura e teor de cimento, a superfície de início de plastificação será tanto maior quanto maior for a tensão de cura. Portanto, a maior superfície de início de plastificação possível para um determinado índice de vazios de cura será a da amostra curada sobre a LCI, decrescendo gradualmente conforme a diminuição da tensão de cura utilizada. Uma melhor visualização pode ser obtida com auxílio da Figura 27. A máxima tensão de cura possível de aplicar para o índice de vazios de cura de 0,54 é de 500 kPa, conforme o ponto D da Figura 27, pois maiores tensões antes da cura resultariam em amostras com índice de vazios inferiores. A Figura 38 demonstra então que a superfície de plastificação cresce conforme o aumento das tensões de cura aplicadas de 50 kPa (ponto F da Figura 27) para 250 kPa (ponto E), até a tensão máxima possível de 500 kPa (ponto D).

Entretanto, ainda que as superfícies de início de plastificação sejam influenciadas pelas tensões de cura, a localização da envoltória de resistência parece permanecer inalterada para o nível de tensões estudado.

O motivo do decréscimo da superfície de início de plastificação com a tensão de cura encontra-se estritamente vinculado com as análises apresentadas nos itens 4.2.4 a 4.2.6, podendo ser exemplificado pelas amostras curadas nos pontos D (cura de 500 kPa) e F (cura de 50 kPa) da Figura 27 e Figura 38. Conforme descrito nos itens 4.2.4 e 4.2.6, o valor do incremento de tensão de início de plastificação isotrópica ($\Delta p_y'$) é independente das tensões de cura para um mesmo índice de vazios de cura. Desta forma, o valor de $\Delta p_y'$, representado pelas distâncias entre os pontos D-D' e F-F' na Figura 38, são idênticos para as amostras curadas com tensões de 50 e 500 kPa, respectivamente; porém, resultam em diferentes tensões de início de plastificação (p_y'), conforme os pontos D' e F'. Tal fato corrobora as análises dos ensaios triaxiais apresentados no item 5.2.2. Visto que as ligações cimentantes são formadas sob tensões nulas (as tensões aplicadas antes da cura são resistidas pelo arranjo entre as partículas de solo), estas acabam por suportar os incrementos iniciais de tensão devido a sua maior rigidez em relação ao arranjo estrutural. Assim, as amostras curadas no ponto F sofrem danos na sua estrutura cimentante antes do cisalhamento pela aplicação prévia de tensões confinantes (250 e 500 kPa) superiores às de cura, fato não ocorrido nas amostras curadas no ponto D que somente foram descarregadas até as tensões confinantes prévias de ensaio. Desta forma, as amostras curadas no ponto F apresentaram menores valores de tensões de início de plastificação, com conseqüente menor superfície de início de plastificação, que as amostras

curadas no ponto D. Quando tal dano não ocorre, nos casos em que as amostras são mantidas ou descarregadas isotropicamente a tensões de ensaio inferiores a de cura, a superfície de plastificação torna-se idêntica, conforme a comparação entre as superfícies de início de plastificação das amostras curadas em 250 e 500 kPa, quando cisalhadas sob tensões de 50 e 250 kPa, corroborando assim com as conclusões apresentadas no item 5.2.2.2.

Os resultados demonstram que o índice de vazios de cura define inicialmente o tamanho máximo da superfície de início de plastificação, o qual ocorre quando a amostra é curada no seu estado normalmente adensado. Caso a amostra seja curada em estado pré-adensado, ou seja, com tensões de cura inferiores à tensão máxima de adensamento, a superfície de início de plastificação diminuirá tanto quanto menor for a tensão de cura.

Percebe-se dessa forma que não é suficiente apenas o conhecimento do estado de tensões e índices de vazios existentes na amostra para determinação do comportamento do solo cimentado sob compressão isotrópica e triaxial. É também necessária a consideração de pelo menos outras duas variáveis: 1) índice de vazios de cura; 2) tensões de cura. A dificuldade na determinação de tais variáveis, principalmente em solos naturais, demonstra, por si só, a complexidade de se prever o comportamento de solos cimentados. Porém, desconsiderar os efeitos dessas variáveis pode prejudicar e inclusive deturpar análises de programas experimentais, dificultando ainda mais o entendimento sobre o comportamento de solos cimentados.

6 MODELO MATEMÁTICO PARA PREVISÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SOLO CIMENTADO EM ENSAIOS DE COMPRESSÃO ISOTRÓPICA

6.1 INTRODUÇÃO

A aplicação da engenharia como ciência para o estudo de solos requer modelos conceituais e matemáticos que descrevam o comportamento real de tais materiais (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990; VAUGHAN, 1997). A Mecânica dos Solos Clássica desenvolveu-se praticamente toda através do estudo do comportamento de solos transportados – areias e argilas – originando um modelo baseado no conceito de índices de vazios e sua subsequente modificação conforme a história de tensões. Porém, utilizando-se somente desses modelos clássicos não é possível descrever adequadamente as características de resistência e rigidez que provém das ligações entre partículas em solos estruturados. O aumento de obras civis em materiais estruturados nas últimas décadas fez com que se buscassem modelos de comportamento, tanto conceituais quanto matemáticos, mais adequados que fornecessem soluções otimizadas e com maior grau de segurança.

Os ensaios isotrópicos realizados pelo autor em sua dissertação de mestrado (ROTTA, 2000), apresentados na Figura 15 a Figura 17, procuram simular, em laboratório, as respostas a sobrecargas de elementos de solo situados em diferentes profundidades de um fictício depósito natural cimentado, considerando, entre outras simplificações já apresentadas, o valor de $K_0 = 1$. Tais ensaios buscam, através das análises constantes ao longo do capítulo 4, contribuir para a formação de um modelo conceitual que possa descrever o real comportamento de solos cimentados.

O presente capítulo objetiva simular matematicamente os ensaios isotrópicos apresentados no capítulo 4, inicialmente demonstrando a dificuldade da aplicabilidade de modelo proposto na literatura, e, posteriormente, propondo o uso de um novo modelo matemático.

6.2 MODELO CAM CLAY ESTRUTURADO

Liu e Carter (2000) desenvolveram empiricamente um modelo que descreve o comportamento de argilas estruturadas e solos cimentados sob compressão, conforme a Figura 39. Nessa figura, e representa o índice de vazios para o solo estruturado; e' é o índice de vazios para o solo reconstituído de referência no mesmo estado de tensões durante a plastificação; p_{yi}' é a tensão efetiva média na qual a plastificação do solo se inicia; e $\Delta e'$, o índice de vazios adicional, é a diferença entre o índice de vazios do solo estruturado e do solo reconstituído de referência no mesmo estado de tensões.

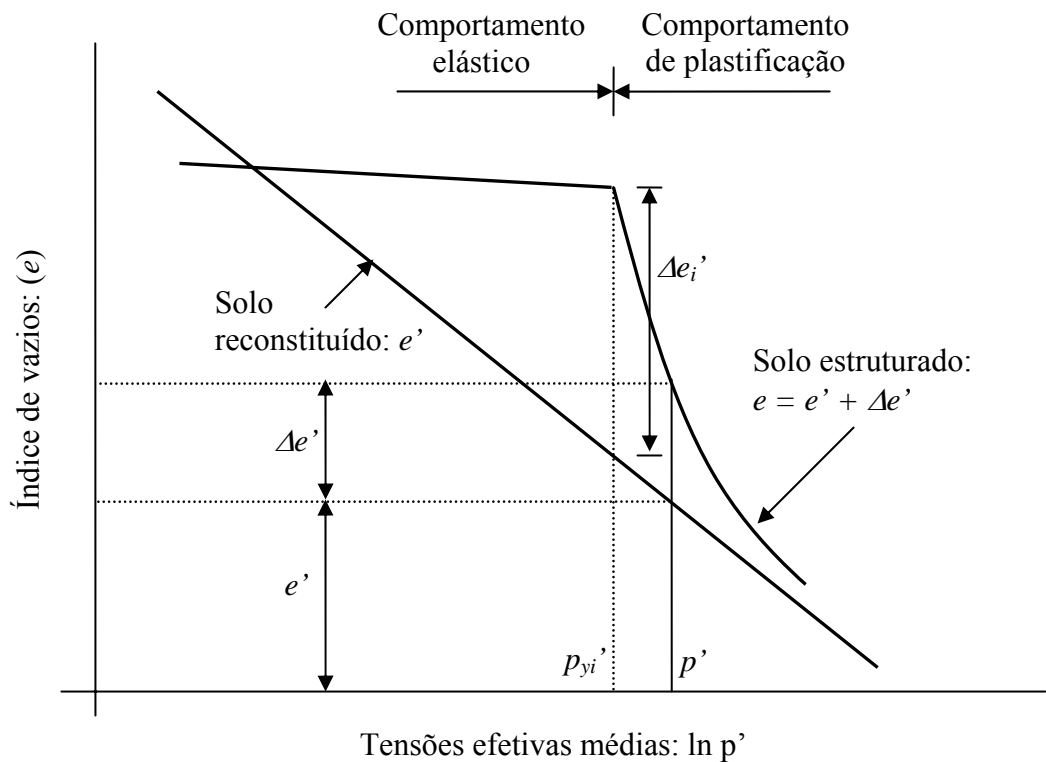


Figura 39: Idealização do comportamento a compressão isotrópica de solo estruturado e reconstituído (LIU & CARTER, 2000 e 2002)

Assim, após o comportamento elástico e início da plastificação, o comportamento à compressão isotrópica poderia ser expresso como:

$$e = e' + \Delta e' \quad (5)$$

Liu e Carter (2000 e 2002) ainda propõem a adoção da seguinte equação em substituição à Equação (5):

$$e = e' + \Delta e'_i \left(\frac{p'_{yi}}{p'} \right)^b \quad (6)$$

Onde $\Delta e'_i$ é o índice de vazios adicional em $p' = p'_{yi}$, ou seja, onde a plastificação do solo estruturado inicia (Figura 39), e b é um parâmetro que quantifica a taxa de desestruturação. O valor de b depende do tipo e estrutura do solo e seu valor geralmente encontra-se em um intervalo entre 0 e 30, conforme estudo realizado por Liu e Carter (2002) em uma gama de 30 solos argilosos. Em solos cimentados, Liu e Carter (2002) encontraram, respectivamente, os valores de $b = 30$ e $b = 0,4$ para o calcarenito e o *Corinth marl* estudados por Lagioia e Nova (1995).

Utilizando a equação (6) e incorporando conceitos do modelo Cam Clay Modificado (ROSCOE & BURLAND, 1968), Liu e Carter (2002) desenvolveram o modelo Cam Clay Estruturado para simulação numérica tanto de ensaios de compressão isotrópica quanto de compressão triaxial em solos estruturados.

A partir do modelo proposto por Liu e Carter (2000 e 2002), procurou-se simular os ensaios isotrópicos realizados pelo autor (ROTTA, 2000) em amostras cimentadas com 3% de cimento (Figura 17). Os valores de p'_{yi} foram determinados a partir da interseção das retas de ajuste das curvas no trecho “pré-adensado” e “normalmente adensado” de cada ensaio, conforme procedimento proposto por Vargas (1953) e exemplificado na Figura 40. O valor de $\Delta e'_i$ foi obtido pela distância vertical entre o ponto de interseção das retas de ajustes e a curva isotrópica da amostra não cimentada, também exemplificado na Figura 40.

Conhecido os valores de p'_{yi} e $\Delta e'_i$ para cada ensaio, bem como os valores de e' para os diferentes valores de p' , representados pela curva da amostra não cimentada, buscou-se por tentativa os valores do parâmetro b para cada amostra que melhor ajustasse a curva da simulação com a do ensaio. As melhores simulações obtidas para os ensaios de cada amostra estão apresentadas na Figura 41, cujos valores dos parâmetros utilizados encontram-se na Tabela 11.

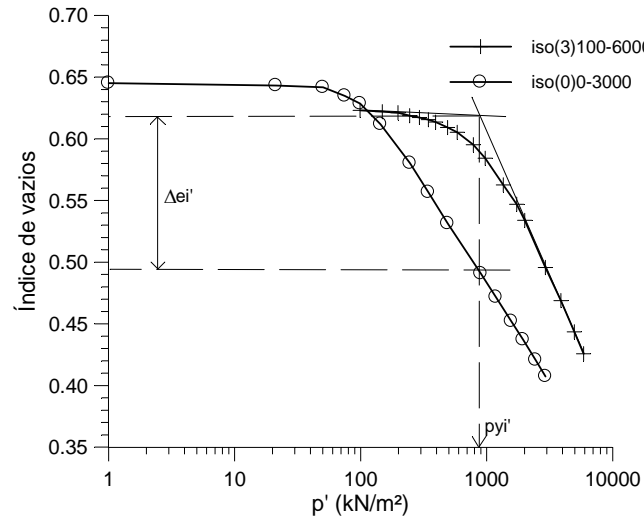


Figura 40: Exemplo de determinação de p_{yi}' e $\Delta e_i'$ para a simulação dos ensaios isotrópicos com o modelo proposto por Liu e Carter (2000, 2002)

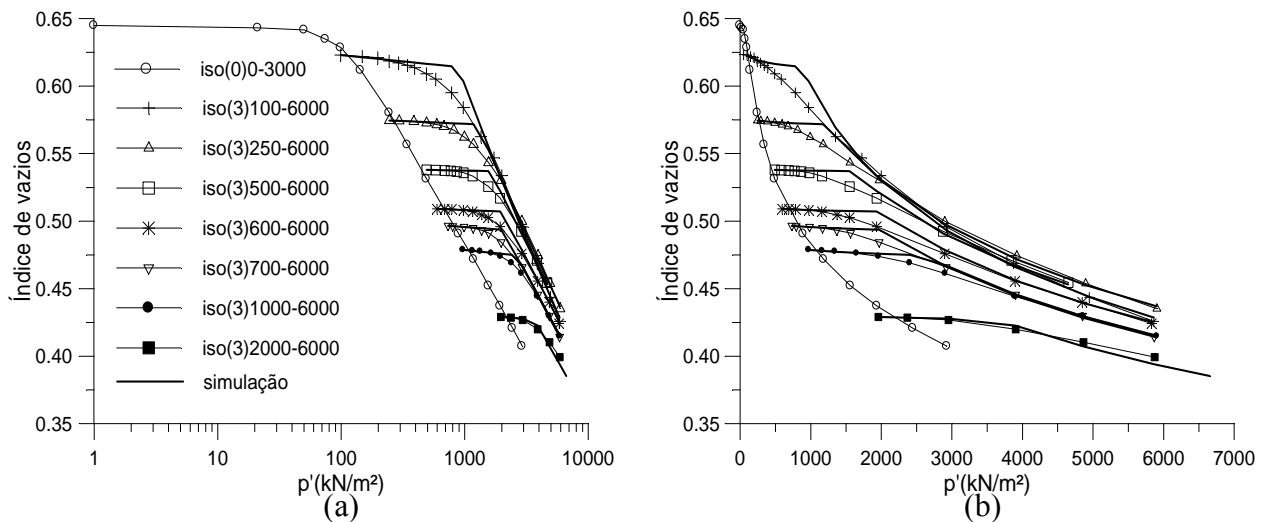


Figura 41: Simulações obtidas para as amostras com teor de 3% de cimento utilizando o modelo Cam Clay Estruturado: (a) escala logarítmica; (b) escala natural

Tabela 11: Parâmetros da simulação das amostras com teor de 3% de cimento utilizando o modelo Cam Clay Estruturado

Amostra	Δe_i	p_{yi}' (kPa)	b
ISO(3)100-6000	0,123	871	0,31
ISO(3)250-6000	0,104	1.298	0,20
ISO(3)500-6000	0,087	1.609	0,12
ISO(3)600-6000	0,072	2.000	0,10
ISO(3)700-6000	0,060	2.026	0,10
ISO(3)1000-6000	0,059	2.590	0,08
ISO(3)2000-6000	0,034	3.360	0,02

A utilização dos valores de p_y' , obtidos através da metodologia apresentada na Figura 18, como valores a serem adotados para o parâmetro p_{yi}' mostrou-se inadequada para o modelo, pois resultaria na utilização de $b = 0$ em todas as simulações para torná-las o mais próximas possíveis dos resultados dos ensaios, conforme exemplificado na Figura 42. Nesse caso, as simulações resultam em curvas sempre paralelas à da amostra não cimentada após o ponto de início de plastificação, indicando que não haveria desestruturação ao longo do carregamento - o que é incorreto! Valores de $b > 0$ geram curvas que se afastam ainda mais do resultado do ensaio, enquanto que valores negativos de b dão origem a curvas que divergem da curva da amostra não cimentada, ambos os casos incompatíveis com o comportamento obtido pelo ensaio.

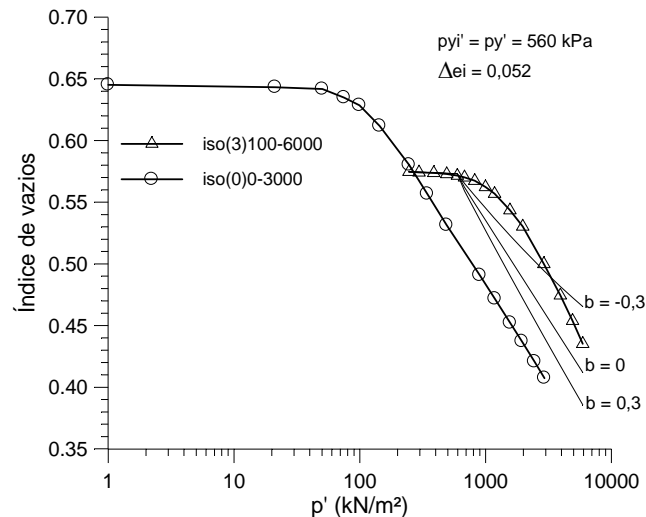


Figura 42: Exemplo de simulação do modelo Cam Clay Estruturado utilizando os valores de $p_{y'}$ para o parâmetro p_{yi}' com diferentes valores de b

O modelo proposto por Liu e Carter (2000 e 2002) consegue simular razoavelmente os ensaios isotrópicos realizados por este autor (ROTTA, 2000), conforme Figura 41. Apesar da boa concordância entre as curvas de simulação e de ensaio a grandes deformações, o modelo não se mostrou perfeitamente adequado para a previsão do comportamento em tensões próximas ao início da plastificação. Tal dificuldade provém do tipo de concavidade das curvas a serem simuladas. Enquanto a equação utilizada pelo modelo [Equação (6)] adapta-se melhor a curvas com concavidade voltada para cima durante a fase de desestruturação (ver Figura 39), as curvas dos ensaios realizados por este autor (ROTTA, 2000) possuem concavidade voltada para baixo, dificultando assim o seu ajuste com a equação do modelo.

Ressalta-se que o conhecimento do comportamento do solo na faixa de tensões próxima ao início de plastificação é de suma importância para um projeto de engenharia. Assim, torna-se necessário o desenvolvimento de um novo modelo que consiga melhor representar o comportamento do solo nessa faixa de tensões.

6.3 DESENVOLVIMENTO DO NOVO MODELO MATEMÁTICO

O modelo matemático desenvolvido para simular os ensaios realizados pelo autor em sua dissertação de mestrado (ROTTA, 2000) utiliza a hipótese de que as tensões resistidas por um solo estruturado por cimentação sob carregamento isotrópico são compostas pela superposição das tensões resistidas pelo comportamento friccional do solo e das tensões resistidas pelas ligações entre as partículas, conforme Equação (7):

$$p' = p'_o + p'_{estr} \quad (7)$$

onde:

p' = tensão isotrópica total efetiva resistida pela amostra;

p'_o = tensão isotrópica efetiva resistida pelo comportamento friccional do solo;

p'_{estr} = tensão isotrópica efetiva resistida pelas ligações entre as partículas.

As parcelas resistidas pelo comportamento friccional do solo e pelas ligações entre partículas podem ser obtidas ao longo do ensaio isotrópico conforme esquema apresentado na Figura 43. Em uma amostra não cimentada situada no ponto A, a Linha de Descarregamento (LD) e a Linha de Compressão Intrínseca (LCI) representam, no espaço $e:ln(p')$, os estados de equilíbrio entre tensão efetiva média e variação volumétrica ao longo do carregamento isotrópico da amostra. Tais linhas representam as tensões resistidas somente pelo solo, visto que nenhum tipo de cimentação encontra-se presente. A partir do mesmo ponto “A”, caso a amostra apresente algum tipo de cimentação, esta percorre a sua Curva de Compressão, conforme o aumento das tensões isotrópicas, apresentando comportamento mais rígido que a amostra não cimentada. Ao longo de toda a Curva de Compressão, por exemplo, nos pontos “B” e “C”, o carregamento isotrópico (p') seria resistido por uma parcela friccional do solo (p_{oB}' e p_{oC}'), representado pela distância horizontal entre o eixo das ordenadas e a Linha de Compressão Intrínseca, no caso do ponto “B”, ou a Linha de Descarregamento, no caso do ponto “C”, e uma parcela devido à estrutura cimentante, obtida pela distância horizontal entre a Curva de Compressão e a Linha de Compressão Intrínseca ou a Linha de Descarregamento, conforme representado pelas duplas setas apresentadas no esquema da Figura 43.

6.3.1 Formulação Matemática para as Tensões Resistidas pelo Arranjo das Partículas

Conforme apresentado na Figura 43, as tensões resistidas pelo arranjo das partículas de solo são representadas pela Linha de Descarregamento (LD) e pela Linha de Compressão Intrínseca (LCI) do solo. Quando $e > e^*$, utiliza-se a LD como definidora das tensões resistidas pelo arranjo entre as partículas; caso contrário, utiliza-se a LCI, sendo e^* o índice de vazios de interseção entre a LCI e LD.

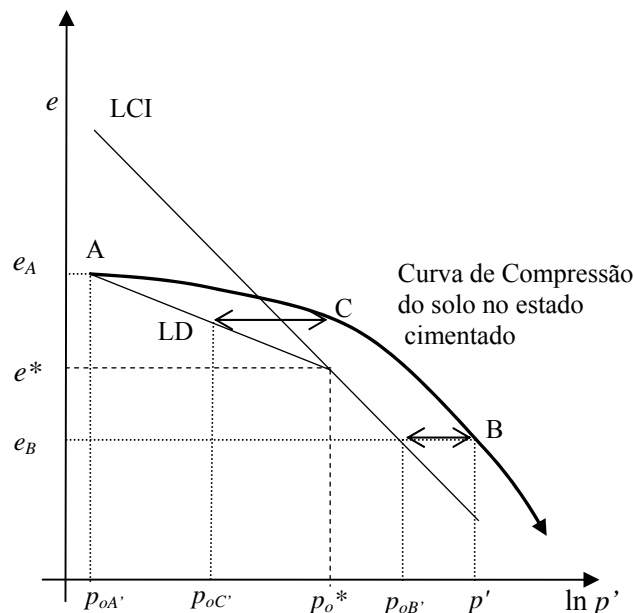


Figura 43: Esquema para determinação das tensões resistidas pelo comportamento friccional e pela cimentação em compressão isotrópica

O índice de vazios da amostra durante a compressão isotrópica varia de acordo com a deformação volumétrica resultante do carregamento isotrópico ao longo do ensaio, conforme apresentado abaixo:

$$e = e_i - \Delta e \quad (8)$$

onde:

e = índice de vazios;

e_i = índice de vazios inicial da amostra;

Δe = variação do índice de vazios devido à deformação volumétrica causada pelo carregamento externo.

Sendo que:

$$\Delta e = \varepsilon_v (1 + e_i) \quad (9)$$

Onde:

ε_v = deformação volumétrica da amostra.

Substituindo a Equação (9) na Equação (8), obtém-se:

$$e = e_i - \varepsilon_v (1 + e_i) \quad (10)$$

O comportamento usual de solos desestruturados submetidos à compressão isotrópica e as equações definidoras da LD e LCI encontram-se amplamente divulgados na Literatura (e.g. ATKINSON, 1993). A Linha de Compressão Intrínseca (LCI) segue um comportamento genérico representado pela Equação (11):

$$v = 1 + e = N - \lambda \times \ln(p'_o) \quad (11)$$

onde:

v = volume específico

e = índice de vazios;

p'_o = tensão efetiva resistida pelo arranjo das partículas;

N = volume específico do solo normalmente consolidado quando $p' = 1 \text{ kN/m}^2$

λ = inclinação da Linha de Compressão Intrínseca (LCI) do solo com o eixo das abscissas.

Colocando a tensão como função do índice de vazios, a Equação (11) pode ser escrita da seguinte forma:

$$p'_o = \exp\left[\frac{N - (1 + e)}{\lambda}\right] \quad (12)$$

Substituindo a Equação (10) em (12), obtém-se a Equação (13) definidora dos valores das tensões resistidas pelo arranjo das partículas para índices de vazios inferiores ao de interseção entre a Linha de Descarregamento (LD) e a Linha de Compressão Intrínseca (LCI) como função apenas do índice de vazios inicial (e_i) e da deformação volumétrica da amostra (ε_v) imposta pelo carregamento externo:

$$p'_o = EXP\left[\frac{(N - 1) - (e_i - \varepsilon_v(1 + e_i))}{\lambda}\right] \quad \text{para } e < e^* \quad (13)$$

Quando o valor de $e > e^*$, as tensões resistidas pelo arranjo entre as partículas são definidas pela Linha de Descarregamento (LD) do solo, descrita pela Equação (14):

$$e = e_i - \kappa \times [\ln(p'_o) - \ln(p'_i)] \quad (14)$$

sendo:

κ = inclinação da Linha de Descarregamento (LD) do solo sem cimentação com o eixo das abscissas

p'_i = tensão isotrópica efetiva da amostra no início do ensaio

Substituindo a Equação (10) na Equação (14) obtém-se a Equação (15) definidora dos valores das tensões resistidas pelo comportamento friccional do solo para índices de vazios (e) superiores ao de interseção entre a LD e LCI:

$$p_o' = EXP \left[\frac{\varepsilon_v (1 + e_i)}{\kappa} + \ln(p_i') \right] \quad \text{para } e > e^* \quad (15)$$

6.3.2 Formulação Matemática para as Tensões Resistidas pela Estrutura Cimentante

6.3.2.1 Determinação das Curvas Tensão da Matriz Cimentante vs. Deformação Volumétrica da Amostra

A Figura 43 apresenta a metodologia utilizada para a determinação das tensões resistidas pela matriz cimentante ($p' - p_o'$) das amostras ao longo do seu carregamento. As curvas tensão da matriz cimentante vs. deformação volumétrica são determinadas através da obtenção, para cada deformação volumétrica ao longo do carregamento da amostra cimentada, da diferença de tensão entre a Curva de Compressão e a linha representativa das tensões resistidas pelo comportamento friccional do solo (LD ou LCI), exemplificado pelas duplas setas na Figura 43.

A Figura 44 demonstra o método utilizado para definição da LCI, representada pelos parâmetros ($N-1$) e λ , e do parâmetro κ para definição das várias LD's possíveis para o solo em estudo, ambos obtidos do ensaio ISO(0)0-3000.

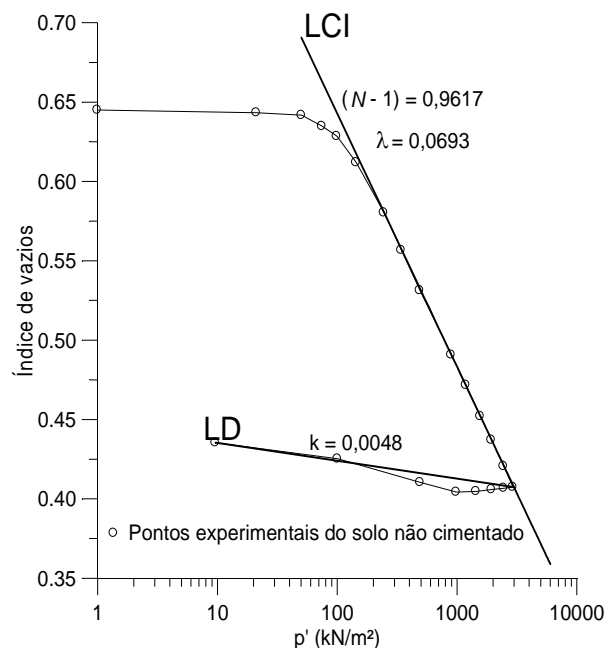


Figura 44: Determinação da LCI e LD do solo não cimentado e determinação dos valores de N , λ e k

A Figura 45a apresenta os resultados obtidos para as amostras curadas no estado normalmente adensado com teores de cimento de 1, 2 e 3%. Observa-se, conforme as curvas das amostras curadas com 3% de cimento apresentadas na Figura 46, que as curvas tensão da matriz cimentante *vs.* deformação volumétrica crescem com o aumento da tensão confinante de cura para um dado teor de cimento. Tal fato parece lógico, visto que, quanto maior a tensão de cura aplicada, mais densa e com menor volume de vazios se apresenta a amostra, propiciando a formação de uma matriz cimentante mais densa e com maior número de pontos de contato com as partículas de solo, e, portanto, mais resistente. Nota-se assim que as tensões resistidas pela matriz cimentante ao longo do carregamento são influenciadas não apenas pela quantidade de agente cimentante, mas também pelo volume de vazios disponíveis no solo durante a formação da matriz cimentante.

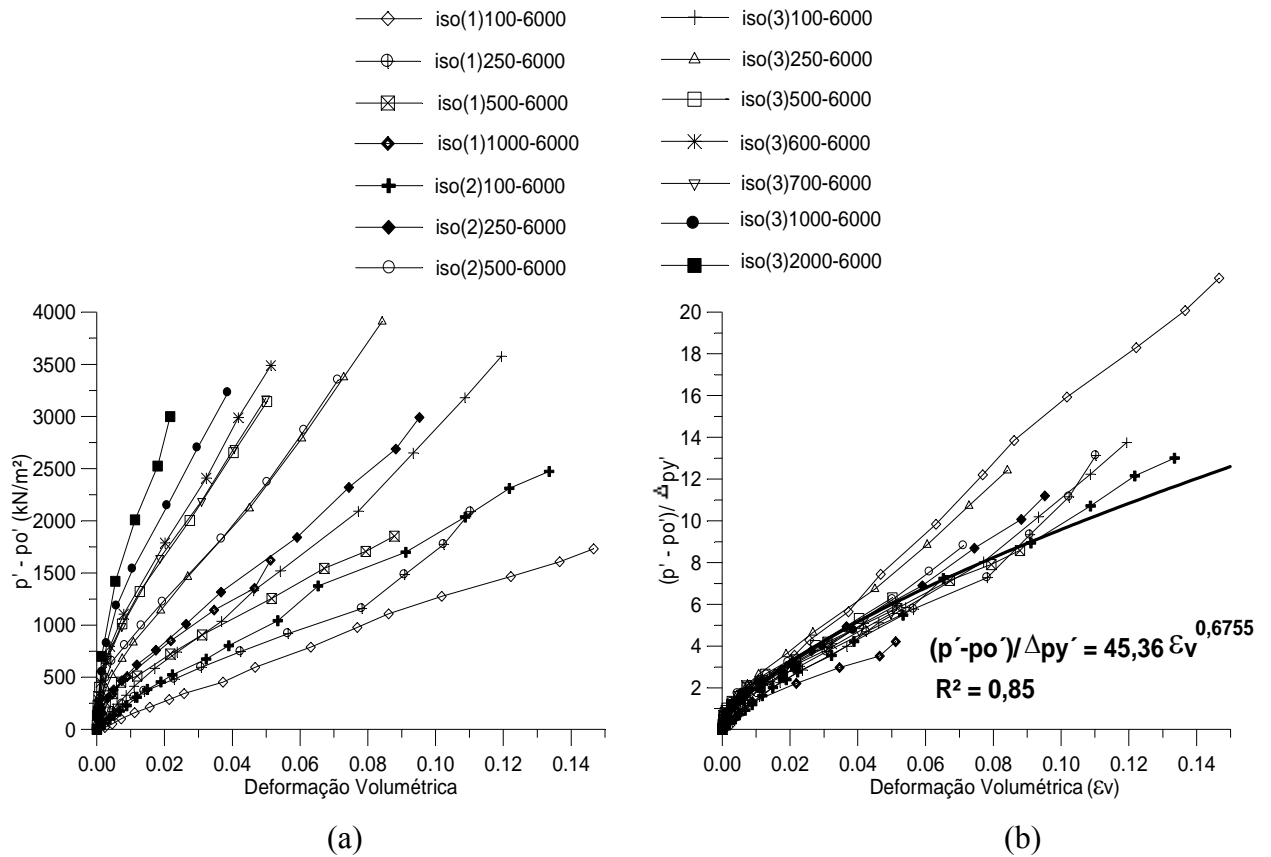


Figura 45: Curvas tensão da matriz cimentante vs. deformação volumétrica das amostras curadas sobre a LCI: a) não normalizadas; b) normalizadas pelo incremento de tensão de plastificação isotrópica

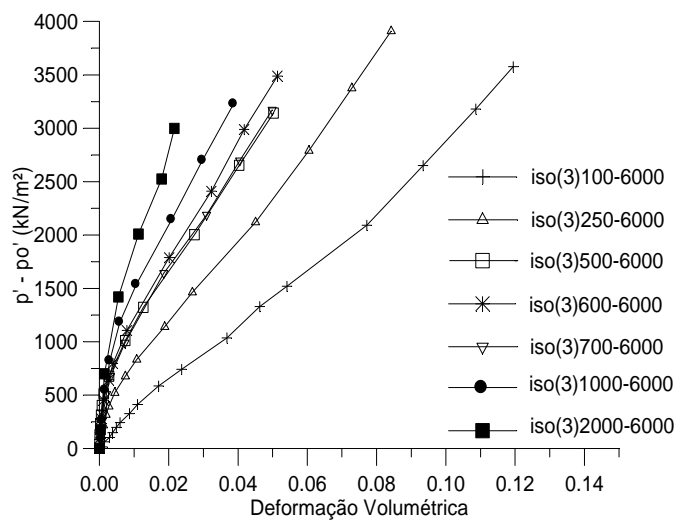


Figura 46: Variação das curvas tensão da matriz cimentante vs. deformação volumétrica com o aumento da tensão de cura e conseqüente diminuição do volume de vazios em amostras com 3% de cimento.

6.3.2.2 Normalização das Curvas Tensão da Matriz Cimentante vs. Deformação Volumétrica da Amostra pelo Incremento de Tensão de Plastificação

Na faixa de índices de vazios de cura e teores de cimento estudados, as curvas tensão da matriz cimentante vs. deformação volumétrica das amostras apresentadas na Figura 45a mostraram-se normalizáveis, conforme a Figura 45b, quando dividido os valores das tensões da matriz cimentante pelo respectivo incremento de tensão de plastificação isotrópica ($\Delta p_y'$) da amostra, este definido como a diferença entre a tensão de plastificação inicial em compressão isotrópica (p_y') e a tensão de cura isotrópica (p_{cura}') da amostra [ver Equação (1)]. A tensão de plastificação inicial (p_y'), a qual representa a tensão de início de quebra das ligações cimentantes, é definida como a tensão na qual ocorre, em escala linear, o desvio da curva tensão-deformação do comportamento linear inicial, exemplificado pela Figura 18. Os valores de p_y' , p_{cura}' e $\Delta p_y'$ obtidos em cada ensaio são apresentados na Tabela 7.

A normalização das curvas talvez possa ser explicada pela própria análise do significado físico de $\Delta p_y'$. Conforme já demonstrado no capítulo 4, as tensões confinantes inicialmente aplicadas sobre as amostras antes da cura são resistidas totalmente pelo arranjo entre as partículas, visto que até então nenhuma cimentação encontra-se formada. Porém, após a cura, devido a maior rigidez da matriz cimentante, os incrementos de tensão isotrópica aplicados são inicialmente suportados principalmente pelas ligações cimentantes do que pelo arranjo friccional das partículas de solo. Tal fato explicaria o caso dos ensaios de duas amostras curadas no mesmo índice de vazios, porém sob diferentes tensões confinantes, apresentarem diferentes tensões de plastificação isotrópicas, mas o mesmo valor de $\Delta p_y'$, conforme já discutido no item 4.2.6. Desta forma, $\Delta p_y'$ representaria a tensão efetivamente resistida pela matriz cimentante até o início de sua quebra, sendo tanto maior quanto maior for o nível de cimentação da amostra. A normalização demonstra que as curvas tensão da matriz cimentante vs. deformação volumétrica crescem proporcionalmente com o aumento do nível de cimentação da amostra, que no caso em estudo, é função da quantidade de agente cimentante e do volume de vazios existente na amostra antes da sua cura. Registra-se que outras variáveis não avaliadas neste trabalho também podem influenciar o nível de cimentação, tais como, tipo de cimento, grau de hidratação do cimento, tempo de cura da amostra, estrutura floculada ou lamelar entre as partículas da amostra antes da cura e tipo de solo.

Dentre os níveis de deformação volumétrica e teores de cimento ensaiados, as curvas normalizadas de tensão da matriz cimentante vs. deformação volumétrica podem ser razoavelmente ajustadas por uma função potencial do tipo:

$$\frac{p'-p_0'}{\Delta p_y'} = K_e \varepsilon_v^{K_f} \quad (16)$$

onde:

$p'-p_0'$ = tensão resistida pela matriz cimentante;

$\Delta p_y'$ = incremento de tensão de plastificação em compressão isotrópica;

ε_v = deformação volumétrica da amostra;

K_e e K_f = constantes de ajuste.

Os valores de K_e e K_f são apresentados na equação de ajuste da Figura 45b, juntamente com o respectivo coeficiente de determinação da equação. O valor elevado do coeficiente de determinação (R^2) indica que os valores de $K_e = 45,36$ e $K_f = 0,6755$ podem ser considerados constantes para a faixa de teores de cimento estudada. Valores semelhantes de K_e e K_f também foram obtidos quando analisadas as curvas de mesmo teor de cimento, corroborando serem tais valores constantes para a faixa 1 a 3% de teor de cimento.

A escolha da equação exponencial para o ajuste das curvas da Figura 45 deve-se ao atendimento dos seguintes quesitos: 1) passa necessariamente pela origem; 2) exige o mínimo de parâmetros da equação a serem determinados e; 3) ajusta-se muito bem à parte inicial das curvas, garantindo a qualidade da simulação nos pontos iniciais do carregamento. Apesar de atender aos quesitos citados, a equação exponencial não consegue ajustar-se perfeitamente a grandes deformações, no caso em estudo, conforme se verifica na Figura 45b. Equações mais complexas, como polinômios, poderiam ser utilizadas a fim de melhorar o ajuste a grandes deformações, porém trariam como ônus a necessidade de determinar um número maior de parâmetros para a simulação, razão pela qual se manteve a equação potencial no desenvolvimento deste trabalho.

Os valores de incremento de tensão de plastificação ($\Delta p_y'$) utilizados para a normalização das curvas tensão da matriz cimentante vs. deformação volumétrica das amostras curadas sobre a LCI foram obtidos diretamente de cada ensaio isotrópico, apresentados na Tabela 7. Porém, no caso de os índices de vazios inicial e de cura da amostra serem os mesmos e de a amostra não ter sofrido nenhum carregamento que tenha provocado sua desestruturação parcial, é possível a obtenção de valores de $\Delta p_y'$ para diversos índices de vazios de cura utilizando, para cada teor de cimento, equações potenciais de ajuste na forma da Equação (17), conforme demonstrado na Figura 47, obtida a partir da Figura 22:

$$\Delta p_y' = K_c e_{cura}^{K_d} \quad (17)$$

onde:

$\Delta p_y'$ = incremento de tensão de plastificação em compressão isotrópica (em kN/m²);

e_{cura} = índice de vazios de cura da amostra;

K_c e K_d = constantes de ajuste que são função do teor de cimento da amostra.

Os valores de K_c e K_d para cada teor de cimento encontram-se discriminados na tabela da Figura 47, bem como os coeficientes de determinação (R^2) referente às equações de ajuste.

A Figura 48 demonstra que, para as amostras curadas em estado pré-adensado, as curvas tensão da matriz cimentante vs. deformação volumétrica também são normalizáveis quando os valores das tensões da matriz cimentante são divididos pelo respectivo incremento de tensão de plastificação isotrópica ($\Delta p_y'$) da amostra. A equação de ajuste da Figura 45b também é apresentada na Figura 48, demonstrando que os valores dos coeficientes K_e e K_f obtidos com as amostras curadas em estado normalmente adensado para a estimativa das tensões resistidas pela cimentação mostram-se igualmente válidos para as amostras curadas no estado pré-adensado, mesmo que curadas com valores de OCR de até 20. Ainda, como o valor de $\Delta p_y'$, para um mesmo teor de cimento, é dependente somente do índice de vazios de cura, e não da tensão de cura (ver item 4.2.6), torna-se aplicável o uso da Equação (17) para a previsão das tensões resistidas pela cimentação de amostra pré-adensada ao longo do carregamento utilizando os coeficientes K_c e K_d obtidos através das amostras curadas em estado normalmente adensado no mesmo teor de cimento.

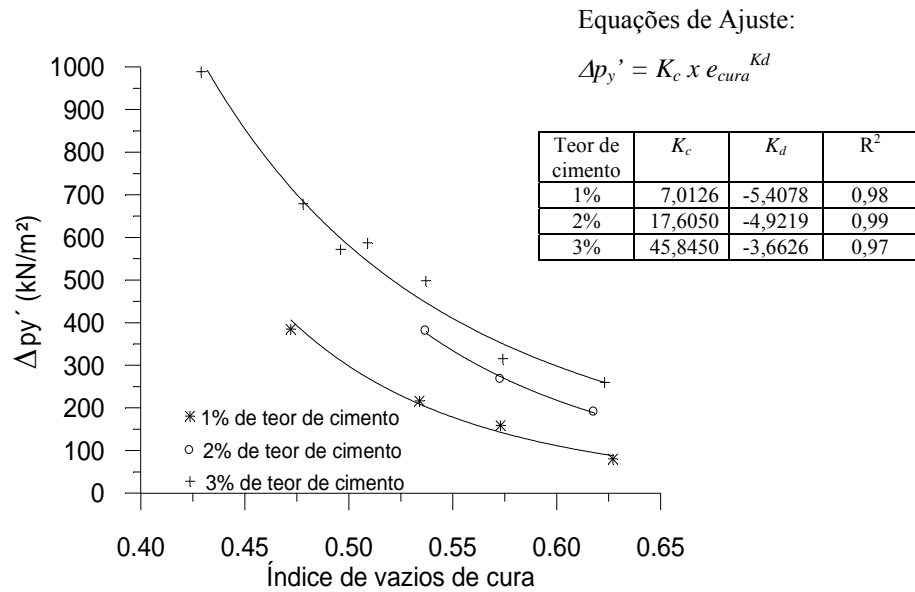


Figura 47: Variação do incremento de tensão de plastificação isotrópica com o índice de vazios de cura para teores de 1, 2 e 3% de cimento

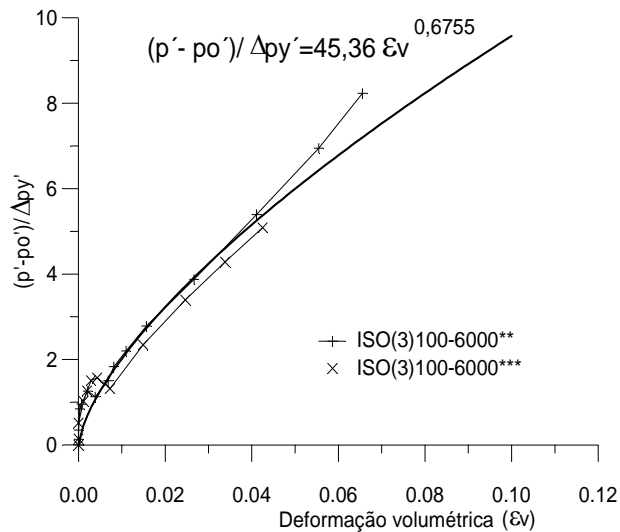


Figura 48: Curvas normalizadas da tensão da matriz cimentante vs. deformação volumétrica das amostras curadas em estado pré-adensado

No caso de um solo semi-desestruturado, representado pelo recarregamento da amostra ISO(3)100-6000, conforme Figura 49, a curva tensão da matriz cimentante vs. deformação volumétrica também se mostrou normalizável com as curvas das amostras que não sofreram desestruturação quando divididos os valores das tensões da matriz cimentante

pelo respectivo incremento de tensão de plastificação isotrópica ($\Delta p_{y'} = 280 \text{ kN/m}^2$), conforme demonstrado na Figura 50. A equação de ajuste da Figura 45b também é apresentada na Figura 50, demonstrando que novamente os valores dos coeficientes K_e e K_f da Equação (16) obtidos com as amostras curadas em estado normalmente adensado mostram-se igualmente válidos para a estimativa das tensões resistidas pela cimentação na amostra semi-desestruturada em estudo.

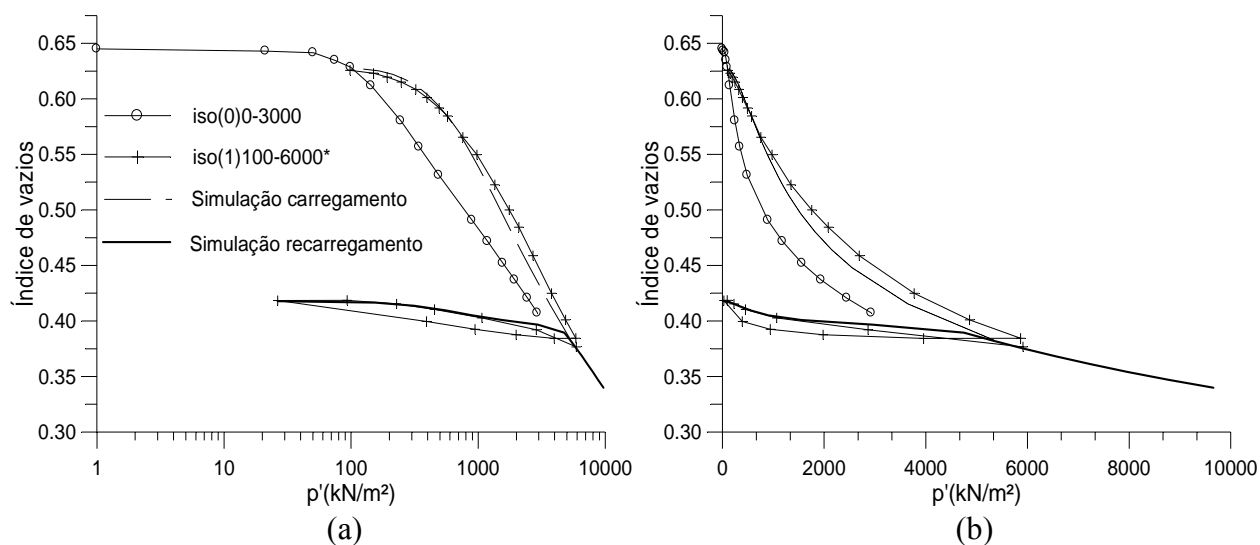


Figura 49: Simulação do carregamento e recarregamento de uma amostra cimentada: (a) escala log; (b) escala linear

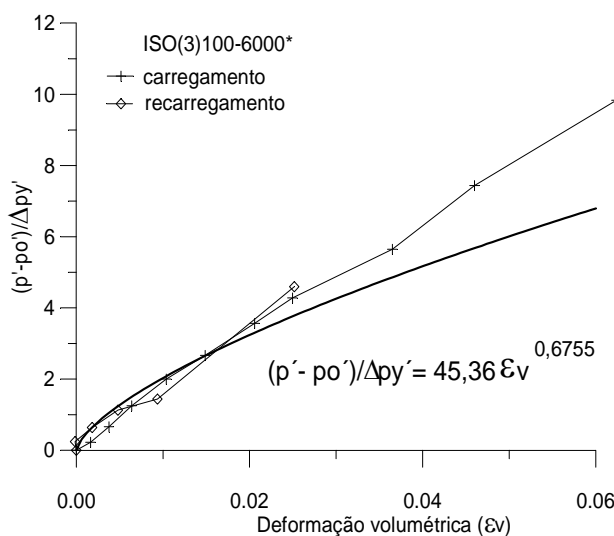


Figura 50: Curvas normalizadas da tensão da matriz cimentante vs. deformação volumétrica de uma amostra no seu carregamento e recarregamento

Porém, a Equação (17) e seus coeficientes K_c e K_d não podem ser utilizados para a previsão das tensões resistidas pela cimentação em amostras semi-desestruturadas. Em amostras semi-desestruturadas, além do índice de vazios de cura e do teor de cimento, o valor de $\Delta p_y'$ também será dependente do nível de desestruturação imposto pela história de tensões após a formação da matriz cimentante, conforme será explicado mais detalhadamente no item 6.6.1.

Cabe salientar que no caso de amostras semi-desestruturadas, $\Delta p_y'$ representa o incremento de tensão em que a curva tensão-deformação do solo deixa de ter comportamento linear e aumenta sua plastificação com novas quebras de ligações cimentantes. Somente nos casos em que a amostra não sofreu qualquer desestruturação que o ponto de mudança de comportamento linear coincide com o ponto de início de plastificação (primeira quebra das ligações da matriz cimentante).

Analisando os casos de amostras curadas normalmente adensadas, pré-adensadas e semi-desestruturadas, conclui-se que a Equação (16) pode ser utilizada como a equação geral definidora das tensões resistidas pela matriz cimentante ao longo do carregamento isotrópico. No caso do índice de vazios inicial e de cura da amostra serem coincidentes e desta forma não ter sofrido qualquer tipo de desestruturação, a Equação (16) pode ser modificada com a inserção da Equação (17) resultando na Equação (18), esta como função do índice de vazios de cura (e_{cura}), tipo de solo (K_c , K_d , K_e e K_f), teor de cimento (K_c , K_d) e da deformação volumétrica da amostra (ε_v) imposta pelo carregamento externo:

$$p' - p'_o = K_c e_{cura}^{K_d} K_e [\varepsilon_v]^{K_f} \quad (18)$$

6.3.2.3 Normalização das Curvas Tensão da Matriz Cimentante vs. Deformação Volumétrica da Amostra pela Resistência à Compressão Simples em Substituição ao Incremento de Tensão de Plastificação Isotrópica

A acurácia e a confiabilidade na determinação dos valores dos parâmetros K_c , K_d , K_e e K_f necessários para as simulações dependem diretamente da quantidade de ensaios isotrópicos utilizados. Quanto maior a quantidade de ensaios realizados, maior é a confiança nos valores obtidos para os respectivos parâmetros. Porém, a realização de uma grande quantidade de ensaios isotrópicos pode tornar-se excessivamente onerosa e demorada, tornando conveniente

a utilização de ensaios mais simples e rápidos sempre que possível.

Conforme relatado anteriormente, as curvas tensão da matriz cimentante vs. deformação volumétrica da amostra foram normalizadas por uma variável que quantifica o nível de cimentação de cada amostra, no caso $\Delta p_y'$, possibilitando a determinação dos parâmetros K_e e K_f (Figura 45b). Ainda, para as amostras curadas no índice de vazios inicial do ensaio e que não sofreram qualquer tipo de carregamento e conseqüente desestruturação, os parâmetros K_c e K_d descrevem a variação do nível de cimentação em função do volume de vazios existentes durante a cura e a quantidade de cimento disponível para a formação da matriz cimentante (Figura 47).

Outras maneiras de medição de nível de cimentação de amostras são apresentadas pela literatura, sendo uma das mais simples a relação direta com o valor da resistência à compressão simples (BECKWINTH & HANSEN, 1982; RAD & CLOUGH, 1985; HARDINGHAM, 1994; SCHNAID et al, 2001; PRIETTO, 2004). De forma a verificar a possibilidade da utilização da resistência à compressão simples em substituição ao incremento de tensão de plastificação no modelo matemático, amostras cimentadas com teores de 1, 2 e 3% de cimento foram moldadas em diferentes índices de vazios e curadas por um período de 48h para realização de ensaios de compressão simples. As amostras, após 24h de cura, foram deixadas em imersão até o período final de 48h de cura de forma a minimizar os efeitos de sucção. As sucções matriciais medidas variaram de 10 a 70 kN/m², obtidas pela técnica do papel filtro, conforme procedimento sugerido por Marinho (1995), sendo as menores sucções verificadas nas amostras com maiores índices de vazios. Portanto, devido aos baixos valores de sucção verificados, seus efeitos foram desconsiderados na determinação da resistência à compressão simples. A execução dos ensaios seguiu as recomendações descritas pela norma NBR-1025 (ABNT, 1990).

A Figura 51 apresenta os resultados de resistência à compressão simples obtidos para as amostras moldadas com diferentes índices de vazios de cura e diferentes teores de cimento. Os pontos obtidos ajustam-se, para cada teor de cimento, a curvas potenciais da forma:

$$RCS = K_c ' e_{cura}^{Kd'} \quad (19)$$

onde:

$$RCS = \text{resistência à compressão simples (em kN/m}^2\text{)};$$

e_{cura} = índice de vazios de cura;

K_c' e K_d' = constantes de ajuste que são função do teor de cimento.

Os valores de K_c' e K_d' para cada teor de cimento encontram-se discriminados na tabela da Figura 51, bem como os coeficientes de determinação (R^2) referente às equações de ajuste.

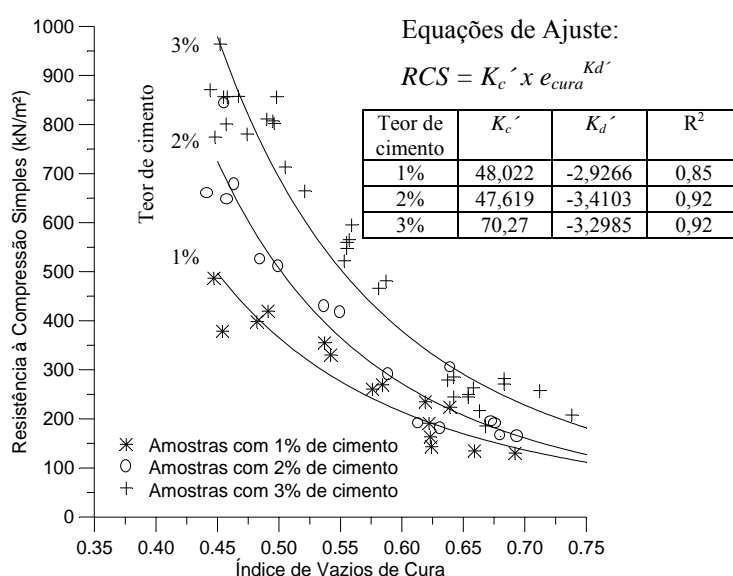


Figura 51: Variação da resistência à compressão simples com o índice de vazios de cura para teores de 1, 2 e 3% de cimento

Inicialmente, ao se comparar a Figura 47 com a Figura 51, percebe-se a semelhança no comportamento das curvas $RCS:e_{cura}$ e $\Delta p_y':e_{cura}$ para cada teor de cimento. Na verdade, pode ser verificado que há uma relação direta entre o incremento de tensão de plastificação e a resistência à compressão simples para qualquer índice de vazios de cura, conforme a Figura 52, independente do teor de cimento utilizado. A relação direta entre incremento de tensão de plastificação e resistência à compressão simples corrobora a expectativa de que ambos estão fornecendo medidas relativas do nível de cimentação das amostras.

Apesar de todas as amostras dos ensaios de resistência à compressão simples terem sido curadas sob nenhuma tensão, ao contrário das amostras ensaiadas sob compressão isotrópica, a relação entre $\Delta p_y'$ e RCS manteve-se constante, indicando que o nível de cimentação é independente da tensão de cura da amostra, mas função do efeito acoplado entre

quantidade de cimento e volume de vazios disponível na amostra durante a formação da sua cimentação. Tal fato corrobora as conclusões apresentadas no item 4.2.6 de que o valor de $\Delta p_y'$ é independente do valor da tensão de cura da amostra, mas dependente do teor de cimento e do índice de vazios de cura da amostra.

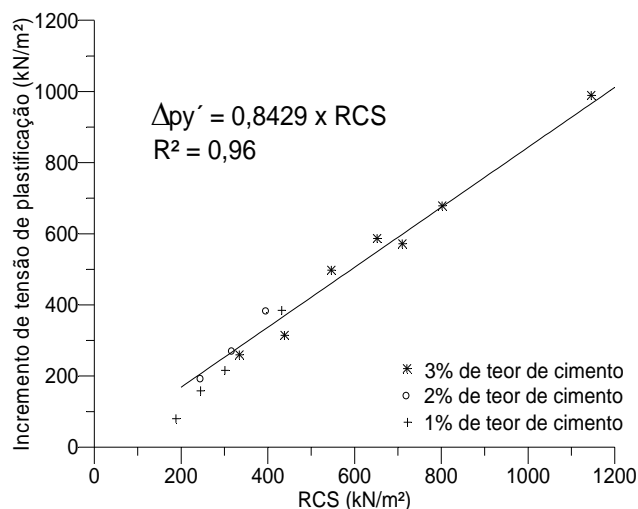


Figura 52: Relação entre resistência à compressão simples e incremento de tensão de plastificação isotrópica

Igualmente ao verificado com $\Delta p_y'$, as curvas tensão da matriz cimentante vs. deformação volumétrica da amostra (Figura 45a) também são normalizáveis quando divididos os valores das tensões pelo respectivo valor de RCS da amostra, conforme a Figura 53, podendo as curvas ser razoavelmente ajustadas por uma função potencial do tipo:

$$\frac{p' - p_o'}{RCS} = K_e' \varepsilon_v^{K_f'} \quad (20)$$

onde:

$p' - p_o'$ = tensão resistida pela matriz cimentante;

RCS = resistência à compressão simples, no índice de vazios de cura da amostra;

ε_v = deformação volumétrica da amostra;

K_e' e K_f' = constantes de ajuste.

Os valores de K_e' e K_f' são apresentados na equação de ajuste da Figura 53, juntamente com o respectivo coeficiente de determinação da equação. Novamente, o valor elevado do coeficiente de determinação indica que os valores de K_e' e K_f' podem ser considerados constantes para a faixa de teores de cimento estudado.

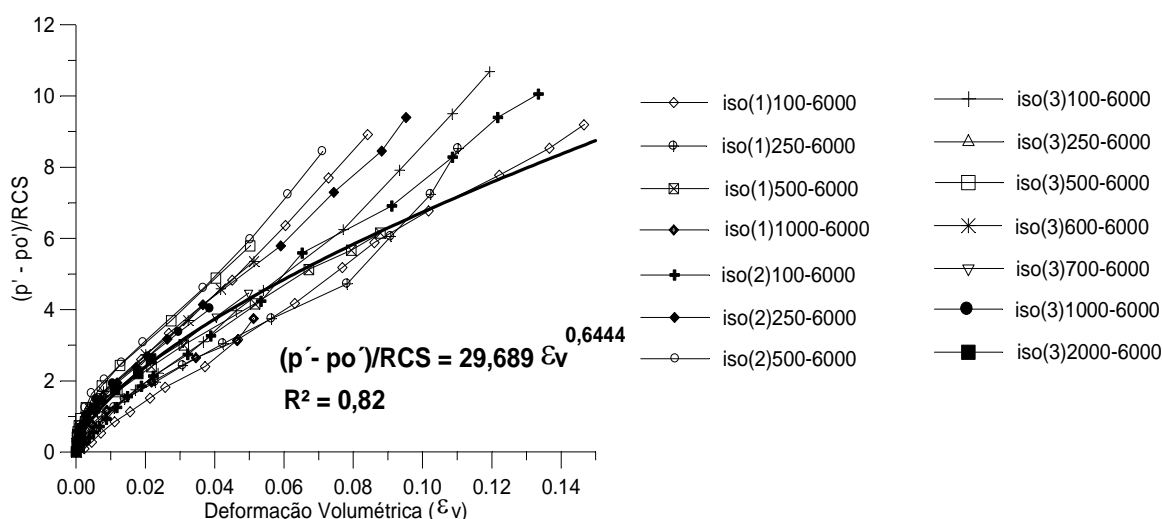


Figura 53: Curvas tensão da matriz cimentante vs. deformação volumétrica das amostras normalizadas pela resistência à compressão simples

Pode ser verificada a semelhança entre as Equações (16), considerada como a equação geral definidora das tensões resistidas pela matriz cimentante, e a Equação (20). A diferença entre ambas consiste unicamente na variável utilizada como medida de cimentação das amostras ($\Delta p_y'$ ou RCS) e seus respectivos coeficientes (K_e e K_f , ou K_e' e K_f').

Substituindo a Equação (19) na Equação (20), obtemos a Equação (21), esta semelhante à Equação (18), que também pode ser utilizada para a determinação das tensões resistidas pela matriz cimentante ao longo do ensaio isotrópico para amostras cujos índices de vazios iniciais e de cura são coincidentes e que não sofreram qualquer tipo de desestruturação.

$$p' - p_o' = K_c' e_{cura}^{K_d'} K_e' [\varepsilon_v]^{K_f'} \quad (21)$$

Portanto, ambas as Equações (18) e (21) podem ser utilizadas para a determinação das tensões resistidas pela estrutura cimentante ao longo do carregamento isotrópico em amostras

que não se encontram semi-desestruturadas. Novamente, a diferença entre as equações citadas consiste basicamente na variável utilizada como medida de nível de cimentação das amostras e na determinação dos coeficientes a serem introduzidos no modelo matemático: os coeficientes K_c , K_d , K_e e K_f no caso da utilização de $\Delta p_y'$ como medida de nível de cimentação, e os coeficientes K_c' , K_d' , K_e' e K_f' no caso da utilização de RCS como medida de nível de cimentação.

6.3.3 Procedimentos para a Realização das Simulações

6.3.3.1 Casos Genéricos

Em casos genéricos, os procedimentos gerais para a simulação de ensaios isotrópicos em amostras cimentadas de um determinado tipo de solo através do modelo descrito seguem os seguintes passos:

- determinam-se os valores N , λ e κ do solo, conforme Figura 44;
- determinam-se os coeficientes K_e e K_f da Equação (16), conforme Figura 45b;
- obtém-se o valor de $\Delta p_y'$ da amostra a ser simulada, através da diferença entre o valor de p_y' , obtido conforme a Figura 18, e o valor da tensão inicial do ensaio (p_i');
- definido N , λ e κ do solo e os coeficientes K_e e K_f , bem como os valores de $\Delta p_y'$, e_i e p_i' da amostra a ser simulada, substituem-se os valores referidos nas Equações (10), (13), (15) e (16);
- fixam-se valores pré-definidos de variação volumétrica da amostra (ε_v) para a simulação do ensaio;
- para cada valor de ε_v , determinam-se os pontos coordenados $e:p'$, sendo os valores de e obtidos através da Equação (10) e os valores de p' definidos pelo menor dos dois valores obtidos com a soma das Equações (15) e (16) e a soma das Equações (13) e (16).
- alternativamente, a Equação (16) pode ser substituída pela Equação (20), utilizando os coeficientes K_e' e K_f' , obtidos conforme a Figura 53.

6.3.3.2 Nos Casos de Amostras Cimentadas com Índice de Vazios Inicial e de Cura Idênticos

No caso de amostras com índices de vazios inicial (e_i) e de cura (e_{cura}) idênticos e que não sofreram processo de desestruturação por carregamento prévio, pode-se adotar os seguintes procedimentos para a simulação das amostras:

- determinam-se os valores N , λ e κ do solo, conforme Figura 44;
- determinam-se os coeficientes K_c e K_d da Equação (17) como função do tipo e teor de cimento, conforme a Figura 47;
- determinam-se os coeficientes K_e e K_f da Equação (16), conforme Figura 45b;
- definido N , λ e κ do solo e os coeficientes K_e e K_f , bem como os coeficientes K_c , K_d para o teor de cimento desejado, estipula-se o índice de vazios de cura (e_{cura}) da amostra a ser simulada e a tensão inicial do ensaio (p_i') e substituem-se os valores referidos nas Equações (10), (13), (15) e (18);
- fixam-se valores pré-definidos de variação volumétrica da amostra (ε_v) para a simulação do ensaio;
- para cada valor de ε_v , determinam-se os pontos coordenados $e:p'$, sendo os valores de e obtidos através da Equação (10) e os valores de p' definidos pelo menor dos dois valores obtidos com a soma das Equações (15) e (18) e a soma das Equações (13) e (18);
- alternativamente, a Equação (18) pode ser substituída pela Equação (21), utilizando os coeficientes K_c' , K_d' , K_e' e K_f' das Equações (19) e (20), obtidos conforme a Figura 51 e Figura 53.

6.4 SIMULAÇÃO DOS ENSAIOS ISOTRÓPICOS

6.4.1 Simulação das Amostras Curadas em Estado Normalmente Adensado

As curvas de compressão isotrópica obtidas pelo autor (ROTTA, 2000) em amostras curadas no estado normalmente adensado (sobre a Linha de Compressão Intrínseca), apresentadas na Figura 15 a Figura 17, foram simuladas pelo modelo matemático apresentado utilizando os procedimentos descritos no item 6.3.3.2.

Figura 54 a Figura 56 apresentam as curvas obtidas pela simulação utilizando os coeficientes K_c , K_d , K_e e K_f , apresentados na Tabela 12, considerando Δp_y como medida de nível de cimentação das amostras. Paralelamente, Figura 57 a Figura 59 apresentam as curvas obtidas pela simulação quando utilizados os coeficientes K_c' , K_d' , K_e' e K_f' , apresentados na Tabela 13, adotando RCS como medida do nível de cimentação das amostras. Em todos os gráficos da Figura 54 a Figura 59, são também apresentadas as respectivas curvas obtidas nos ensaios isotrópicos para comparação com as curvas geradas pela simulação. Os valores de índices de vazios de cura (e_{cura}) utilizados na simulação de cada amostra são os constantes na Tabela 7. Os valores de $(N-1) = 0,9617$ e $\lambda = 0,0693$ utilizados em ambas as simulações foram obtidos através da equação de ajuste da Linha de Compressão Intrínseca do solo, conforme Figura 44.

O modelo matemático mostra-se bastante satisfatório para a previsão dos ensaios de compressão isotrópica obtidos pelo autor em sua dissertação de mestrado (ROTTA, 2000), principalmente para as deformações iniciais das amostras, independente da utilização de Δp_y ou de RCS como medida do nível de cimentação das amostras. A maiores deformações, as curvas da simulação apresentam uma pequena divergência em relação às curvas obtidas dos ensaios. Tal fato se deve, provavelmente, a pequena divergência das funções potenciais de ajuste das curvas tensão da matriz cimentante vs. deformação volumétrica da amostra quando a maiores deformações, conforme observado nas Figura 45b e Figura 53.

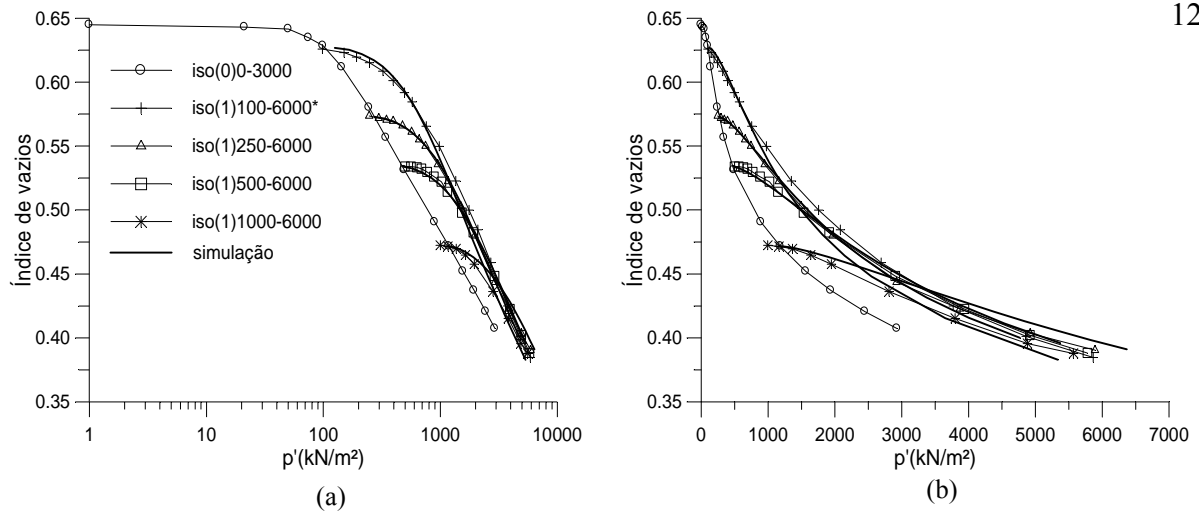


Figura 54: Comparação entre as curvas da simulação e do ensaio para as amostras com 1% de cimento usando $\Delta p_y'$ como medida do nível de cimentação: (a) escala linear; (b) escala log

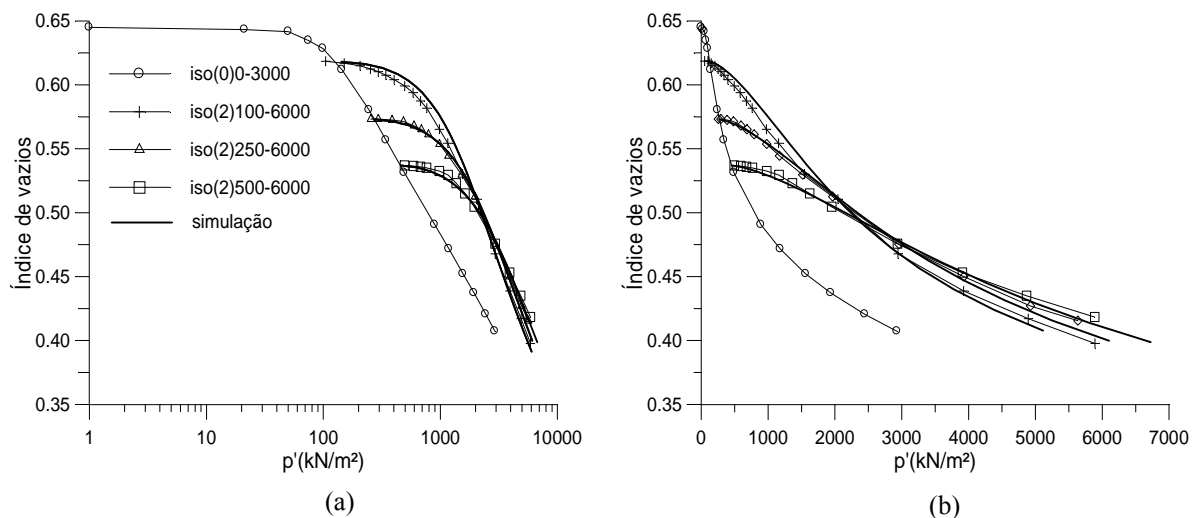


Figura 55: Comparação entre as curvas da simulação e do ensaio para as amostras com 2% de cimento usando $\Delta p_y'$ como medida do nível de cimentação: (a) escala linear; (b) escala log

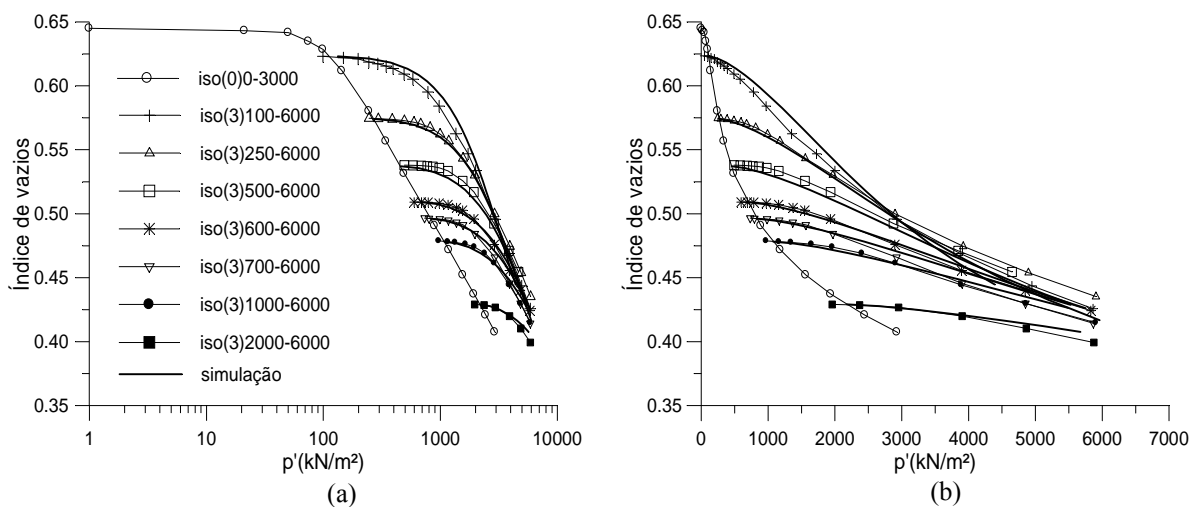


Figura 56: Comparação entre as curvas da simulação e do ensaio para as amostras com 3% de cimento usando $\Delta p_y'$ como medida do nível de cimentação: (a) escala linear; (b) escala log

Tabela 12: Valores dos coeficientes K_c , K_d , K_e e K_f utilizados nas simulações considerando Δp_y como medida do nível de cimentação das amostras

Notação	Teor de Cimento (%)	K_c	K_d	K_e	K_f
ISO(1)100-6000*	1	7,0126	-5,4078	45,36	0,6755
ISO(1)250-6000					
ISO(1)500-6000					
ISO(1)1000-6000					
ISO(2)100-6000	2	17,6050	-4,9219		
ISO(2)250-6000					
ISO(2)500-6000					
ISO(3)100-6000	3	45,8450	-3,6626		
ISO(3)250-6000					
ISO(3)500-6000					
ISO(3)600-6000					
ISO(3)700-6000					
ISO(3)1000-6000					
ISO(3)2000-6000					
ISO(3)50-6000**					
ISO(3)50-6000***					

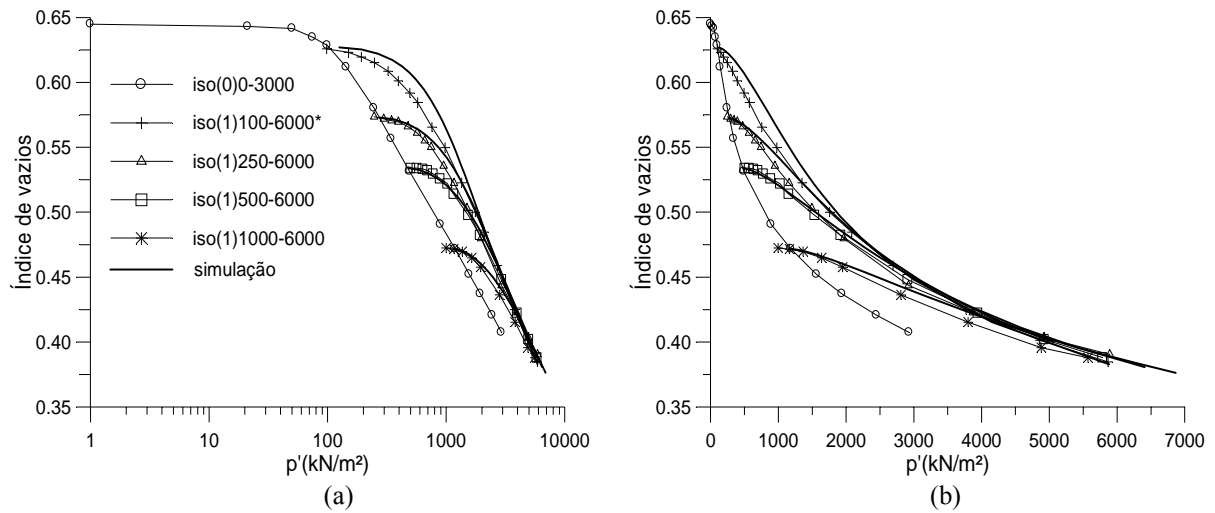


Figura 57: Comparação entre as curvas da simulação e do ensaio para as amostras com 1% de cimento usando *RCS* como medida do nível de cimentação: (a) escala linear; (b) escala log

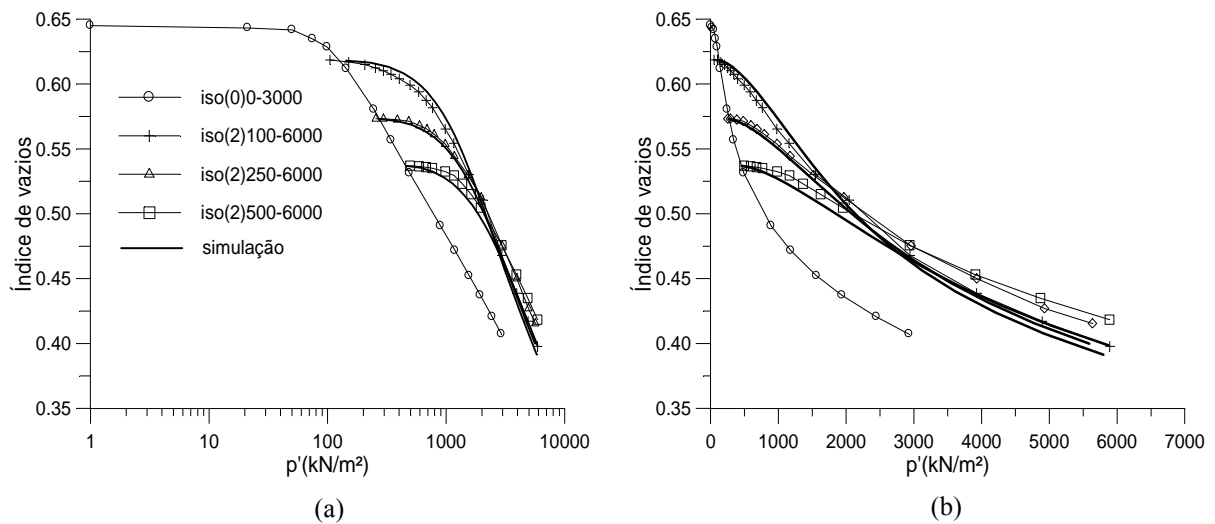


Figura 58: Comparação entre as curvas da simulação e do ensaio para as amostras com 2% de cimento usando *RCS* como medida do nível de cimentação: (a) escala linear; (b) escala log

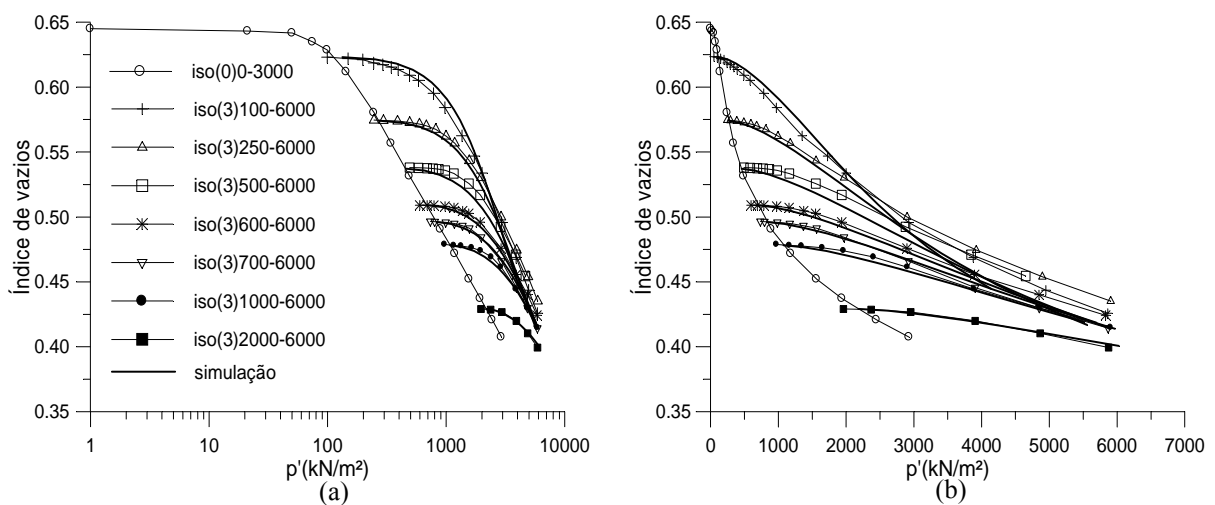


Figura 59: Comparação entre as curvas da simulação e do ensaio para as amostras com 3% de cimento usando *RCS* como medida do nível de cimentação: (a) escala linear; (b) escala log

Tabela 13: Valores dos coeficientes K_c' , K_d' , K_e' e K_f' utilizados nas simulações considerando RCS como medida do nível de cimentação das amostras

Notação	Teor de Cimento (%)	K_c'	K_d'	K_e'	K_f'
ISO(1)100-6000*	1	48,022	-2,9266	29,689	0,6444
ISO(1)250-6000					
ISO(1)500-6000					
ISO(1)1000-6000					
ISO(2)100-6000	2	47,619	-3,4103		
ISO(2)250-6000					
ISO(2)500-6000					
ISO(3)100-6000	3	70,27	-3,2985		
ISO(3)250-6000					
ISO(3)500-6000					
ISO(3)600-6000					
ISO(3)700-6000					
ISO(3)1000-6000					
ISO(3)2000-6000					

6.4.2 Simulação das Amostras Curadas em Estado Pré-Adensado

As curvas de compressão isotrópica obtidas pelo autor em sua dissertação de mestrado (ROTTA, 2000) em amostras curadas no estado pré-adensado são apresentadas na Figura 60 juntamente com a curva do solo não cimentado e as simulações do modelo matemático utilizando os procedimentos descritos no item 6.3.3.2. Da mesma forma que o caso anterior, o

modelo apresentou bons resultados na simulação dos ensaios com amostras curadas em estado pré-adensado.

Na simulação utilizou-se os valores de $(N - 1) = 0,9617$, $\lambda = 0,0693$ e $\kappa = 0,0048$ obtidos conforme a Figura 44. Os valores de K_c , K_d , K_e e K_f foram os mesmos utilizados para as amostras curadas sobre a LCI com 3% de cimento e apresentados na Tabela 7. Os valores de e_{cura} e p_i' utilizados foram, respectivamente, 0,544 e 48 kN/m² para a amostra ISO(3)50-6000**, e 0,480 e 48 kN/m² para a amostra ISO(3)50-6000***.

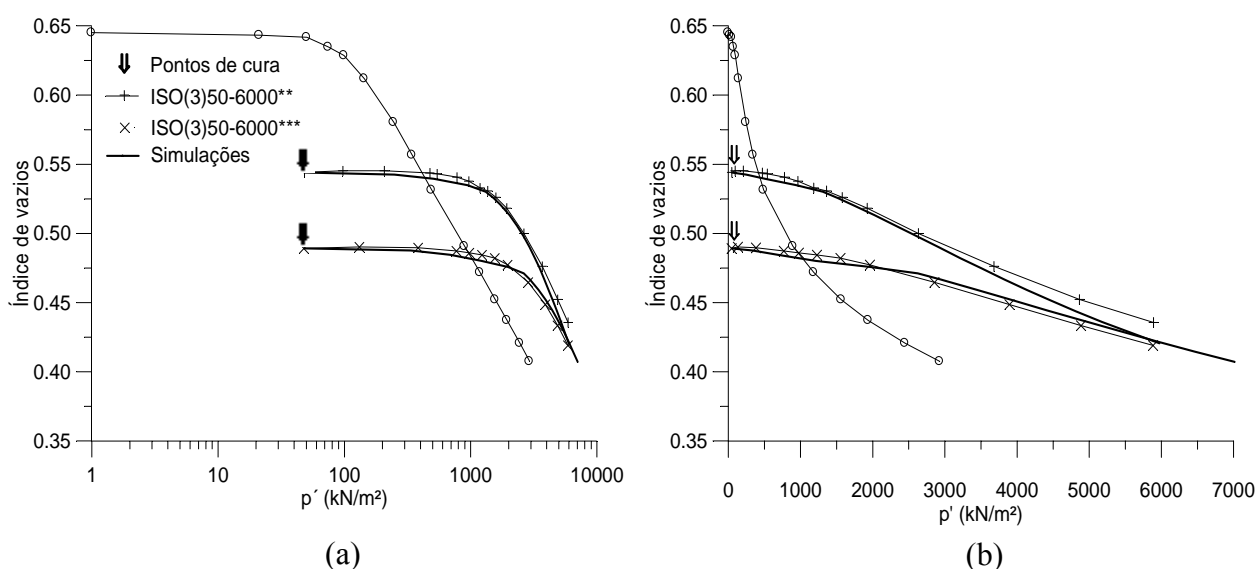


Figura 60: Simulação de ensaios isotrópicos realizados em amostras curadas em estado pré-adensado: (a) escala log; (b) escala natural

6.4.3 Simulação do Recarregamento de uma Amostra Semidesestruturada

Percebe-se pela Figura 49 que a amostra ISO(100)-6000 sofreu deformações plásticas e, conseqüentemente, um processo gradativo de quebra de cimentações ao longo do carregamento inicial de 6.000 kN/m², encontrando-se parcialmente desestruturada no início do seu recarregamento. Através do modelo matemático proposto, buscou-se então simular o recarregamento dessa amostra em seu estado semidesestruturado utilizando os procedimentos descritos no item 6.3.3.1

A simulação do recarregamento da amostra ISO(3)100-6000 também é apresentada na Figura 49 juntamente com os pontos experimentais e a simulação do primeiro carregamento

da amostra (apresentada no item 6.4.1 e na Figura 59a). A comparação entre as curvas demonstra novamente a boa previsão do modelo proposto para amostras semidesestruturadas. Utilizou-se os valores de $(N - 1) = 0,9617$, $\lambda = 0,0693$ e $\kappa = 0,0048$ obtidos conforme a Figura 44. Os valores de K_e e K_f foram os mesmos utilizados para as amostras curadas em estado normalmente adensado (sobre a LCI) com 3% de cimento e apresentados na Tabela 7. Ainda, utilizou-se os valores de $e_i = 0,418$, $p_i = 26 \text{ kN/m}^2$ e $\Delta p_y = 280 \text{ kN/m}^2$ para a simulação.

Percebe-se pela Figura 49 que a simulação do recarregamento da amostra mostra-se bastante satisfatória, inclusive tornando-se muito semelhante à curva de simulação do primeiro carregamento a maiores tensões.

6.5 EXTRAPOLAÇÃO DAS SIMULAÇÕES

Limitações impostas pelos equipamentos laboratoriais e pelos procedimentos de moldagem impedem a execução de ensaios com amostras curadas em índices de vazios extremamente baixos ou mesmo altos, bem como a verificação do comportamento das mesmas quando submetidas a elevadas tensões isotrópicas. Procurando vislumbrar tal universo, utilizou-se o modelo matemático apresentado neste trabalho para realizar simulações de amostras curadas com índice de vazios na faixa de 0,3 a 1,1, e carregadas a tensões isotrópicas que as deixariam, teoricamente, com índices de vazios muito baixos. Os resultados da simulação serviriam não como uma resposta definitiva para o estudo do solo sob tais condições, mas como um comportamento teórico esperado.

As curvas resultantes da simulação, apresentadas na Figura 61, demonstraram comportamento semelhante ao modelo apresentado na Figura 20 para todas as amostras curadas nos diversos índices de vazios. Porém, o modelo matemático indica que as retas obtidas na Figura 21 para definição da Linha de Plastificação e da LCPP podem ser na realidade segmentos de curva quando observadas em espectro mais amplo. O resultado das simulações indica a tendência das curvas de compressão isotrópica de apenas “atingir” a LCPP, ou de percorrê-la por um pequeno trecho, declinando em seguida na direção da LCI a maiores deformações, e não de percorrê-la indefinidamente. Tais características assemelhariam a LCPP à Envoltória de Resistência da Estrutura constante no modelo de formação de depósitos sedimentares cimentados proposto por Kavvadas *et al.* (1993) e Kavvadas e Anagnostopoulos (1998).

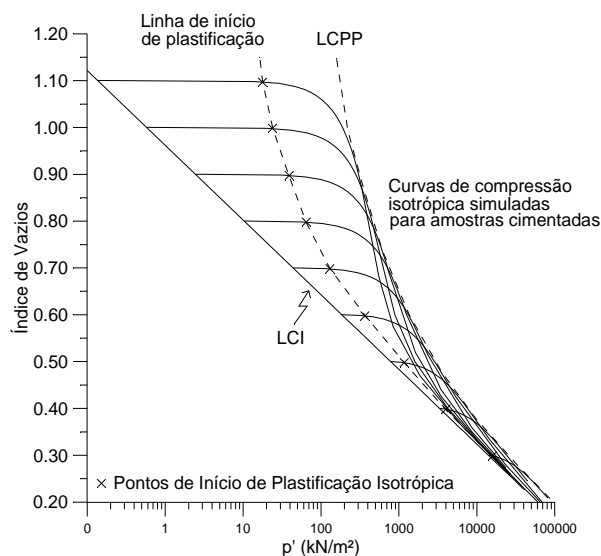


Figura 61: Simulação de ensaios de compressão isotrópica de amostras com 3% de cimento e índices de vazios de cura variando de 0,3 a 1,1

6.6 ANÁLISE DOS PARÂMETROS DO MODELO

No caso mais geral, os seis parâmetros κ , λ , N , $\Delta p_y'$, K_e e K_f definem o modelo proposto, podendo $\Delta p_y'$ ser substituído por RCS .

Os parâmetros κ , λ e N são propriedades intrínsecas do solo e seus valores considerados como constantes para um solo em particular, mas dependente do tipo de solo (ATKINSON, 1993). Esses três parâmetros são os mesmos parâmetros adotados no modelo Cam Clay Modificado (ROSCOE & BURLAND, 1968). A influência desses parâmetros não será analisada neste trabalho, visto que já existem vários trabalhos sobre o assunto na literatura (e.g. MUIR WOOD, 1990).

6.6.1 Parâmetros de Medida do Nível de Cimentação

Conforme já exposto no item 6.3.2.2, o parâmetro $\Delta p_y'$ é utilizado no modelo como indicador do nível de cimentação da amostra, podendo ser substituído pela RCS , conforme já analisado no item 6.3.2.3. No caso em que os índices de vazios de cura e de início do ensaio são idênticos e a amostra não apresente qualquer tipo de desestruturação por pré-

carregamento, os parâmetros $\Delta p_y'$ ou RCS podem ser substituídos respectivamente pelos parâmetros K_c e K_d ou K_c' e K_d' . Tais parâmetros definem, através das Equações (17) e (19), a variação relativa do nível de cimentação das amostras em função da quantidade de agente cimentante e o índice de vazios existentes no momento da formação da sua cimentação, conforme as Figura 47 e Figura 51.

Nos casos em que a amostra sofreu desestruturação por pré-carregamento, os valores de K_c e K_d , e conseqüentemente o valor de $\Delta p_y'$, serão dependentes do nível de desestruturação da amostra ocorrido pela variação volumétrica imposta pelo respectivo pré-carregamento. Procurando obter uma visualização do comportamento de K_c e K_d ao longo da desestruturação da amostra, foi realizada uma retro-análise com o modelo proposto para a obtenção das prováveis curvas de recarregamento para amostras com 1% de cimento e $e_{cura} = 0,625$, após serem submetidas a deformações volumétricas plásticas de 0 a 10% resultantes de um prévio ciclo de carregamento-descarregamento. Valores de $\Delta p_y'$ foram determinados para cada nível de deformação plástica inicial de forma que todas as curvas de recarregamento convergissem para a curva de carregamento da amostra com 0% de deformação plástica inicial, ou seja, para o caso em que não houvesse qualquer ciclo de carregamento prévio. A Figura 62 exemplifica os resultados obtidos da simulação de carregamento para os casos em que a amostra foi primeiramente curada sobre a LCI com $e = 0,625$, carregadas e descarregadas resultando em 2, 4, 6, 8 ou 10% de deformação volumétrica plástica e então recarregadas. A tabela presente na Figura 62 mostra os valores de $\Delta p_y'$ obtidos para as diferentes amostras em função da deformação volumétrica resultante do ciclo de carregamento-descarregamento prévio. O mesmo procedimento de retro-análise foi também realizado para amostras curadas com 1% de cimento nos índices de vazios de 0,575, 0,525, 0,475 e 0,45.

Os valores de $\Delta p_y'$ obtidos das retro-análises em função do índice de vazios de cura, índice de vazios do início do recarregamento simulado e da deformação volumétrica resultante do pré-carregamento são apresentados na Figura 63.

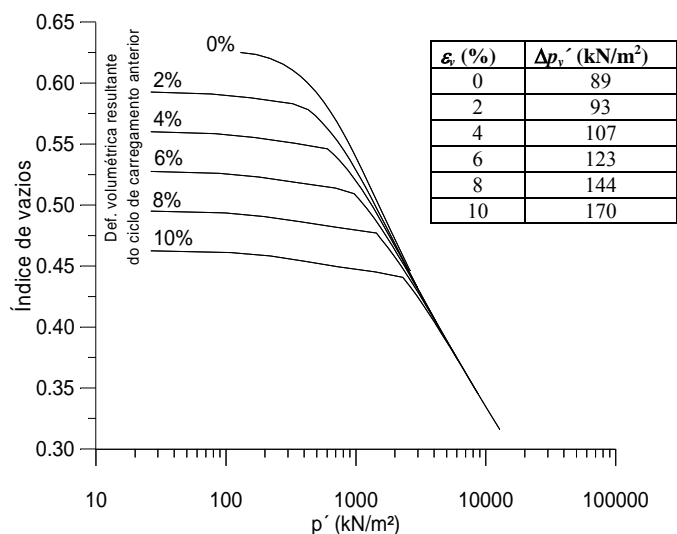


Figura 62: Simulação de amostras curadas com $e = 0,625$ sobre a LCI e recarregadas após um ciclo de carregamento prévio resultante em deformações volumétricas de 0 a 10% (amostras com 1% de cimento)

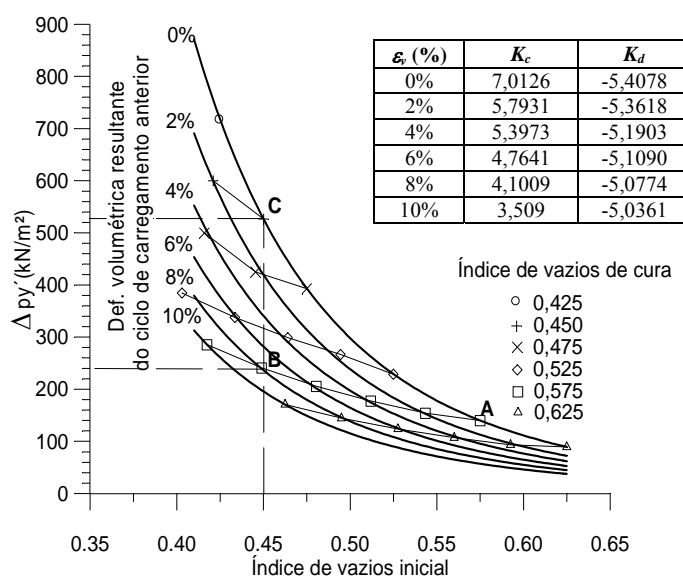


Figura 63: Variação de K_c e K_d em função da deformação volumétrica decorrida de pré-carregamento (amostras com 1% de cimento)

Os pontos apresentados na Figura 63 podem ser ajustados utilizando a Equação (17), sendo os valores de K_c e K_d apresentados na tabela constante na Figura 63 em função da deformação volumétrica resultante da amostra antes da simulação do recarregamento, podendo ainda ser obtidos seus valores através das seguintes equações de ajuste:

$$K_c = -0,3318 \times \varepsilon_{vi} + 6,7553 \quad R^2 = 0,98 \quad (22)$$

$$K_d = 0,0399 \times \varepsilon_{vi} - 5,3966 \quad R^2 = 0,93 \quad (23)$$

onde:

ε_{vi} = deformação volumétrica imposta à amostra antes do recarregamento, em percentual.

A linha AB, apresentada no gráfico da Figura 63, mostra que, dentro da faixa de valores de índice de vazios inicial utilizados na simulação, o valor de $\Delta p_y'$ cresce com o aumento das deformações volumétricas resultantes de um pré-carregamento, ou seja, apesar da amostra sofrer uma desestruturação por carregamento, esta aumenta o seu nível de cimentação devido ao efeito acoplado entre quantidade de ligações cimentantes e densidade. No caso, apesar da amostra ter perda na quantidade de ligações cimentantes pelo carregamento aplicado, as cimentações remanescentes tornam-se mais eficientes devido à densificação da amostra durante o carregamento. Tal fato pode ser observado nas curvas tensão-deformação do carregamento inicial e do recarregamento da amostra ISO(1)100-6000 na Figura 64, onde a curva de recarregamento apresenta-se bem mais rígida que a curva de carregamento inicial, apesar de ter sofrido um processo prévio de desestruturação.

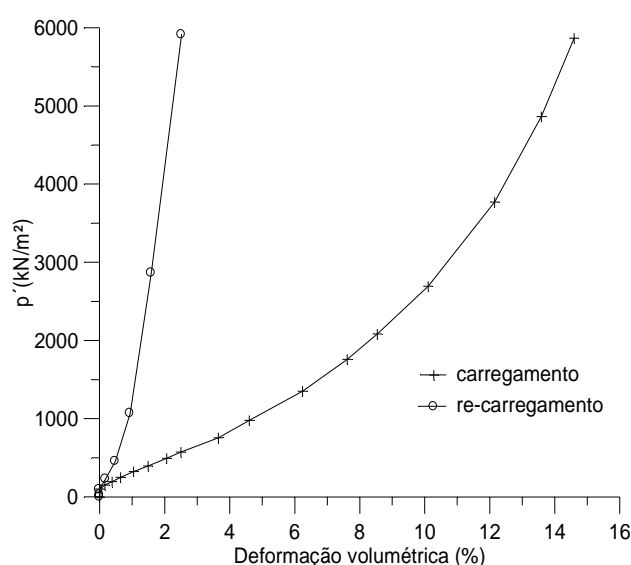


Figura 64: Curvas tensão-deformação da amostra ISO(1)100-6000 no seu carregamento e posterior recarregamento

Apesar de a amostra aumentar seu nível de cimentação com a desestruturação imposta, exemplificado pela amostra curada no ponto A e carregada até o ponto B na Figura 63, esta terá um nível de cimentação inferior ao de uma amostra que esteja no mesmo índice de vazios e com a mesma quantidade de agente cimentante, mas que não tenha sofrido nenhum processo de desestruturação, representada pelo ponto C da Figura 63. Portanto, a diferença de valor de $\Delta p_y'$ entre os pontos B e C representa a quantidade relativa de desestruturação da amostra A quando submetida a um carregamento resultante em deformações volumétricas plásticas de 8%. No exemplo apresentado, poder-se-ia prever que cerca de 55% das ligações seriam quebradas com a aplicação de um carregamento que resultasse em 8% de deformação plástica ($1-240/530 \approx 55\%$).

6.6.2 Parâmetros de Rigidez da Estrutura Cimentante

A Figura 65 apresenta simulações das tensões resistidas pela cimentação ao longo do carregamento para a amostra ISO(3)500-600 com diferentes valores de K_f . Mostra-se pela Figura 65 que o parâmetro K_f determina o comportamento das tensões resistidas pela estrutura com a deformação volumétrica da amostra. Se o valor de K_f for nulo, as cimentações apresentariam um comportamento rígido até alcançar a sua resistência máxima, tornando-se então dúctil ao longo do carregamento. Caso o valor de $K_f = 1$, as cimentações então teriam um comportamento perfeitamente linear em todo o carregamento. Em valores intermediários ($0 < K_f < 1$), estas então apresentariam um comportamento intermediário entre o linear e o rígido-dúctil. Já nos valores de $K_f > 1$, o comportamento das cimentações seria de aumento de rigidez com o carregamento aplicado.

A influência do parâmetro de rigidez da estrutura cimentante nas curvas de carregamento isotrópico pode ser observada nas simulações realizadas com diversos valores de K_f , apresentadas na Figura 66, para a amostra ISO(3)500-6000. Percebe-se nas simulações que quanto mais rígido for o comportamento das cimentações, ou seja, quanto mais próximo de zero for o valor de K_f , mais a amostra terá um comportamento semelhante ao de um solo colapsível. Tal fato indica que cimentações de comportamento próximo ao rígido-dúctil podem ser um dos motivos para a colapsividade de determinados solos. Quando $K_f > 1$, as simulações demonstram um comportamento em que o solo cimentado inicialmente aumentaria a sua rigidez com o aumento das deformações para depois declinar em direção a LCI.

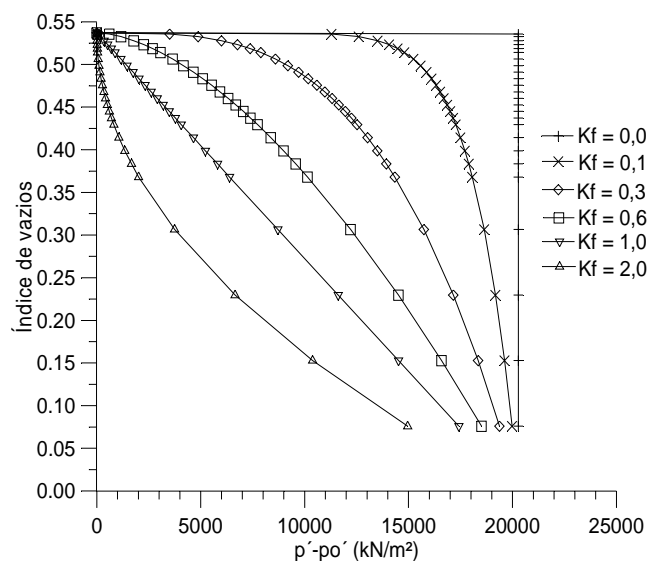


Figura 65: Simulação de curvas tensão-deformação da matriz cimentante em função do parâmetro K_f para uma amostra com 3% de cimento e $e_{cura} = 0,537$

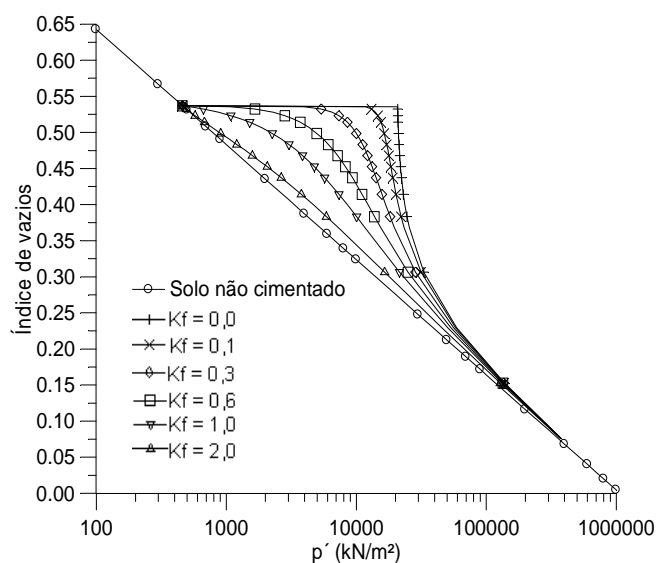


Figura 66: Simulação de curvas tensão-deformação em função do parâmetro K_f para uma amostra com 3% de cimento e $e_{cura} = 0,537$

Analisando as Equações (16) e (20), percebe-se que as tensões resistidas pela cimentação ao longo do carregamento são função do nível de cimentação (definidos por $\Delta p_y'$ ou RCS) e do comportamento tensão-deformação da matriz cimentante (K_f ou K_f'), relacionados entre si pelos coeficientes K_e ou K_e' .

Os valores de K_f e K_f' obtidos pelas Figura 45b e Figura 53 (0,6755 e 0,6444 respectivamente) apresentam uma diferença inferior a 5%, indicando a possibilidade de haver apenas um coeficiente K_f único independente da variável utilizada como medida do nível de cimentação ($\Delta p_y'$ ou RCS). Então o valor do coeficiente K_f representaria o tipo de comportamento da resistência das cimentações (rígido-plástico, elástico, etc.), enquanto que o valor do parâmetro K_e indicaria a magnitude de tal comportamento de acordo com o tipo de variável utilizada para a determinação do nível de cimentação ($\Delta p_y'$ ou RCS) das amostras.

6.7 AVALIAÇÃO DO MODELO PROPOSTO EM OUTRO SOLO CIMENTADO

Huang e Airey (1993) realizaram ensaios isotrópicos em três amostras de areia artificialmente cimentadas curadas em três diferentes índices de vazios, conforme Figura 67. As amostras foram moldadas com areia calcária obtida na região de recifes ao noroeste da Austrália e com adição de 20% de gesso.

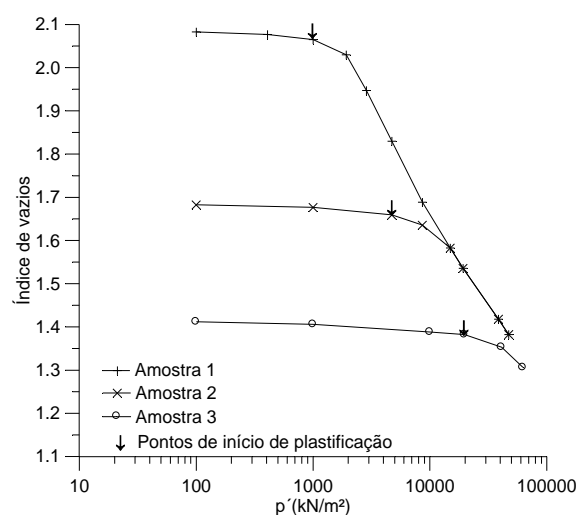


Figura 67: Ensaios isotrópicos realizados por Huang e Airey (1993) em areia calcária artificialmente cimentada

Os valores obtidos de p_y' dos ensaios de Huang e Airey (1993) foram de 1.000, 4.719 e 19.744 kPa para as amostras 1, 2 e 3, respectivamente, conforme as setas constantes na Figura 67.

Os parâmetros $K_c = 1.000.000$ e $K_d = -9,8498$ foram determinados através da equação de ajuste apresentada na Figura 68, sendo os valores de $\Delta p_y'$ determinados pela diferença entre os valores de p_y' e p_i' de cada amostra, sendo $p_i' = 100$ kPa para as três amostras.

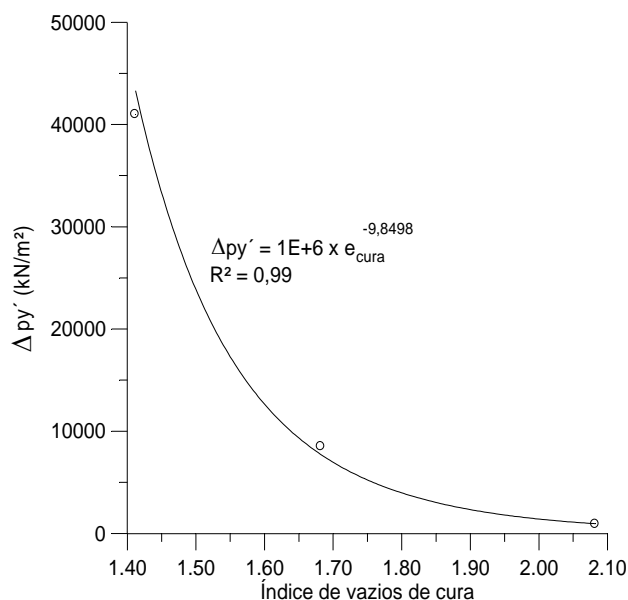


Figura 68: Determinação dos parâmetros K_c e K_d do solo estudado por Huang e Airey (1993)

Huang e Airey (1993) também apresentam ensaios isotrópicos em amostras não cimentadas com índices de vazios semelhantes aos das amostras cimentadas, possibilitando a determinação de valores de λ e $(N - 1)$ em torno de 0,205 e 3,522, respectivamente, para o solo em seu estado desestruturado, além do valor de $\kappa = 0,007$ citado pelos próprios autores. Tais parâmetros possibilitam a determinação da LCI e LD, análogo à Figura 44, possibilitam a determinação das curvas tensão da matriz cimentante vs. deformação volumétrica das amostras, conforme metodologia apresentada no item 6.3.2.1.

A Figura 69 apresenta as curvas tensão da matriz cimentante vs. deformação volumétrica das amostras ensaiadas por Huang e Airey (1993). Na figura também é apresentada a equação potencial de melhor ajuste para os pontos dos ensaios, definindo os valores de $K_e = 10,752$ e $K_f = 0,8689$ utilizados na simulação. Observa-se que existem pontos com valores negativos para $(p' - p_o') / \Delta p_y'$, os quais não foram considerados para a determinação da equação de ajuste. Tais pontos ocorrem devido à desconsideração da curva

de transição existente entre a LCI e a LD na determinação das tensões p_o' .

Utilizando os valores obtidos de p_i' , K_c , K_d , λ , $(N - 1)$, κ , K_e e K_f apresentados anteriormente, além dos valores de e_i de 2,082, 1,682 e 1,411 para as amostras 1, 2 e 3, respectivamente, utilizaram-se os procedimentos descritos no item 6.3.3.1 para avaliar a aplicabilidade do modelo matemático proposto no solo estudado por Huang e Airey (1993). Os resultados das simulações são apresentados na Figura 70 juntamente com as curvas obtidas nos ensaios realizados por Huang e Airey (1993).

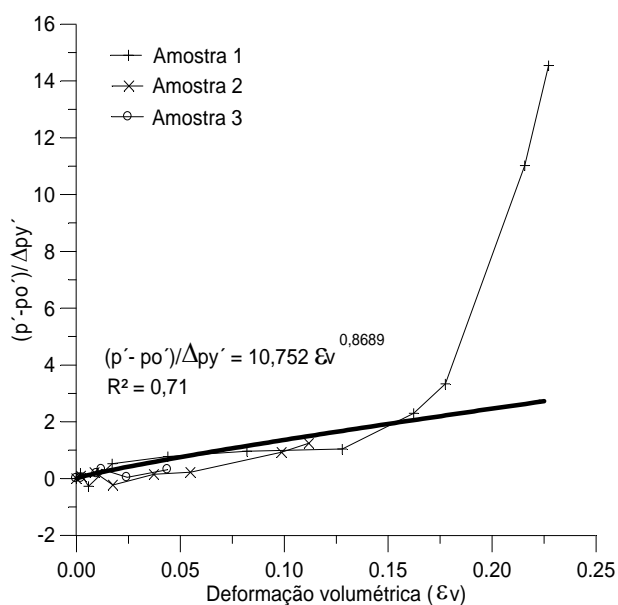


Figura 69: Determinação dos parâmetros K_e e K_f do solo estudado por Huang e Airey (1993)

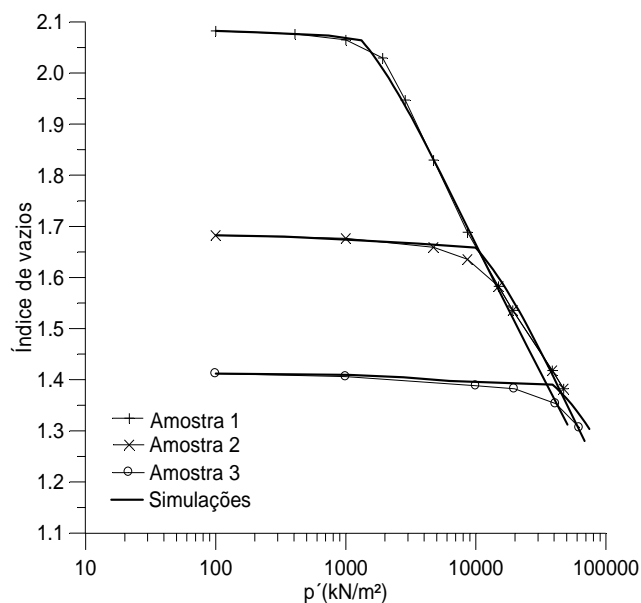


Figura 70: Simulação dos ensaios isotrópicos realizados por Huang e Airey (1993) em areia calcária artificialmente cimentada

A comparação entre as curvas obtidas em ensaios isotrópicos e as simulações apresentadas na Figura 70 mostraram a aplicabilidade do modelo matemático para o solo estudado por Huang e Airey (1993). Portanto, além de simular as curvas ensaiadas, o modelo pode ser utilizado para prever o comportamento tensão-deformação sob compressão isotrópica para amostras moldadas na faixa de índices de vazios estudados.

6.8 POSSÍVEL APLICAÇÃO DO MODELO EM SOLOS NATURAIS

Os procedimentos descritos no item 6.3.3.1 para a realização de simulações de compressão isotrópica em solos estruturados com o modelo matemático proposto não levam em consideração o índice de vazios de cura, teor de agente cimentante ou história de tensões da amostra. Apenas torna-se necessário conhecer os parâmetros κ , λ e N do solo desestruturado, a curva normalizada tensão da matriz cimentante vs. deformação volumétrica $[(p' - p_o') / \Delta p_y' \times \varepsilon_v]$ e o nível de cimentação relativo da amostra, representado pela RCS ou $\Delta p_y'$. Isso talvez torne possível a utilização do modelo para a simulação de compressão isotrópica em amostras situadas a diferentes profundidades de um perfil de solo naturalmente estruturado seguindo os procedimentos descritos a seguir:

- determinar os parâmetros κ , λ e N do solo desestruturado;
- determinar a variação do índice de vazios e da RCS (ou outra medida de nível de cimentação) ao longo do perfil da camada de solo em estudo;
- coletar algumas amostras ao longo do perfil e executar ensaios isotrópicos e de RCS de modo a definir a curva $[(p' - p_o')/RCS \times \varepsilon_v]$ do solo estruturado;
- e, com os respectivos valores de índice de vazios e RCS de qualquer amostra situada ao longo do perfil, simular o seu comportamento tensão-deformação através dos procedimentos descritos no item 6.3.3.1.

Porém, os casos de solos estruturados relatados na literatura não apresentam todos os dados necessários para a avaliação da aplicabilidade do modelo em perfis de solos naturalmente cimentados, fato que torna sugestiva a realização de novos trabalhos nesse sentido.

6.9 POSSÍVEL APLICAÇÃO DO MODELO PARA PROJETOS DE CAMADAS SOLO-CIMENTO

As técnicas atuais de estabilização de camadas de solo com a adição de cimento Portland (camadas solo-cimento) permitem um razoável controle nas variáveis utilizadas pelo modelo matemático apresentado neste trabalho, como índice de vazios inicial da camada e teores de cimento utilizados. Portanto, em determinadas obras que utilizam camadas solo-cimento, como a estabilização de camada de base com agente cimentante para posterior construção de aterro, o modelo apresentado talvez possa ser adequadamente utilizado para a previsão do comportamento dos elementos da camada solo-cimento.

Assim, o projeto de estabilização de uma camada solo-cimento (definição da densidade e o teor de cimento a ser utilizado) para o caso acima citado poderia ser realizado através dos seguintes passos:

1) Definição da curva de compactação do solo a ser estabilizado de acordo com a energia de compactação do equipamento disponível, conforme Figura 71. Obtida a umidade ótima (w_{ot}) e a densidade máxima (γ_{dmax}), define-se então a densidade de projeto (γ_{dproj}) em

função da variabilidade na umidade e na energia de compactação causado pelos equipamentos e pelas técnicas de compactação adotadas, exemplificado pela variação de umidade (Δw) na Figura 71. A partir da densidade de projeto, obtém-se o índice de vazios de projeto (e_{proj}), o qual será considerado como o índice de vazios de cura dos elementos de solo da camada.

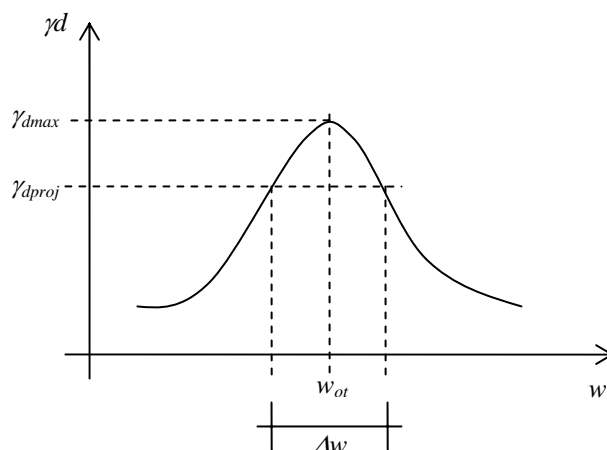


Figura 71: Curva de compactação para definição da densidade de projeto

2) Executam-se ensaios de resistência à compressão simples, conforme a norma NBR 12025 (ABNT, 1990), em amostras moldadas no índice de vazios de projeto com teores de cimento de 1%, 3%, 5%, 7% e 9%. Sugere-se utilizar como valor de RCS a média de, no mínimo, três resultados para cada teor, aumentando o número de ensaios conforme maior for a dispersão dos resultados. O tempo de cura das amostras a serem ensaiadas deve considerar a programação de execução da obra, ou seja, o tempo programado de cura da camada até a aplicação das cargas projetadas.

3) Executar ensaio isotrópico em amostras moldadas no índice de vazios de projeto e com 0% e 5% de teor de cimento (teor médio entre 1% e 9%), obtendo-se a curva $(p' - p_o')/RCS : \varepsilon_v$, conforme procedimentos descritos no item 6.3.2 e exemplificado pela Figura 72.

4) Estipulada a deformação volumétrica máxima de projeto (ε_{vproj}) para a camada de solo-cimento, define-se o valor máximo de $(p' - p_o')/RCS$, representado pelo valor “X” na Figura 72.

5) A partir do valor de “X”, calcula-se o valor necessário de RCS para suportar as cargas de projeto (p'), sendo este o menor valor obtido entre as Equações (24) e (25).

$$RCS = \frac{X}{p' - EXP \left[\frac{(N-1) - (e_{proj} - \varepsilon_{vproj}(1 + e_{proj}))}{\lambda} \right]} \quad (24)$$

$$RCS = \frac{X}{p' - \left[\frac{\varepsilon_{vproj}(1 + e_{proj})}{\kappa} \right]} \quad (25)$$

6) Obtido o valor de RCS define-se o seu correspondente teor de cimento através dos resultados obtidos no passo 2. Caso o valor de RCS necessário seja superior aos já obtidos, deve-se analisar a possibilidade de aumentar a energia de compactação ou a viabilidade econômica de se usar teores maiores.

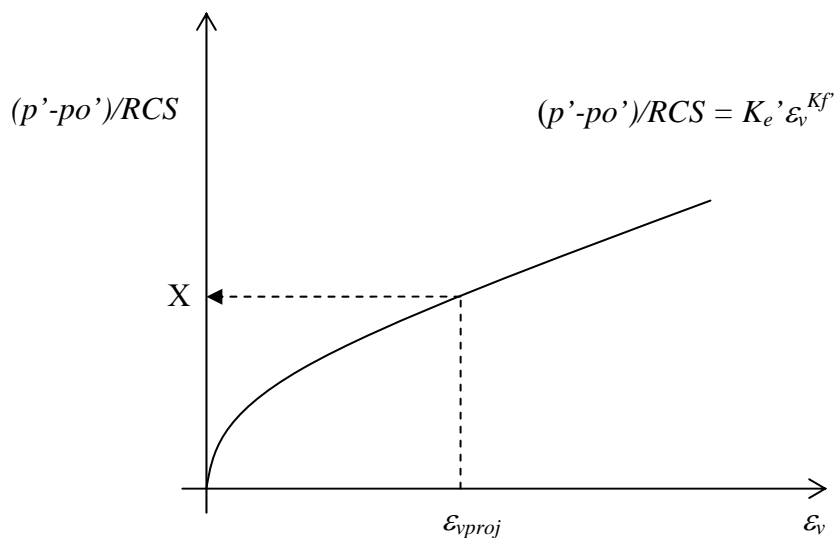


Figura 72: Determinação do valor de $(p' - p_0')/RCS$ de projeto

7) Definido o teor de cimento, deve-se executar ao menos um ensaio isotrópico a fim de comprovar que as deformações volumétricas geradas pelas cargas de projeto (p') são compatíveis com as deformações de projeto (ε_{vproj}). Caso contrário, deve-se novamente ajustar o teor de cimento.

8) A execução da obra pode ser acompanhada pela retirada de amostras indeformadas da camada executada medindo o valor de índice de vazios e RCS das amostras. Para isso,

necessita-se previamente a execução de pelo menos cinco ensaios isotrópicos variando índices de vazios e teores de cimento (sugere-se realizar, no mínimo, os ensaios correspondentes ao esquema da Tabela 14) para a obtenção dos coeficientes K_e' e K_f' , conforme Figura 53. Sugere-se a variação do índice de vazios e do teor de cimento desses ensaios correspondente à faixa de variação normal resultante dos procedimentos e equipamentos utilizados na execução da camada solo-cimento em campo. Com os valores de índice de vazios e RCS da amostra, utiliza-se os procedimentos descritos no item 6.3.3.1 para gerar as curvas tensão-deformação da amostra, utilizando os parâmetros K_e' e K_f' e RCS como parâmetro de medida do nível de cimentação ao invés de $\Delta p_y'$. As curvas geradas então permitirão avaliar se as amostras retiradas da camada executada terão deformação compatível com a de projeto para as cargas previstas.

Tabela 14: Matriz indicativa dos ensaios isotrópicos mínimos

	Índice de vazios mínimo	Índice de vazios de projeto	Índice de vazios máximo
TC máximo	Ensaio	-x-	Ensaio
TC projeto	-x-	Ensaio	-x-
TC mínimo	Ensaio	-x-	Ensaio

Ressalta-se que todo o modelo foi desenvolvido através de ensaios isotrópicos, considerando $K_0 = 1$, e, portanto, necessita-se ainda a confirmação, em ensaios oedométricos, das conclusões obtidas neste trabalho. Porém, as sugestões aqui apresentadas podem ser consideradas o início para a pesquisa de uma nova técnica de projeto de camadas solo-cimento.

Por fim, deve-se também avaliar em futuro trabalho sobre a melhor forma de aplicação de coeficientes de segurança no método exposto (aplicar sobre p' , X , ε_{vproj} , RCS ou teor de cimento), visto as equações serem normalizadas e não lineares.

7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

7.1 CONCLUSÕES

Dezoito ensaios de compressão isotrópica foram executados em amostras artificialmente cimentadas curadas com diferentes tensões confinantes, índices de vazios e teores de cimento. As amostras foram inicialmente adensadas a várias tensões confinantes ao longo da linha de compressão normal do solo sem cimentação, simulando a formação de elementos de solos em diferentes profundidades de um fictício depósito sedimentar cimentado. Após o adensamento, as amostras eram curadas para posterior aplicação de incrementos de tensão isotrópica. Os ensaios permitiram avaliar a contribuição das ligações cimentantes no comportamento tensão-deformação dos solos cimentados, bem como avaliar a variação das tensões de início de plastificação e incremento de tensão de plastificação em função do índice de vazios de cura e teor de cimento.

Um novo modelo matemático foi proposto para simular os ensaios isotrópicos das amostras curadas com diferentes índices de vazios e teores de cura, descrevendo o comportamento teórico dos elementos de solo situados nas diferentes profundidades do depósito fictício de solo cimentado. A capacidade do modelo de simular os resultados dos ensaios isotrópicos para uma gama ampla de índice de vazios de cura e teores de cimento também foi apresentada. Comentários a cerca das respostas obtidas com simulações de amostras curadas a altos e baixos índices de vazios, e solicitadas a elevadas tensões isotrópicas, também são apresentadas juntamente com uma análise dos parâmetros requeridos pelo modelo.

Por final, dezenove ensaios triaxiais drenados foram realizados em amostras artificialmente cimentadas e curadas sob diferentes tensões confinantes e índices de vazios de forma a analisar as modificações dos parâmetros de resistência, deformabilidade e plastificação em função do índice de vazios e tensão de cura.

A seguir, seguem as conclusões obtidas através do trabalho exposto:

- 1) Para as amostras artificialmente cimentadas em estudo, a tensão de início de plastificação em compressão isotrópica é uma função do índice de vazios de cura e

teor de cimento, sendo também dependente das tensões de cura, mas independente de qualquer aumento no *OCR* após a cura.

- 2) A contribuição relativa da cimentação no comportamento do solo em compressão isotrópica reduz com a diminuição do índice de vazios de cura.
- 3) A redução do índice de vazios existentes durante a formação das ligações cimentantes e/ou aumento no teor de cimento provoca um aumento na tensão de início de plastificação em compressão isotrópica e, conseqüentemente, expansão da superfície de início de plastificação do solo cimentado, bem como os valores de coesão. Porém, no nível de tensões estudado, o índice de vazios de cura não apresenta influência significativa no ângulo de atrito.
- 4) Em um mesmo índice de vazios, as tensões confinantes de cura influenciam a tensão de início de plastificação, mas não afetam o incremento de tensão de plastificação.
- 5) O índice de vazios de cura define inicialmente o tamanho máximo possível da superfície de início de plastificação para uma determinada densidade, o qual ocorre quando a amostra é curada no seu estado normalmente adensado (sobre a LCI). Caso a amostra seja curada em estado pré-adensado, ou seja, com tensões inferiores à tensão máxima de adensamento, a superfície de início de plastificação diminuirá tanto quanto menor for a tensão de cura; porém, sem influenciar na envoltória de ruptura.
- 6) Conforme a simulação realizada neste estudo, espera-se uma expansão da superfície de início de plastificação e crescimento da coesão com o aumento da profundidade do depósito sedimentar uniformemente cimentado em toda a sua profundidade em um único evento.
- 7) O modelo matemático mostrou-se adequado para a previsão dos ensaios isotrópicos em amostras artificialmente cimentadas e curadas em estado normalmente adensado e pré-adensado, bem como no caso de uma amostra semidesestruturada, principalmente a deformações volumétricas de até 6%, utilizando as seguintes equações para definição do par ordenado $e:p'$, para o caso mais genérico:

$$e = e_i - \varepsilon_v (1 + e_i)$$

$$p' = EXP \left[\frac{\varepsilon_v (1 + e_i)}{k} + \ln(p_i') \right] + \Delta p_y' K_e \varepsilon_v^{K_f} \quad \text{para } e > e^*$$

$$p' = EXP \left[\frac{(N-1) - [e_i - \varepsilon_v (1 + e_i)]}{\lambda} \right] + \Delta p_y' K_e \varepsilon_v^{K_f} \quad \text{para } e < e^*$$

O modelo considera que as tensões resistidas pelo solo cimentado em compressão isotrópica são resultantes da superposição de duas parcelas de tensões: 1) tensões resistidas pelo comportamento friccional entre as partículas de solo, 2) tensões resistidas pelas ligações entre as partículas. Além de utilizar os três parâmetros κ , λ e N apresentados no modelo Cam Clay Modificado para definir as tensões resistidas pelo comportamento friccional do solo, o modelo proposto introduz mais três parâmetros para estabelecer as tensões resistidas pelas ligações entre as partículas: 1) um parâmetro de medida de nível de cimentação ($\Delta p_y'$) como função da densidade e da quantidade efetiva de agente cimentante da amostra, podendo este ser determinado através de outros dois parâmetros K_c e K_d (conforme Equação 17), somente no caso de amostras que não sofreram qualquer tipo de desestruturação prévia; 2) um parâmetro definidor do tipo de comportamento da estrutura cimentante (rígido, rígido-plástico, linear, etc.) definido por K_f ; 3) e um parâmetro K_e que relaciona a magnitude das tensões da estrutura cimentante com o nível de cimentação da amostra.

- 8) A substituição no modelo do parâmetro de medida de cimentação $\Delta p_y'$ por RCS , este de obtenção mais rápida e menos onerosa, também permitiu que este reproduzisse adequadamente os ensaios isotrópicos das amostras estudadas.
- 9) O modelo proposto também conseguiu simular as curvas de compressão isotrópica obtidas por Huang e Airey (1993) em amostras de areias calcárias artificialmente cimentadas.

7.2 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

De modo a dar prosseguimento ao trabalho realizado e ampliar o conhecimento sobre o comportamento mecânico de materiais geotécnicos cimentados, sugere-se o estudo dos seguintes tópicos:

- 1) Testar a reprodutibilidade das conclusões obtidas neste trabalho com outros tipos de solos cimentados;
- 2) Estudo da superfície potencial plástico de forma a verificar qual a lei de fluxo que rege o material (lei de fluxo associada ou não associada) para determinação das deformações plásticas e como ela se modifica com a diminuição do índice de vazios de cura.
- 3) Realização de ensaios de compressão diametral com as amostras curadas nas tensões confinantes utilizadas no trabalho de forma não só a definir o comportamento da resistência à tração com a diminuição do índice de vazios de cura, mas também para verificar se a superfície de plastificação expande ou não na parte negativa do eixo p' com o aumento da densidade de cura.
- 4) Uma análise da influência do arranjo micro-estrutural no comportamento mecânico vê-se necessária. Isso poderia ser realizado executando o mesmo programa experimental deste trabalho, mas utilizando amostras moldadas ao longo da curva de compactação, ou seja, incluindo a umidade e a densidade de moldagem como variáveis a serem investigadas.
- 5) Maiores estudos em amostras naturais buscando identificar a ocorrência em campo do comportamento obtido com a simulação, podendo ser seguido o procedimento sugerido no item 6.8 deste trabalho.
- 6) Testar em ensaios de campo a utilização do modelo matemático proposto para projetos de camadas solo-cimento, conforme item 6.9, bem como estudar a melhor forma de aplicar coeficientes de segurança no modelo.
- 7) Especial atenção deve ser dado à obtenção de uma correlação entre os valores de plastificação obtidos em ensaios pressiométricos e isotrópicos visando à utilização

direta na prática de engenharia dos conceitos de expansão da superfície de plastificação com a profundidade.

- 8) Buscar formas de ampliar o novo modelo matemático apresentado neste trabalho de forma que também consiga prever o comportamento do solo cimentado sob compressão triaxial, e não apenas sob compressão isotrópica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AIREY, D.W.; FAHEY, M. (1991) Cyclic response of calcareous soil from the North-West Shelf of Australia. **Géotechnique**, London, v.41, n.1, p.101-121.

AIREY, D.W. (1993) Triaxial testing of naturally cemented carbonate sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.119, p.1379-1398.

ANDERSEN, A.; SIMONS, N.E. (1960) Norwegian triaxial equipment and technique. In: RESEARCH CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS, Boulter. **Proceedings...** New York: American Society of Civil Engineers, 1v., p.695-709.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1990) Solo-cimento: Ensaio de compressão simples de corpos-de-prova cilíndricos. **NBR 12025**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994) Cimento Portland Comum - especificações. **NBR 5732**. Rio de Janeiro.

ASTM (1991a) Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil. **ASTM D2166-91**. Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia: American Society for Testing and Materials.

ASTM (1991b) Standard test method for measurement of soil potential (suction) using paper filter. **ASTM D5298-91**. Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia: American Society for Testing and Materials.

ATKINSON, J. (1993) **An introduction to the mechanics of soils and foundations: through critical state soil mechanics**. London: McGraw-Hill Book Company, 337p.

AVERSA, S.; EVANGELISTA, A.; LEROUÉIL, S.; PICARELLI, A. (1993) Some aspects of the mechanical behaviour of 'structured' soils and soft rocks. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS. Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 3v. v.1, p.359-366.

BARBOSA-CRUZ, E.R.; TATSUOKA, F. (1999) Effects of stress state during curing on stress-strain behavior. In: SYMP. ON PRE-FAILURE DEFORMATION CHARACTERISTICS OF GEOMATERIALS. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, p.509-516.

BARKSDALE, R.D.; BLIGHT, G.E. (1997) Compressibility and settlement of residual soils. In: **Mechanics of residual soils**, (G.E.Blight ed.) p.95-154. Rotterdam: A.A. Balkema.

BECKWITH, G.H.; HANSEN, L.A. (1982) Calcareous soils of the south-western United States. In. **Geotechnical Properties, Behaviour and Performance of Calcareous Soils**, vol 1, pp. 16-35. Philadelphia: ASTM.

BLIGHT, G.E. (1997) Origin and formation of residual soils. In: BLIGHT, G.E. (Ed.) **Mechanical of residual soils**. Rotterdam: A.A. Balkema, Chapter 1, p.1-15.

BRESSANI, L.A. (1990) **Experimental studies of an artificially bonded soil**. London. 459p. Thesis (Ph.D.) – University of London.

BRESSANI, L.A. (1993) The secant stiffness behaviour of Corinth marl. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 3v. v.1, p.533-552.

BURLAND, J.B. (1989) Small is Beautiful – the stiffness of soils at small strains. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, n.26, p.499-516.

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

CARRARO, J.A.H. (1997) **Utilização de resíduos industriais na estabilização de um solo residual de arenito**. Porto Alegre. 152p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGE/UFGRS.

CECCONI, M.; VIGGIANI, G.; RAMPOLLO, S. (1998) An experimental investigation of the mechanical behaviour of a pyroclastic soft rock. In: 2nd INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Naples: 1998. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, p.473-482.

CHANG, T.; WOODS, R.D. (1992) Effect of particle contact bond on shear modulus. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.118, n.8, p.1216-1233.

CLAYTON, C.R.I; KHSTRUSH, S.A.; BICA, A.V.D.; SIDDIQUE, A. (1989) The use of Hall effect semiconductors in geotechnical instrumentation. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v.12, n.1, p.69-72.

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

CLAYTON, C.R.I; SERRATRICE, J.F. (1997) The mechanical properties and behavior of hard soil and soft rocks – general report. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 3v., v.3, p.1839-1877.

CLOUGH, G.W.; SITAR, N.; BACHUS, R.C.; RAD, N.S. (1981) Cemented sands under static loading. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, v.107, n.6, p.799-817.

CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F.; MILITITSKY, J. (1998) Interpretation of plate load tests on residual soil site. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, v.124, p.857-867.

CONSOLI, N.C.; ROTTA, G.V.; PRIETTO, P.M.D. (2000) The influence of curing under stress on the triaxial response of cemented soils. **Géotechnique**, London, v.50, n.1, p.99-105.

CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M.; CARRARO, J.A.H.; HEINECK K.S. (2001) Behavior of compacted soil-fly ash-carbide lime-fly ash mixtures. **Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering**, ASCE, 127, 774-782.

COOP, M.R.; ATKINSON, J.H. (1993) The mechanics of cemented carbonate sands. **Géotechnique**, London, v.43, n.1, p.53-67.

COOP, M.R.; WILLSON, S.M. (2003) On the Behavior of Hydrocarbon Reservoir Sands and Sandstones. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M.R. (1993) The influence of bond strength on the mechanics of carbonate soft rocks. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 3v. v.1, p.447-455.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M.R. (1997) Yielding and pre-failure deformation of structured sands. **Géotechnique**, London, v.43, p.53-67.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M.R. (1999) On the mechanics of structured sands. **Géotechnique**, London.

DUPAS, J.M.; PECKER, A. (1979) Static and dynamic properties of sand-cement. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, v.105, n.3, p.419-436.

ELLIOT, G.; BROWN, E.T. (1985) Yield of a soft, high-porosity rock. **Géotechnique**, London, v.35, n.4, p.413-423.

FERNANDEZ, A.L.; SANTAMARINA, J.C. (2001) Effect of cementation on the small-strain parameters of sand. **Canadian Geotechnical Journal**, 38, 191-199.

FERREIRA, P.M.V. (1998) **Estudo de um solo residual de arenito da Rodovia RS 239: ensaios triaxiais servo-controlados**. Porto Alegre. Dissertação (Mestrado de Engenharia) – CPGEC/UFRGS.

FEUERHARMEL, M.R. (2000) **Aspectos do comportamento de misturas solo-cimento-fibra de propileno**. Porto Alegre. 145p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS.

GENS, A.; NOVA, R. (1993) Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 3v., v.1, p.485-494.

HARDINGHAM, A.D. (1994) Development of an engineering description of cemented soils and calcrete duricrust. In: 1ST INT. SYMP. ON ENGG CHARACTERISTICS OF ARID SOILS **Proceedings...**, Rotterdam, pp. 87-90.

HEINECK, K.S. (1998) **Estudo da influência de cimentações introduzidas sob tensão**. 118p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS.

HEINECK, K.S. (2002) **Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras horizontais impermeáveis**. 251p. Tese (Doutorado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS.

HIGHT, D.W.; JARDINE, R.J. (1993) Small-strain stiffness and strength characteristics of hard London tertiary clays. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS. Athens: 1993, **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 3v., v.1, p.533-552.

HUANG, J.T.; AIREY, D.W. (1993) Effects of cement and density on an artificially cemented sand. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 3v. v.1, p.553-560.

HUANG, J.T.; AIREY, D.W. (1998) Properties of artificially cemented carbonate sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, v. 124, n.6, p.492-499.

ISHIHARA, K.; OKADA, S. (1978) Yielding of overconsolidation sand and liquefaction model under cyclic stress. **Soils and Foundation**, 18(1), 57-72.

ISMAIL, M.A., JOER, H.A.; RANDOLPH, M.F. (2000) Sample preparation technique for artificially cemented sands. **Geotechnical Testing Journal**, ASTM, 23, p.141-157.

KAVVADAS, M.J.; ANAGNOSTOPOULOS, A.G.; KALTEZIOTIS, N. (1993) A framework for the mechanical behaviour of cemented Corinth marl. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOIL – SOFT ROCK, Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 3v, v.1, p.577-583.

KAVVADAS, M.J.; ANAGNOSTOPOULOS, A.G. (1998) A framework for the mechanical behaviour of structure soils. In 2nd Int. Symp. on geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks, Naples: 1998. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, p.591-601.

KAVVADAS, M.J.; AMOROSI, A. (1998) A plasticity approach for the mechanical behaviour of structured soils. **The Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks**, Evangelista & Picarelli (eds), Balkema, Rotterdam, p.603-613.

KAWASAKI, S.; NISHI, K.; FUJIWARA, Y. (1993) Mechanical properties of deep soft rock ground in the suburbs of Tokyo. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 3v., v.1, p.593-600.

LADD, R.S. (1978) Preparing test specimens using undercompaction. **Geotechnical Testing Journal**, ASTM, v.1, n.1, p.16-23.

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

LA ROCHELLE, P.; LEROUEIL, S.; TRAK, B.; BLAIS-LEROUX, L.; TAVENAS, F. (1988) Observational approach to membrane and area correction in triaxial tests. In: SYMPOSIUM ON ADVANCED TRIAXIAL TESTING OF SOIL AND ROCK, Louisville: 1986. **Proceedings...** Philadelphia: American Society of Testing and Materials, p715-731.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P.R. (1990) The general and congruent effects of structure in natural soil and weak rocks. **Géotechnique**, London, v.40, n.3, p.467-488.

LIU, M.D.; CARTER, J.P. (2000) Modelling the destructuring of soils during virgin compression. **Géotechnique**, London, v.50, n.4, p.479-483.

LIU, M.D.; CARTER, J.P. (2002) A structured Cam Clay model. **Canadian Geotechnical Journal**, v.39, p.1313-1332.

MACCARINI, M. (1990) Comportamento mecânico de solos residuais. In: IX CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 1990, **Anais...**

MALANDRAKI, V.; TOLL, D. (2000) Drained probing triaxial tests on a weakly bonded artificial soil. **Géotechnique**, London, v.50, n.2, p.141-151.

MALANDRAKI, V.; TOLL, D. (2001) Triaxial tests on weakly bonded soils with changes in stress path. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, v. 127, n.3, p.282-291.

MÁNTARAS, F.B.; SCHNAID, F. (2002) Cylindrical cavity expansion in dilatant cohesive-frictional materials. **Géotechnique**, London, v.52, n.5, p.337-348.

MARINHO, F.A.M. (1995) A técnica do papel filtro para medição de sucção. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 1995, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre, CPGEC/ABMS, p.112-125.

MARTINS, F.B. (2001) **Investigação do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado**. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 300p.

MARTINS, F.B. (1994) **Automação de equipamento triaxial visando o estudo de solos tropicais cimentados**. Porto Alegre. 133p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS.

MARTINS, F.B.; BRESSANI, L.A.; COOP, M.R.; BICA, A.V.D. (2001) Some aspects of the compressibility behaviour of a clayed sand. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v.38, p.1177-1186.

MITCHELL, J.K.; SOLIMAR, Z.V. (1984) Time-depending strength gain in freshly deposited or densified sand. **Journal of the Geotechnical Division**, New York, v.110, n.11, p.1559-1576.

MONTARDO, J.P. (1999) **Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: estudo de efeito das propriedades dos materiais constituintes**. Porto Alegre. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS.

MUIR WOOD, D. (1990) **Soil behavior and critical state soil mechanics**. Cambridge University Press.

NAGARAJ, T.S.; PANDIAN, N.S.; NARASIMHA RAJU, P.S.R. (1998) Compressibility behaviour of cemented soils. **Géotechnique**, London, v.48, n.2, p.281-287.

NOVELLO, E.A.; JOHNSTON, I.W. (1995) Geotechnical materials and the critical state. **Géotechnique**, London, v.45, n.2, p.223-235.

NÚÑEZ, W.P. (1991) **Estabilização físico-química de um solo de arenito Botucatu visando o seu emprego na pavimentação**. Porto Alegre. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS.

O'ROURKE, T.D.; CRESPO, E. (1988) Geotechnical properties of cemented volcanic soil. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v.114, n.10, p.1126-1147.

PETLEY, D.; JONES, M.; FAN, C.; STAFFORD, C. (1993) Deformation and fabric changes in weak fine-grained rocks during high pressure consolidation and shear. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 3v., v.1, p.737-743.

PRIETTO, P.D.M. (1996) **Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado**. Porto Alegre. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia). CPGEC/UFRGS.

PRIETTO, P.D.M. (2004) **Resistência e dilatância de solos cimentados: uma abordagem teórico-experimental**. Porto Alegre. Tese (Doutorado em Engenharia). PPGEC/UFRGS.

RAD, N.S.; CLOUGH, G.W. (1985) Static behavior of variably cemented beach sands. In: STRENGTH TESTING OF MARINE SOILS: LABORATORY AND IN-SITU MEASUREMENT, **Proceedings...**pp. 306-317. Philadelphia: ASTM.

RIDLEY, A.M.; BURLAND, J.B. (1993) A new instrument for the measurement of soil moisture suction. **Geotechnique**, v.43, n.2, p.321-324.

ROHLFES JR., J.A. (1996) **Estudo do comportamento de um solo residual melhorado através de técnicas mecânicas e físico-químicas e suas aplicações a análise de fundações superficiais**. Porto Alegre. 124p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS.

ROSCOE, K.H.; BURLAND, J.B (1968) On the generalized stress-strain behaviour of ‘wet clay’. In: **Engineering plasticity**. Edited by J. Heyman and F.A. Leckie. Cambridge University Press. P. 535-609.

ROTTA, G.V.; CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M. (1998) Influência da formação da matriz cimentante no comportamento tensão-deformação de solos cimentados. In: XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 1998, Brasília. **Anais...**Brasília: ABMS, 3v v2, p.1125-1132.

ROTTA, G.V. (2000) **Cimentação introduzida sob tensão: compreendendo a importância do índice de vazios de formação da estrutura no comportamento mecânico de solos cimentados**. Porto Alegre. 134p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS.

ROTTA, G.V.; CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M.; COOP, M.R.; GRAHAM, J. (2003) Isotropic yielding in an artificially cemented soil cured under stress. **Geotechnique**, London, v.53, n.5, 493-501.

ROTTA, G.V.; FOPPA, D.; CONSOLI, N.C. (2004) Modelo matemático para previsão do comportamento mecânico de um solo cimentado submetido à compressão isotrópica. **Solos e Rochas: Revista Latino-Americana de Geotecnia**, São Paulo, v.27, no. 1, p.37-56.

SAXENA, S.K.; LASTRICO, R.M. (1978) Static properties of lightly cemented sand. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, v.12, p.1449-1488.

SCHNAID, F., PRIETTO, P.D.M.; CONSOLI, N.C. (2001) Characterization of cemented sand in triaxial compression. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE 127, 857-868.

SMITH, P.R.; JARDINE, R.J.; HIGHT, D.W. (1992) The yielding of Bothkennar clay. **Geotechnique**, London, v.42, n.2, p.257-274.

SPECHT, L.P. (2000) **Comportamento de misturas de solo-cimento-fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos visando à pavimentação**. Porto Alegre. 130p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS>

STOKOE, K.H.; SANTAMARINA, J.C. (2000) Seismic-wave-based testing in geotechnical engineering. **GeoEng 2000**. Technomic Publishing Co., Pennsylvania, USA, pp.1490-1536.

TATSUOKA, F.; KOHATA, Y. (1994) Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications. In: SHIBUYA, S.; MITACHI, T.; MIURA, S. (Eds.) **Pre-failure Deformation of Geomaterials**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1994, p. 947-1063.

TATSUOKA, F.; JARDINE, R.J., LO PRESTI, D.; DI BENEDETTO, H.; KODAKA, T. (1999) Characterising the pre-failure deformation properties of geomaterials – theme lecture. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 14, 1999, Hamburg. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Blakema, 1999, p. 2129-2164.

THOMÉ, A. (1994) **Estudo do comportamento de um solo mole tratado com cal, visando seu uso em fundações superficiais**. Porto Alegre. 194p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGE/UFGRS.

ULBRICH, L.A. (1997) **Aspectos do comportamento mecânico de um solo reforçado com fibras**. Porto Alegre. 123p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGE/UFGRS.

VARGAS, M. (1953) Some engineering properties of residual clay soils occurring in southern Brazil. In: 3rd INT. CONF. ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Zurich, 1953. **Proceedings...** v1, 67-71.

VAUGHAN, P.R. (1985) Engineering and hydraulic properties of in situ residual soils – general report. In: 1st INT. CONF. GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS, 1985, Brasília. **Proceedings...** v.3, p.231-263.

VAUGHAN, P.R. (1997) Engineering behaviour of weak rocks: some answers and some questions – Special lecture. In: INT. SYMP. ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, Athens: 1993. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 3v., v.1, p.1741-1765.

ZHU, F.; CLARK, J.I.; PAULIN, M.J. (1995) Factors affecting at-rest lateral stress in artificially cemented sands. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, n.32, p.195-203.