

UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO – ESCOLA DE MINAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS – GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**APLICAÇÃO DO MODELO DENTE DE SERRA
EM SOLOS ESTRUTURADOS**

AUTOR: FERNANDA ROCHA DOS REIS

ORIENTADOR: Prof. Dr. Saulo Gutemberg Silva Ribeiro

CO-ORIENTADOR: Prof. Dr. Luís Fernando Martins Ribeiro

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração: Geotecnia.

Ouro Preto, setembro de 2005.

“O rio atinge seus objetivos porque
aprendeu a contornar obstáculos”.
“O conhecimento real não é construção
de alguns dias. É obra do tempo.”

André Luiz

Agradecimentos

Agradeço a Deus por essa mais essa conquista, por toda a força recebida, por me mostrar que a aprendizagem requer disciplina, perseverança e paciência, por me mostrar que todos somos irmãos e que precisamos uns dos outros nas situações mais diversas da vida.

Agradeço aos meus pais pelo apoio, carinho, amor e confiança incondicionais, pelo exemplo de caráter e honestidade que sempre me deram. Amo vocês.

Às minhas irmãs Flávia e Fabiana pela torcida e carinho.

A todos os professores da área de Geotecnia, aos meus orientadores Saulo e Luís Fernando, em especial ao Prof. Saulo pelas horas de dedicação, pelo conhecimento transmitido, pela paciência, pelo apoio, por tudo.

A todos os colegas e amigos do mestrado pela parceria e cumplicidade, em especial à Fabiola, Cidinha, Katita, Anelisa, Vanusca, Wagner, Germano, Juninho, Pardal e em especial ao Deilton, verdadeiro irmão que aqui encontrei.

À querida Republica Koxixo por fazer de Ouro Preto, um lugar único, inesquecível, insubstituível. À todas Koxixanas ex-alunas e moradoras pelo carinho e amizade.

Ao Ascite pelo carinho e companheirismo.

A todos os amigos que conquistei durante toda minha vida.

À Fundação Gorceix pelo apoio financeiro.

Muito obrigada a todos. Vocês são muito especiais.

Resumo

Estudos de estabilidade de encostas naturais, projetos de cortes e fundações, são normalmente desenvolvidos com base no critério de resistência de Mohr-Coulomb. Este trabalho procurou apresentar uma nova proposta paramétrica, tomando-se com base, o modelo Dente de Serra. Face a aplicação direta das leituras dos ensaios de cisalhamento direto ao modelo Dente de Serra, estes foram realizados neste estudo. Para avaliação dos parâmetros do modelo Dente de Serra, foram utilizados solos puramente arenosos, uniformes, caracterizados como areia grossa e média/fina. Estes estudos propiciaram interpretações mais detalhadas do comportamento ao cisalhamento das areias, com foco macroscópico e ao nível de contato. Para aplicação do modelo Dente de Serra em solos estruturados, foi apresentado um modelo expandido. Com a aplicação do modelo expandido, foi possível determinar a coesão verdadeira. Para avaliar o comportamento da coesão verdadeira face ao grau de cimentação, foram confeccionadas amostras de areia grossa cimentadas com teores de 3, 6, 9, 12 e 15%. A sensibilidade ao nível de tensão foi estudada através do uso de quatro níveis distintos de tensão. Para confiabilidade dos resultados, cada ensaio foi realizado três vezes. Estes estudos demonstraram que a coesão verdadeira e os parâmetros friccionais são sensíveis ao nível de tensão e a cimentação. O modelo expandido foi então aplicado a um solo natural intemperizado. Os resultados mostraram que a coesão verdadeira comportou-se de forma muito sensível ao nível de tensão, sendo a eficiência da cimentação muito baixa para baixos níveis de tensão. Do ponto de vista prático profissional, os resultados mostraram a necessidade de adequação paramétrica dos estudos de estabilidade e capacidade de suporte em materiais estruturados.

Abstract

Stability analysis of natural slope, excavation and foundation design are usually made considering the Mohr-Coulomb strength criteria. This work intends to show a new parametric proposal, taking into account the conventional saw model. Due to direct application of the results of the direct shear tests on the saw model, this test was chosen for this work. To quantify the model parameters, a uniform sandy soil, described as thin to coarse sand, was used in laboratory tests. This procedure result in studies with much more details about the sand shear behavior, with focus on macroscopic and also grain contact level. An expansion of the saw model has to be formulated in order to make it suitable for studied structured cemented soil. In this way, the true cohesion parameter of soil could be determined. To analyze the true cohesion behavior by taking in to consideration the level of cementation, samples of cemented coarse sand with 3, 6, 9, 12 e 15% on cement content were tested. The sensitivity of the stress level was evaluated trough the use of four distinct stress level. Testes were run three times so as to assure the reliability of the results. The results have shown that the true cohesion and the friccional parameters are sensitive to the normal stress level and to the cement content. Finally, the expanded saw model was applied in a structured natural soil. The results have shown that the cohesion parameter was very sensitive to the normal stress level and the cement efficiency was poor in low normal stress levels. Concerning a practical point of view, this research have shown the need of suitable parametric studies for slope stability analysis and bearing support design when dealing with structured materials.

Sumário

	página
LISTA DE TABELAS	x
LISTA DE FIGURAS	xii
LISTA DE SÍMBOLOS	xviii
CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	
1.1 – OBJETIVO	01
1.2 – JUSTIFICATIVA	02
1.3 – DESCRIÇÃO DO TRABALHO	02
CAPÍTULO 2 – COMPORTAMENTO DE SOLOS ESTRUTURADOS	
2.1 – INTRODUÇÃO	04
2.2 – APLICAÇÃO DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO	05
2.2.1 – Modelo Dente de Serra	09
2.3 – APLICAÇÃO DO ENSAIO OEDOMÉTRICO E ISOTRÓPICO	12
2.3.1 – Ensaio de Compressão Oedométrica – Trajetória k_0	12
2.3.2 – Ensaio de Compressão Isotrópica – Trajetória $K=1$	16
2.4 – APLICAÇÃO DO ENSAIO TRIAXIAL	20
2.5 – COMPONENTES DE RESISTÊNCIA EM SOLOS GRANULARES	32
2.6 – PARÂMETROS DO MODELO DENTE DE SERRA	35

CAPÍTULO 3 – APLICAÇÃO DO MODELO DENTE DE SERRA EM AREIA DESESTRUTURADA

3.1– INTRODUÇÃO	39
3.2 – CARACTERIZAÇÃO DA AMOSTRA	39
3.3 – PREPARAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA	41
3.4 – ANÁLISE DOS RESULTADOS	42
3.4.1 – Areia Grossa Desestruturada	42
3.4.2 – Areia Fina Desestruturada	59
3.5 – COMENTÁRIOS GERAIS	76

CAPÍTULO 4 – APLICAÇÃO DO MODELO DENTE DE SERRA EM AREIA ESTRUTURADA ARTIFICIALMENTE

4.1– MODELO DENTE DE SERRA EXPANDIDO	78
4.2 - PREPARAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA CIMENTADOS	80
4.3 – APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS	83
4.3.1 – Areia Estruturada – 3% de Teor de Cimento	83
4.3.2 – Areia Estruturada – 6% de Teor de Cimento	86
4.3.3 – Areia Estruturada – 9% de Teor de Cimento	90
4.3.4 – Areia Estruturada – 12% de Teor de Cimento	94
4.3.5 – Areia Estruturada – 15% de Teor de Cimento	98
4.4 – INFLUÊNCIA DO TEOR DE CIMENTO E DO NÍVEL DE TENSÃO	102
4.5 – COMENTÁRIOS GERAIS	115

CAPÍTULO 5 – APLICAÇÃO DO MODELO DENTE DE SERRA EM SOLOS ESTRUTURADOS NATURALMENTE

5.1– INTRODUÇÃO	118
-----------------	-----

5.2 – CARACTERIZAÇÃO E IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS	119
5.3 – ENSAIOS EM SOLOS ESTRUTURADOS NATURALMENTE	119
5.3.1 – Xisto Alterado – Solo Estruturado 1	120
5.3.2 – Xisto Alterado – Solo Estruturado 2	124
5.3.3 – Xisto Alterado – Solo Estruturado 3	129
5.4 – INFLUÊNCIA DO NÍVEL DE TENSÃO	132
5.5 – COMENTÁRIOS GERAIS	145
CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS	
6.1 – CONCLUSÕES FINAIS	148
6.2 – SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS	154
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	155

Lista de Tabelas

página

CAPÍTULO 2

Tabela 2.1 – Quadro comparativo de resultados de ensaio de cisalhamento direto em solo arenoso não estruturado (0%) e estruturado (15%) – $\sigma_n = 100\text{kPa}$ (Lemos, 2003)	07
--	----

CAPÍTULO 3

Tabela 3.2 – Areia grossa, $\sigma_n = 50\text{kPa}$	44
Tabela 3.3 – Areia grossa, $\sigma_n = 100\text{kPa}$	47
Tabela 3.4 – Areia grossa, $\sigma_n = 200\text{kPa}$	49
Tabela 3.5 – Areia grossa, $\sigma_n = 400\text{kPa}$	51
Tabela 3.6 – Areia fina, $\sigma_n = 50\text{kPa}$	61
Tabela 3.7 – Areia fina, $\sigma_n = 100\text{kPa}$	63
Tabela 3.8 – Areia fina, $\sigma_n = 200\text{kPa}$	66
Tabela 3.9 – Areia fina, $\sigma_n = 400\text{kPa}$	68
Tabela 3.10 – Deslocamentos horizontais no início da dilatação	69
Tabela 3.11 – Análise comparativa com a areia utilizada por Lemos (2003)	74
Tabela 3.12 – Módulo de elasticidade secante 50% (ensaios de Lemos, 2003)	74
Tabela 3.13 – Módulo de elasticidade de areias (Lambe e Whitman, 1979)	74

CAPÍTULO 4

Tabela 4.1 – Fator Água-Cimento	81
Tabela 4.2 – Amostras com 3% de teor de cimento, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa	85
Tabela 4.3 – Amostras com 6% de teor de cimento, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa	88

Tabela 4.4 – Amostras com 9% de teor de cimento, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa	93
Tabela 4.5 – Amostras com 12% de teor de cimento, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa	97
Tabela 4.6 – Amostras com 15% de teor de cimento, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa	101
Tabela 4.7 – Eficiência do aumento do teor de cimento	106

CAPÍTULO 5

Tabela 5.1 – Índices físicos dos três diferentes tipos de solo	119
Tabela 5.2 – Parâmetros Solo 1, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa	122
Tabela 5.3 – Parâmetros Solo 2, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa	126
Tabela 5.4 – Parâmetros Solo 3, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa	130

Lista de Figuras

	página
CAPÍTULO 2	
Figura 2.1 – Ensaio de cisalhamento direto em solo arenoso não estruturado (0%) e estruturado (15%) – $\sigma_n = 100\text{kPa}$ (Lemos, 2003)	06
Figura 2.2 – Ensaio de cisalhamento direto realizados em umidade natural (a) e em amostras saturadas (b) (Ferreira, 2004)	08
Figura 2.3 – Processos de ruptura num solo estruturado (Lemos, 2003)	09
Figura 2.4 – Fase I – Parâmetros de atrito estático (Lemos, 2003)	10
Figura 2.5 – Fase II – Quebra rápida da cimentação, formando um dente de serra estrutural (Lemos, 2003)	10
Figura 2.6 – Fase III – Quebra da cimentação dos grãos existentes na zona de cisalhamento (Lemos, 2003)	11
Figura 2.7 – Fase IV – Modelo estabelecido no estado residual (Lemos, 2003)	11
Figura 2.8 – Ensaio de compressão isotrópica e oedométrica (adaptado de Oliveira, e outros, 2002)	12
Figura 2.9 – Curvas índice de vazios versus log (tensão vertical) para amostras em profundidades diferentes (Ismael, 1999)	13
Figura 2.10 – Ensaio de compressão oedométrica em solo residual (Wesley, 1974; por Leroueil e Vaughan, 1990)	14
Figura 2.11 – Comportamento típico de solos cimentados em ensaios oedométricos	15
Figura 2.12 – Influência do teor de cimento no ponto de plastificação	15
Figura 2.13 – Influência do índice de vazios inicial	16
Figura 2.14 – Ensaio de compressão isotrópica em rocha vulcânica branda (Uriel e Serrano, 1973, citado por Leroueil e Vaughan, 1990)	16

Figura 2.15 – Ensaio de compressão isotrópica para tensões confinantes de cura equivalentes a 50 (a) e 500 kN/m ² (b) (Rotta et al., 2001)	17
Figura 2.16 – Ensaio de compressão isotrópica, com ciclos de descarga e recarga (adaptado de Lagioia e Nova, 1995)	18
Figura 2.17 – Efeito da trajetória de tensão	19
Figura 2.18 – Comparação entre compressão estruturada e não-estruturada (Leroueil e Vaughan, 1990)	19
Figura 2.19 – Estado último para amostras cimentadas e não cimentadas (adaptado de Coop e Atkinson, 1993)	20
Figura 2.20 – Comportamento tensão-deformação para uma tensão efetiva média inicial de 60 kN/m ² (adaptado de Prietto, Schnaid e Consoli, 1997)	21
Figura 2.21 – Variação da coesão efetiva com a cimentação (adaptado de Prietto, Schnaid e Consoli, 1997)	23
Figura 2.22 – Comparação do comportamento tensão-deformação de areias cimentadas e não cimentadas (adaptado de Leroueil e Vaughan, 1990)	23
Figura 2.23 – Comportamento tensão-deformação de solos cimentados (Elliot e Brown, 1985)	24
Figura 2.24 – Comportamento de solos cimentados em ensaios triaxiais convencionais	25
Figura 2.25 – Trajetória de tensão e envoltória de resistência de solos cimentados	26
Figura 2.26 – Comportamento idealizado de um solo cimentado (Coop & Atkinson, 1993)	28
Figura 2.27 – Curvas de plastificação para solos estruturados mostrando os efeitos de anisotropia em argilas consolidadas (a) e isotropia em rochas brandas e solos residuais (b) (Leroueil e Vaughan, 1990)	30
Figura 2.28 – Diferentes tipos de plastificação	31
Figura 2.29 – Componentes de resistência ao cisalhamento em solos granulares (Rowe, 1962; por Mitchell, 1976)	33
Figura 2.30 – Curvas teóricas de relações entre ϕ_p e ϕ_μ	34

CAPÍTULO 3

Figura 3.1 – Curva granulométrica	40
Figura 3.2 – Areia grossa, $\sigma_n = 50\text{kPa}$	43
Figura 3.3 – Areia grossa, $\sigma_n = 100\text{kPa}$	46
Figura 3.4 – Areia grossa, $\sigma_n = 200\text{kPa}$	48
Figura 3.5 – Areia grossa, $\sigma_n = 400\text{kPa}$	50
Figura 3.6 – Comportamento da contractância na Fase I, com o nível de tensão	52
Figura 3.7 – Comportamento do atrito interno inicial com o nível de tensão	53
Figura 3.8 – Comportamento do atrito interno inicial em escala logarítmica	54
Figura 3.9 – Comportamento do atrito inicial com o nível de tensão normal	54
Figura 3.10 – Comportamento da contribuição da dilatância na resistência matricial	55
Figura 3.11 – Comportamento comparativo entre a dilatância e atrito interno matricial	56
Figura 3.12 – Contribuição da dilatância no atrito matricial – Fase II	56
Figura 3.13 – Comportamento do atrito interno matricial com o nível de tensão normal	57
Figura 3.14 – Contribuição das parcelas dilatância e atrito interno no atrito matricial	58
Figura 3.15 – Comportamento do atrito residual com o aumento do nível de tensão	59
Figura 3.16 – Areia fina, $\sigma_n = 50\text{kPa}$	60
Figura 3.17 – Areia fina, $\sigma_n = 100\text{kPa}$	62
Figura 3.18 – Areia fina, $\sigma_n = 200\text{kPa}$	65
Figura 3.19 – Areia fina, $\sigma_n = 400\text{kPa}$	67
Figura 3.20 – Influência do diâmetro dos grãos e do nível de tensão, no início da dilatância	68
Figura 3.21 – Influência do nível de tensão e diâmetro dos grãos na taxa de mobilização	69
Figura 3.22 – Influência do nível de tensão e diâmetro dos grãos no módulo de rigidez inicial	71
Figura 3.23 – Influência do nível de tensão e diâmetro dos grãos no módulo de rigidez matricial	72

Figura 3.24 – Influência do nível de tensão e granulometria no módulo de rigidez	72
Figura 3.25 – Ensaios triaxiais em areia angulosa e uniforme – $D_{50}=0,65\text{mm}$ (Lemos, 2003)	73
Figura 3.26 – Avaliação entre as magnitudes dos módulos de rigidez e o E_{50}	75
Figura 3.27 – Tendências dos módulos face às condições de contorno dos ensaios	76

CAPÍTULO 4

Figura 4.1 – Misturas com teores 3, 6, 9, 12 e 15% de cimento respectivamente, da esquerda para direita, de cima para baixo	81
Figura 4.2 – Molde pronto para receber a mistura	82
Figura 4.3 – Moldagem das camadas com o auxílio de soquete e do extrator de amostra	82
Figura 4.4 – Bancada para cura	83
Figura 4.5 – Amostras com 3% de teor de cimento, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa	84
Figura 4.6 – Amostras com 6% de teor de cimento, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa	87
Figura 4.7 – Média dos resultados 6%	89
Figura 4.8 – Amostras com 9% de teor de cimento, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa	91
Figura 4.9 – Média dos resultados 9%	92
Figura 4.10 – Amostras com 12% de teor de cimento, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa	95
Figura 4.11 – Média dos resultados 12%	96
Figura 4.12 – Amostras com 15% de teor de cimento, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa	99
Figura 4.13 – Média dos resultados 15%	100
Figura 4.14 – Sensibilidade do atrito interno inicial	103
Figura 4.15 – Arranjo Cúbico Tetraédrico	104
Figura 4.16 – Sensibilidade da dilatância/contractância inicial	104
Figura 4.17 – Sensibilidade do atrito inicial	105
Figura 4.18 – Sensibilidade da coesão	105
Figura 4.19 – Comparação entre coesão verdadeira e intercepto de coesão de Mohr-Coulomb	107

Figura 4.20 – Sensibilidade da rigidez inicial	108
Figura 4.21 – Sensibilidade do deslocamento horizontal para ocorrência de plastificação	109
Figura 4.22 – Sensibilidade do atrito interno matricial	110
Figura 4.23 – Sensibilidade da dilatância matricial	111
Figura 4.24 – Sensibilidade do atrito matricial	112
Figura 4.25 – Sensibilidade da rigidez matricial	113
Figura 4.26 – Sensibilidade do atrito interno residual	114
Figura 4.27 – Sensibilidade da dilatância residual	115
Figura 4.28 – Sensibilidade do atrito residual	115

CAPÍTULO 5

Figura 5.1 – Solo 1, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa (adaptado de Ferreira, 2004)	120
Figura 5.2 – Solo 2, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa (adaptado de Ferreira, 2004)	125
Figura 5.3 – Solo 3, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa (adaptado de Ferreira, 2004)	129
Figura 5.4 – Coesão para os três solos	133
Figura 5.5 – Envoltórias de Mohr Coulomb	134
Figura 5.6 – Comportamento da resistência do solo 1	135
Figura 5.7 – Comportamento da resistência do solo 2	136
Figura 5.8 – Comportamento da resistência do solo 3	136
Figura 5.9 – Comportamento do atrito interno inicial para os três solos	137
Figura 5.10 – Comportamento da contractância inicial	138
Figura 5.11 – Comportamento do atrito inicial	138
Figura 5.12 – Taxas de contribuição – Solo 1	139
Figura 5.13 – Taxas de contribuição – Solo 2	139
Figura 5.14 – Taxas de contribuição – Solo 3	140
Figura 5.15 – Comportamento do atrito interno matricial	140
Figura 5.16 – Comportamento da contractância matricial	141

Figura 5.17 – Comportamento do atrito matricial	142
Figura 5.18 – Comportamento do atrito interno residual	142
Figura 5.19 – Comportamento da dilatância/contractância residual	143
Figura 5.20 – Comportamento do atrito residual	143
Figura 5.21 – Comportamento da rigidez	144
Figura 5.22 – Deslocamento de início de plastificação	145

Lista de Símbolos

β	inclinação do plano de deslizamento relativo
δ_h	deslocamento horizontal
δ_v	deslocamento vertical
ϕ	ângulo de atrito
ϕ_{cv}	ângulo de atrito sob volume constante
ϕ_e	ângulo de atrito estático
ϕ_f	ângulo de atrito de correção associada ao trabalho necessário para dilatação
ϕ_i	ângulo de atrito inicial
ϕ_m	ângulo de atrito matricial
ϕ_p	ângulo de atrito de pico
ϕ_r	ângulo de atrito residual
ϕ_μ	ângulo de atrito grão-grão
ν	coeficiente de Poisson
θ	ângulo de atrito interno
θ_i	ângulo de atrito interno inicial
θ_m	ângulo de atrito interno matricial
θ_r	ângulo de atrito interno residual
σ_n	tensão normal
σ_1'	tensão efetiva principal maior
σ_3'	tensão efetiva principal menor
τ	resistência ao cisalhamento
τ_{mob}	resistência ao cisalhamento mobilizada
ψ	ângulo de dilatância
ψ_e	inclinação de uma superfície potencial mobilizada

ψ_i	ângulo de dilatância inicial
ψ_m	ângulo de dilatância matricial
ψ_r	ângulo de dilatância residual
c	coesão verdadeira
c_e	coesão estrutural do material
C_u	coeficiente de não uniformidade
D_r	densidade relativa
e	índice de vazios
E_{50}	módulo de elasticidade secante
h_0	altura inicial da amostra
k_0	trajetória de compressão oedométrica
K_G	módulo de rigidez cisalhante
K	módulo de rigidez de compressão
K_i	módulo de rigidez de compressão inicial
K_m	módulo de rigidez de compressão matricial
p	tensão normal média
q	tensão cisalhante média
v	volume específico
Y	ponto de perda da cimentação, ponto de plastificação (<i>yield point</i>)

INTRODUÇÃO

1.1 - OBJETIVO

O estudo de solos arenosos cimentados artificialmente é uma linha nova de pesquisa do Departamento de Engenharia Civil da UFOP iniciada com o trabalho de Lemos (2003) e tem por finalidade sua aplicação no estudo do comportamento de solos estruturados naturais.

Este trabalho tem por objetivo a apresentação de um modelo para estudo de comportamento de solos estruturados. Para a continuidade desta linha de pesquisa torna-se necessário obter uma melhor confiabilidade dos resultados dos ensaios. Para obtenção de resultados mais confiáveis foram desenvolvidos novos procedimentos e análises em relação ao estudo de Lemos (2003).

Destacam-se entre estes procedimentos a repetitividade dos ensaios, uma vez que o estudo de Lemos (2003) demonstra haver uma grande dispersão de resultados; a variação do teor de cimento das amostras; e o estudo de dois materiais com curvas granulométricas praticamente paralelas, objetivando avaliar a influência do diâmetro dos grãos no início do processo de dilatância.

Com base em resultados mais confiáveis de laboratório, serão apresentados modelos de comportamento para solos não cimentados e para solos cimentados artificialmente, sendo este último, aplicado em um solo cimentado naturalmente.

1.2 - JUSTIFICATIVA

A cimentação natural é um fato muito comum e pode ser facilmente observada em campo na estabilidade de cortes verticais, executados sem o devido acompanhamento de profissionais qualificados. Nos casos onde a ruptura não ocorre, a estabilidade está intrinsecamente associada a existência de uma cimentação natural das partículas destes solos.

Desta forma, uma análise de estabilidade com embasamento mais representativo das condições reais de campo, deve quantificar melhor o comportamento do solo no seu estado estruturado face aos níveis e trajetórias de tensão impostas pela obra.

Para se chegar a um modelo mais completo de comportamento, dar-se-á a continuidade desta nova linha de pesquisa, sendo proposta a avaliação do comportamento de um solo arenoso bem conhecido, cimentado artificialmente, submetido a diferentes graus de cimentação, níveis de tensão e diâmetro médio dos grãos.

1.3 - DESCRIÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho foi dividido em seis capítulos.

No Capítulo 1, faz-se a apresentação geral do trabalho, expondo o tema, objetivo, importância e descrição, propriamente dita.

No Capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica sobre trabalhos realizados anteriormente em solos estruturados artificialmente e em solos estruturados naturalmente.

No Capítulo 3, descreve-se a metodologia adotada para a confecção das amostras utilizadas na realização dos ensaios de cisalhamento direto, tanto em areia sem cimento, quanto em areia cimentada. Neste mesmo capítulo, é apresentada a análise realizada para os ensaios em areia desestruturada, apresentando assim, o modelo Dente de Serra para solos desestruturados.

No Capítulo 4 é apresentado o modelo Dente de Serra Expandido, que trata-se da variação do modelo Dente de Serra para sua aplicação em solos estruturados. Neste capítulo

então, é feita então a análise dos ensaios de cisalhamento direto realizados em areia cimentada com 3, 6, 9, 12 e 15% de teor de cimento.

No Capítulo 5 é feita a aplicação do modelo Dente de Serra Expandido em ensaios de cisalhamento direto realizados por Ferreira (2004), em três solos distintos estruturados naturalmente, provenientes de uma encosta do Morro do Curral, na cidade de Ouro Preto, Minas Gerais.

No Capítulo 6 são apresentadas algumas conclusões e sugestões para novas pesquisas.

COMPORTAMENTO DE SOLOS ESTRUTURADOS

2.1 – INTRODUÇÃO

A estabilidade de taludes de cortes verticais de alturas consideráveis, assim como o desempenho de fundações, geralmente são atribuídos à cimentação existente no solo, que gera um acréscimo de resistência ao mesmo e também uma melhoria na sua deformabilidade (Prietto et al., 1997).

Naturalmente, estudos do comportamento de solos artificialmente cimentados fornecem subsídios indiretos para interpretação e análises do comportamento de solos naturalmente estruturados. Estes estudos proporcionam benefícios diretos para elaboração bem mais confiável de obras onde pretende-se adicionar agentes cimentantes ao solo, buscando a melhoria das características mecânicas do material podendo ser usado como solução de algumas obras e problemas geotécnicos.

De acordo com Prietto et al. (1997), diversos autores (Saxena e Latrisco, 1978; Dupas e Pecker, 1979; Clough et al., 1981; Acar e El Tahir, 1986, Leroueil e Vaughan, 1990) têm estudado os efeitos do grau de cimentação no comportamento tensão-deformação dos solos cimentados naturais e artificiais quando submetidos à carregamentos estáticos ou dinâmicos. A maioria desses estudos experimentais fazem uso de amostras artificialmente cimentadas, para o entendimento do solo naturalmente estruturado. Esta linha de raciocínio ratifica o propósito deste trabalho de dar ênfase ao estudo de um solo arenoso cimentado artificialmente, procurando estabelecer subsídios para interpretação, em segundo plano, do comportamento de solos naturalmente cimentados.

Estudos de laboratório em solos arenosos cimentados artificialmente têm sido desenvolvidos por diversos autores (e.g. Clough et al, 1981; Coop, 1990; Coop e Atkinson,

1993; Coop e Lee, 1993; Cuccovillo e Coop, 1999; Leroueil e Vaughan, 1990; Prietto et al., 1997; Reddy e Saxena, 1993; Rotta et al., 2001) destacando-se os ensaios de compressão oedométrica, cisalhamento direto e triaxial. Estes estudos já propiciaram excelentes subsídios para interpretação do comportamento tensão deformação deste material e considerações sobre a resistência de pico, ponto de plastificação e ainda a concepção de alguns modelos constitutivos (e.g. Coop, 1990; Coop e Atkinson, 1993; Leroueil e Vaughan, 1990; Reddy e Saxena, 1993).

Com relação à estudos realizados em solos estruturados naturalmente, o ensaio que mais se encontra referência é o ensaio em equipamento triaxial, assim como por exemplo os trabalhos de Lagioia e Nova (1995), Airey (1993), Ismael (1999), Martins et al. (1998) e Oliveira et al. (2002).

A seguir, apresenta-se o comportamento de solos estruturados (naturalmente e artificialmente), com base em resultados de ensaios de cisalhamento direto, oedométrico, compressão isotrópica e triaxial.

2.2 – APLICAÇÃO DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

O ensaio de cisalhamento direto é muito utilizado para determinação da resistência de solos estruturados naturalmente, principalmente quando estes apresentam anisotropia. Para o caso em questão, este ensaio fornece parâmetros diretos para aplicação do modelo Dente de Serra, escopo deste trabalho.

A Figura 2.1 apresenta os resultados de ensaios de cisalhamento direto realizados por Lemos (2003) numa amostra de solo arenoso com 15% de teor de cimento e numa amostra não cimentada com o mesmo índice de vazios inicial. A tensão normal nestes ensaios foi de 100kPa.

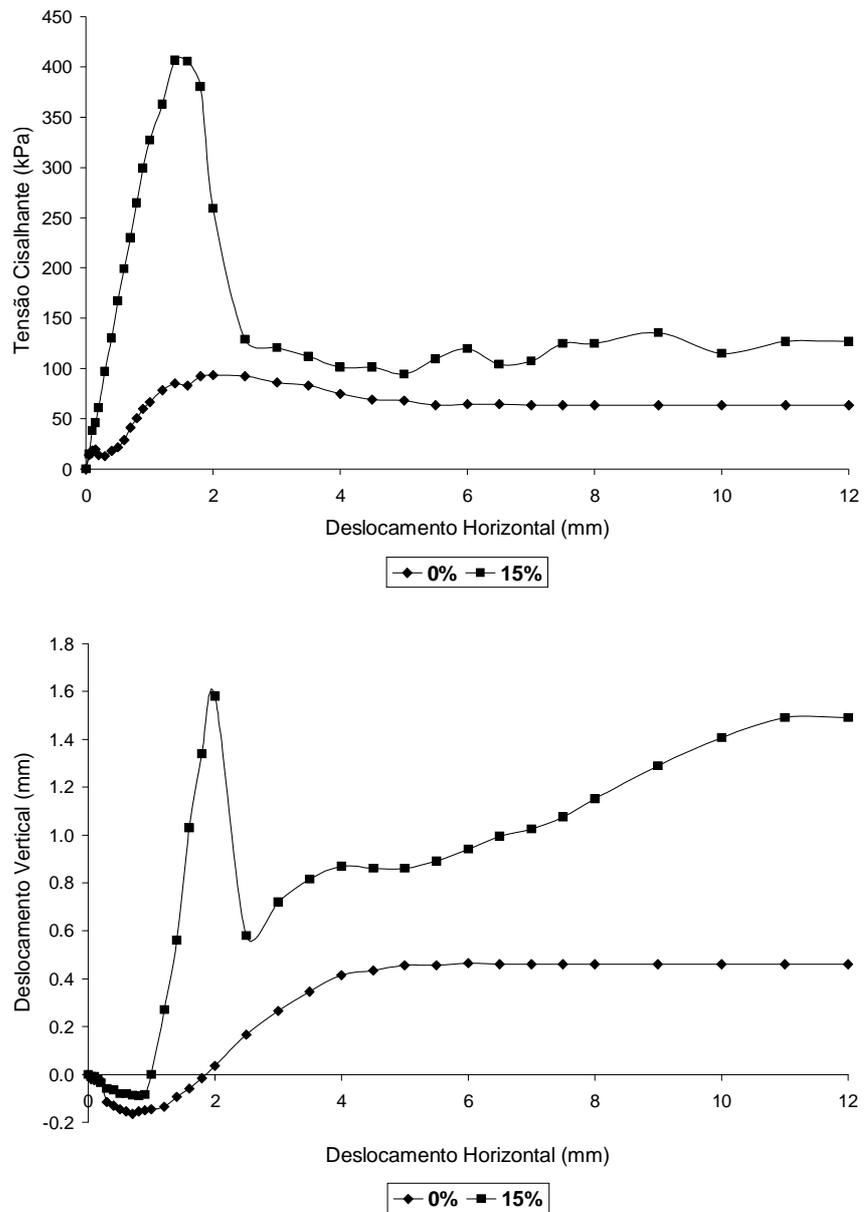


Figura 2.1 - Ensaio de cisalhamento direto em solo arenoso não estruturado (0%) e estruturado (15%) - $\sigma_n = 100\text{kPa}$ (Lemos, 2003).

Na Tabela 2.1 é apresentado um resumo do comportamento comparativo dos resultados ilustrados na Figura 2.1.

Tabela 2.1 – Quadro comparativo de resultados de ensaio de cisalhamento direto em solo arenoso não estruturado (0%) e estruturado (15%) - $\sigma_n = 100\text{kPa}$ (Lemos, 2003).

Descrição	Solo Estruturado	Solo Não Estruturado	Varição
Resistência de Pico	400kPa	90kPa	4,44
Resistência Residual	100kPa	60kPa	1,67
Deslocamento Vertical	1,7mm	0,60mm	2,83
Ângulo de Dilatância	52,43°	12,0°	4,37
Ângulo de Dilatância Residual	6,32°	0,14°	45,14
Pico de Resistência	1,5mm	2,4mm	0,625
Início da Dilatância	0,8mm	0,7mm	1,14

Os dados demonstram haver um ganho de resistência de pico e residual no solo estruturado. Sendo o ganho de resistência de pico bem mais pronunciado. É importante realçar que o ganho de resistência não está associado apenas à cimentação mas, também a elevada dilatação proporcionada pela cimentação.

Segundo Lemos (2003) um fato que chama a atenção trata-se da magnitude do deslocamento horizontal necessário para que o solo inicie o processo de dilatação. Em ambos os casos ele situou-se próximo ao diâmetro médio dos grãos (0,65mm).

Ferreira (2004) realizou ensaios de cisalhamento direto em amostras de rocha tipo xisto, na direção paralela a sua xistosidade. Uma vez que o material encontrava-se com alto grau de alteração e baixa resistência, este foi tratado como solo nos ensaios de laboratório.

Na Figura 2.2 estão apresentados ensaios de cisalhamento direto com níveis de tensão normal de 50, 100, 200 e 400, realizados por Ferreira (2004), para amostras em umidade natural e amostras saturadas. Pode ser observado que os valores de resistência de pico para amostras saturadas foram ligeiramente menores do que os valores obtidos para as amostras cisalhadas em umidade natural.

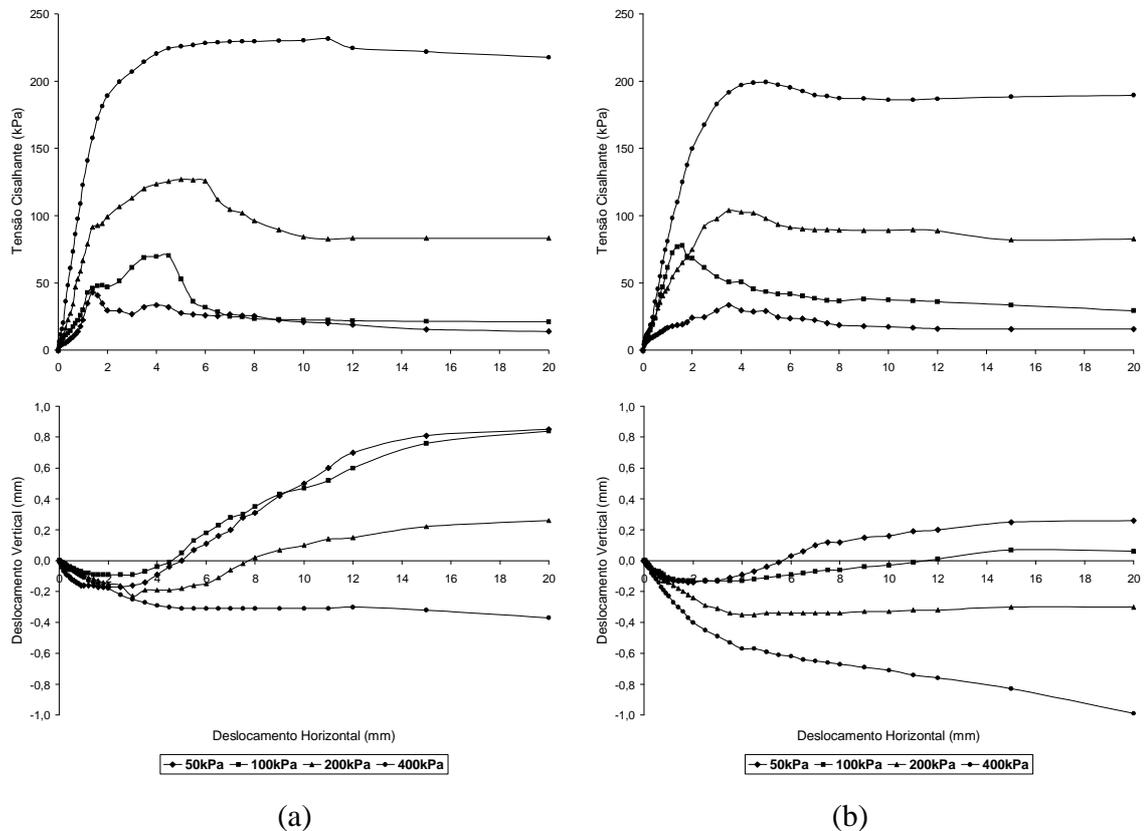


Figura 2.2 - Ensaio de cisalhamento direto realizados em umidade natural (a) e em amostras saturadas (b) (Ferreira, 2004).

Quanto aos valores de ângulo de atrito, Ferreira (2004) também verificou uma pequena redução em meio saturado. Sendo assim, com o aumento da saturação dos corpos de prova o atrito entre as partículas diminuiu, fato que não ocorreu para a coesão.

Este fato contradiz o usual, que seria a umidificação e a saturação terem influência mais marcante na coesão do que no ângulo de atrito, porém uma explicação plausível para tal ocorrido pode ser atribuído à mineralogia do xisto em questão, uma vez que, a hidratação das partículas de mica pode modificar as condições de atrito grão-grão, assim como o observado por Bastos et. al. (1997, citado por Ferreira, 2004) em solos erodíveis.

2.2.1 – Modelo Dente de Serra

Em observação aos resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, realizados em amostras arenosas cimentadas artificialmente, Lemos (2003) modelou o comportamento em quatro fases distintas, como ilustrado na Figura 2.3, com base no modelo Dente de Serra. As descrições destas fases estão transcritas a seguir.

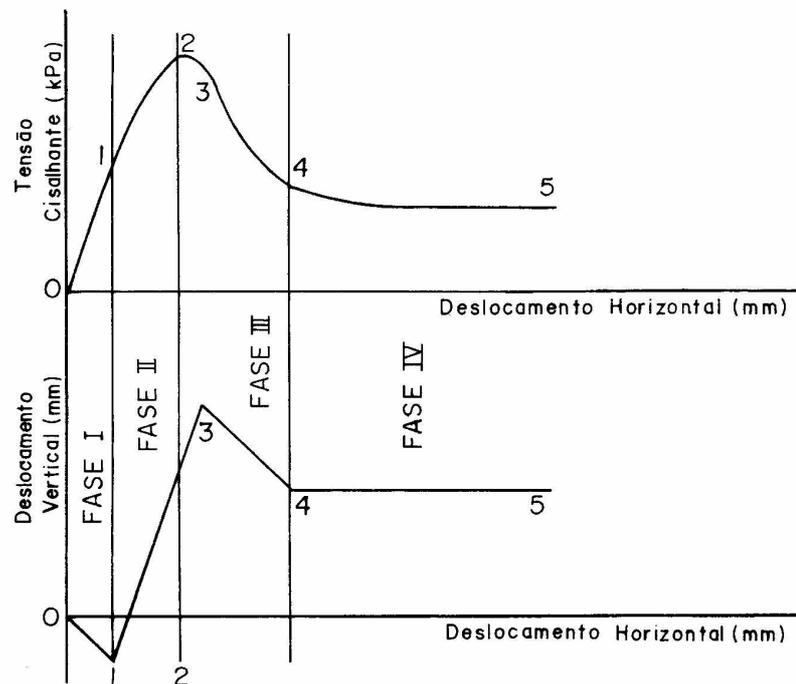


Figura 2.3 - Processos de ruptura num solo estruturado (Lemos, 2003).

Fase I

A estrutura do solo está em seu estado intacto, rígido perfeito, sendo as deformações lidas decorrentes de deformações puramente elásticas. Nesta fase não está ocorrendo quebra de cimentação nos contatos dos grãos. A resistência está sendo mobilizada pela coesão estrutural do material (c_e) e por uma parcela friccional estática, associada a uma superfície potencial mobilizada de inclinação ψ_e e com atrito estático ϕ_e , como ilustrado na Figura 2.4.

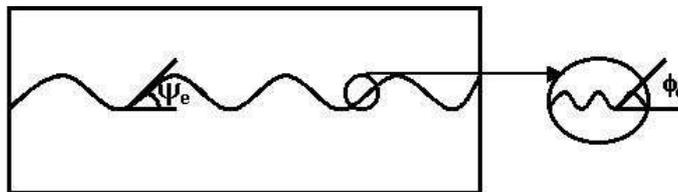


Figura 2.4 - Fase I - Parâmetros de atrito estático (Lemos, 2003).

Fase II

Nesta fase é iniciado o processo de dilatância concomitante com a abertura de uma fissura de inclinação ψ_m com ângulo de atrito ϕ_m . Essa fissura por sua vez tem caráter estrutural e é formada pela quebra rápida das cimentações nos pontos de contato grão-grão, como ilustrado na Figura 2.5.

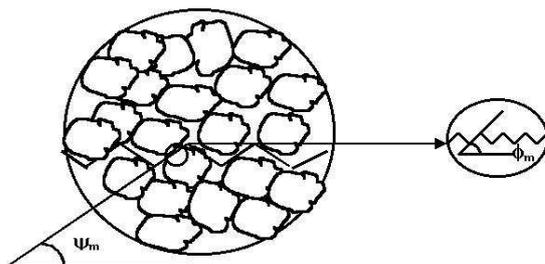


Figura 2.5 - Fase II - Quebra rápida da cimentação, formando um dente de serra estrutural (Lemos, 2003).

Fase III

Nesta fase tem-se que os grãos presentes na superfície de cisalhamento se desprendem da matriz cimentada e proporcionam um mecanismo de movimento semelhante ao de um rolimã, ou seja, entre as matrizes sólidas remanescentes têm-se grãos soltos, habilitados a deslizar e/ou rolar, como pode ser observado na Figura 2.6.

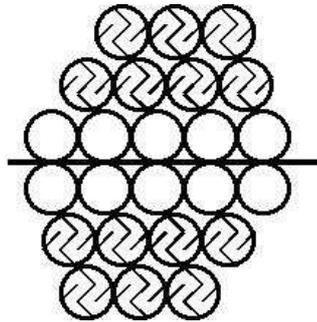


Figura 2.6 - Fase III - Quebra da cimentação dos grãos existentes na zona de cisalhamento (Lemos, 2003).

Fase IV

Na quarta e última fase, tem-se que um novo ângulo de dilatância é estabelecido, função do material parcialmente desestruturado na Fase III. A resistência mobilizada por sua vez, pode ser considerada como resistência residual e tem como destaque o estado granulométrico e a angulosidade dos grãos e grumos formados após a desestruturação na Fase III. Um modelo esquemático está ilustrado na Figura 2.7.

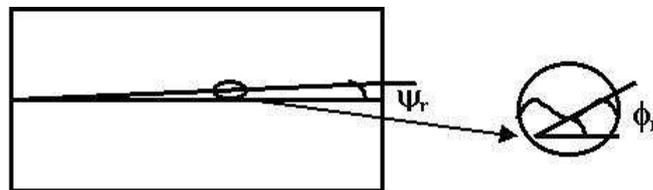


Figura 2.7 - Fase IV - Modelo estabelecido no estado residual (Lemos, 2003).

De acordo com o comportamento apresentado nos gráficos da Figura 2.3, tem-se ainda caracterizado os seguintes pontos de transição:

- Ponto 0: início da reação ao cisalhamento.
- Ponto 1: mobilização total da coesão; início da dilatância e formação rápida de uma fissura.
- Ponto 2: mobilização da resistência de pico por um dente de serra estrutural.
- Ponto 3: quebra da cimentação dos grãos na zona de cisalhamento.

- Ponto 4: estabelecimento de uma resistência residual que está associada ao material desagregado, presente na superfície de ruptura remanescente.

2.3 – APLICAÇÃO DO ENSAIO OEDOMÉTRICO E ISOTRÓPICO

2.3.1 – Ensaio de Compressão Oedométrica - Trajetória k_0

A Figura 2.8 mostra uma comparação entre um ensaio de compressão oedométrica e dois ensaios de compressão isotrópica realizados por Oliveira et al. (2002) em amostras de solo residual jovem de biotita gnaiss saturado.

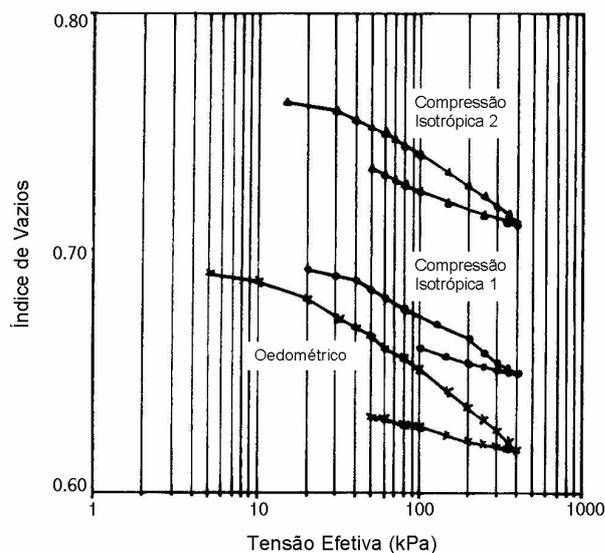


Figura 2.8 – Ensaio de compressão isotrópica e oedométrica (adaptado de Oliveira et al., 2002).

Nota-se que cada amostra apresentou valores diferentes de tensão de escoamento. Esta variação decorre possivelmente da heterogeneidade natural do solo, além das

diferentes condições de contorno associadas aos ensaios de compressão isotrópica e oedométrico (Oliveira et al., 2002).

Ismael (1999), investigando as características e propriedades de depósitos de areia cimentada em ensaios de campo e de laboratório, verificou que estes são muito heterogêneos, apresentando camadas sucessivas cimentadas e não cimentadas e por sua vez, quando cimentadas, essas camadas apresentam diferentes níveis de cimentação.

A Figura 2.9 apresenta curvas índice de vazios versus log (tensão vertical) de ensaios de compressão oedométrica realizados por Ismael (1999) em diferentes profundidades dentro de uma camada de solo arenoso naturalmente cimentado. De acordo com o observado nesta figura, pode-se dizer que há uma diminuição gradual na compressibilidade e um aumento na rigidez com a profundidade.

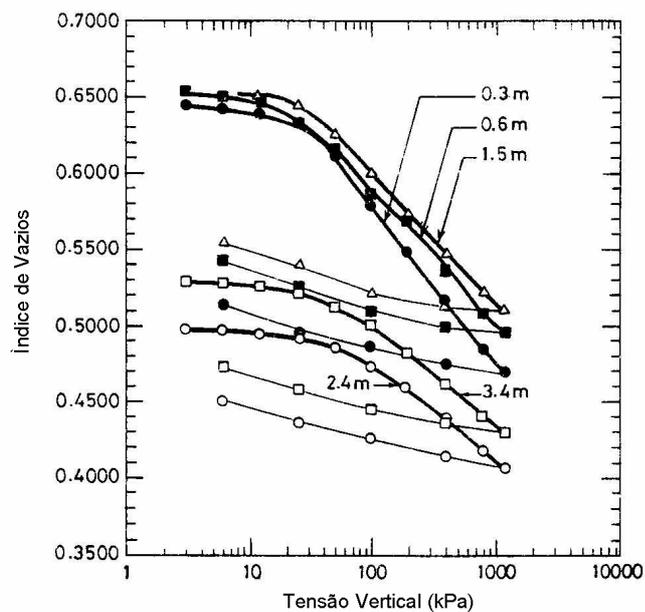


Figura 2.9 – Curvas índice de vazios versus log (tensão vertical) para amostras em profundidades diferentes (Ismael, 1999).

Leroueil e Vaughan (1990) analisando curvas de ensaios oedométricos realizados por Wesley (1974), em amostras indeformadas e remoldadas de solo residual, observaram

que, como o esperado para o solo com estrutura intacta, houve uma rigidez inicial maior seguida de um ponto nítido de perda da cimentação natural, aqui neste trabalho denominado de ponto de plastificação. Estes ensaios encontram-se ilustrados na Figura 2.10.

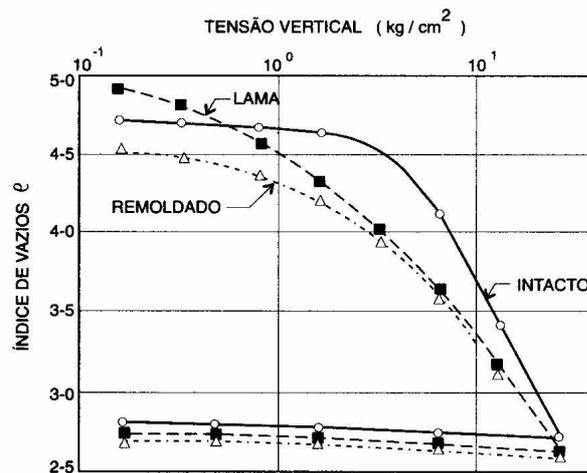


Figura 2.10 - Ensaios de compressão oedométrica em solo residual (Wesley,1974; por Leroueil e Vaughan, 1990).

O comportamento típico de solos cimentados pode ser visualizado a partir de curvas obtidas em ensaios oedométricos. A Figura 2.11 apresenta uma curva típica esperada para o comportamento de um solo cimentado submetido a um ensaio oedométrico

Para o solo intacto, os resultados demonstram haver uma mudança de comportamento para tensão em torno de 316kPa. Esta observação comportamental foi também relatada por Coop e Atkinson (1993). De forma consensual, tem-se que esta mudança de comportamento está associada a perda rápida e progressiva da cimentação dos contatos devido ao nível de tensão imposto ao sistema. Esta mudança de comportamento, representa a delimitação entre a fase intacta e desestruturada, podendo ser traduzida por um ponto denominado “ponto de plastificação”.

O efeito do grau de cimentação também pode ser avaliado via ensaio oedométrico. Pela Figura 2.12 observa-se que o aumento do teor de cimento tende a gerar um deslocamento para direita do ponto de plastificação, ou seja, seria necessário um aumento

no nível de tensão para que o solo-cimento alcançasse a quebra da cimentação nos contatos. Observa-se também um tendência de convergência das curvas com o aumento do nível de tensão.

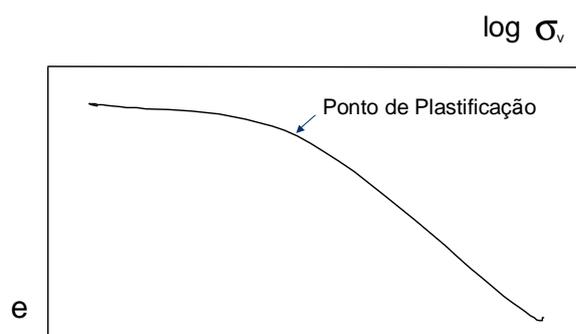


Figura 2.11 – Comportamento típico de solos cimentados em ensaios oedométricos.

O efeito do índice de vazios inicial pode ser observado ao analisar amostras com mesmo teor de cimento e diferentes índices de vazios inicial, como mostra a na Figura 2.13.

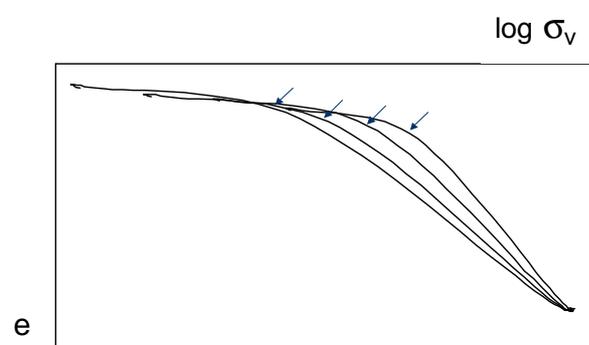


Figura 2.12 – Influência do teor de cimento no ponto de plastificação.

O comportamento demonstra haver uma tendência de convergência das curvas com o aumento do nível de tensão. Nota-se ainda que o ponto de plastificação ocorre para níveis próximos de tensão.

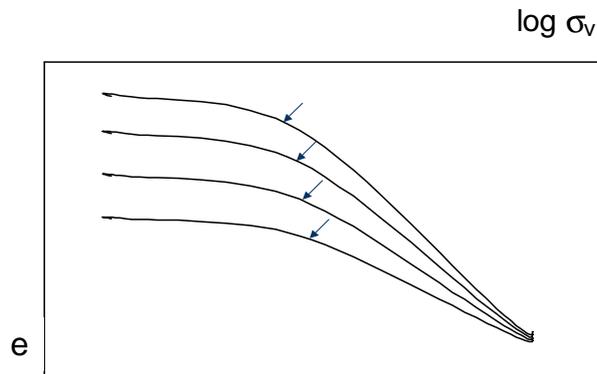


Figura 2.13 – Influência do índice de vazios inicial.

2.3.2 – Ensaio de Compressão Isotrópica - Trajetória K=1

Na Figura 2.14 está apresentado um ensaio de compressão isotrópica realizado por Uriel e Serrano, em 1973 (citado por Leroueil e Vaughan, 1990), em rocha vulcânica branda. O comportamento obtido coincide com o esperado para solos estruturados, apresentando rigidez inicial significativa até o ponto de plastificação e após este ponto a perda progressiva da cimentação.

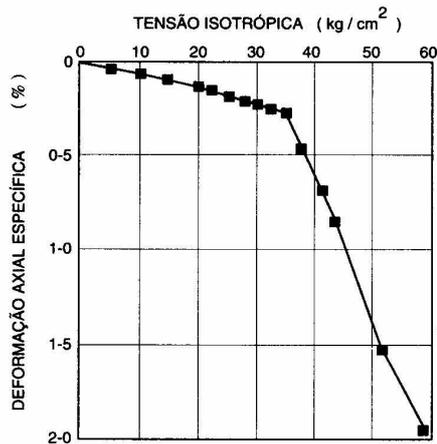


Figura 2.14 – Ensaio de compressão isotrópica em rocha vulcânica branda (Uriel e Serrano, 1973, citado por Leroueil e Vaughan, 1990).

Rotta et al. (2001) apresentaram um trabalho baseado em ensaios de compressão isotrópica realizados em amostras artificialmente cimentadas curadas a diversas tensões de confinamento e com diferentes teores de cimento. As amostras foram primeiramente adensadas a vários níveis de tensões confinantes ao longo de sua linha de compressão virgem simulando a formação de um depósito sedimentar.

Após o adensamento, ocorria a cura e a formação da cimentação. Carregamentos isotrópicos foram, então, aplicados após a cura das amostras de forma a avaliar a contribuição da cimentação na resistência do solo durante o carregamento. Estes autores observaram também a variação da tensão de plastificação em função dos índices de vazios de cura e do teor de cimento das amostras.

A Figura 2.15 mostra resultados de ensaios realizados com diferentes teores de cimento, curadas com tensões confinantes de 50 e 500 kN/m², onde pode ser observado o crescimento da rigidez com o aumento do nível de cimentação e da densidade da amostra.

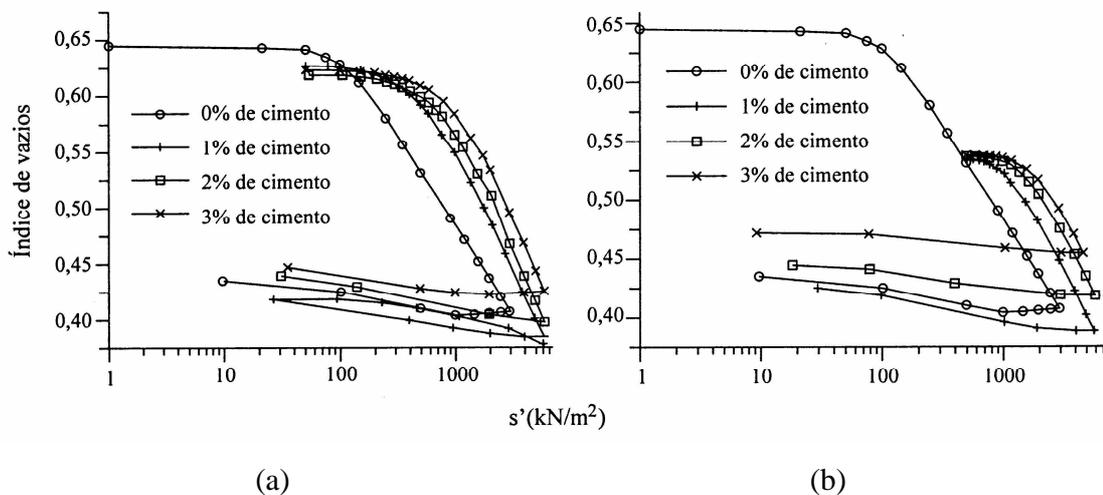


Figura 2.15 - Ensaios de compressão isotrópica para tensões confinantes de cura equivalentes a 50 (a) e 500 kN/m² (b) (Rotta et al., 2001).

Rotta et al. (2001) concluíram que a separação das tensões resistidas pelas amostras de solo-cimento pode ser dividida em duas parcelas – friccional e estrutural – indicando que

a curva de compressão das amostras de solo-cimento é formada pela superposição das curvas de compressão isotrópica do solo não-cimentado e da curva de compressão isotrópica da estrutura cimentante. Nas amostras artificialmente cimentadas estudadas, a tensão isotrópica de início de plastificação e a tensão de pré-adensamento equivalente são função do índice de vazios de cura e do teor de cimento.

A Figura 2.16 mostra resultados de ensaio de compressão isotrópica, com ciclos de descarga e recarga, realizado por Lagioia e Nova (1995) em amostras de calcarenita.

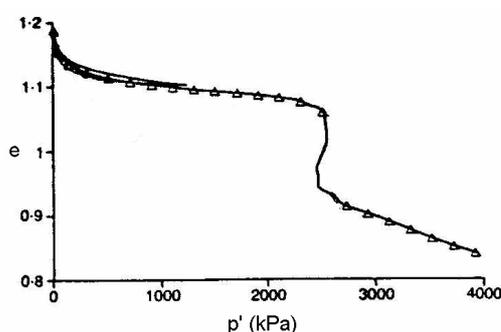


Figura 2.16 – Ensaio de compressão isotrópica, com ciclos de descarga e recarga (adaptado de Lagioia e Nova, 1995).

Como pode ser observado na Figura 2.16, o comportamento inicial é elástico não-linear até ser atingida a tensão efetiva média de aproximadamente 25MPa. O ciclo de carga e descarga na fase inicial de tensões, não mostra deformações permanentes, podendo-se dizer então que nesta fase, não está ocorrendo perda da cimentação do material.

Ensaio de compressão isotrópica em câmaras triaxiais apresentam curvas similares àquelas ilustradas nas Figuras 2.11 a 2.13. No entanto, devido a geração de tensões de cisalhamento nos ensaios oedométricos (trajetória K_0) o solo-cimento tende a plastificar para níveis menores de tensão média (p'), em relação a compressão isotrópica (trajetória K_1), como ilustrado na Figura 2.17.

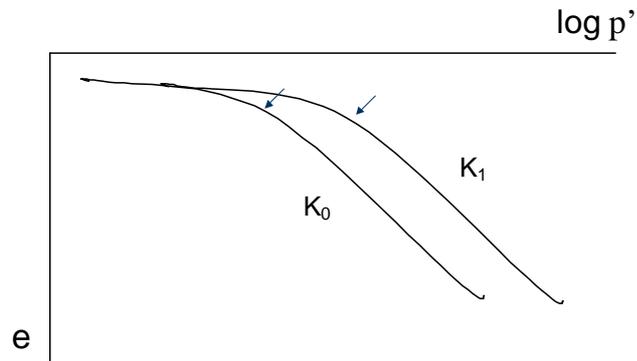


Figura 2.17 – Efeito da trajetória de tensão.

A adição de cimento tende a minimizar o volume específico do solo-cimento. Estudos realizados por Coop e Atkinson (1993), concluíram que este é um importante efeito da cimentação.

Leroueil e Vaughan (1990) propuseram um modelo de comportamento para solos estruturado e desestruturado. Este modelo está apresentado na Figura 2.18. Como pode ser notado nesta figura, o ponto Y é o ponto de plastificação do solo estruturado.



Figura 2.18 – Comparação entre compressão estruturada e não-estruturada (Leroueil e Vaughan, 1990).

2.4 – APLICAÇÃO DO ENSAIO TRIAXIAL

Coop e Atkinson (1993) realizaram ensaios triaxiais em amostras estruturadas artificialmente e não estruturadas com aplicação de deformações até o estado crítico (denominado de estado último por estes autores). Os resultados obtidos mostraram que o ângulo de atrito crítico do material estruturado foi pouco menor que o ângulo de atrito crítico do material não estruturado. Devido a esta observação, pode-se preliminarmente dizer que existe uma tendência das linhas de estado crítico de ambos materiais serem coincidentes num estado último. Este comportamento pode ser observado na Figura 2.19.

No entanto, ensaios de cisalhamento direto, desenvolvidos por Lemos (2003) em amostras arenosas estruturadas artificialmente, mostraram resistências residuais relativamente maiores para níveis baixos de tensão. Sendo as resistências últimas dos solos arenosos não estruturados e estruturados semelhantes apenas para os níveis mais elevados de tensão normal.

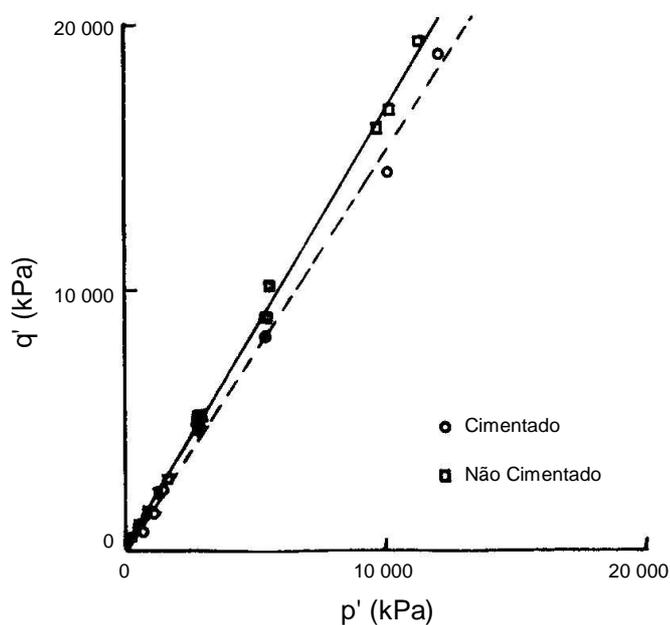


Figura 2.19 – Estado último para amostras cimentadas e não cimentadas (adaptado de Coop e Atkinson, 1993).

Prietto et al. (1997) realizaram um trabalho experimental com objetivo de estudar o comportamento mecânico de solos arenosos cimentados artificialmente com a adição de cimento Portland. A interpretação dos resultados de ensaios de resistência à compressão simples, ensaios triaxiais drenados com medição interna de deformações axiais e microscopia eletrônica de varredura forneceram subsídios para analisar aspectos importantes e fundamentais do comportamento mecânico do solo cimento devido à variação do grau de cimentação e da variação da tensão efetiva média inicial.

Na Figura 2.20 estão apresentadas curvas tensão-deformação de ensaios triaxiais realizados por Prietto et al. (1997) usando uma tensão efetiva média inicial de 60kN/m^2 .

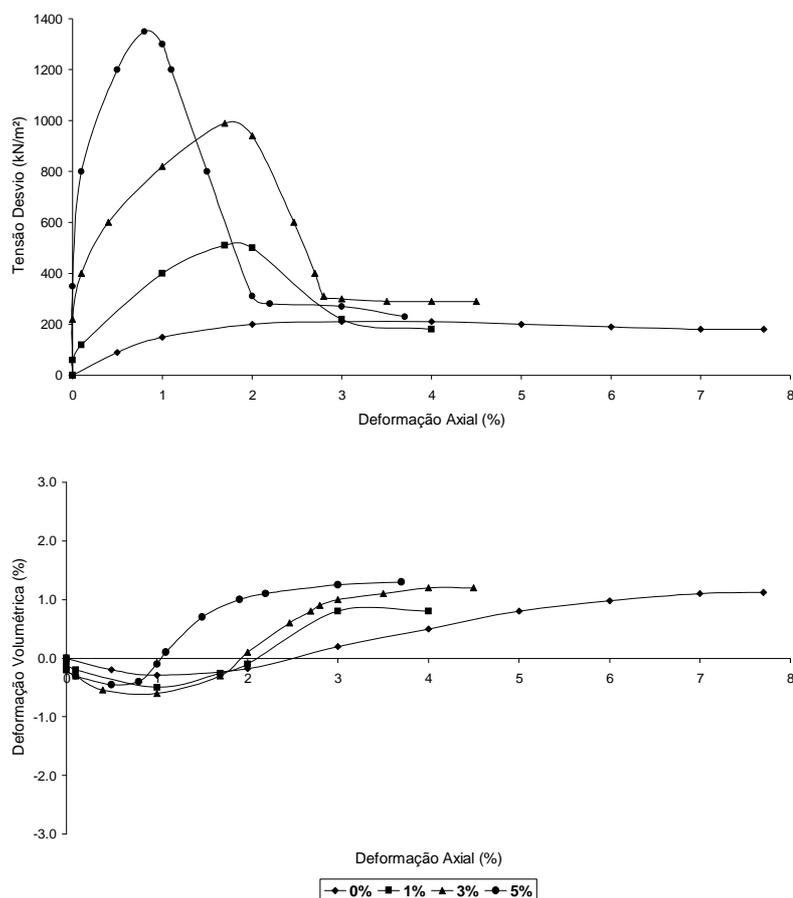


Figura 2.20 - Comportamento para tensão efetiva média inicial de 60 kN/m^2 (adaptado de Prietto et al., 1997).

Segundo estes autores, o comportamento pós-ruptura é caracterizado pela queda da tensão desvio, mais intensa e rápida nas amostras de grau de cimentação maior, e pela existência de um estado último, independente do grau de cimentação, onde a tensão desvio aproxima-se de um valor constante com as deformações axiais crescentes. Quanto à variação volumétrica registrada pelos ensaios triaxiais, observou-se que as amostras apresentaram uma compressão inicial seguida de uma forte expansão. Após atingida a ruptura, diminuem seu gradiente e tendem à um valor final constante.

Prietto et al. (1997) concluíram que o estudo do comportamento tensão-deformação de um solo arenoso estabelece que a resistência à compressão simples parece ser uma medida direta do grau de cimentação observado na compressão triaxial e que a resistência ao cisalhamento do solo cimentado em ensaios triaxiais drenados pode ser estabelecida em função apenas do ângulo de atrito interno do material desestruturado e da resistência à compressão simples.

Assim, segundo estes autores, tem-se que a resistência ao cisalhamento de solos estruturados artificiais ou naturais, pode ser representada por uma envoltória linear definida pelos parâmetros de coesão de intercepto e ângulo de atrito.

A envoltória obtida está apresentada na Figura 2.21, onde tem-se que a coesão é a parcela referente à cimentação, obtida de ensaio de compressão simples e o ângulo de atrito seria o relativo ao material desestruturado. Prietto et al. (1997) sugeriram ainda que o grau de cimentação não apresenta influência sobre ângulo de atrito. Entretanto, este comportamento não foi observado por Lemos (2003), sendo verificado uma interferência da cimentação na rugosidade do material já rompido.

Apesar de existirem diversas causas para a origem da cimentação em solos naturais (Leroueil e Vaughan, 1990), seu efeito no comportamento desses solos é similar. Como apresentado na Figura 2.22, a estruturação aumenta a resistência e o domínio de tensão no qual o solo mostra comportamento rígido, não havendo uma ligação com a história de tensões mas apresentando um comportamento similar a ela, no caso de pré adensamento.

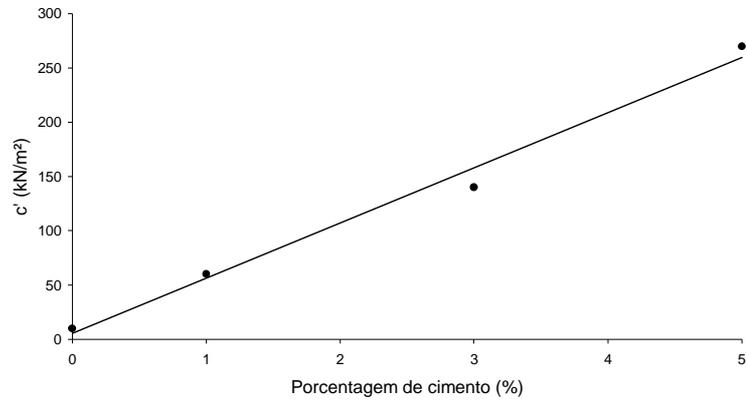


Figura 2.21 – Variação da coesão efetiva com a cimentação (adaptado de Prietto et al., 1997).

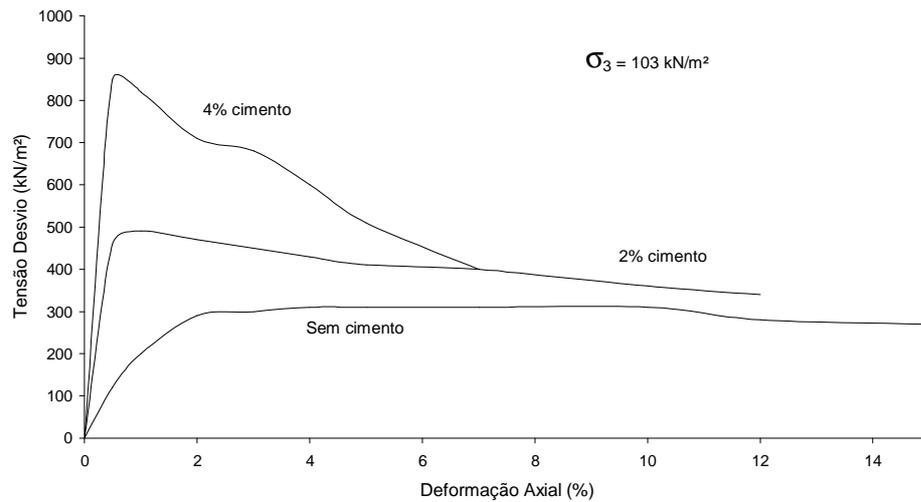


Figura 2.22 - Comparação do comportamento tensão-deformação de areias cimentadas e não cimentadas (adaptado de Leroueil e Vaughan, 1990).

A Figura 2.23 mostra resultados de ensaios triaxiais em solo estruturado para vários níveis de tensão confinante, realizados por Elliot e Brown (1985). Face observações experimentais e com ênfase neste trabalho, o comportamento típico de solos cimentados em

ensaios drenados de cisalhamento em câmaras triaxiais pode ser representado pelas curvas da Figura 2.24.

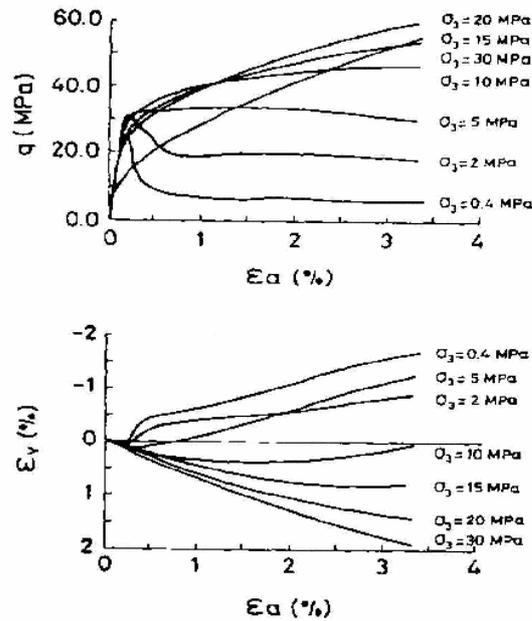


Figura 2.23 – Comportamento de solos cimentados (Elliot e Brown, 1985).

Com base nos resultados apresentados, a Figura 2.24 mostra o comportamento típico de um solo cimentado artificialmente, com o mesmo teor de cimento, para distintos níveis de tensão de confinamento. Este comportamento pode variar para puramente frível em função da diminuição do nível de tensão ou aumento do grau de cimentação e puramente dúctil em função do aumento do nível de tensão ou diminuição do grau de cimentação.

Como foi nitidamente observado, o ponto de plastificação mostra-se bastante sensível ao nível de tensão de confinamento, sendo possível estabelecer três níveis de tensão. Para o nível baixo de tensão de confinamento, a medida que a tensão de confinamento aumenta tem-se aumentada a tensão desvio necessária para alcançar a plastificação. Neste nível de tensão o material tem um comportamento frível sendo a fragilidade minimizada a medida que a tensão de confinamento aumenta. Para o nível médio de tensão, de forma inversa ao observado para o nível baixo de tensão, a tensão

desvio necessária para alcançar a plastificação, é minorada progressivamente com o aumento da tensão de confinamento. Após a plastificação, o solo continua a mostrar resistência crescente com a deformação axial, não sendo observado um pico de resistência ou fragilidade. Assim, para um mesmo índice de vazios inicial, em níveis elevados de tensão, não há evidências de plastificação por cisalhamento, uma vez que o solo já estaria no início da fase de cisalhamento plastificado pela compressão isotrópica.

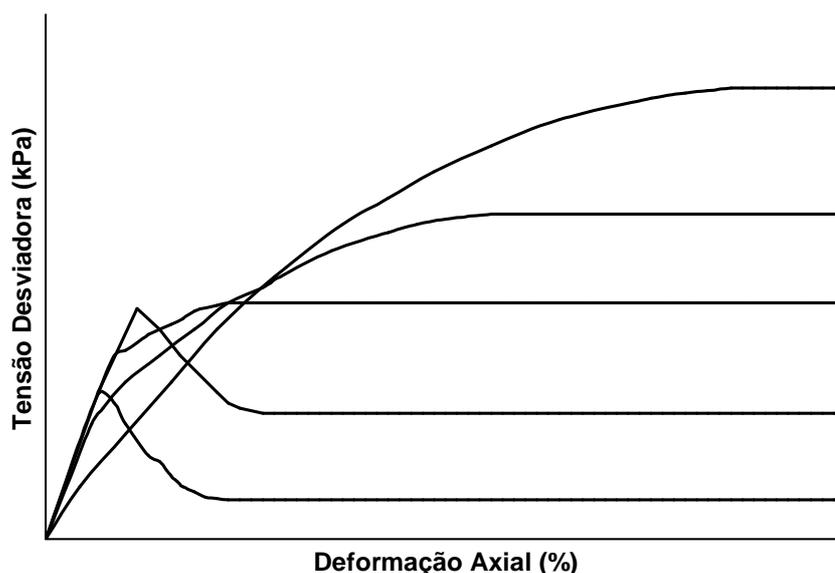


Figura 2.24 – Comportamento típico de solos cimentados em ensaios triaxiais.

Para o comportamento típico apresentado na Figura 2.24, tem-se na Figura 2.25 as respectivas trajetórias de tensão.

Na Figura 2.25 é ilustrada uma curva de plastificação. Para trajetórias de tensão dentro da curva de plastificação tem-se que o solo cimentado preserva seu grau de cimentação e mostra-se com um comportamento rígido linear na curva tensão deformação.

Para o nível baixo de tensão tem-se uma envoltória de resistência não linear. Neste nível de tensão, a plastificação ocorre além da envoltória residual, sendo o grau de cimentação um elevado fator no condicionamento da resistência de pico alcançada pelo solo cimentado. Para o nível médio de tensão a plastificação ocorre antes de ser alcançada a

resistência residual. Neste nível de tensão, a magnitude da tensão de confinamento passa a ser o fator condicionador na magnitude da resistência de pico alcançada pelo solo cimentado. O solo mostra um comportamento dúctil, sendo o pico de resistência coincidente com a resistência residual. Para o nível alto de tensão, o solo cimentado encontra-se já desestruturado na fase de cisalhamento, apresentando um comportamento dúctil, típico para materiais não cimentados submetidos a níveis elevados de tensão.

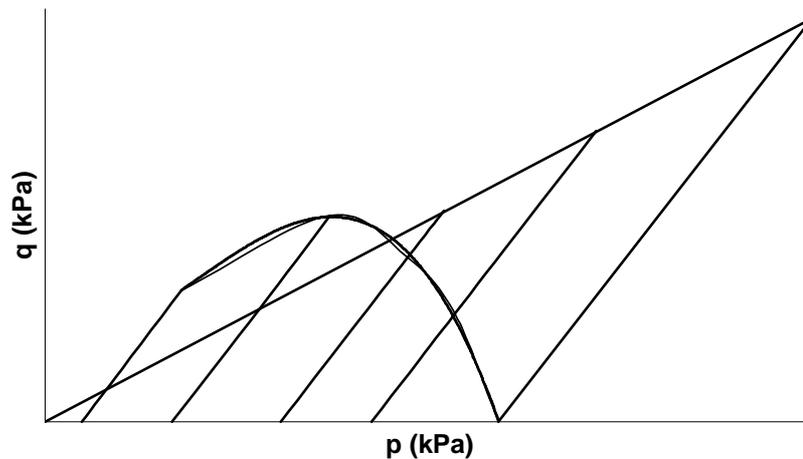


Figura 2.25 – Trajetória de tensão e envoltória típica de resistência de solos cimentados.

Corroborando com o descrito acima, Coop e Atkinson (1993) comentaram que a cimentação influencia tanto o comportamento tensão-deformação quanto a resistência de pico.

Cuccovillo e Coop (1999), concluíram que o comportamento de areias naturais tem mostrado ser controlado por mecanismos que diferem das areias reconstituídas e que resultam da sua estrutura. Esses mecanismos podem ser facilmente entendidos uma vez que é reconhecido que a natureza da areia deve ser definida não somente pelo tipo dos materiais constituintes, mas também pela história geológica de tensão. Esses processos estão refletidos na estrutura do solo, que pode ser considerado como um elemento adicional a sua natureza.

Vários processos geológicos podem causar a perda da cimentação (Leroueil e Vaughan, 1990), seja por plastificação induzida ou por remoção dos agentes cimentantes. Os intemperismos físico e químico, afetam o solo e as rochas brandas. O intemperismo químico pode destruir a cimentação pela lixiviação dos agentes cimentantes.

Existem uma série de fatores que determinam o comportamento dos solos cimentados, em especial os arenosos, onde segundo Prietto et al. (1997), vem sendo relatados em diversos trabalhos (e.g. Clough et al., 1979; 1981; Saxena e Latrisco, 1978; Dupas e Pecker, 1979; Coop e Atkinson, 1993). Dentre os fatores apresentado por estes autores, destacam-se:

- grau da cimentação;
- tipo da cimentação;
- origem da cimentação;
- granulometria;
- forma dos grãos;
- tipo de solo;
- índice de vazios do solo;
- nível de tensão confinante;
- trajetória de tensão.

O comportamento tensão-deformação do solo arenoso estruturado, de acordo com Coop e Atkinson (1993), depende do estado de tensão inicial do material em relação a sua curva de plastificação (definida num espaço p versus q , relativa aos pontos de plastificação dos ensaios de compressão triaxial) e à linha de estado crítico no estado desestruturado. A curva de plastificação é considerada como sendo delimitadora entre o comportamento elástico e plástico do material estruturado.

Baseando-se nisso, estes autores idealizaram o comportamento do solo estruturado de acordo com o apresentado pela Figura 2.26, sendo o mesmo dividido em três classes

distintas com relação a posição do estado de tensão inicial do solo em função da linha de estado crítico e da curva de plastificação.

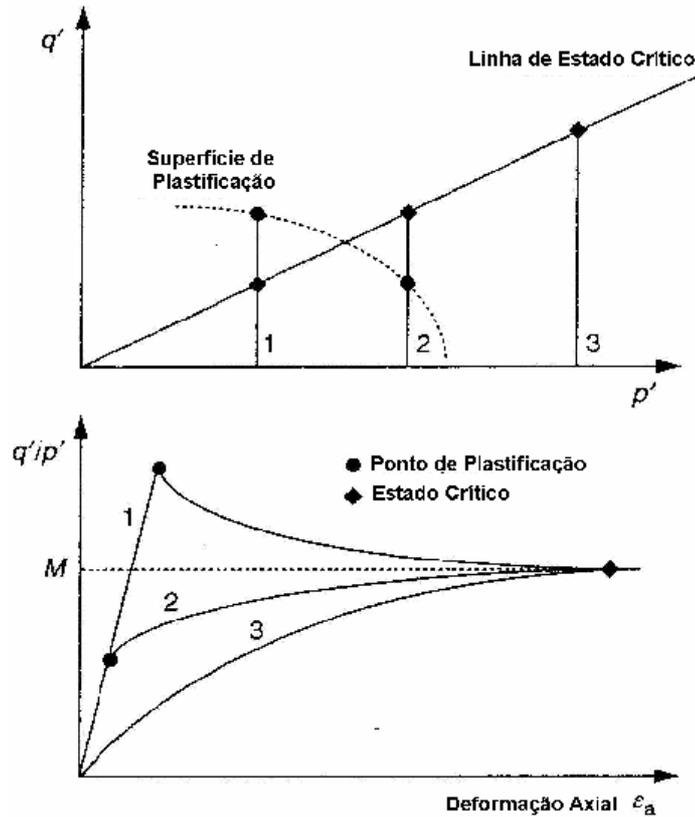


Figura 2.26 – Comportamento idealizado de um solo cimentado (Coop & Atkinson, 1993).

A Classe 1 do comportamento, representado na Figura 2.26 pelo número 1. Neste caso, a amostra é submetida ao cisalhamento sob baixos níveis de tensão efetiva em relação ao nível de cimentação. Observa-se que o material apresenta uma elevada rigidez, a pequenas deformações, com o pico de resistência situado acima da linha de estado crítico. Nota-se ainda que o pós pico demonstra uma perda de resistência após a plastificação (quebra da cimentação).

A Classe 2 do comportamento, representado na Figura 2.26 pelo número 2, ocorre em um estado de tensões efetivas intermediárias, onde a quebra das ligações estruturadas dá-se durante o cisalhamento da amostra, a partir deste ponto a resistência passa a ser de natureza puramente friccional uma vez que o solo encontra-se desestruturado. Observa-se que a curva tensão-deformação apresenta um ponto evidente de plastificação após o trecho considerado elástico.

A Classe 3 do comportamento é representada na Figura 2.26 pelo número 3. Ocorre quando a amostra atinge plastificação (quebra da cimentação) durante o estágio de compressão isotrópica. O cisalhamento neste caso induz um comportamento similar ao da amostra desestruturada.

Como relatado por Prietto et al. (1997), e observado na Figura 2.26, tem-se que o comportamento do material é frágil para tensões de confinamento baixas, transformando-se gradualmente em um comportamento dúctil a medida que a tensão de confinamento aumenta.

A fragilidade observada para Classe 1, proporciona rupturas com a formação de planos de cisalhamento bem definidos, sendo majorada (a fragilidade) com o aumento do grau de cimentação e minimizada com o aumento das tensões efetivas médias iniciais (Prietto et al., 1997).

Prietto et al. (1997), analisando detalhadamente curvas tensão-deformação obtidas em ensaios triaxiais, concluíram que o comportamento tensão-deformação do solo arenoso estruturado artificialmente pode ser descrito como sendo muito rígido inicialmente, aparentemente linear até um ponto de plastificação (geralmente bem definido), a partir do qual o solo sofre deformações plásticas crescentes até a ruptura, como ilustrado na Figura 2.26 (condição intermediária entre as Classes 2 e 3).

Os engenheiros geotécnicos frequentemente confrontam situações que lidam com areias estruturadas. O comportamento benéfico dessas areias, em particular os efeitos da cimentação das areias e sua quantificação, tem sido estudado na última década por vários pesquisadores. Reddy e Saxena (1993), usando ensaios triaxiais verdadeiros, visaram compreender a influência da cimentação no comportamento constitutivo das areias através

de diferentes trajetórias de tensão. Os resultados obtidos mostraram que o efeito da cimentação na ruptura, na resistência ao cisalhamento, tensão-deformação e na variação volumétrica das areias é significativo e depende fortemente da trajetória de tensão.

Reddy e Saxena (1993), analisando ainda o efeito das trajetórias de tensão, concluíram que os valores do ângulo de atrito interno para as areias estruturadas e não estruturadas, foram bem próximos em todas as trajetórias testadas, sendo observado que os valores de ϕ aumentam quando a tensão principal intermediária aproxima da tensão principal maior.

Para solos argilosos consolidados anisotrópicamente, Leroueil e Vaughan (1990), observaram que curvas de plastificação seriam axissimétricas com seu centro ajustado à linha K_0 do material. Por outro lado, no caso de solos residuais e rochas brandas isotrópicas, estas curvas mostraram-se centradas à linha de compressão isotrópica. As curvas típicas de plastificação detalhadas por estes autores estão ilustradas na Figura 2.27.

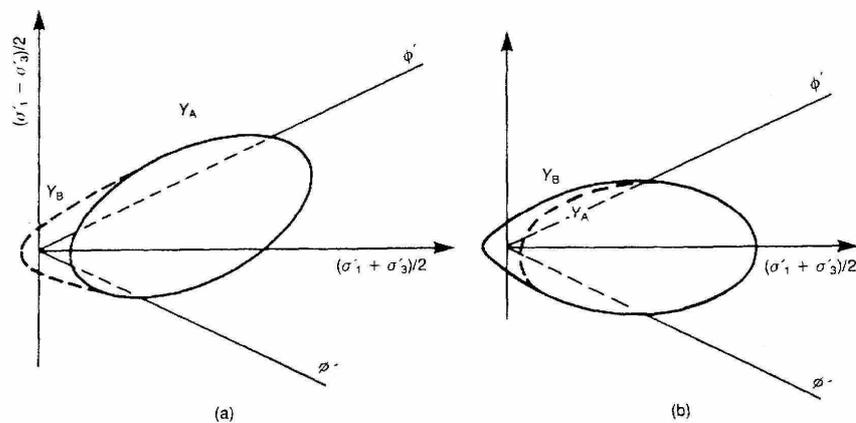


Figura 2.27 – Curvas de plastificação para solos estruturados mostrando os efeitos de anisotropia em argilas consolidadas (a) e isotropia em rochas brandas e solos residuais (b) (Leroueil e Vaughan, 1990).

Leroueil e Vaughan (1990) também apresentaram um modelo (Figura 2.28) que caracteriza o processo de plastificação, não só por compressão e cisalhamento, mas também

por descompressão (tração). Assim, a natureza da plastificação pode ser considerada em diferentes partes da curva.

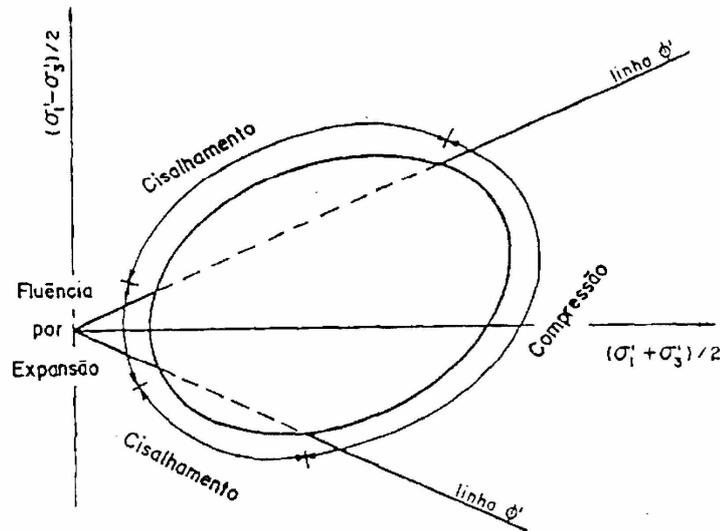


Figura 2.28 – Diferentes tipos de plastificação (Leroueil e Vaughan, 1990).

A plastificação por compressão é caracterizada pela perda da cimentação na fase de compressão isotrópica do ensaio triaxial, ou seja, a quebra da cimentação ocorre antes da fase de cisalhamento. Assim sendo, ao induzir cisalhamento ao solo, este já encontra-se desestruturado, apresentando um comportamento assemelhado a de um solo granular desestruturado.

Quando a perda da cimentação se dá durante a aplicação da tensão cisalhante, tem-se a plastificação por cisalhamento. O material apresentará em seu comportamento tensão-deformação um pico bem definido com a subsequente queda de resistência (amolecimento) ou, face a magnitude da tensão de confinamento o material apresenta ainda um acréscimo de resistência até alcançar uma condição última (endurecimento).

O processo de plastificação por descompressão se dá em função do aumento da tensão de cisalhamento face a redução da tensão confinante, que caso se torne negativa tende romper a amostra por tração.

São comumente encontrados na natureza solos estruturados, de origem arenosa e argilosa, e também rochas brandas estruturadas naturalmente (Leroueil e Vaughan, 1990). O comportamento desses materiais em laboratório e em campo não pode ser compreendido sem ser levado em conta os efeitos da cimentação, ou seja, apenas levando-se em consideração efeitos do índice de vazios inicial e da história de tensões. Desta forma, é bastante recomendado a introdução destes conceitos nos ensinamentos da Mecânica dos Solos tradicional.

2.5 – COMPONENTES DE RESISTÊNCIA EM SOLOS GRANULARES

De acordo com Mitchell (1976) a resistência de solos arenosos não cimentados não pode ser totalmente quantificada em termos do deslizamento friccional entre grãos. O ângulo de atrito de areias quartzosas varia de 30 a mais de 50 graus, no entanto, o ângulo grão-grão do quartzo é da ordem de 26 graus apenas. O ângulo de atrito de pico pode ser representado pela soma de três contribuições: o atrito grão-grão; rearranjo de grãos; e a dilatação (Rowe, 1962; citado por Mitchell, 1976). Este modelo de comportamento está ilustrado na Figura 2.29. Nesta figura, ϕ_p é o ângulo de pico, ϕ_u é o ângulo de atrito grão-grão e ϕ_f representa uma correção associada ao trabalho necessário para dilatação. O parâmetro ϕ_{cv} é o conhecido ângulo de atrito sob volume constante.

Para solos densos, o pico de resistência é atingido antes que aconteçam significantes deslocamentos relativos entre os grãos, ou seja, o trabalho despendido ao rearranjo é pequeno. Se a tensão de confinamento é muito alta a dilatação será menor, porém, mais impurezas ocorrerão devido à quebra das rugosidades dos grãos que se acomodarão nos pequenos espaços vazios da superfície de ruptura. No caso de solos fofos, estes não apresentam dilatância, apresentando apenas rearranjo acoplado ao atrito grão-grão.

O índice de vazios crítico mostrado na Figura 2.29 representa uma condição em que a ruptura ocorre a volume constante. Neste caso, não se despende trabalho para produzir dilatação. Assim, ϕ_p é composto apenas por ϕ_u e pelo rearranjo dos grãos. A Figura 2.29

ilustra o mecanismo de mobilização de ϕ_p e mostra claramente as componentes de resistência para diferentes índices de vazios.

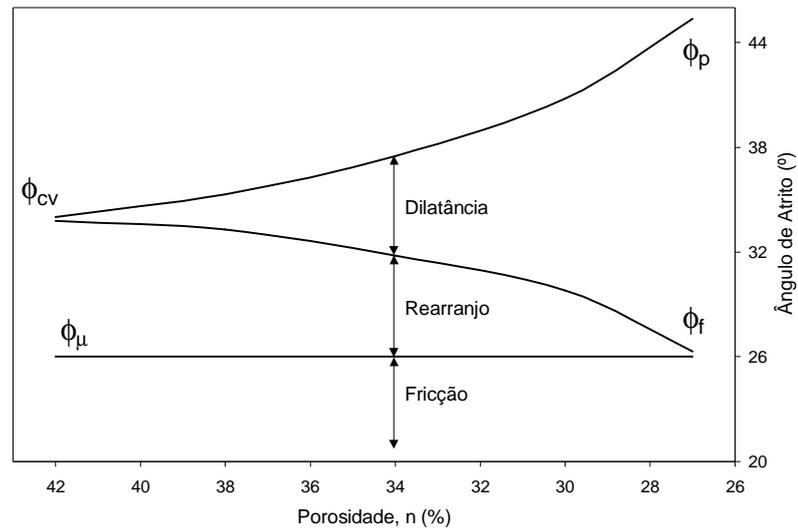


Figura 2.29 – Componentes de resistência ao cisalhamento em solos granulares (adaptado de Rowe, 1962; citado por Mitchell, 1976).

Com relação ao comportamento descrito e apresentado na Figura 2.29, cabe lembrar que para níveis elevados de tensão o material tende a não dilatar no cisalhamento. No entanto, pode ocorrer quebra de grãos. Outro ponto importante seria a consideração de atrito grão-grão mobilizado e o polimento do grão durante o cisalhamento. Em ambos os casos, o atrito grão-grão não seria constante, aumentando no primeiro caso e diminuindo no segundo.

Análises teóricas, utilizando arranjos ideais de esferas uniformes e cilindros, têm sido realizadas na tentativa de explicar quantitativamente a diferença entre ϕ_p (igual a ϕ_{cv}) e ϕ_μ para o estado mais fofo e entre ϕ_p e ϕ_μ para o estado denso. Na Figura 2.30 são apresentados os resultados das análises com os arranjos cúbico e hexagonal no estado denso, ambos arranjos com porosidade de 26% (Bromwell, 1966; citado por Michel, 1976).

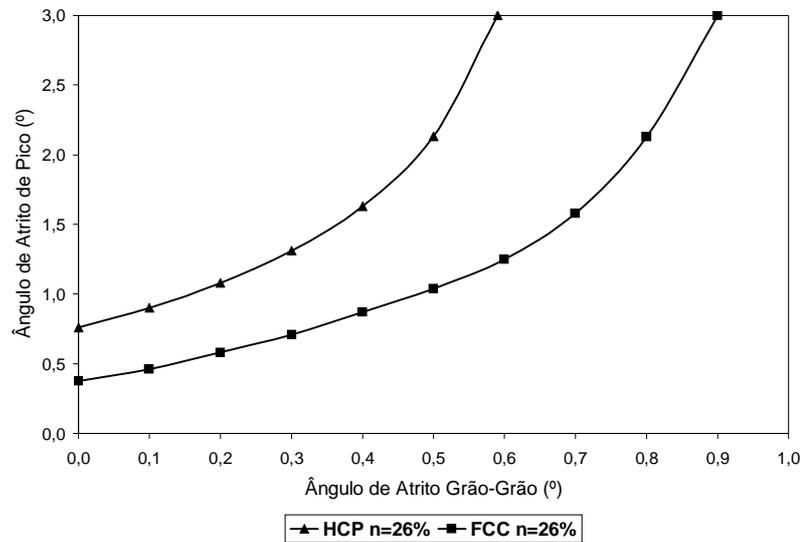


Figura 2.30 – Curvas teóricas de relações entre ϕ_p e ϕ_μ (adaptado de Bromwell, 1966; citado por Michel, 1976).

O comportamento apresentado na Figura 2.30 indica que o efeito do aumento da aspereza do grão é não linear, ou seja, um aumento do ângulo de atrito grão-grão gera aumentos progressivamente maiores no ângulo de atrito de pico do solo denso.

Foi considerado por Rowe (1962), citado por Mitchell (1976), que num estado denso, toda deformação é proporcionada por deslizamento não existindo rolamento dos grãos. As equações resultantes seriam:

$$\left(\frac{\sigma_1'}{\sigma_3'}\right)_{\max} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi_p}{2}\right) = \tan \alpha \tan(\phi_\mu + \beta) \quad (2.1)$$

$$\left(\frac{\sigma_1'}{\sigma_3'}\right)_{\max} = \left(1 + \frac{dv}{d\varepsilon}\right) \tan^2\left(45 + \frac{\phi_\mu}{2}\right) \quad (2.2)$$

sendo: β = a inclinação do plano de deslizamento relativo a direção da tensão principal maior;

α = a tangente do ângulo, que representa a razão entre o número de contatos em deslizamento na direção dos planos principais maior e menor;

$(dv/d\varepsilon)$ = a taxa de variação volumétrica, denominada de dilatância.

Segundo esse autor, para o arranjo cúbico α é igual a 60 graus e β igual a 45 graus. Para o arranjo hexagonal, α é igual a 71,6 graus e β igual a 54,7 graus.

Scott (1964), citado por Mitchell (1976), menciona que ocorre uma minimização do trabalho requerido nas análises baseadas em forças normais e de cisalhamento no contato das esferas, não havendo restrições de contorno que evitem a reorientação do arranjo, Neste contexto, este autor apresenta a seguinte expressão:

$$\tan \phi_p = \frac{\sqrt{3} + 4\sqrt{2} \tan \phi_\mu}{2(\sqrt{6} - \tan \phi_\mu)} \quad (2.3)$$

Na consideração de deformação plana para arranjos esféricos fofos, Bishop (1954), citado por Mitchell (1976), apresenta a expressão:

$$\sin \phi_p = \frac{3}{2} \tan \phi_\mu \quad (2.4)$$

No caso do deslizamento nos contatos das esferas ocorrerem simultaneamente Caquot (1934), citado por Mitchell (1976), obteve a seguinte expressão:

$$\tan \phi_p = \frac{\pi}{2} \tan \phi_\mu \quad (2.5)$$

2.6 – PARÂMETROS DO MODELO DENTE DE SERRA

Como apresentado por Lemos (2003), o modelo Dente de Serra quantifica a resistência através da sobreposição de três efeitos que ocorrem durante o cisalhamento, ou seja, a dilatância, o atrito grão-grão e a coesão aparente. Estes efeitos serão denominados neste trabalho de dilatância/contractância, atrito interno e coesão induzida, respectivamente.

A dilatância/contractância está associada a um processo de expansão ou compressão em escala macroscópica, provocada pelo rearranjo dos grãos durante o cisalhamento. Este parâmetro é representado por um plano fictício de inclinação ψ .

O atrito grão-grão pode ser entendido como sendo uma dilatância equivalente que ocorre nos contatos dos grãos. Esta dilatância seria representada por um plano de inclinação ϕ_μ . Este parâmetro agrega os efeitos conjugados de deslizamento, rolamento e o conseqüente rearranjo dos grãos durante o cisalhamento. Por este motivo, este parâmetro foi aqui renomeado, sendo denominado “atrito interno”, representado pelo símbolo “ θ ”.

A coesão induzida está associada ao aumento da tensão normal nos planos de cisalhamento devido à própria tensão cisalhante imposta.

Reescrevendo a expressão apresentada por Lemos (2003), tem-se:

$$T = N \operatorname{tg} \psi + N \operatorname{tg} \theta + T \operatorname{tg} \psi \operatorname{tg} \theta \quad (2.6)$$

Na Expressão 2.6 a primeira parcela do lado direito representa a resistência devido à dilatância/contractância; a segunda parcela representa o atrito interno; e a terceira parcela representa a coesão induzida.

Incorporando a parcela coesiva na Expressão 2.6, tem-se:

$$T = \frac{C}{\cos \psi (1 - \operatorname{tg} \psi \cdot \operatorname{tg} \theta)} + N \operatorname{tg} \psi + N \operatorname{tg} \theta + T \operatorname{tg} \psi \operatorname{tg} \theta \quad (2.7)$$

Nesta expressão, a primeira parcela do lado direito, representa a contribuição da coesão verdadeira no cisalhamento. Nesta expressão, o parâmetro C refere-se a coesão verdadeira em unidade de força.

Como já mencionado anteriormente, Lemos (2003) identificou quatro fases distintas para descrever o comportamento de solos arenosos submetidos a ensaios de cisalhamento direto.

Fase I - Caracterizada por uma compressão no material. Esta contractância induz componentes negativas de resistência para as parcelas de dilatância/contractância e coesão induzida.

Fase II - Caracterizada pelo trecho compreendido entre o início da dilatância e o pico de resistência. Nessa fase é determinada a resistência de pico, comumente utilizada em projetos geotécnicos.

Fase III - Refere-se ao trecho compreendido entre o pós-pico e a resistência residual.

Fase IV - Fase relativa à resistência residual, comumente utilizada em estudos de retro-análise de rupturas ou quando se tem grandes deformações.

A dilatância foi calculada com base na expressão:

$$\psi = \arctan\left(\frac{\delta_{v2} - \delta_{v1}}{\delta_{h2} - \delta_{h1}}\right) \quad (2.8)$$

onde: δ_h , representa o deslocamento horizontal, δ_v , representa o deslocamento vertical e os índices 1 e 2 representam os deslocamentos no início e final da fase ou trecho representativo considerado.

O ângulo de atrito interno é determinado através de retro cálculo com base na resistência mobilizada (τ_{mob}) no final da respectiva fase, através da expressão:

$$\theta = \arctan\left(\frac{\tau_{mob} - \sigma_n^* \tan \psi}{\sigma_n^* + \tau_{mob} \tan \psi}\right) \quad (2.9)$$

onde: σ_n^* é a tensão normal ao plano de cisalhamento corrigida.

Com base nas expressões (2.8) e (2.9) a expressão clássica do modelo Dente de Serra pode ser reescrita na forma:

$$\tan(\phi) = \tan(\theta + \psi) \quad (2.10)$$

onde: ϕ é o ângulo de atrito do solo.

Além dos parâmetros apresentados, este trabalho incorporou o conceito de módulo de rigidez cisalhante (K_G) e de compressão (K) para solos arenosos densos, obtidos com base nos deslocamentos do ensaio de cisalhamento direto. A quantificação destes parâmetros foi determinada com base nas expressões:

$$K_G = \frac{\tau}{\arctan\left(\frac{\delta_h}{h_0 - \delta_v}\right)} \quad (2.11)$$

$$K = 2.K_G(1 + \nu) \quad (2.12)$$

onde: τ é a tensão cisalhante, δ_h o deslocamento horizontal, δ_v o deslocamento vertical, h_0 a altura inicial da amostra e ν o coeficiente de Poisson.

APLICAÇÃO DO MODELO DENTE DE SERRA EM AREIA DESESTRUTURADA

3.1- INTRODUÇÃO

Como já mencionado anteriormente, por se tratar de uma linha de pesquisa recente do programa de pós-graduação do Departamento de Engenharia Civil da UFOP, este programa experimental consistiu na análise específica de amostras não cimentadas e amostras cimentadas com 3, 6, 9, 12 e 15% de teor de cimento em peso. Procurou-se neste contexto, estabelecer uma maior ênfase na análise de parâmetros vinculados ao modelo Dente de Serra e a sua aplicabilidade na avaliação do comportamento de solos estruturados.

Devido à semelhança do modelo Dente de Serra com o ensaio de cisalhamento direto, onde as medidas de deslocamento são obtidas diretamente, este tipo de ensaio foi preferencialmente utilizado neste trabalho. Os níveis de tensão normal aplicados foram: 50, 100, 200 e 400kPa, possibilitando avaliar o comportamento dos solos não cimentados e cimentados numa faixa predominante de tensões utilizadas em engenharia geotécnica.

No presente capítulo, o modelo Dente de Serra será aplicado com base nos resultados dos ensaios realizados em areia sem cimento. No Capítulo 4, o modelo Dente de Serra será expandido, para aplicação em solos cimentados, quando serão tratados os ensaios em areia cimentada.

3.2 - CARACTERIZAÇÃO DA AMOSTRA

Para o desenvolvimento deste estudo foi utilizado um solo arenoso composto de grãos angulosos de granulometria grossa a fina, proveniente de uma jazida localizada no município de Ponte Nova - MG.

Procurando obter um material com boa uniformidade, o material foi adequadamente selecionado em duas faixas granulométricas. Uma faixa compreendida entre as peneiras número 10 (2,0mm) e 30 (0,6mm) que segundo a norma NBR 6502 (ABNT, 1969) representa a faixa granulométrica das areias grossas e a outra compreendida entre as peneiras número 30 (0,6mm) e 200 (0,0745mm) correspondendo a faixa das areias médias a finas. Os materiais obtidos estão representados pelas curvas granulométricas da Figura 3.1.

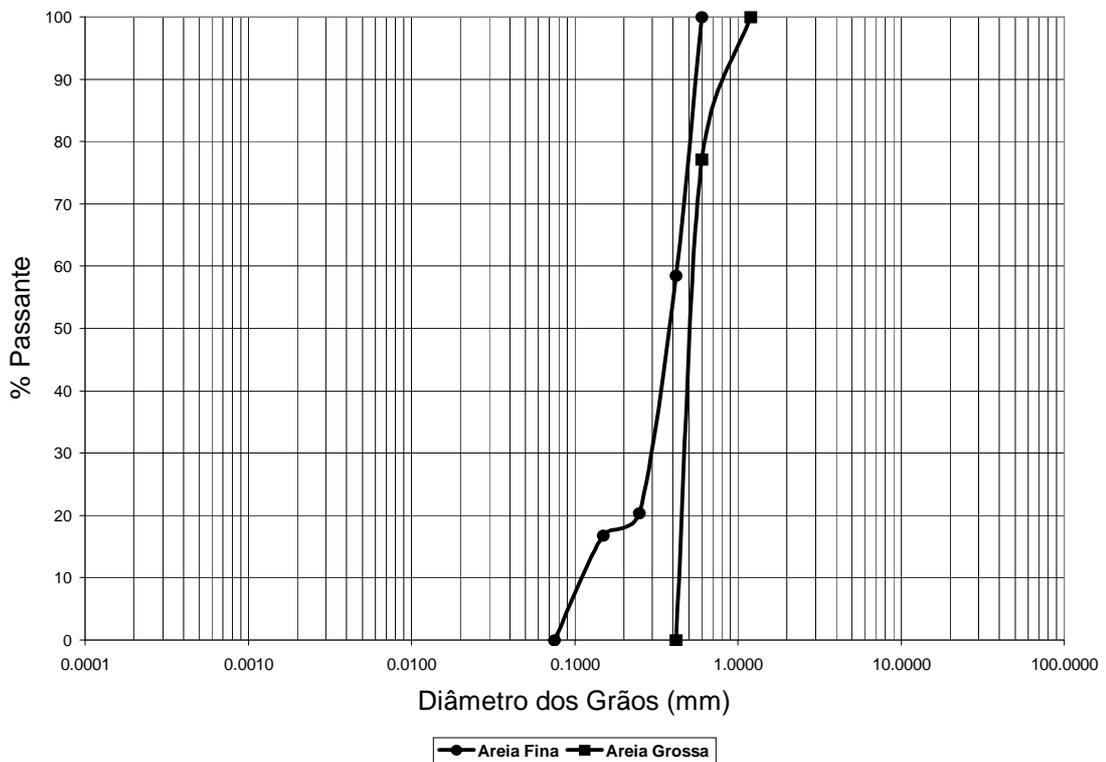


Figura 3.1 - Curva granulométrica das areias.

Com base curvas granulométricas obtidas para os dois materiais o coeficiente de não uniformidade obtido para as faixas granulométricas grossa e fina, estão apresentados nas Equações (3.1) e (3.2), respectivamente

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{1,00}{0,65} = 1,5 \quad (3.1)$$

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,43}{0,11} = 3,9 \quad (3.2)$$

Como desejado, esses valores de coeficiente de não uniformidade indicam que o material selecionado alcançou um alto grau de uniformidade, uma vez que valores menores que 5 já classificariam este material como uniforme.

Os resultados ainda mostram que os diâmetros médios dos grãos encontram-se aproximadamente em torno de 0,4mm e 0,5mm, para as areias finas e grossas, respectivamente.

Seguindo os procedimentos da NBR6508 (ABNT, 1984) e NBR12051 (ABNT, 1991) foram determinados, respectivamente, a massa específica dos grãos ($2,456\text{g/cm}^3$), o índice de vazios mínimo para o solo mais grosso (0,661) e para o solo mais fino (0,554).

3.3 – PREPARAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA

Com a determinação do índice de vazios mínimo, foi possível moldar as amostras densas a serem utilizadas no programa experimental proposto.

Então com base nas dimensões da caixa do equipamento de cisalhamento direto (10x10x3cm) e sabendo-se os índices de vazios mínimo para a areia grossa e para a areia fina, foi obtido o peso de material a ser utilizado em cada ensaio.

A amostra foi moldada diretamente na caixa do equipamento de cisalhamento direto e o material foi compactado em quatro camadas com auxílio de soquete, extrator de amostras. Por último foi feito um nivelamento com uma régua gabarito, para garantir a altura final da amostra.

3.4 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.4.1 – Areia Grossa Desestruturada

Como mencionado anteriormente, para uma melhor confiabilidade no uso do modelo proposto, foram desenvolvidos três ensaios de cisalhamento para cada nível de tensão normal. Este procedimento além de proporcionar maior confiabilidade dos resultados, busca ratificar a uniformidade na elaboração das moldagens e rotinas de ensaios.

Na Figura 3.2 são apresentados os resultados de três ensaios de cisalhamento direto, realizados em amostras não cimentadas, para o nível de tensão de 50kPa. Para facilitar a identificação dos ensaios, estes foram nomeados por E50.1, E50.2, E50.3 relativos aos ensaios 1, 2 e 3, respectivamente.

Os ensaios mostram resultados bastante semelhantes, tanto para resistência de pico quanto para resistência residual. O mesmo se observa para o comportamento em termos de deslocamentos verticais e horizontais.

Apesar de parecer instantâneo, o processo de dilatância iniciou-se para deslocamento em torno de 0,2mm, quando para leitura posterior tem-se a majoração do deslocamento vertical. Neste momento, a mobilização da resistência com base na resistência de pico oscilou entre 28 e 32%, valor inferior àquele adotado rotineiramente para obras de engenharia geotécnica. Para auxiliar nesta análise, de certa forma, simplista, os patamares aqui adotados foram de 50% para fundações rasas e 67% para projetos e estudos de estabilidade de taludes.

Uma vez que as obras vão induzir mobilizações acima deste patamar, a resistência mobilizada estará na Fase II, operando com parâmetros matriciais.

De acordo com o modelo Dente de Serra, os parâmetros foram quantificados e estão apresentados na Tabela 3.1. Os índices “i”, “m” e “r” representam o final das Fases I, II e IV, e estão associados aos parâmetros iniciais, matriciais e residuais, respectivamente.

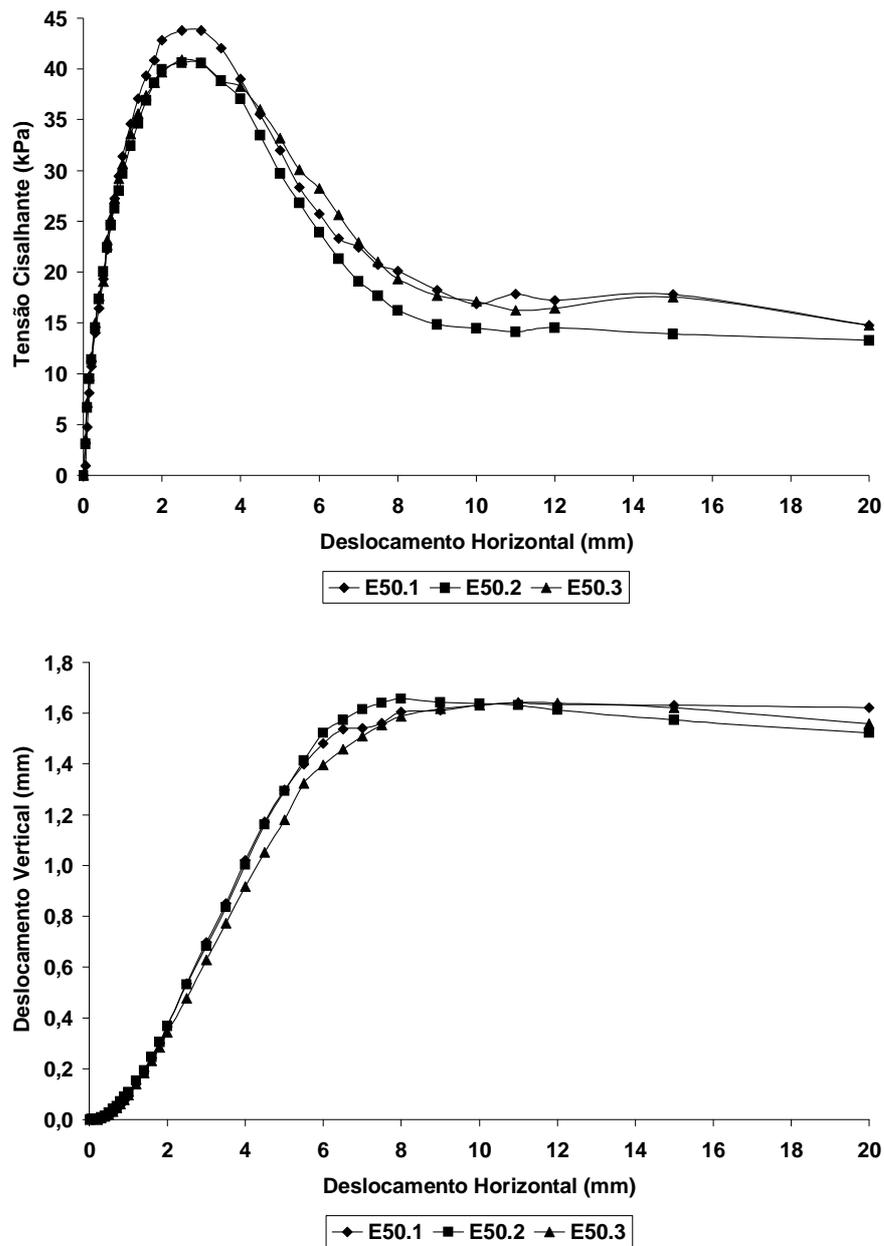


Figura 3.2 – Areia grossa, $\sigma_n = 50\text{kPa}$.

O parâmetro θ , aqui denominado de “ângulo de atrito interno” ou simplesmente “atrito interno”, é composto de duas parcelas. A primeira representa a dilatância ou contractância locais (a nível de contato grão-grão) e a segunda representa o trabalho necessário para proporcionar o rearranjo dos grãos (deslizamento e rolamento).

O parâmetro ψ , aqui denominado “ângulo de dilatância” ou simplesmente “dilatância”, representa a dilatância ou contractância (magnitude negativa) a nível macroscópico, medida pelo equipamento de cisalhamento.

O parâmetro ϕ , aqui denominado “ângulo de atrito” ou simplesmente “atrito”, é a soma do atrito interno inicial com a dilatância (ou contractância), ou seja, a soma de $(\theta + \psi)$.

Para facilitar o estudo comparativo, na última coluna tem-se o valor médio dos ensaios. Para o cálculo do módulo de rigidez (K), o coeficiente de Poisson foi considerado igual a 0,3 em todos os cálculos realizados neste trabalho. Similarmente ao trabalho de Lemos (2003), o comportamento na Fase III e seus respectivos parâmetros não serão abordados neste trabalho.

Com base no modelo Dente de Serra, os parâmetros de suas respectivas fases foram nomeados conforme apresentado na Tabela 3.1, onde a última coluna da mesma refere-se à média dos resultados obtidos.

De acordo com os resultados, os parâmetros do modelo Dente de Serra apresentam-se com moderado grau de variação, principalmente quando analisados em termos de atrito (ϕ).

Tabela 3.1 – Areia grossa, $\sigma_n = 50\text{kPa}$.

Parâmetros	E50.1	E50.2	E50.3	E50
θ_i (°)	15,64	12,83	13,09	13,86
ψ_i (°)	0,00	0,00	0,00	0,00
ϕ_i (°)	15,64	12,83	13,09	13,86
K_i (kPa)	3757,40	4508,61	4603,45	4289,82
θ_m (°)	23,40	22,10	23,90	23,14
ψ_m (°)	17,10	16,29	14,66	16,02
ϕ_m (°)	40,50	38,40	38,56	39,17
K_m (kPa)	3683,58	3420,13	3444,98	3516,23
θ_r (°)	16,57	13,49	16,41	15,50
ψ_r (°)	0,29	0,86	-0,29	0,29
ϕ_r (°)	16,86	14,34	16,12	15,78

Observa-se que o atrito inicial apresenta-se muito baixo. Este baixo valor pode estar associado à baixa mobilização da resistência, face ao pequeno deslocamento imposto naquele momento.

O atrito interno matricial (que agrega atrito grão-grão e resistência ao rearranjo) apresenta-se com magnitude de 23,14 graus. Este valor é menor que aquele considerado para mobilização plena do atrito grão-grão entre grãos de quartzo áspero (26,6 graus). Este valor menor pode estar associado à menor mobilização deste parâmetro e da resistência ao rearranjo, face ao baixo nível de tensão do ensaio. Percebe-se que, em contra partida, a dilatância mostra-se bem mobilizada, com valores em torno de 16 graus.

A magnitude do ângulo de atrito matricial, 39,17 graus ficou dentro da faixa de valores apresentados na literatura para o ângulo de atrito de areia densa (37 a 45 graus), considerando o critério linear de resistência de Mohr Coulomb.

Por outro lado, o mesmo não se verificou para o ângulo de atrito residual (15,78 graus) que apresentou nível bem abaixo dos valores típicos publicados (28 a 30 graus). Para determinação dos parâmetros residuais, foi considerada a faixa de deslocamento horizontal entre 10 e 12 mm. Notifica-se que a magnitude do atrito residual mostrou-se semelhante a encontrada para o atrito inicial.

Numa primeira análise sobre o módulo de rigidez, este parâmetro alcançou magnitude minorada em uma ordem de grandeza, em relação aos valores típicos encontrados para o módulo de elasticidade deste tipo de material, obtidos por ensaio triaxial.

A Figura 3.3 apresenta resultados de ensaios de cisalhamento direto realizados em amostras de areia grossa não cimentada, aplicando-se tensão normal de 100kPa. Como pode ser observado, no trecho anterior ao pico, tem-se boa congruência de valores, tanto com relação a sua resistência ao cisalhamento, quanto ao deslocamento vertical.

Devido ao aumento da tensão normal, o processo de dilatância iniciou-se um pouco mais tarde, após deslocamento horizontal de cerca de 0,6mm, contra 0,2mm do caso anterior (50kPa).

Neste nível de deslocamento horizontal, tem-se mobilizada cerca de 46% da resistência de pico do material. Este valor está novamente abaixo daquele normalmente requerido para projetos de fundações rasas e também daqueles utilizados para taludes.

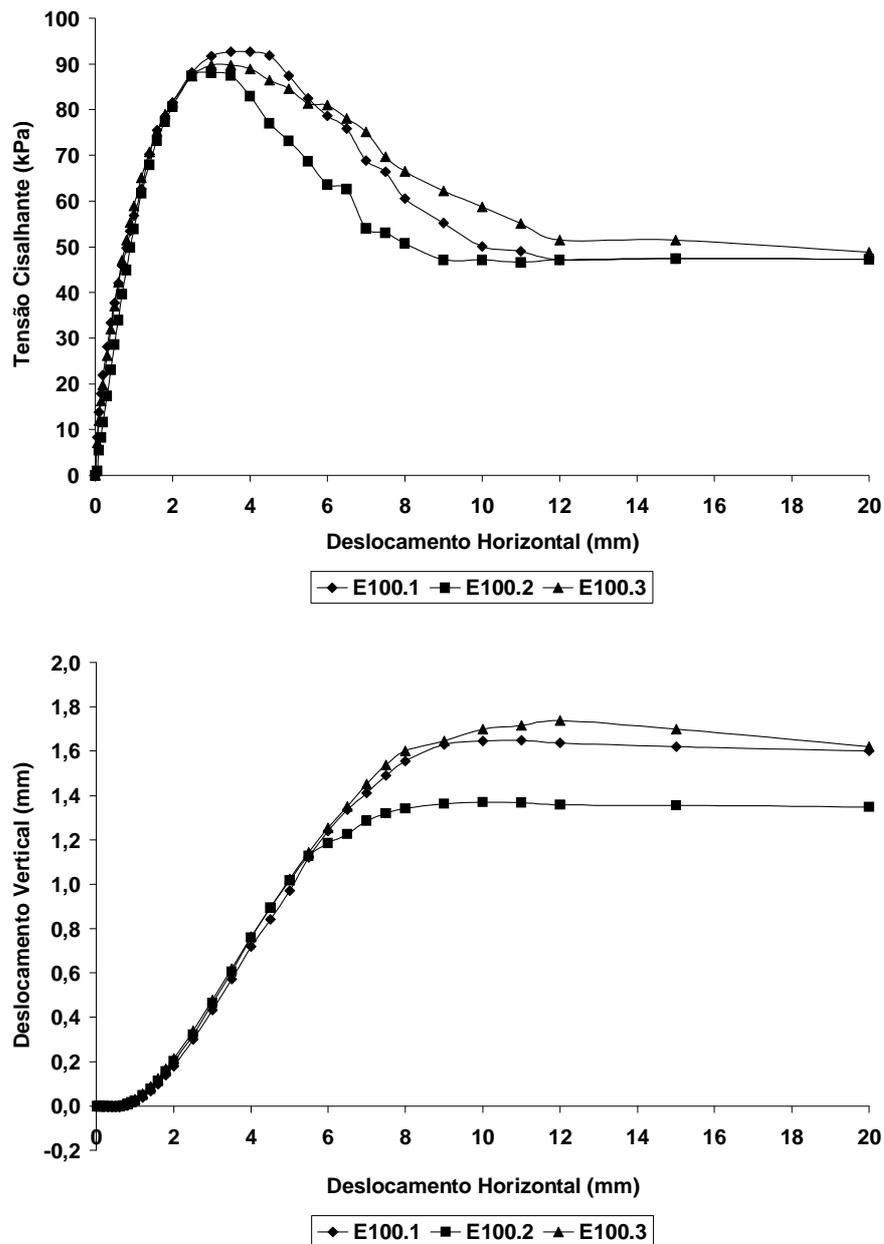


Figura 3.3 – Areia grossa, $\sigma_n = 100\text{kPa}$.

A Tabela 3.2 apresenta os valores dos parâmetros do modelo Dente de Serra obtidos através da análise detalhada das curvas referentes à Figura 3.3.

Com o aumento do nível de tensão, tem-se: majorado os parâmetros friccionais; minorado a dilatância; e o surgimento de contractância na Fase I. Neste nível de tensão, o atrito interno matricial obteve magnitude de 29,36 graus, apresentando-se acima do atrito grão-grão para quartzo áspero (26,6 graus). Este é um comportamento importante

pois se tem, provavelmente, estabelecida a mobilização máxima deste parâmetro, neste nível de tensão normal.

Tabela 3.2 – Areia grossa, $\sigma_n = 100\text{kPa}$.

Parâmetros	E100.1	E100.2	E100.3	E100	E50
θ_i (°)	23,62	21,50	22,79	22,64	13,86
ψ_i (°)	-0,95	0,00	0,00	-0,32	0,00
ϕ_i (°)	22,67	21,50	22,79	22,32	13,86
K_i (kPa)	6066,87	5066,53	6099,48	5744,29	4289,82
θ_m (°)	29,65	28,94	29,50	29,36	23,14
ψ_m (°)	12,15	11,56	11,55	11,76	16,02
ϕ_m (°)	41,80	40,50	41,04	41,12	39,17
K_m (kPa)	5893,32	5911,81	5937,60	5914,25	3516,23
θ_r (°)	22,30	21,92	24,41	22,89	15,50
ψ_r (°)	-0,38	0,00	-0,76	-0,38	0,29
ϕ_r (°)	21,92	21,92	23,65	22,50	15,78

O atrito matricial mostrou-se pouco sensível ao aumento do nível de tensão, com magnitude aumentada em cerca de apenas 2 graus.

Comparativamente aos parâmetros de Mohr, a magnitude do atrito residual mostrou-se ainda pouco consistente, mas elevou-se para 22,50 graus, contra 15,78 graus obtidos para 50kPa de tensão normal. A faixa de deslocamento horizontal considerada para o cálculo foi entre 12 e 15mm.

Para o nível de tensão normal 100kPa, também pode ser observada uma semelhança entre o atrito residual e o atrito inicial, como notificado no nível 50kPa.

Como ilustrado na Figura 3.4, para os ensaios realizados em amostras de areia grossa não cimentada, quando aplicada uma tensão normal de 200kPa, os resultados se apresentaram muito próximos em todas as fases. Neste caso, a dilatância iniciou-se para deslocamentos horizontais próximos de 0,9mm.

Para estes deslocamentos, a mobilização da resistência de pico oscilou entre 55 e 60%, com média de 58%. Este valor está acima daquele requerido para projetos de fundações (50%) e abaixo dos estudos com taludes (67%). Nesta circunstância, para o caso de fundações, tem-se que a mobilização não alcança a Fase II, estando a resistência

mobilizada condicionada aos parâmetros iniciais – Fase I. Por outro lado, estudos com taludes, deveriam ser desenvolvidos com parâmetros da Fase II, mobilização matricial.

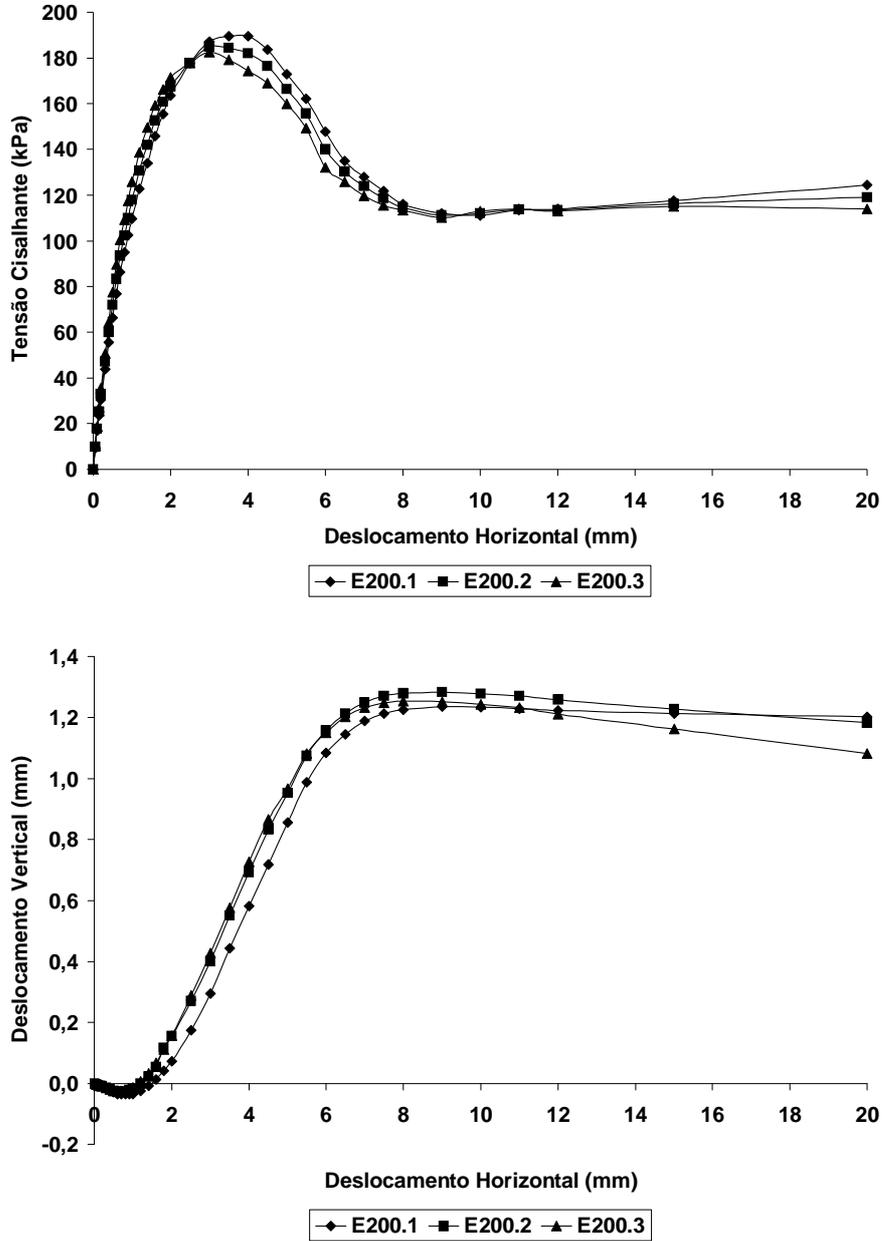


Figura 3.4 – Areia grossa, $\sigma_n = 200\text{kPa}$.

A seguir é apresentada a Tabela 3.3, que mostra os parâmetros do modelo Dente de Serra, obtidos através de análise das curvas referentes aos ensaios realizados com o nível de tensão normal 200kPa.

Tabela 3.3 – Areia grossa, $\sigma_n = 200\text{kPa}$.

Parâmetros	E200.1	E200.2	E200.3	E200	E100	E50
θ_i (°)	30,81	29,20	30,62	30,21	22,64	13,86
ψ_i (°)	-2,29	-2,15	-2,15	-2,20	-0,32	0,00
ϕ_i (°)	28,52	27,05	28,47	28,02	22,32	13,86
K_i (kPa)	10917,08	11912,91	12651,18	11827,06	5744,29	4289,82
θ_m (°)	29,27	28,37	26,40	28,02	29,36	23,14
ψ_m (°)	12,95	13,50	15,11	13,86	11,76	16,02
ϕ_m (°)	42,22	41,86	41,50	41,86	41,12	39,17
K_m (kPa)	18437,96	18203,20	17956,52	18199,23	5914,25	3516,23
θ_r (°)	26,89	27,10	27,30	27,10	22,89	15,50
ψ_r (°)	-0,29	-0,57	-0,86	-0,57	-0,38	0,29
ϕ_r (°)	26,61	26,53	26,44	26,53	22,50	15,78

Neste quadro de comportamento seqüencial, confirma-se a maior contribuição do atrito interno matricial, a partir do nível de tensão normal 100kPa. Tem-se também observado um comportamento oscilatório da dilatância matricial, que havia diminuindo na passagem do nível de tensão normal de 50kPa para 100kPa, voltando a aumentar na passagem do nível de tensão normal de 100kPa para 200kPa. Este comportamento oscilatório, nesta faixa de tensão, pode ser explicado com base no fato de que durante a Fase I, o solo alcança um estado de densificação que lhe proporciona um maior imbricamento. Este maior imbricamento tende a condicionar uma maior dilatância na Fase II. No entanto, o aumento da tensão normal tende a minorar a dilatância durante o cisalhamento. Estes efeitos conjugados induziram resultados oscilantes e diferentes, daqueles comumente apresentados na literatura. Estes, mostraram uma tendência de minimização da dilatância com o aumento da tensão normal.

Pode-se ainda observar pouca sensibilidade, ou nenhuma, do atrito interno matricial, com relação ao aumento da tensão normal de 100kPa para 200kPa. Apenas como curiosidade, nestes níveis de tensão normal, provavelmente, tem-se a mobilização máxima do atrito grão-grão, parcela importante do atrito interno.

O atrito residual mostra-se ainda baixo, mas crescente com o aumento do nível de tensão. Para sua determinação, foi considerada a faixa de deslocamento horizontal entre 10 e 12mm.

Apresenta-se na Figura 3.5, os resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados em amostras de areia grossa, sendo o nível de tensão normal igual a 400kPa. Como nos demais níveis de tensão, verifica-se um comportamento similar nos três ensaios.

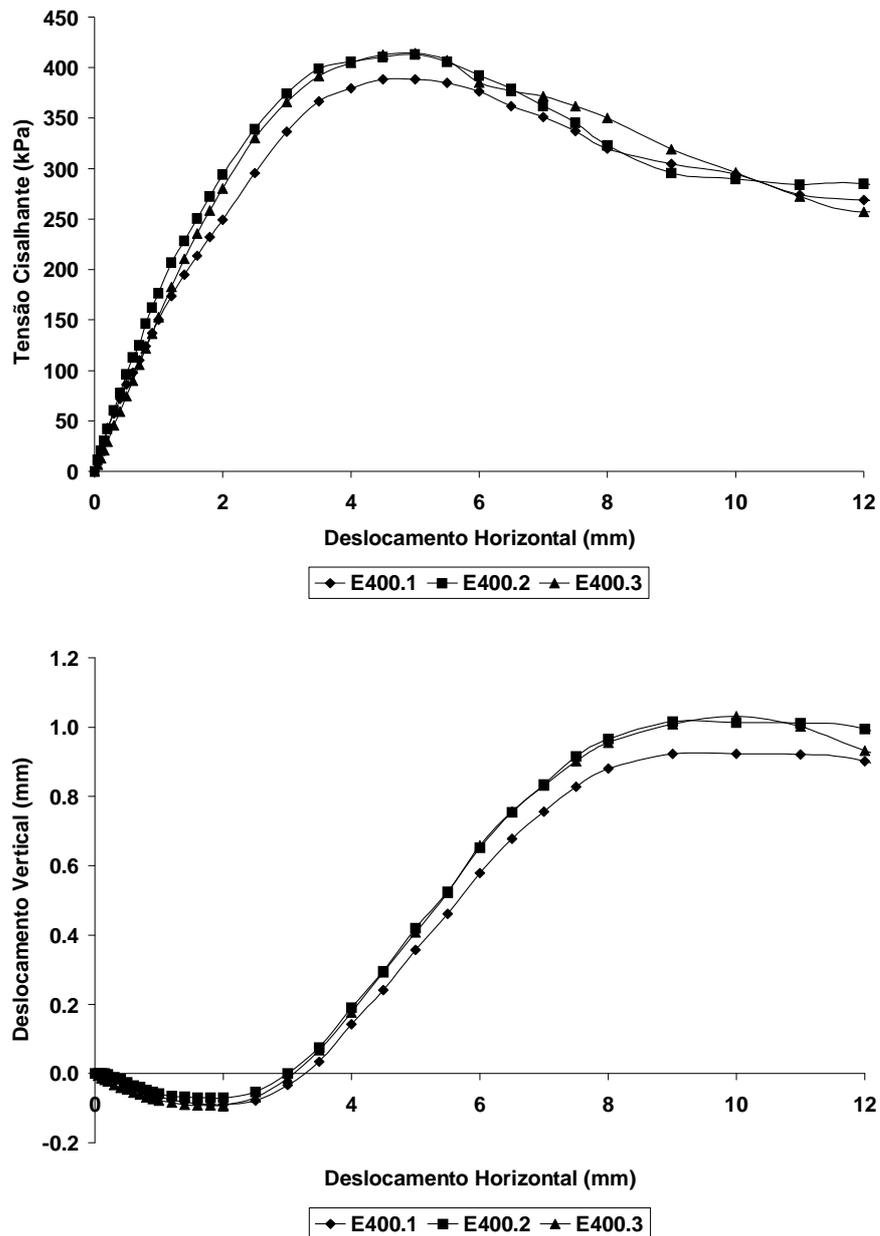


Figura 3.5 – Areia grossa, $\sigma_n = 400\text{kPa}$.

O processo de dilatação se fez presente, sendo seu início postergado para o deslocamento horizontal de cerca de 2,0mm, mais que o dobro daquele observado para o nível 200kPa, quando se tem uma oscilação da mobilização entre 64 e 71%, com média de 68%, em relação à resistência de pico do material. Neste caso, a taxa de mobilização mostrou-se maior, daquela requerida para os projetos de fundações rasas e estudos de taludes.

Pode-se concluir, em termos qualitativos, que para níveis elevados de tensão normal, os parâmetros de projetos são os iniciais – Fase I e para níveis baixos de tensão, os parâmetros de projeto seriam os matriciais – Fase II.

Na Tabela 3.4 tem-se apresentado os parâmetros do modelo dente de Serra obtidos através da análise detalhada dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto apresentados na Figura 3.5.

Tabela 3.4 – Areia grossa, $\sigma_n = 400\text{kPa}$.

Parâmetros	E400.1	E400.2	E400.3	E400	E200	E100	E50
θ_i (°)	33,98	37,79	37,07	36,32	30,21	22,64	13,86
ψ_i (°)	-2,58	-2,00	-2,58	-2,39	-2,20	-0,32	0,00
ϕ_i (°)	31,40	35,78	34,50	33,93	28,02	22,32	13,86
K_i (kPa)	17607,71	20775,12	19820,86	19401,23	11827,06	5744,29	4289,82
θ_m (°)	32,68	33,51	33,41	33,20	28,02	29,36	23,14
ψ_m (°)	9,65	10,76	10,76	10,39	13,86	11,76	16,02
ϕ_m (°)	42,33	44,26	44,16	43,60	41,86	41,12	39,17
K_m (kPa)	37482,50	40076,44	39936,31	39165,08	18199,23	5914,25	3516,23
θ_r (°)	33,52	33,68	32,53	33,25	27,10	22,89	15,50
ψ_r (°)	0,00	-0,57	1,15	0,19	-0,57	-0,38	0,29
ϕ_r (°)	33,52	33,11	33,68	33,43	26,53	22,50	15,78

Para este nível de tensão tem-se destacado a elevação da contribuição do atrito interno em todas as fases. Considerando a mobilização do atrito grão-grão em 26,6 graus, na Fase I a contribuição do rearranjo (deslizamento/rolamento) foi de quase 10 graus e para Fase II quase 7 graus. Realça-se aqui, o quanto a contribuição por rearranjo é importante na Fase I, fase de compressão. Uma vez que o rearranjo se dá por deslizamento e rolamento, sendo este um solo denso, tem-se a predominância da resistência, nesta fase, dada por deslizamento.

De forma qualitativa pode-se ponderar que para baixos níveis de tensão normal (50kPa), a dilatância matricial é importante na resistência ao cisalhamento. Pode-se ainda lembrar que a resistência por atrito grão-grão não é, provavelmente, totalmente mobilizada. Por outro lado, para níveis moderados de tensão (400kPa), a resistência estaria condicionada ao atrito grão-grão e ao deslizamento, ou seja, ao atrito interno inicial.

Para este nível de tensão (400kPa), a resistência residual alcançou a magnitude ligeiramente maior àquela apresentada na literatura, com valor médio de 33,43 graus. A faixa de deslocamento utilizada para o cálculo foi entre 9 e 10 mm.

A seguir serão apresentadas algumas análises gráficas para interpretação visual dos parâmetros do modelo Dente de Serra.

Na Fase I tem-se a contribuição dos parâmetros iniciais. A contractância variou de 0 a 2,39 graus, conforme ilustrado na Figura 3.6.

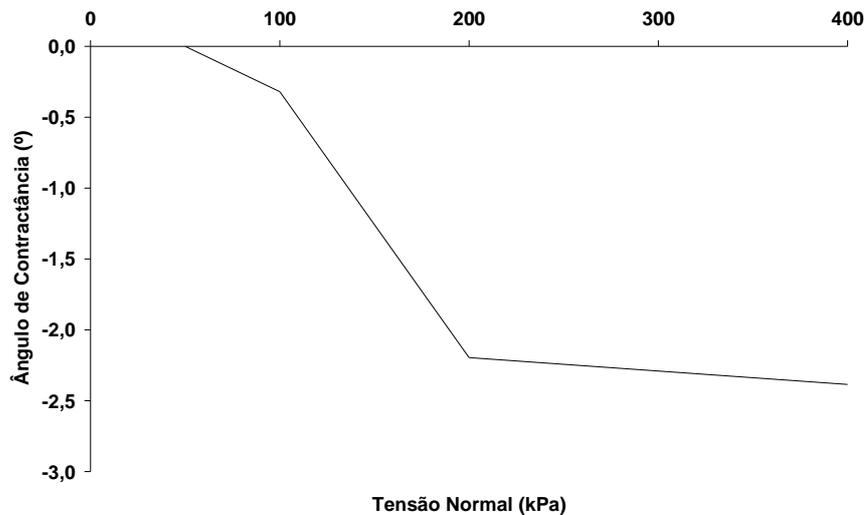


Figura 3.6 – Comportamento da contractância na Fase I, com o nível de tensão.

Na Figura 3.7 tem-se apresentado o comportamento seqüencial do atrito interno inicial (Fase I), com o incremento de tensão normal.

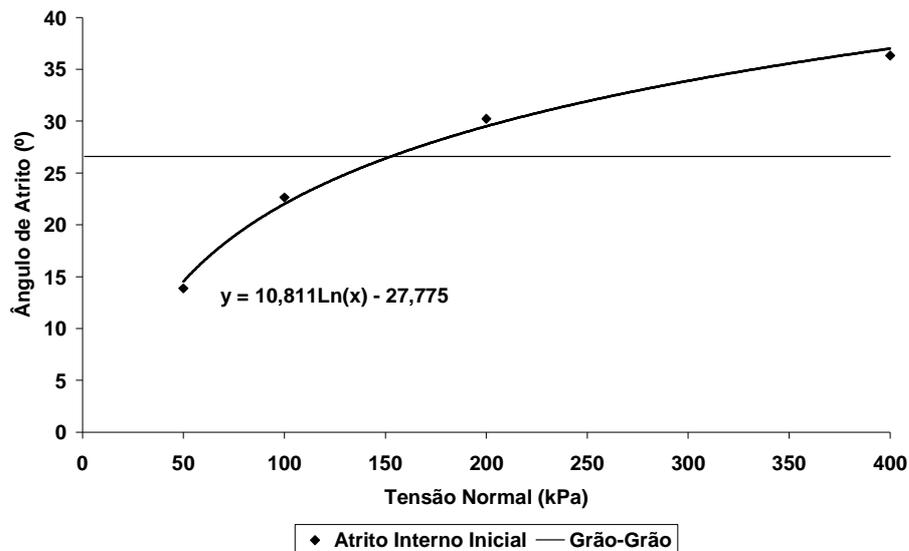


Figura 3.7 – Comportamento do atrito interno inicial com o nível de tensão.

Para o nível de tensão estudado, este parâmetro apresentou um comportamento não linear, podendo ser expresso por uma função logarítmica na forma

$$\theta_i = a \ln(\sigma_n) - b \quad (3.3)$$

em que a e b são constantes relativas às características do material. Para o solo em questão, estes parâmetros foram quantificados em 10,811 e $-27,775$, respectivamente. Na Figura 3.8 ilustra-se novamente este comportamento, com base numa escala logarítmica.

Apenas em caráter especulativo, considerando que o atrito grão-grão seja 26,6 graus (valor típico para o quartzo áspero) e que este atrito é preferencialmente mobilizado no sistema, nota-se que sua mobilização máxima estaria ocorrendo para tensão normal de 152,87kPa. Assim, só para tensões superiores, haveria mobilização de resistência por rearranjo (deslizamento e rolamento).

Ainda em caráter especulativo, os resultados indicam que a representatividade friccional da energia despendida para o rearranjo, no caso específico, mais associado ao deslizamento (solo denso), tem equivalência em 3,61 e 9,72 graus, para os níveis de tensão 200 e 400kPa, respectivamente.

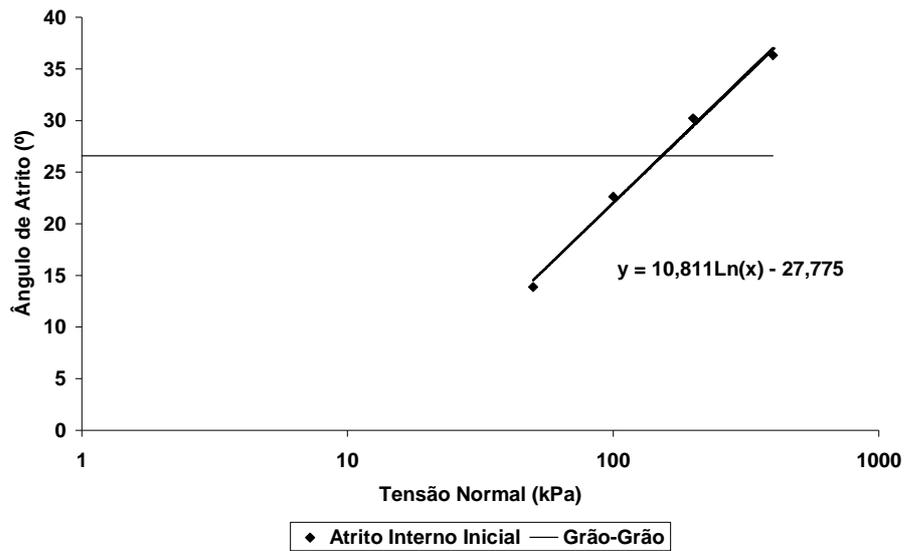


Figura 3.8 – Comportamento do atrito interno inicial em escala logarítmica.

Na Figura 3.9 tem-se apresentado todos os mecanismos do modelo Dente de Serra para Fase I, para o ângulo de atrito inicial. No contexto geral, este é um parâmetro muito dependente do nível de tensão. Neste sentido, reafirma-se a necessidade de maior atenção em obras geotécnicas que se encontram mobilizando resistência dentro do estado de deslocamento atribuído a Fase I.

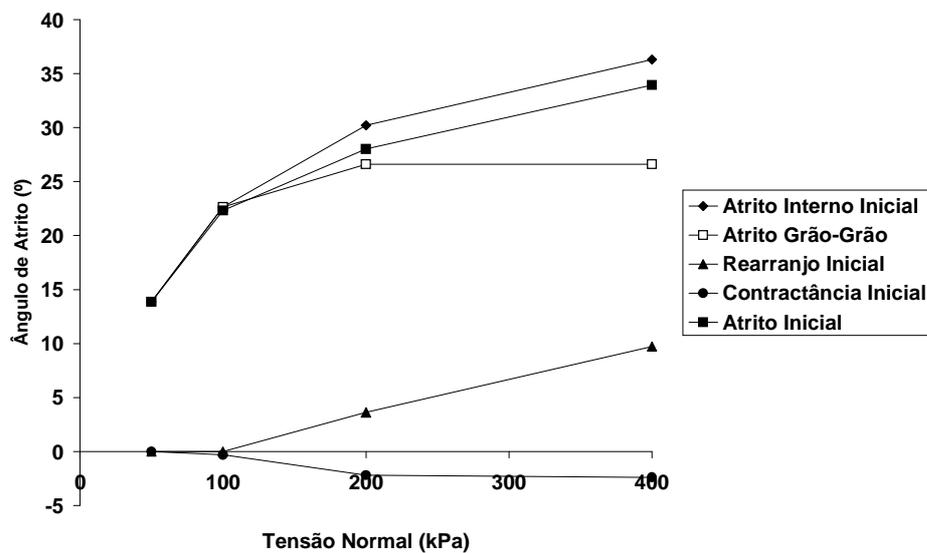


Figura 3.9 – Comportamento do atrito inicial com o nível de tensão normal.

Passa-se neste momento, a avaliação do comportamento da fase principal de cisalhamento, associada à mobilização máxima da resistência, Fase II. O termo matricial é aqui utilizado, face ao arranjo pronto (matriz), configurado em função do nível da tensão normal atribuída.

Na Figura 3.10 tem-se a avaliação da contribuição da dilatância na resistência matricial. A resistência matricial é semelhante àquela encontrada para resistência de pico, tendo-se como base o critério de resistência linear de Mohr-Coulomb.

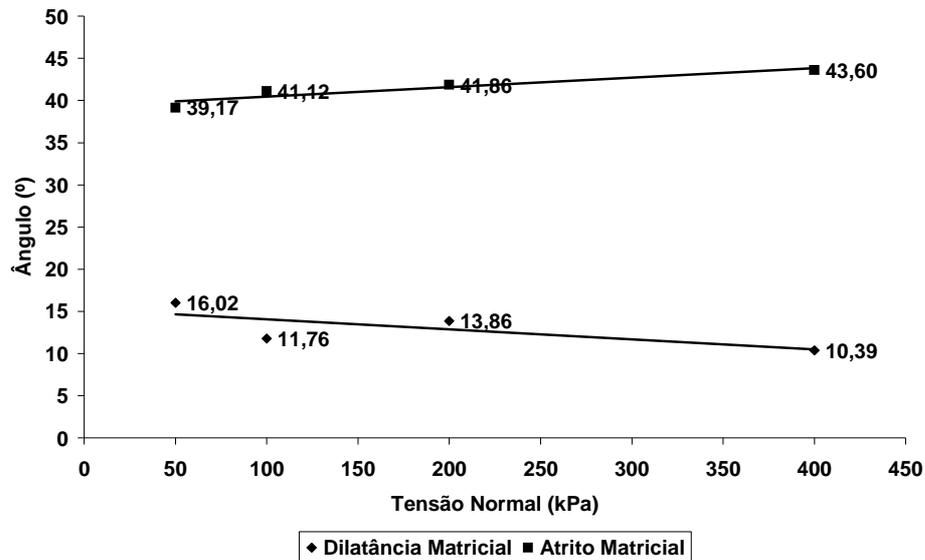


Figura 3.10 – Comportamento da contribuição da dilatância na resistência matricial.

Os resultados apresentados na Figura 3.10 ilustram que o comportamento oscilatório verificado da dilatância matricial pouco reflete no atrito matricial. De alguma forma, ocorre um processo compensador do atrito interno (grão-grão mais rearranjo), para o nível de tensão normal de 100kPa. Este efeito pode ser melhor observado no gráfico apresentado na Figura 3.11.

A ilustração mostra uma tendência de crescimento do atrito interno matricial com o aumento do nível de tensão e um decréscimo da dilatância matricial com o aumento do nível de tensão. Face ao observado para o nível de tensão 100kPa, há um efeito compensatório, ou seja, quando o solo dilata menos no cisalhamento, a resistência por rearranjo aumenta proporcionalmente. Cabe ainda lembrar que este material tem características angulosas, fato que pode levar a imbricamentos mais complexos.

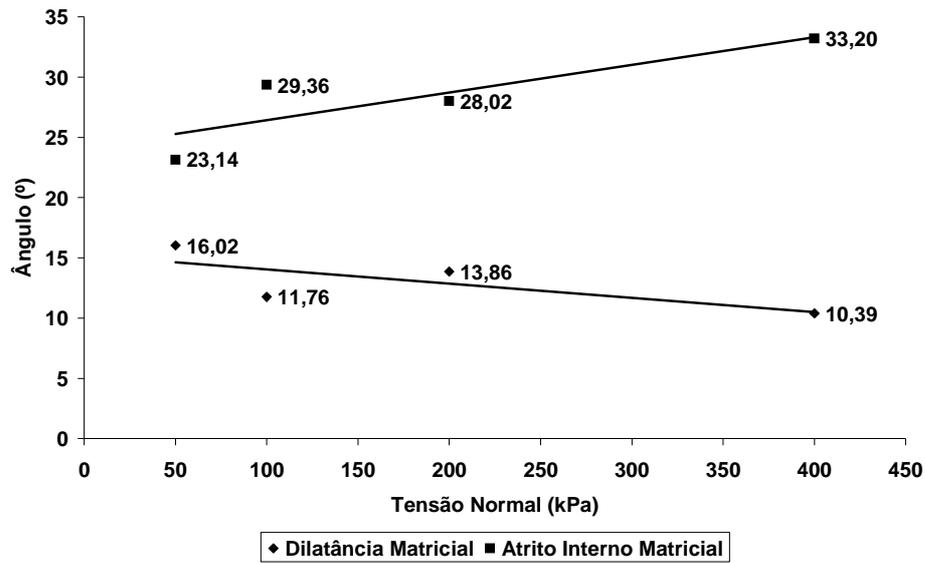


Figura 3.11 – Comportamento comparativo entre a dilatância e atrito interno matricial.

Procurando avaliar a contribuição da dilatância no processo, apresenta-se na Figura 3.12, as taxas de contribuição da dilatância no atrito matricial.

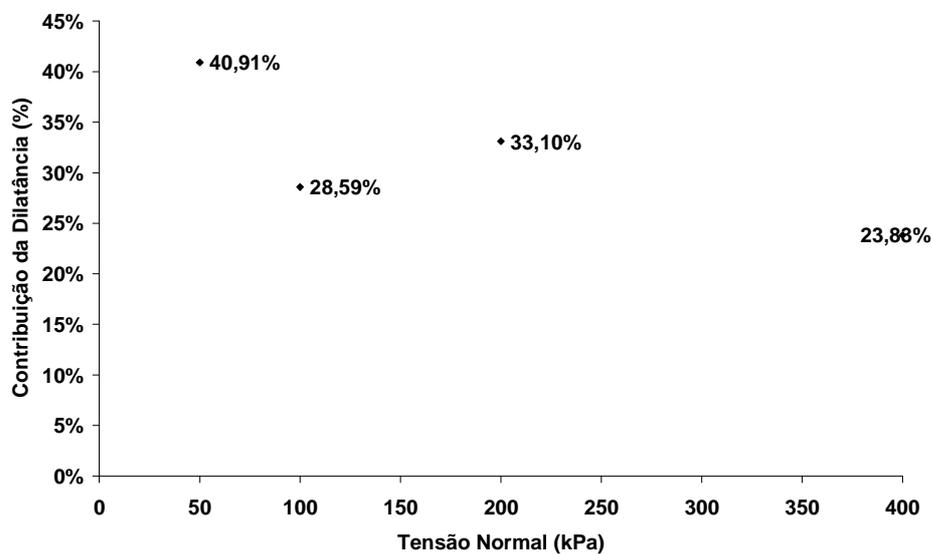


Figura 3.12 – Contribuição da dilatância no atrito matricial – Fase II.

As taxas apresentadas ratificam o quanto a dilatância é importante para os níveis baixos de tensão, alcançado magnitude de 41%. Em contrapartida, observa-se o quanto

o atrito interno é relevante para moderados níveis de tensão (400kPa), enquanto a contribuição da dilatância é de apenas 24%.

Na Fase II, tem-se a mobilização plena da resistência, no entanto, tomando-se como base que o atrito grão-grão é de 26,6 graus, para baixos níveis de tensão, esta plena mobilização não é requerida. Para o caso em questão, esta transição estaria ocorrendo próximo ao nível de tensão normal 75kPa. Este comportamento está ilustrado na Figura 3.13.

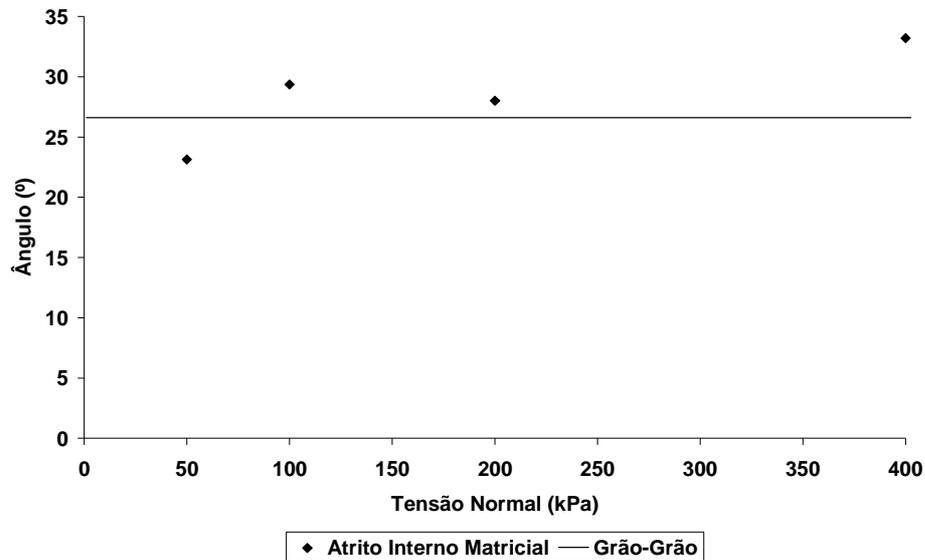


Figura 3.13 – Comportamento do atrito interno matricial com o nível de tensão normal.

Conforme observado na Figura 3.14, e já discutido anteriormente, o atrito matricial mostra-se pouco sensível à variação da tensão normal. Este comportamento estaria associado a um processo compensatório existente entre dilatância e atrito interno. Maiores dilatâncias estariam associadas a menor restrição ao rearranjo e menores dilatâncias, condicionariam maior resistência ao rearranjo. Como já exposto, para o caso em questão, considerando uma preferência pela mobilização inicial do atrito grão-grão, este tende a ser totalmente mobilizado para níveis de tensão acima de 75kPa.

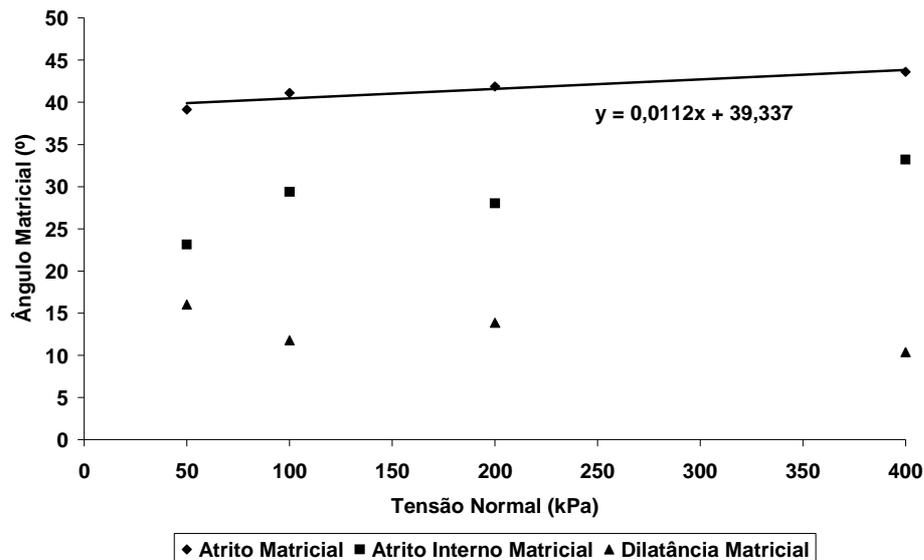


Figura 3.14 – Contribuição das parcelas dilatação e atrito interno no atrito matricial.

A seguir, apresenta-se o comportamento do solo estudado em condições residuais. Como já mencionado, os resultados são persistentes em apresentar ângulos residuais baixos. Uma vez que foram desenvolvidos três ensaios para cada nível de tensão, estes baixos valores podem estar associados a angulosidade da areia que estaria condicionando planos de cisalhamento de baixa rugosidade, no estado residual.

A dilatação/contractância média medida foi de apenas $-0,12$ graus (nula), valor consistente com a variação volumétrica esperada para este estado de deslocamento horizontal (em torno de 10 mm).

Na Figura 3.15, apresenta-se o comportamento do atrito residual com o aumento da tensão normal. De acordo com os resultados, para valores de tensão normal menores que 250kPa, a mobilização da resistência está abaixo daquela considerada para a máxima mobilização disponível para o atrito grão-grão (26,6 graus).

De acordo com a linha de tendência aplicada, o comportamento mostra-se não linear, seguindo aproximadamente uma função de segundo grau. A curva de tendência sugere um valor máximo para o ângulo de atrito residual. Com base nesta expressão, este valor máximo para o atrito residual seria de 30,55 graus, ocorrendo para tensão normal de 476kPa.

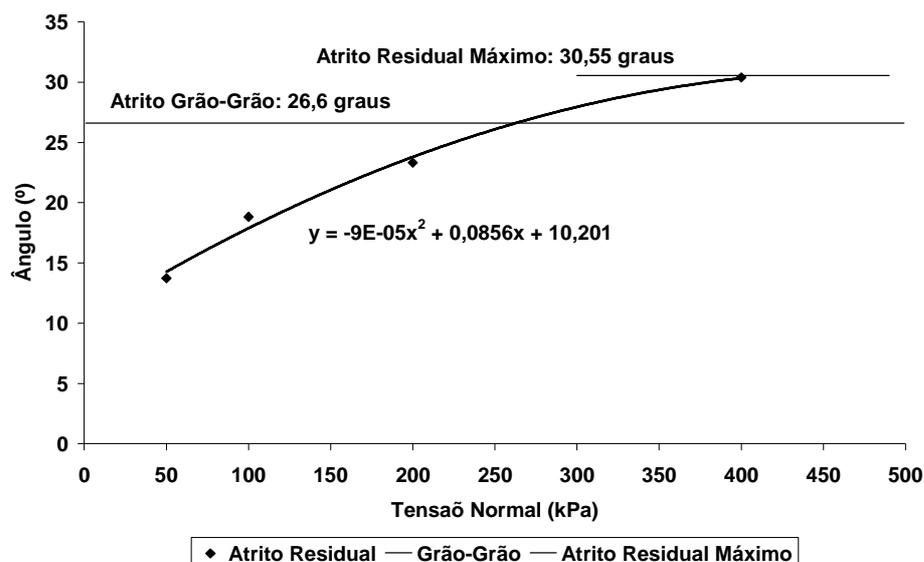


Figura 3.15 – Comportamento do atrito residual com o aumento do nível de tensão.

3.4.2 – Areia Fina Desestruturada

Lembrando o que foi anteriormente mencionado neste trabalho, foram realizados ensaios utilizando duas faixas granulométricas diferentes para a areia: areia grossa, e areia média/fina, aqui simplesmente denominada areia fina.

Este procedimento foi utilizado para criar subsídios para que fosse possível avaliar a sensibilidade dos parâmetros do modelo Dente de Serra, com relação ao diâmetro dos grãos.

Na Figura 3.16 estão apresentados os resultados de ensaios de cisalhamento direto em amostras de areia fina não cimentada, para o nível de tensão normal 50kPa. Observa-se que o início da dilatância dá-se para deslocamentos horizontais em torno de 0,3mm, valor próximo daquele encontrado para areia grossa, 0,2mm.

Nota-se, ainda, que em ambos materiais, não foi verificado contractância para este nível de tensão. Para o nível de deslocamento horizontal mencionado anteriormente, a mobilização da resistência oscilou entre 23 e 36% para os três ensaios realizados. A média destes valores é idêntica àquela obtida para areia grossa (30%), onde é sugerido que para obras de engenharia geotécnica tem-se o estado de mobilização de resistência na Fase II.

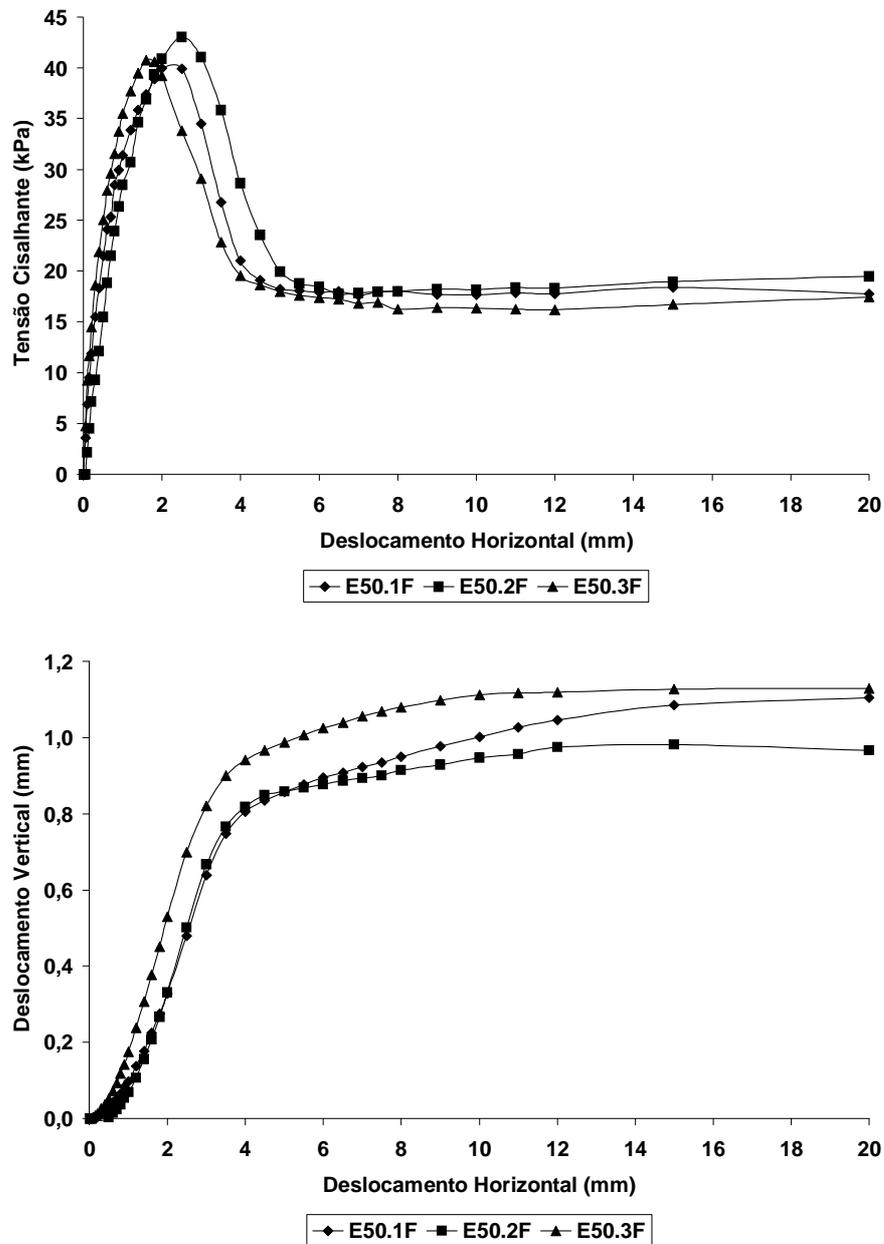


Figura 3.16 – Areia fina, $\sigma_n = 50\text{kPa}$.

De acordo com a Figura 3.16, observa-se que os valores de resistência de pico e residual foram muito próximos, e que as curvas de deslocamento vertical também se apresentaram satisfatórias e condizentes com o baixo nível de tensão normal aplicado, ou seja, compressão inicial nula.

A análise detalhada dos parâmetros destes ensaios está apresentada na Tabela 3.5. Esta tabela mostra os valores dos parâmetros do modelo Dente de Serra para os ensaios com a areia fina, conforme os resultados ilustrados na Figura 3.20. Nesta tabela são também apresentados os valores obtidos a partir dos ensaios realizados com a areia grossa. Para facilitar a comparação, adotou-se a denominação FINA para os resultados médios encontrados para areia fina e GROSSA para aqueles referentes às amostras de areia grossa.

Tabela 3.5 – Areia fina, $\sigma_n = 50\text{kPa}$.

Parâmetros	E50.1F	E50.2F	E50.3F	FINA	GROSSA
θ_i (°)	13,35	17,14	10,49	13,69	13,86
ψ_i (°)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ϕ_i (°)	13,35	17,14	10,49	13,69	13,86
K_i (kPa)	4698,28	2607,58	7254,64	4853,50	4289,82
θ_m (°)	24,03	21,25	20,29	21,87	23,14
ψ_m (°)	14,04	18,78	18,43	17,11	16,02
ϕ_m (°)	38,06	40,03	38,73	38,95	39,17
K_m (kPa)	5737,25	7204,66	5842,33	6261,41	3516,23
θ_r (°)	18,92	19,49	15,65	18,04	15,50
ψ_r (°)	1,15	0,57	1,72	1,15	0,29
ϕ_r (°)	20,06	20,06	17,37	19,17	15,78

A Tabela 3.5 mostra que o atrito inicial é literalmente devido ao atrito interno, sendo este comportamento insensível à faixa granulométrica estudada. O mesmo comportamento pode ser observado para o atrito interno matricial e a dilatância matricial. Do ponto de vista de engenharia, o atrito matricial pode ser considerado idêntico, igual a 39 graus.

O atrito residual teve sua magnitude majorada em torno de 4 graus, em comparação com o valor encontrado para areia grossa. No entanto, sua magnitude ainda está abaixo daquela esperada para areias no estado residual (28 a 30 graus).

A rigidez inicial mostrou-se sensível à mudança granulométrica, sendo para areia fina 13% maior. No caso da rigidez matricial a sensibilidade foi bem maior, em torno de 78%.

Na Figura 3.17, tem-se os resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados na areia fina com nível de tensão normal igual a 100kPa.

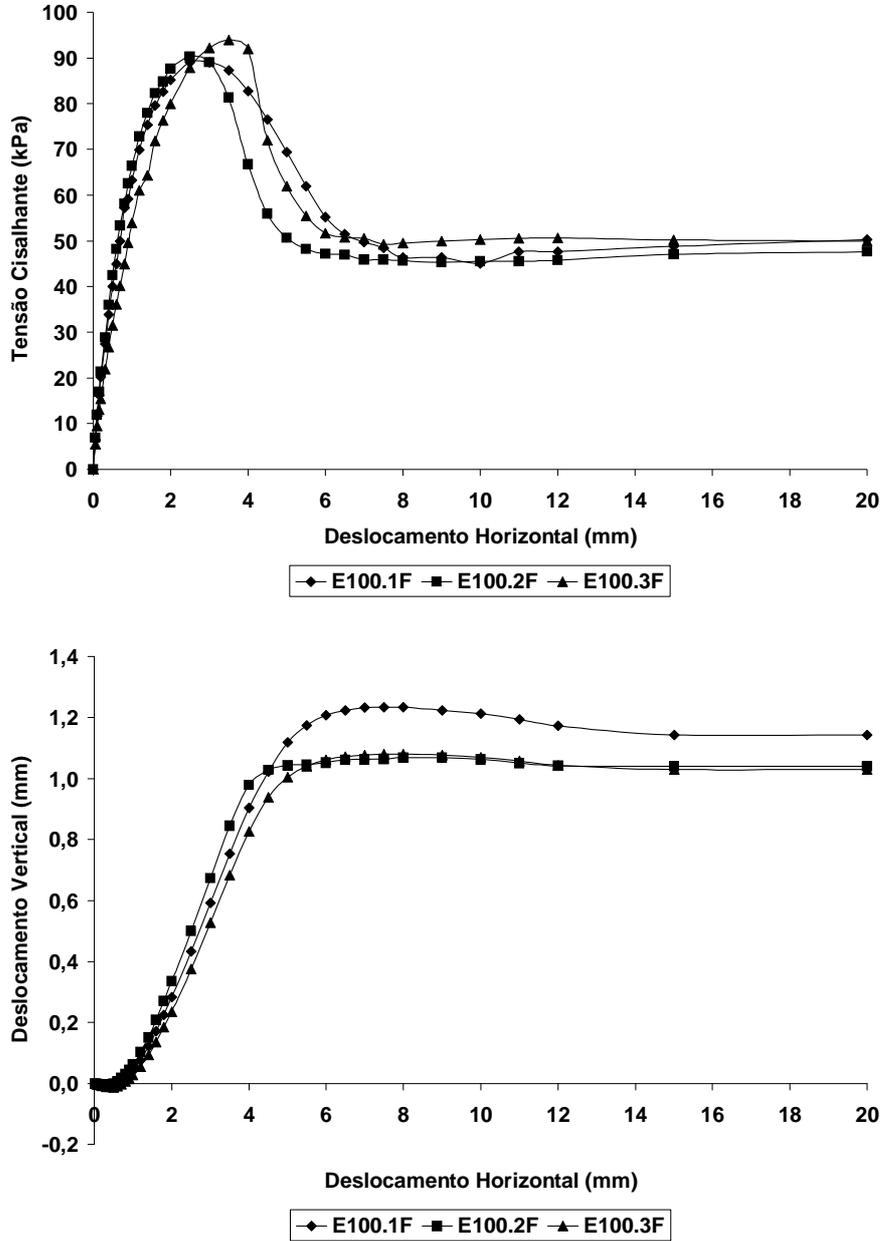


Figura 3.17 – Areia fina, $\sigma_n = 100\text{kPa}$.

As curvas de resistência ao cisalhamento se apresentam com o mesmo formato e têm magnitudes de resistência de pico e residuais bem próximas. As curvas de

deslocamento vertical mostram uma variação inicial insignificante e que o começo de dilatância está ocorrendo em torno de 0,6mm para todos os ensaios.

No início da dilatância, com base nos três ensaios, a mobilização de resistência mostrou-se entre 38 e 50%, com média de 45%. Este valor pode ser considerado idêntico àquele encontrado para areia grossa para o mesmo nível de tensão normal (46%).

A quantificação dos parâmetros do modelo Dente de Serra para amostras de areia fina utilizando o nível de tensão normal de 100kPa, está apresentada na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Areia fina, $\sigma_n = 100\text{kPa}$.

Parâmetros	E100.1F	E100.2F	E100.3F	FINA	GROSSA
θ_i (°)	26,40	22,90	21,76	23,72	22,64
ψ_i (°)	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,32
ϕ_i (°)	26,40	22,90	21,76	23,72	22,32
K_i (kPa)	7209,40	7143,10	5794,94	6715,81	5744,29
θ_m (°)	25,02	23,17	25,48	24,56	29,36
ψ_m (°)	15,95	18,19	16,70	16,95	11,76
ϕ_m (°)	40,97	41,35	42,18	41,51	41,12
K_m (kPa)	11298,63	11441,88	9232,21	10657,57	5914,25
θ_r (°)	23,84	22,62	24,80	23,76	22,89
ψ_r (°)	-0,86	-0,57	-0,57	-0,67	-0,38
ϕ_r (°)	22,98	22,05	24,23	23,09	22,50

Os resultados para Fase I mostram-se pouco sensíveis em relação a areia grossa. É importante lembrar que a areia fina tem densidade maior, uma vez que seu índice de vazios mínimo foi igual a 0,554 contra 0,661 da areia grossa. Esta diferença faz com que o peso específico seco máximo da areia fina seja $19,00\text{kN/m}^3$ contra $18,41\text{kN/m}^3$ da areia grossa, ou seja, uma majoração de 3,21%. Provavelmente, esta maior densidade proporcionou um efeito relativo nos parâmetros dilatância/contractância. Na Fase I o solo com maior índice de vazios (areia grossa) sofreu leve contractância (-0,32 graus) contra variação volumétrica nula da areia fina.

Na Fase II, observa-se que a dilatância da areia fina está 3,47 graus maior que a da areia grossa. Este comportamento sugere que a dilatância não está associada somente

ao diâmetro dos grãos, mas também ao arranjo matricial. Como já descrito no parágrafo anterior, o solo fino aparenta estar num estado mais imbricado, com índice de vazios 19% menor, proporcionando maior dilatância em relação ao solo mais grosso. Apesar deste comportamento diferencial da dilatância, o somatório de efeitos, dado pelo atrito matricial, parece insensível ao diâmetro dos grãos. Neste estudo, a diferença média deste parâmetro foi de apenas 1,57 graus.

A rigidez inicial e matricial mostram-se sensíveis ao diâmetro dos grãos, sendo 8 e 105% maiores no solo mais fino, respectivamente, contra 13 e 78% para o nível de tensão normal de 50kPa.

O atrito residual sofreu ligeiro acréscimo (0,59 graus) em relação a areia grossa porém, ainda apresentando magnitude abaixo da faixa esperada (28 a 30 graus).

A Figura 3.18 apresenta curvas referentes aos ensaios de cisalhamento direto realizados em amostras de areia fina para o nível de tensão de 200kPa.

Mais uma vez, pode-se dizer que as curvas apresentam resultados congruentes, e apesar do ensaio E200.3F apresentar uma dilatância menor, as inclinações das curvas são bem semelhantes. O início da dilatância é verificado para deslocamentos horizontais de cerca de 0,9 mm. Neste momento, a taxa de mobilização da resistência está entre 49 e 60%, com mobilização média de 56%. Este valor é pouco menor que aquele encontrado para areia grossa (58%). Com base no raciocínio que vem sendo aqui aplicado, este comportamento sugere que neste nível de tensão este material estaria mobilizando parâmetros da Fase I para obras de fundações e parâmetros da Fase II para obras de taludes.

Para uma mesma faixa de tensão normal, este comportamento também sugere que os solos mais finos têm uma leve tendência de mobilizar os parâmetros iniciais de resistência para atender as obras de engenharia geotécnica (Fase I).

A Tabela 3.7 traz os valores dos parâmetros do modelo Dente de Serra para o nível de tensão 200kPa.

Similarmente ao ocorrido para o nível de tensão normal 100kPa, o mesmo comportamento foi verificado para a contractância e dilatância nas Fases I e II, respectivamente, mostrando-se sensíveis (mesmo que pouco) à variação granulométrica, com favorecimento ao aspecto mais dilatante para o solo mais fino, aqui também mais denso.

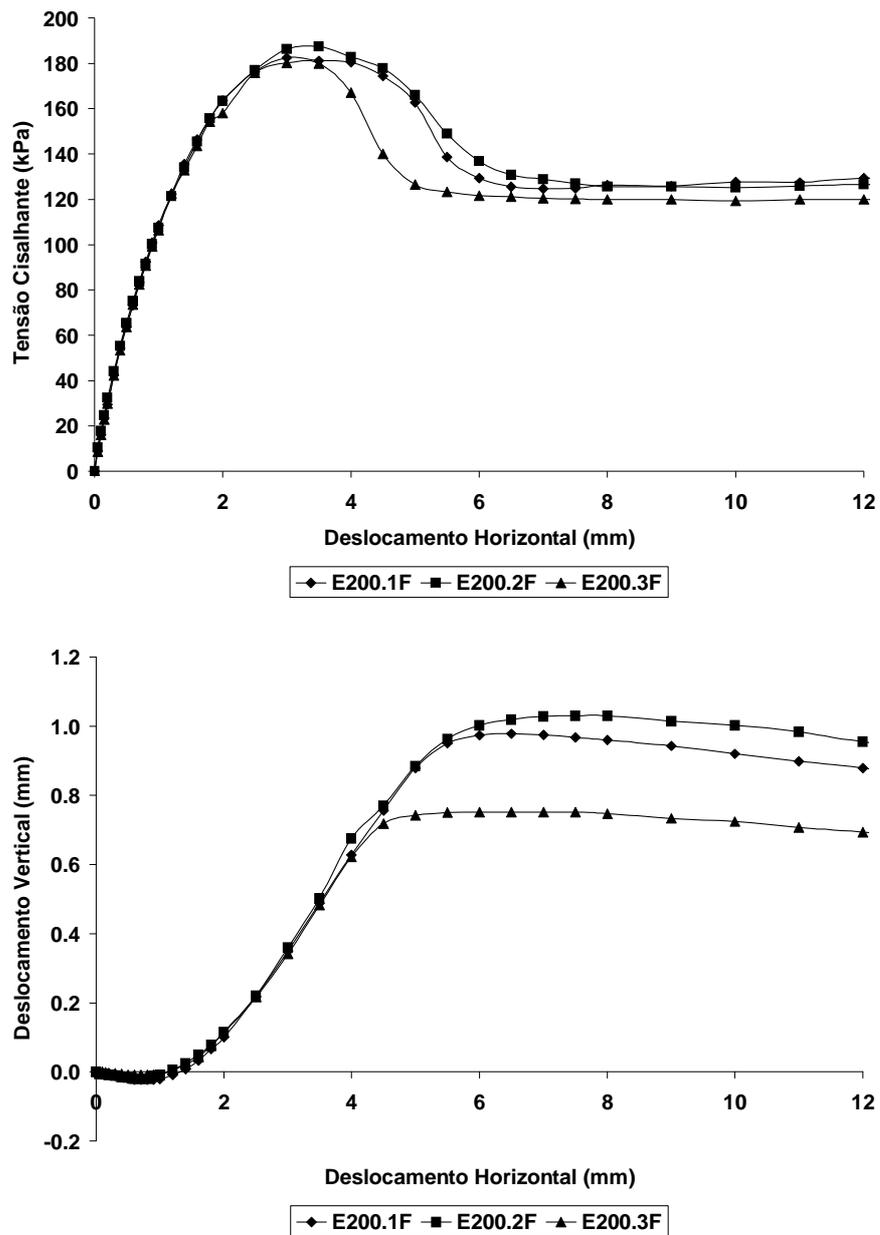


Figura 3.18 – Areia fina, $\sigma_n = 200\text{kPa}$.

Assim como observado nos níveis de tensão anteriores, o atrito matricial mostra-se pouco sensível ao diâmetro dos grãos, com diferença, neste caso, de apenas 1,55 graus.

Em termos de magnitude relativa, o atrito residual mostra-se sensivelmente maior na areia fina, estando agora dentro dos valores típicos encontrados na literatura (28 a 30 graus).

Tabela 3.7 – Areia fina, $\sigma_n = 200\text{kPa}$.

Parâmetros	E200.1F	E200.2F	E200.3F	FINA	GROSSA
θ_i (°)	29,40	25,82	28,26	27,85	30,21
ψ_i (°)	-1,15	-1,43	-0,57	-1,05	-2,20
ϕ_i (°)	28,26	24,38	27,69	26,80	28,02
K_i (kPa)	10791,55	10571,72	10532,64	10631,97	11827,06
θ_m (°)	26,04	25,63	24,41	25,36	28,02
ψ_m (°)	14,84	15,64	14,31	14,93	13,86
ϕ_m (°)	40,88	41,27	38,72	40,31	41,86
K_m (kPa)	12482,10	12640,16	11566,73	12229,67	18199,23
θ_r (°)	30,28	29,13	28,91	29,44	27,10
ψ_r (°)	-0,29	0,86	0,00	0,19	-0,57
ϕ_r (°)	29,99	29,99	28,91	29,63	26,53

A rigidez sofreu uma inversão de comportamento neste nível de tensão, sendo minorada em função da diminuição do diâmetro dos grãos. Neste caso, a rigidez inicial sofreu uma queda de 11% e a rigidez matricial uma queda de 49%. Um estudo mais detalhado, será apresentado adiante, procurando explicar esta inversão de comportamento, ou seja, de que para solos mais grossos, o nível de tensão torna-se muito relevante na formação de sua rigidez.

A Figura 3.19 apresenta as curvas obtidas dos ensaios de cisalhamento direto em amostras de areia fina para o nível de tensão normal 400kPa.

Os deslocamentos horizontais para início da dilatância foram coincidentes para os três ensaios, sendo quantificados em 2,0mm. Para este nível de deslocamento a taxa de mobilização da resistência oscilou muito pouco, entre 67 e 69%, com média de 68%, idêntica à média obtida para da areia grossa. Este valor está acima daqueles apresentados para obras em taludes (67%) e fundações (50%). Neste sentido, tem-se que para este nível de tensão normal, a mobilização de resistência estaria na Fase I.

Agrega-se a este comportamento, o fato de que em todos os níveis de tensão estudados, a mobilização da resistência é muito pouco sensível aos diâmetros analisados nesta pesquisa.

Os parâmetros do modelo Dente de Serra, para o nível de tensão normal 400kPa, estão apresentados na Tabela 3.8.

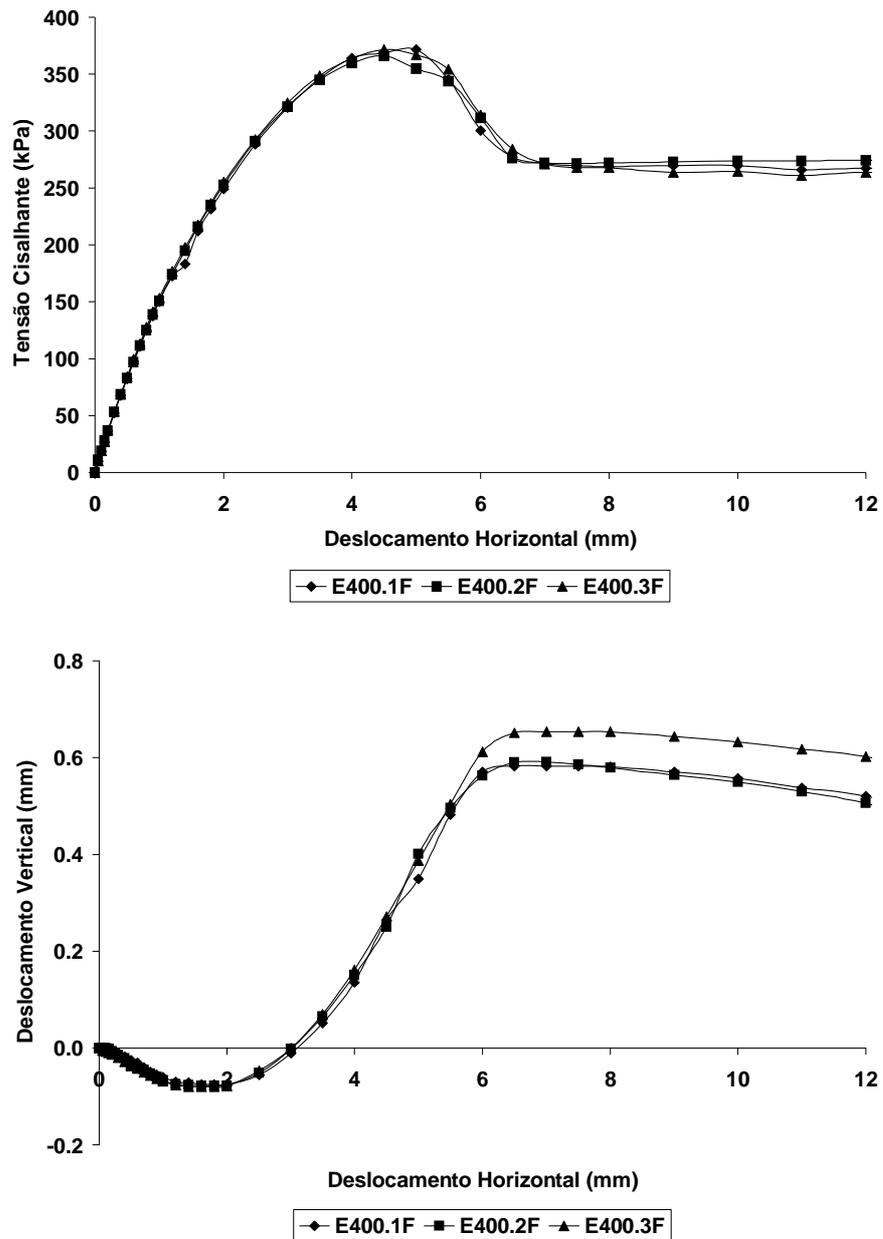


Figura 3.19 – Areia fina, $\sigma_n = 400\text{kPa}$.

Para Fase I e II o comportamento foi similar aos demais níveis, para todos os parâmetros. Para Fase IV, o atrito residual (31,95 graus) está um pouco acima dos apresentados na literatura (28 a 30 graus) fato igualmente verificado para a areia grossa.

Para uma melhor visualização do comportamento destes parâmetros, face a mudança do nível de tensão e a faixa granulométrica, uma análise gráfica será apresentada a seguir.

Tabela 3.8 – Areia fina, $\sigma_n = 400\text{kPa}$.

Parâmetros	E400.1F	E400.2F	E400.3F	FINA	GROSSA
θ_i (°)	33,40	34,08	34,28	33,92	36,32
ψ_i (°)	-2,00	-2,29	-2,29	-2,20	-2,39
ϕ_i (°)	31,40	31,79	31,99	31,73	33,93
K_i (kPa)	17592,47	17872,40	18008,73	17824,54	19401,23
θ_m (°)	28,96	30,93	30,24	30,05	33,20
ψ_m (°)	12,41	10,20	11,31	11,31	10,39
ϕ_m (°)	41,36	41,13	41,55	41,35	43,60
K_m (kPa)	36356,94	36111,60	36626,01	36364,85	39165,08
θ_r (°)	31,96	32,11	31,77	31,95	33,25
ψ_r (°)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,19
ϕ_r (°)	31,96	32,11	31,77	31,95	33,43

Na Figura 3.20 é ilustrada a influência do nível de tensão no início da dilatação dos solos finos e grossos, considerando os valores médios, como apresentado na Tabela 3.9.

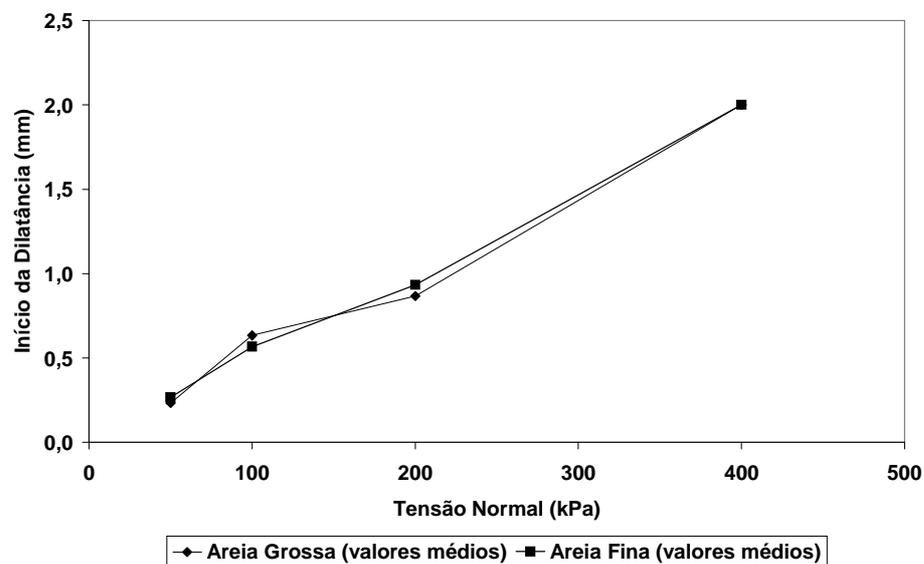


Figura 3.20 – Influência do diâmetro dos grãos e do nível de tensão, no início da dilatação.

Tabela 3.9 – Deslocamentos horizontais no início da dilatância.

Tensão Normal (kPa)	50	100	200	400
Deslocamento Horizontal na Areia Grossa Ensaio 1 (mm)	0,30	0,60	1,00	2,00
Deslocamento Horizontal na Areia Grossa Ensaio 2 (mm)	0,20	0,70	0,80	2,00
Deslocamento Horizontal na Areia Grossa Ensaio 3 (mm)	0,20	0,60	0,80	2,00
Deslocamento Horizontal Médio na Areia Grossa (mm)	0,23	0,63	0,87	2,00
Deslocamento Horizontal na Areia Fina Ensaio 1 (mm)	0,20	0,60	1,00	2,00
Deslocamento Horizontal na Areia Fina Ensaio 2 (mm)	0,50	0,50	0,80	2,00
Deslocamento Horizontal na Areia Fina Ensaio 3 (mm)	0,10	0,60	1,00	2,00
Deslocamento Horizontal Médio na Areia Fina (mm)	0,27	0,57	0,93	2,00

Importante observar que o início da dilatância é fortemente influenciado pelo aumento do nível de tensão. O aumento do deslocamento horizontal foi de uma ordem de grandeza (0,1 a 2,0mm) para um aumento de cerca de uma ordem de grandeza na tensão normal (50 a 400kPa). Este comportamento tem grande efeito em termos de mobilização da resistência, como pode ser observado na Figura 3.21.

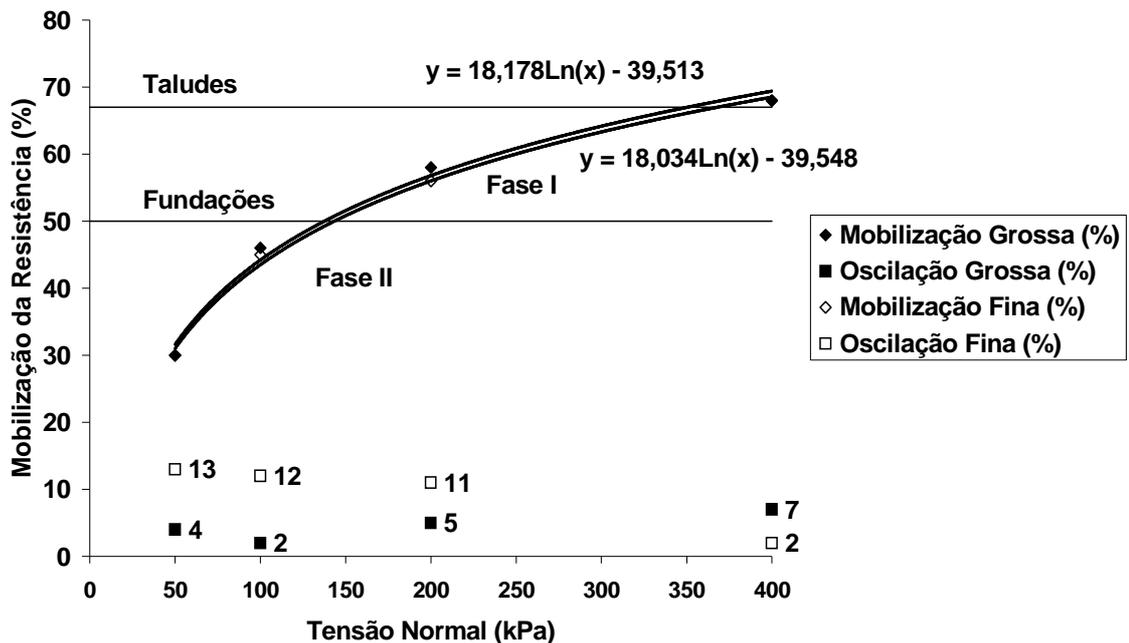


Figura 3.21 – Influência do nível de tensão e diâmetro dos grãos na taxa de mobilização.

O gráfico da Figura 3.21 mostra uma grande sensibilidade do nível de tensão sobre a taxa de mobilização da resistência no momento da dilatância, em relação à

resistência de pico. O comportamento ainda ressalta que há pouca ou praticamente nenhuma sensibilidade na taxa de mobilização, com a variação aqui aplicada no diâmetro dos grãos (areia grossa – média/fina).

Uma vez que foram desenvolvidos três ensaios para cada nível de tensão, o gráfico da Figura 3.21 também ilustra a oscilação em termos de resultados obtidos. Nota-se que a oscilação nos resultados foi maior para areia fina, sendo essa, decrescente com o nível de tensão. Um comportamento inverso pode ser atribuído a areia grossa, que teve uma oscilação aparentemente crescente com o aumento do nível de tensão.

Para avaliar o grau de rigidez do material foi apresentado neste trabalho um novo parâmetro, o módulo de rigidez, como definido pela Expressão 2.11 no Capítulo 2. A intenção de apresentar este novo parâmetro era poder avaliar o comportamento dos materiais ensaiados com relação ao estado de compactidade e densificação, proporcionados pela tensão normal e rearranjo que ocorrem durante o ensaio. Para este estudo, dois pontos foram aqui caracterizados, sendo o primeiro denominado final da Fase I (início da dilatância) e o segundo no final da Fase II (pico de resistência). Assim, teve-se denominado o parâmetro módulo de rigidez inicial, para aquele calculado no final da Fase I e o módulo de rigidez matricial, para aquele determinado no pico de resistência.

Para a taxa de mobilização de 50%, de acordo com as equações de ajuste apresentadas na Figura 3.21, as tensões normais de transição entre as Fases II e I são iguais a 138kPa e 143kPa, para as areias grossas e finas, respectivamente. Esta quantificação sugere que para tensões normais superiores a 140kPa, 50% da mobilização da resistência é alcançada ainda na fase de compressão (Fase I), e para tensões normais inferiores a 140kPa, para mobilizar 50% ou mais da resistência de pico é necessário alcançar a fase de dilatância (Fase II).

Na Figura 3.22 apresenta-se o comportamento do módulo de rigidez inicial com o aumento do nível de tensão e granulometria. É nítida a sensibilidade deste parâmetro em ambas as análises. Apesar de diferentes, deve-se lembrar que a diferença entre os diâmetros médios dos grãos é de apenas 0,1mm (0,4-0,5mm). Logo, percebe-se que a sensibilidade é elevada para este parâmetro, uma vez que é nítida a sua influência (Figura 3.22), mesmo para uma diferença tão pequena na granulometria.

Para um acréscimo de 8 vezes na tensão normal, o módulo de rigidez majorou em 3,6 e 4,5 vezes, para as areias fina e grossa, respectivamente. Em termos de tendência tem-se que a areia grossa apresenta um módulo inicial menor para tensão de 144kPa, conforme funções de ajuste apresentadas na Figura 3.22, e módulos maiores para tensão superiores a esta. Como já mencionado, a areia fina apresenta uma melhor densificação inicial em relação a areia grossa. Este comportamento pode estar refletindo em uma maior rigidez inicial a baixos níveis de tensão.

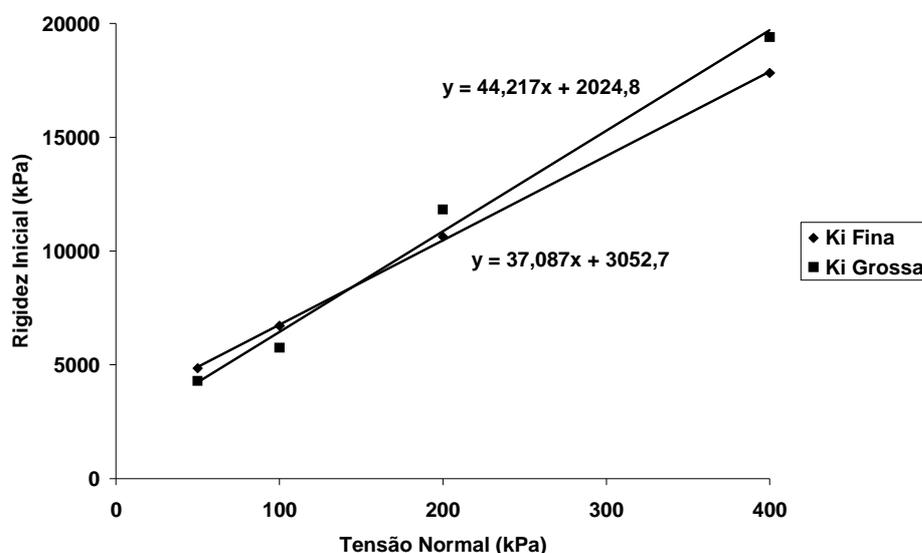


Figura 3.22 – Influência do nível de tensão e diâmetro dos grãos no módulo de rigidez inicial.

O parâmetro rigidez matricial foi também avaliado, sendo os resultados ilustrados na Figura 3.23.

Com exceção as magnitudes observadas, o comportamento obtido para rigidez matricial é bastante semelhante ao módulo de rigidez inicial. No entanto, o crescimento da rigidez é bem mais sensível na fase de cisalhamento (Fase II). Neste caso, a rigidez matricial aumentou em 5,8 vezes e 11,1 vezes, para os solos finos e grossos, respectivamente, contra, 3,6 e 4,5 ocorrido para a rigidez inicial. Neste caso, de acordo com as equações de ajuste apresentadas na Figura 3.23, a tensão normal de transição é ligeiramente maior que a anterior (rigidez inicial), sendo igual a 172kPa.

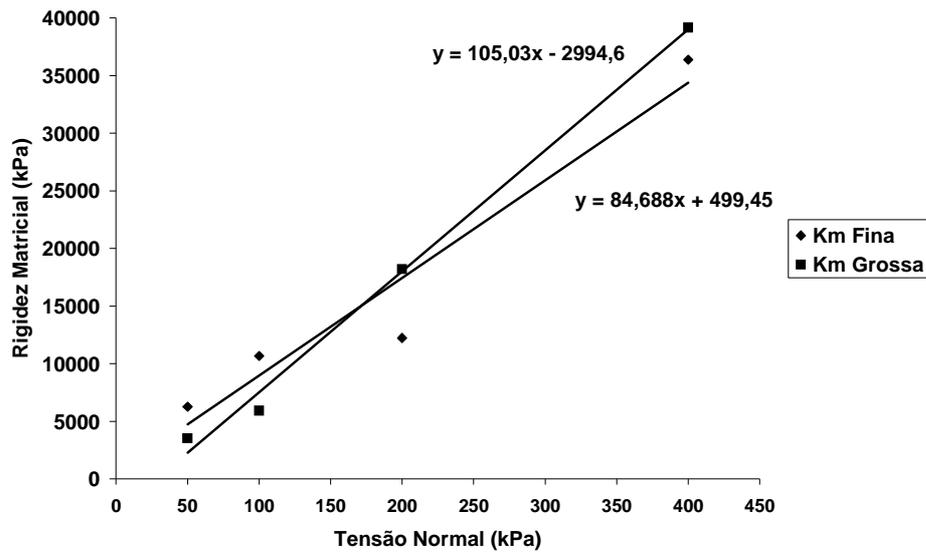


Figura 3.23 – Influência do nível de tensão e diâmetro dos grãos no módulo de rigidez matricial.

Para ilustrar melhor este comportamento, tem-se na Figura 3.24, a aglutinação dos resultados apresentados nas Figuras 3.22 e 3.23.

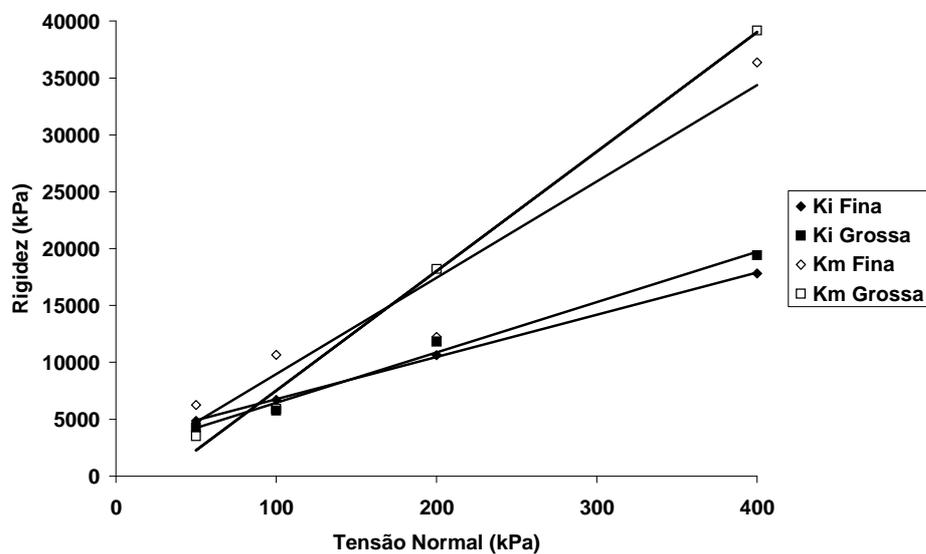


Figura 3.24 – Influência do nível de tensão e granulometria no módulo de rigidez.

Lembrando que no ensaio de cisalhamento direto tem-se a amostra confinada com restrição a movimentos laterais-transversais, esta restrição tende a gerar um estado

de densificação mais eficiente com o aumento da tensão normal. Ou seja, o comportamento esperado é de aumento da rigidez com o aumento da tensão normal. Este comportamento está visivelmente demonstrado nos resultados apresentados na Figura 3.24.

No entanto, seria bastante interessante poder correlacionar o módulo de rigidez aqui apresentado, obtido através do ensaio de cisalhamento direto, com o módulo de elasticidade, obtido de ensaios triaxiais. Realça-se oportunamente que no ensaio triaxial não ocorrem restrições para deslocamentos horizontais.

No primeiro trabalho desta linha de pesquisa na UFOP, Lemos (2003) desenvolveu um estudo particular, com uma areia angulosa da região de Mariana – MG, através de ensaios triaxiais. Os resultados destes ensaios estão apresentados na Figura 3.25, embora não tenham sido apresentados em seu trabalho. A faixa granulométrica daquele solo era bastante similar à da areia grossa utilizada neste trabalho, como apresentado na Tabela 3.10.

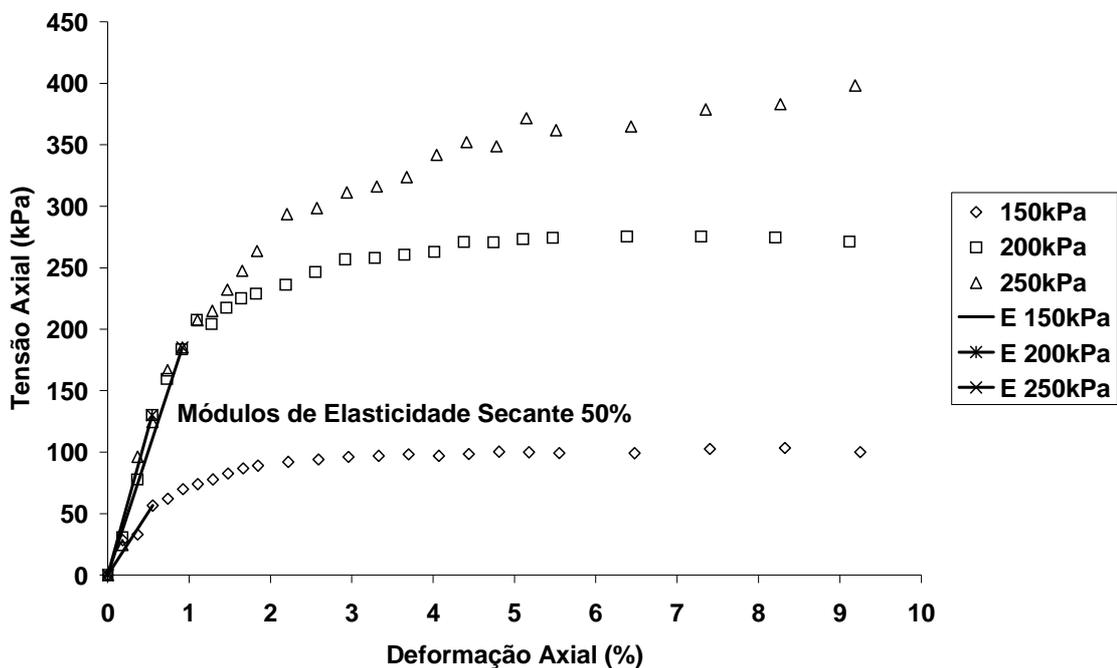


Figura 3.25 – Ensaio triaxiais em areia angulosa e uniforme – $D_{50}=0,65\text{mm}$ (Lemos, 2003).

Tabela 3.10 – Análise comparativa com a areia utilizada por Lemos (2003).

Areia	Cu	D₅₀ (mm)	e
Lemos (2003)	2,00	0,65	0,80
Areia Grossa	1,50	0,50	0,66
Areia Fina	3,90	0,40	0,55

Com base nestes resultados, foi possível avaliar o módulo de elasticidade secante, para o nível de mobilização de 50% em relação à resistência de pico. Este parâmetro é conhecido como módulo de elasticidade 50%, ou E_{50} . Na Tabela 3.11, são apresentadas as magnitudes deste parâmetro, para os níveis de tensão 150, 200 e 250kPa.

Tabela 3.11 – Módulo de elasticidade secante 50% (Figura 3.25).

Tensão Confinante (kPa)	Módulo Secante 50% (kPa)
150	10179
200	23776
250	20165

Lambe e Whitman (1979) apresentaram valores para o módulo secante 50% de solos arenosos submetidos a ensaios triaxiais. De acordo com os autores, a tensão de confinamento aplicada era de 101,3kPa (1 atm) em todos os testes. Os resultados estão reproduzidos na Tabela 3.12.

Tabela 3.12 – Módulo de elasticidade de areias (Lambe e Whitman,1979).

Descrição	Fofa	Densa
E_{50} Areia Angulosa (kPa)	14000	35000
E_{50} Areia Esférica (kPa)	56000	105000

Procurando uma relação entre o módulo de rigidez proposto neste trabalho e o módulo de elasticidade, foi elaborado um gráfico do tipo dispersão que está ilustrado na Figura 3.26.

Para os módulos de rigidez, foram considerados os módulos inicial e matricial, em conformidade de atuação com a respectiva taxa de mobilização de 50%. De acordo com os dados apresentados e comentados da Figura 3.21, para tensões normais abaixo

de 140kPa, o módulo de rigidez considerado foi o matricial (Fase II) e para tensões superiores a 140kPa, o módulo de rigidez utilizado foi o inicial (Fase I).

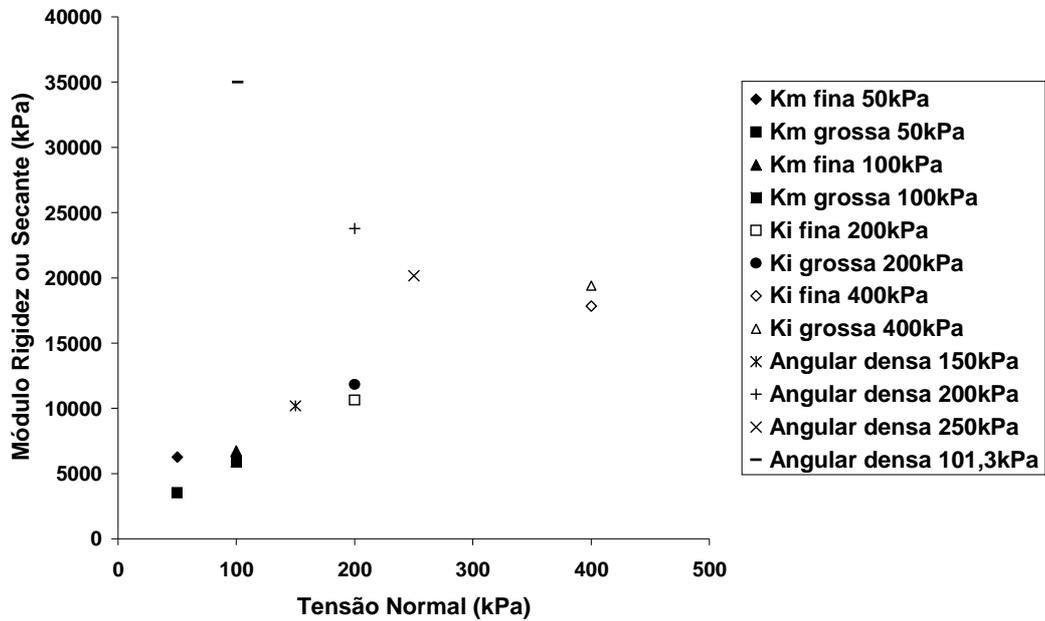


Figura 3.26 – Avaliação entre as magnitudes dos módulos de rigidez e o E_{50} .

É evidente a não similaridade de comportamento entre os módulos de elasticidade (ensaio triaxial) e de rigidez (cisalhamento direto). O módulo de rigidez apresenta-se crescente com o nível de tensão enquanto o módulo de elasticidade (50%) parece decrescer, podendo ainda sofrer algum efeito de oscilação, como registrado pelo comportamento observado na Figura 3.25.

Apenas para efeito especulativo, tem-se na Figura 3.27 a inserção das linhas de tendências destes comportamentos, sendo suprimido o resultado obtido no ensaio triaxial para 150kPa de tensão de confinamento.

O comportamento observado para os módulos (associados à rigidez) mostra a grande dependência destes com relação às condições de restrição ao movimento. Assim, não sendo escopo deste trabalho, mas por tratar-se de um procedimento dissertativo apenas especulativo, não será apresentado nenhum estudo mais aprofundado para elaboração de alguma correlação entre os módulos apresentados.

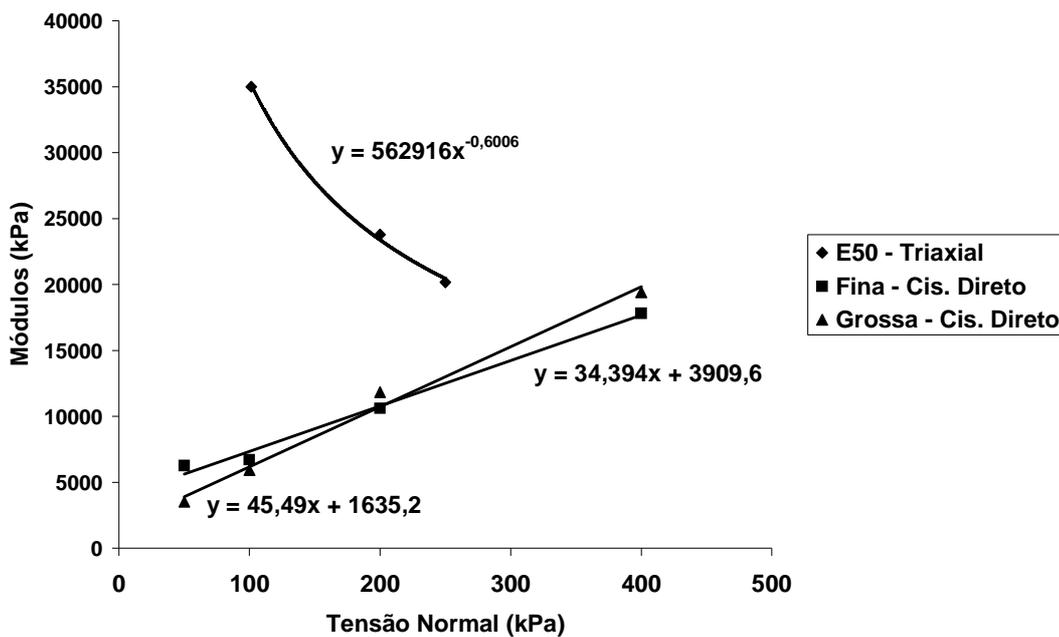


Figura 3.27 – Tendências dos módulos face às condições de contorno dos ensaios.

3.5 – COMENTÁRIOS GERAIS

Como pode ser observado, o início da dilatância foi fortemente influenciado pelo aumento do nível de tensão, tendo este comportamento um grande efeito em termos de mobilização da resistência.

O ângulo de atrito inicial, em um contexto geral, apresentou-se com sendo um parâmetro muito dependente do nível de tensão. Neste sentido, reafirma-se a necessidade de maior atenção em obras geotécnicas que se encontram mobilizando resistência dentro do estado de deslocamento atribuído a Fase I (fase inicial).

O atrito matricial mostrou-se pouco sensível à variação da tensão normal. Como dito anteriormente, este comportamento estaria associado a um processo compensatório existente entre dilatância e atrito interno. Maiores dilatâncias estariam associadas a uma menor restrição ao rearranjo e menores dilatâncias, condicionariam uma maior resistência ao rearranjo.

Os resultados obtidos para a fase residual foram persistentes em apresentar ângulos residuais baixos. Uma vez que foram desenvolvidos três ensaios para cada nível

de tensão, estes baixos valores podem estar associados à angulosidade da areia que estaria condicionando planos de cisalhamento de baixa rugosidade, no estado residual.

O comportamento dos módulos de rigidez inicial e matricial mostrou-se bastante sensível às variações nos níveis de tensão e granulometria. Mesmo com uma mudança muito pequena na granulometria percebeu-se uma grande sensibilidade para estes parâmetros.

Em termos de tendência, tem-se que a areia grossa apresenta um módulo inicial menor para tensões normais pequenas e módulos maiores para tensões normais superiores. Para a areia fina, a melhor densificação inicial em relação a areia grossa refletiu em uma maior rigidez inicial a baixos níveis de tensão.

O comportamento obtido para os módulos de rigidez inicial e matricial foi condizente com o esperado, ou seja, o de aumento da rigidez com o aumento da tensão normal. Este resultado era esperado pelo fato de que no ensaio de cisalhamento direto a amostra é confinada acarretando restrição aos movimentos laterais-transversais. Esta restrição tende a gerar um estado de densificação mais eficiente com o aumento da tensão normal.

APLICAÇÃO DO MODELO DENTE DE SERRA EM AREIA ESTRUTURADA ARTIFICIALMENTE

4.1- MODELO DENTE DE SERRA EXPANDIDO

Um dos objetivos principais deste trabalho é a aplicação do modelo Dente de Serra em solos estruturados. Esta aplicação busca não só uma melhor interpretação do comportamento dos materiais cimentados, durante as solicitações cisalhantes, mas apresenta uma nova ferramenta de cálculo para determinação da coesão.

No Capítulo 2 foi apresentado o modelo Dente de Serra, destacando-se quatro Fases distintas de comportamento, que ocorrem durante o processo cisalhante de solos não estruturados.

Para o objetivo em questão, um modelo expandido é aqui apresentado, sendo considerado:

Fase I

Fase inicial em que o solo estruturado mantém sua matriz original, sem ocorrência de deslizamento e rolamento dos grãos. Nesta fase ocorre apenas compressão, extensão e distorção angular da massa ainda sólida, ou seja, o material encontra-se cimentado. Nesta fase a resistência ao cisalhamento é devida a três parcelas distintas: atrito inicial, coesão e contractância inicial (ou dilatância inicial).

O atrito inicial tem duas componentes: uma de caráter local, que representa a aspereza de contato da junta mobilizada de cisalhamento (ainda intacta); e outra de caráter macroscópico, associada à aspereza em escala da amostra, da zona induzida de cisalhamento (ainda intacta).

A coesão, representa a resistência proporcionada pela eficiência da cimentação. Esta eficiência está intimamente ligada ao mecanismo de mobilização da cimentação, que pode realçar a resistência à tração, para níveis baixos de tensão ou a resistência à compressão, para níveis elevados de tensão.

A contractância é comum nesta fase inicial de cisalhamento, quando ocorre o efeito da distorção angular da amostra, com o seu respectivo abatimento. No entanto, no final da Fase I, dependendo da eficiência do agente cimentante à tração, pode-se verificar a ocorrência de dilatância ainda na Fase I, ou seja, um processo de dilatação sobrepondo ao de compressão, imposto pela distorção angular.

O término da Fase I é identificado como sendo o momento que ocorre a perda da cimentação. Como apresentado no Capítulo 2, este momento pode ser evidenciado nas curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal. A perda da cimentação no cisalhamento tem sido denominada “plastificação”. Assim, esta denominação será aqui também utilizada.

Fase II

A Fase II, ou matricial, será aqui caracterizada de forma diferente daquela apresentada no Capítulo 3, que tinha como foco o trecho compreendido entre o início da dilatância e o pico de resistência dos solos desestruturados.

Adotando este novo procedimento, a Fase II está agora compreendida entre a plastificação e a leitura mais próxima obtida na curva tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal. Em situações que o pico de resistência coincide com a plastificação, este ponto seria aquele alcançado após a fragilização. Para situações em que a plastificação ocorre antes do pico de resistência, este ponto estaria imediatamente após a plastificação.

Este procedimento tem por objetivo identificar o estado da junta cisalhante, logo após a plastificação. Os parâmetros a serem determinados são os mesmos atribuídos aos solos não estruturados, ou seja, atrito interno matricial e dilatância matricial, como já apresentado no Capítulo 3. Estes parâmetros são representativos da junta cisalhante, ainda intacta, da Fase I, ou seja, o atrito interno matricial representa a aspereza local da junta intacta e a dilatância a junta mobilizada na escala da amostra. Assim, neste

trabalho, a soma destas duas parcelas foi considerada como sendo igual ao atrito interno inicial.

Fase III

A Fase III tem por finalidade caracterizar o comportamento dos solos estruturados, não só após a plastificação, mas submetidos a grandes deformações. Para a Fase III têm-se os parâmetros atrito interno residual e dilatância/contractância residual, cuja soma fornece o conhecido atrito residual.

A determinação dos parâmetros das Fases II e III é realizada de forma similar àquela apresentada para os solos desestruturados (Capítulo 3). O cálculo da coesão é feito através da Expressão 4.1 reescrita em termos de tensão, com base na Expressão 2.6.

$$c = (\tau - \sigma \cdot \text{tg}\psi - \sigma \cdot \text{tg}\theta - \tau \cdot \text{tg}\psi \cdot \text{tg}\theta) \cdot (\cos\psi(1 - \text{tg}\psi \cdot \text{tg}\theta)) \quad (4.1)$$

Nesta expressão, o atrito interno inicial é o atrito matricial, sendo a dilatância/contractância e a força cisalhante, determinadas no momento da plastificação.

4.2 - PREPARAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA CIMENTADOS

O processo de moldagem adotado para os ensaios de cisalhamento direto em amostras cimentadas obedeceu as metodologias apresentadas a seguir.

Buscando uma uniformidade no processo de cura e resistência das amostras, o fator água-cimento adotado foi de 2/3 como apresentado na Tabela 4.1. Este valor foi utilizado tomando-se como base o trabalho de Lemos (2003).

Considerando o índice de vazios mínimo, como parâmetro básico da moldagem associado ao volume do molde quadrado de dimensões 10x10x3cm, obtém-se o peso de solo necessário para atingir a compacidade requerida.

Tabela 4.1 – Fator Água-Cimento.

Cimento (%)	Água (%)
3	2
6	4
9	6
12	8
15	10

Com base nas porcentagens de água/cimento e obtendo as respectivas quantidades, a mistura solo-cimento foi então realizada. O cimento utilizado nos ensaios foi o cimento Portland comum, CPII-32. Assim, em um recipiente foram colocados a areia e o cimento, sendo estes homogeneizados com o auxílio de uma espátula. Após observada a homogeneização, através da cor da mistura, água foi acrescentada procedendo de forma intermitente a homogeneização da mistura água-solo-cimento. A Figura 4.1 mostra a cor das misturas referentes aos cinco teores de cimento usados no trabalho.



Figura 4.1 – Misturas com teores 3, 6, 9, 12 e 15% de cimento respectivamente, da esquerda para direita, de cima para baixo.

A Figura 4.2 mostra o molde, com as dimensões da caixa de cisalhamento. Nas laterais foi colocado papel-filtro. Este procedimento objetivou garantir a não aderência da mistura água-solo-cimento no molde. Suas paredes também foram untadas com

vaselina sólida com o objetivo de facilitar a transferência do corpo de prova do molde para a caixa do equipamento de cisalhamento direto.



Figura 4.2 – Molde pronto para receber a mistura.

Como pode ser observado na Figura 4.2, foram utilizadas bases de madeira como base para os moldes, sendo estas também untadas com vaselina sólida, para evitar a aderência e perda de água das amostras no processo de cura.

A mistura foi acondicionada no molde em quatro camadas, sendo cada camada compactada manualmente com auxílio de um soquete e do extrator de amostras, procurando-se obter a mesma energia em todas as moldagens, como mostra a Figura 4.3.



Figura 4.3 – Moldagem das camadas com o auxílio de soquete e do extrator de amostra.

Após moldados, os corpos de prova ficaram em repouso em uma bancada firme, sem risco de vibração, por um período de 7 dias. Este comentário é ilustrado pela Figura 4.4. Este período tem sido adotado por outros pesquisadores por representar uma boa otimização de tempo, compatível com o razoável ganho de resistência do material.



Figura 4.4 – Bancada para cura.

Imediatamente após este período, o corpo de prova era removido do molde, com o auxílio do extrator de amostras diretamente para a caixa do equipamento de cisalhamento direto, para então, ser realizado o ensaio na umidade natural, sem submersão.

4.3 – APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS

Os ensaios desenvolvidos para este estudo particular, de aplicação do modelo Dente de Serra, serão apresentados a seguir. Para estas análises foram adotados solos arenosos estruturados artificialmente com cimento Portland. Todas as amostras foram confeccionadas com areia grossa.

4.3.1 – Areia Estruturada – 3% de Teor de Cimento

Na Figura 4.5 estão apresentados resultados de ensaios de cisalhamento direto realizados com amostras cimentadas com 3% de teor de cimento e tensão normal de 50, 100, 200 e 400kPa. Para o nível de tensão 50kPa, foram desenvolvidos dois ensaios. Uma vez que estes resultados apresentaram boa concordância, foram realizados apenas um ensaio para os demais níveis de tensão.

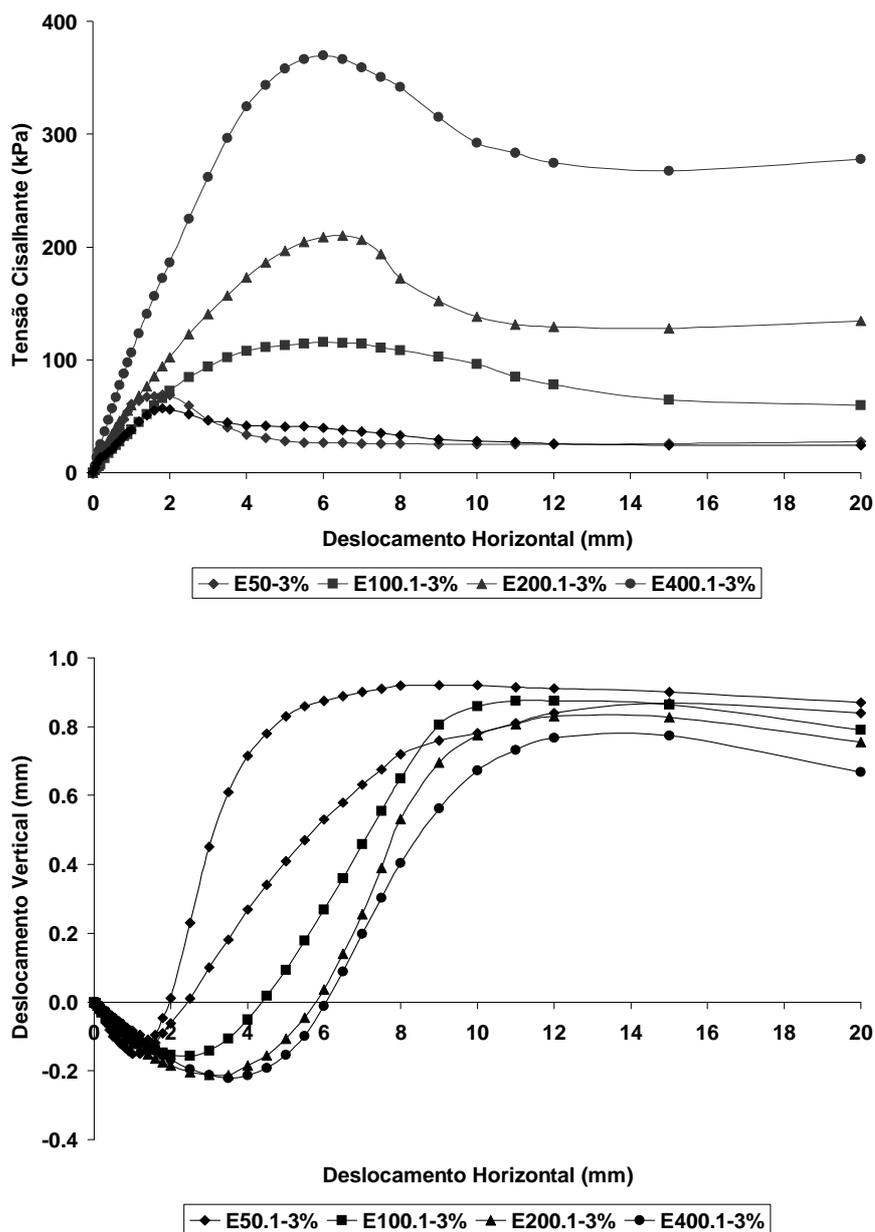


Figura 4.5 – Amostras com 3% de teor de cimento, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa .

O comportamento observado é bastante semelhante ao da areia não cimentada, no entanto, tem-se um ganho de resistência da ordem de 45, 28, 13 e 8% para os níveis de tensão 50, 100, 200 e 400kPa, respectivamente. Este comportamento mostra o quanto a cimentação é sensível ao nível de tensão aplicado, podendo alcançar ganhos desprezíveis para níveis relativamente elevados de tensão.

A Tabela 4.2 apresenta os parâmetros do modelo Dente de Serra para solos cimentados, obtidos para os ensaios apresentados na Figura 4.5.

Tabela 4.2 – Amostras com 3% de teor de cimento, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa .

Parâmetros	E50 M3%	E100 M3%	E200 M3%	E400 M3%
θ_i (°)	33,02	28,77	31,83	33,32
ψ_i (°)	-2,23	2,58	1,23	-0,10
ϕ_i (°)	30,71	31,35	33,06	33,23
c (kPa)	34,17	44,00	58,68	72,17
K_i (kPa)	4625,08	6353,11	11601,42	20526,09
δ_h (mm)	1,80	6,00	6,50	6,00
θ_m (°)	21,06	25,02	21,63	23,68
ψ_m (°)	12,17	3,75	10,20	9,65
ϕ_m (°)	33,02	28,77	31,83	33,32
K_m (kPa)	2057,97	3383,04	8150,22	16801,52
θ_r (°)	22,94	28,13	27,88	28,45
ψ_r (°)	2,63	-0,80	0,69	1,15
ϕ_r (°)	25,58	27,33	28,56	29,60

No final da Fase I tem-se a determinação da coesão do material, que apresentou valor crescente com o aumento do nível de tensão. A variação de mais de 50%, na faixa estudada, mostra que a cimentação tem efeito bem distinto para cada nível de tensão. Considera-se que, a coesão, um parâmetro de resistência normalmente analisado como sendo invariável com o nível de tensão, demonstra ser fortemente dependente deste parâmetro, em conformidade com esta análise específica.

O mecanismo de mobilização da cimentação em um meio granular tem componentes de compressão, cisalhamento e tração. Estas componentes são quantitativamente minoradas nesta seqüência. Assim, a contribuição da cimentação na coesão medida no ensaio de cisalhamento, com base no modelo proposto, será

gradativamente maior, quanto maior for a mobilização das componentes de compressão e cisalhamento e menor a mobilização da componente de tração.

Uma vez que para níveis baixos de tensão, tem-se uma forte tendência de dilatação dos solos densos, tem-se também esperado que a contribuição da cimentação, na magnitude da coesão, será gradativamente menor para menores níveis de tensão normal, quando se tem uma menor inibição à dilatância.

Um comportamento interessante observado no final da Fase I, quando se tem a mobilização plena da cimentação, foi a ocorrência de dilatância. Este efeito de dilatância ocorreu para os níveis de tensão 100 e 200kPa e antes do solo alcançar o colapso. Este comportamento pode ter ocorrido devido a resistência a tração mobilizada pelo sistema, proporcionando um efeito de extensão no corpo de prova.

Em comparação com os resultados obtidos para o solo não cimentado, verificase que a rigidez inicial mostrou-se aparentemente insensível à cimentação e fortemente dependente do nível de tensão.

Os resultados também destacam a influência do nível de tensão sobre o deslocamento horizontal necessário para ocorrência do colapso. Para o nível de tensão mais baixo (50kPa), quando se tem alta mobilização de tração na cimentação, o deslocamento foi de apenas 1,8mm, contra cerca de 6mm para as tensões superiores.

A Fase II, que representa o pós-colapso, exceto para o nível de tensão 100kPa, mostra uma tendência natural de queda da dilatância com o aumento do nível de tensão e uma leve dispersão para o ângulo de atrito interno. Apenas para especulação, tem-se que o ângulo de atrito interno apresenta-se abaixo de 26,6 graus em todos os níveis de tensão estudados. Este comportamento poderia ser atribuído a possíveis impurezas nos contatos, associadas ao cimento pulverizado no cisalhamento.

A queda observada para rigidez matricial em relação a rigidez inicial deve-se ao fato de que no modelo Dente de Serra para solos cimentados, este parâmetro é calculado para o pós-colapso, quando não se tem mais a contribuição da cimentação.

Para este teor de cimento (3%), os parâmetros residuais mostram-se consistentes, apresentando um pequeno acréscimo com o aumento do nível de tensão.

4.3.2 – Areia Estruturada – 6% de Teor de Cimento

A Figura 4.6 apresenta os resultados obtidos para os ensaios de cisalhamento direto realizados com amostras contendo 6% de teor de cimento e níveis de tensão normal de 50, 100, 200 e 400kPa. Neste caso, para cada nível de tensão foram desenvolvidos três ensaios.

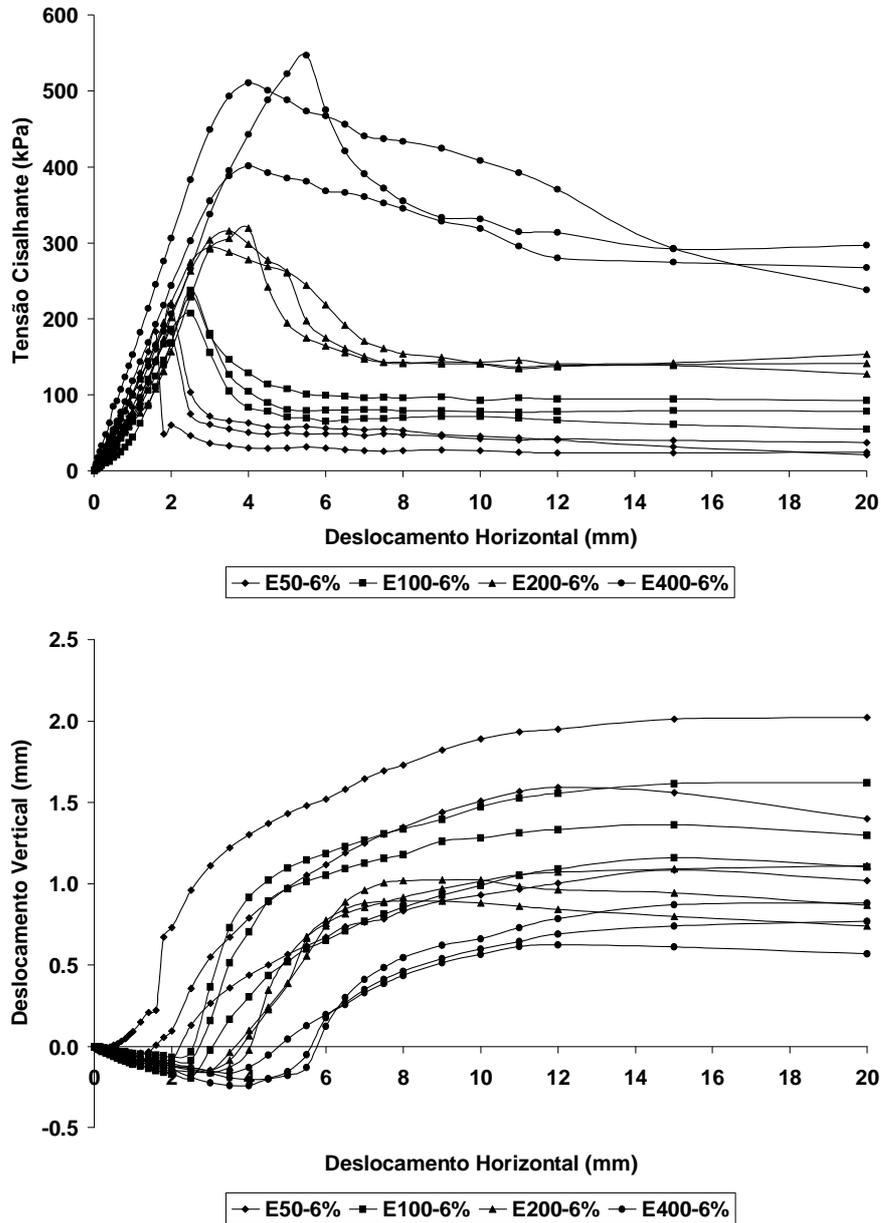


Figura 4.6 – Amostras com 6% de teor de cimento, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa .

Apesar da boa caracterização do comportamento do solo, no intuito de se obter uma melhor visualização do comportamento das curvas dos ensaios realizados com 6%

de cimento com o aumento do nível de tensão normal aplicado, foram obtidos resultados médios para curvas com mesmo nível de tensão, conforme mostra a Figura 4.7.

A Figura 4.7 ilustra muito bem e de forma harmônica o comportamento do solo estruturado com teor de cimento de 6%. O estado inicial de deslocamento é similar, mostrando pouca sensibilidade com o nível de tensão. No entanto, o nível de tensão tem forte influência sobre o pico de resistência e a fragilidade, sendo o pico de resistência crescente e a fragilidade decrescente com o aumento do nível de tensão.

As curvas de deslocamentos horizontais versus deslocamentos verticais mostram com nitidez o início do colapso, sendo a dilatância pós-colapso ligeiramente minimizada com o aumento da tensão normal.

Analisando os resultados obtidos e comparando os valores dos picos de resistência com os do nível anterior (3%), observa-se um aumento de 61, 49, 31 e 21% para os níveis de tensão normal de 50, 100, 200 e 400kPa, respectivamente. De forma similar ao teor 3% em paralelo com 0% de cimento, observa-se uma minimização do acréscimo relativo de resistência com o aumento do nível de tensão.

A partir das curvas da Figura 4.6 tem-se a média dos valores dos parâmetros do modelo Dente de Serra para cada nível de tensão utilizado e estas médias estão apresentadas na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Amostras com 6% de teor de cimento, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa .

Parâmetros	E50 M6%	E100 M6%	E200 M6%	E400 M6%
θ_i (°)	47,29	42,50	39,73	41,01
ψ_i (°)	2,62	-2,44	-2,07	-2,22
ϕ_i (°)	49,94	39,89	37,64	38,82
c (kPa)	122,84	160,45	152,26	140,63
K_i (kPa)	14063,18	17473,37	18651,69	28259,40
δ_h (mm)	1,87	2,50	3,50	4,50
θ_m (°)	22,22	17,42	19,77	30,14
ψ_m (°)	26,70	25,69	20,14	11,07
ϕ_m (°)	47,29	42,50	39,73	41,01
K_m (kPa)	4762,71	6800,68	11185,88	22540,58
θ_r (°)	27,95	30,90	30,43	29,16
ψ_r (°)	6,48	5,03	2,33	2,13
ϕ_r (°)	34,49	35,97	32,75	31,29

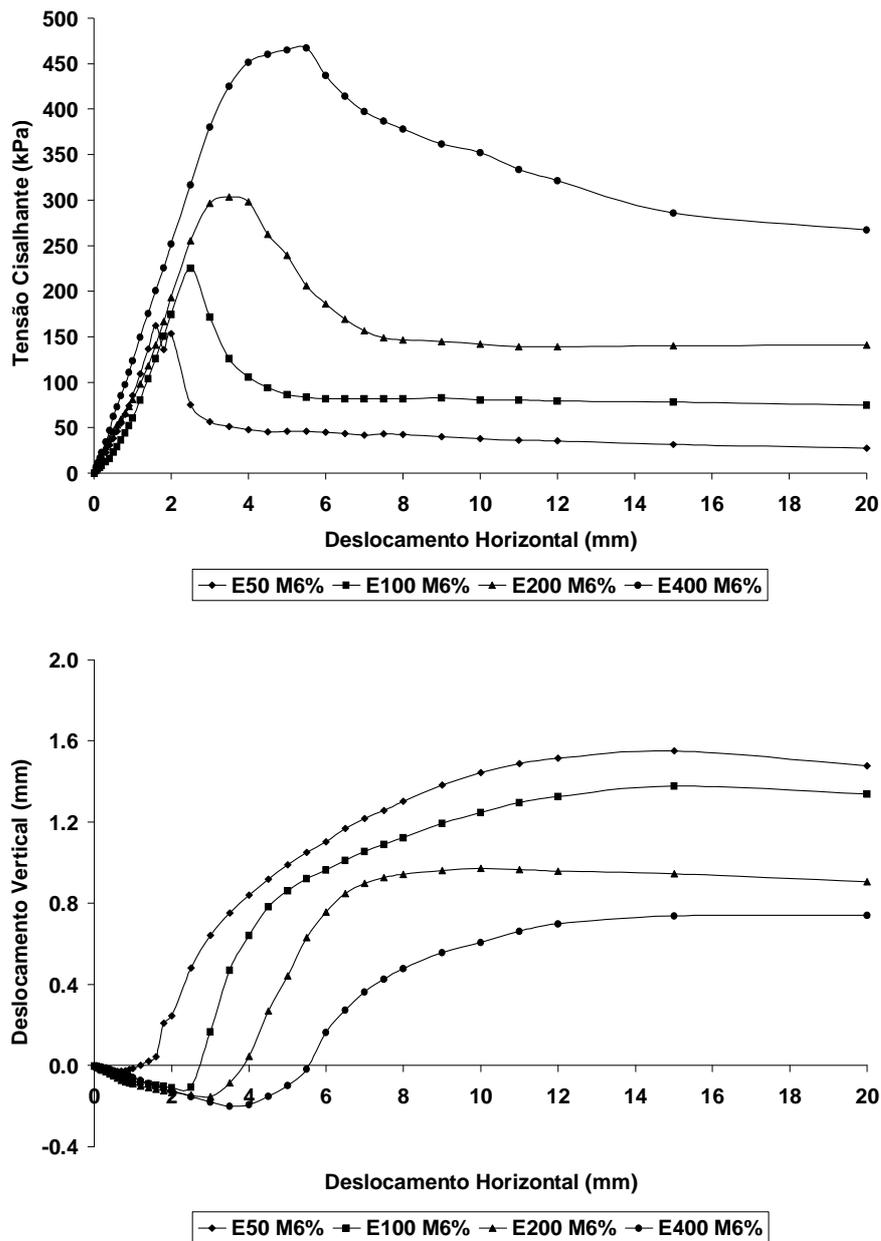


Figura 4.7 – Média dos resultados 6%.

Nota-se que o parâmetro de coesão apresenta-se maior em todos os níveis de tensão normal, em relação ao nível de cimentação anterior, sendo seus valores 259, 265, 159 e 95% maior para os níveis de 50, 100, 200 e 400kPa, respectivamente.

Como já comentado anteriormente, o menor valor de coesão encontrado para o nível de tensão 50kPa, pode estar associado a uma maior mobilização da cimentação à tração e a uma menor mobilização da cimentação, ao cisalhamento e compressão.

Como era de se esperar, os valores do atrito inicial tiveram uma tendência decrescente com o aumento do nível de tensão. Destaca-se que para o nível de tensão 50kPa, tem-se uma forte contribuição da cimentação, que proporciona o colapso quando o solo encontra-se já em dilatação. Como já descrito, este efeito pode ser originado face ao aumento da restrição à dilatação e a perda de cimentação com o aumento da tensão normal.

Com relação ao módulo de rigidez inicial, pode ser observado um aumento em seus valores com o aumento do nível de tensão normal aplicado. Tem-se, também, um aumento deste parâmetro em relação ao nível de cimentação anteriormente estudado.

Para o deslocamento horizontal necessário para o colapso, os valores mostraram-se coerentes e estão em ordem crescente. Pode-se dizer que, com o aumento do nível de tensão está ocorrendo um melhor desempenho da cimentação do material.

Para os parâmetros matriciais pode ser observado o decréscimo da dilatação com o aumento do nível de tensão. Esta diminuição está já esperada. Como também observado para o nível de cimentação anterior (3%), o atrito interno nesta fase apresenta-se levemente disperso, sendo maior que o atrito quartzo-quartzo (26,6 graus) para o nível de tensão 400kPa. Pode-se sugerir que neste nível de tensão, para este nível de cimentação, todo o atrito grão-grão foi mobilizado.

Assim como no caso do nível de cimentação de 3%, observa-se queda nos valores do módulo de rigidez matricial, em comparação com o inicial, fato ocorrido pela forma de cálculo para solos cimentados, ou seja, pós-colapso.

Já no caso dos parâmetros residuais, estes não apresentam semelhança ao nível de cimentação anterior. Foi observado no teor de 3% um aumento gradual com o aumento do nível de tensão, comportamento este, não esperado. Neste caso, 6% de teor de cimento, ocorreu uma tendência natural de minimização do atrito residual com o aumento do nível de tensão.

4.3.3 – Areia Estruturada – 9% de Teor de Cimento

Na Figura 4.8 estão apresentados ensaios de cisalhamento direto realizados com amostras cimentadas com 9% de teor de cimento e cisalhadas com a utilização de tensões normais de 50, 100, 200 e 400kPa. Diferentemente ao observado para o teor de

cimento 6%, as curvas estão mais próximas, havendo dificuldade de visualização geral do comportamento.

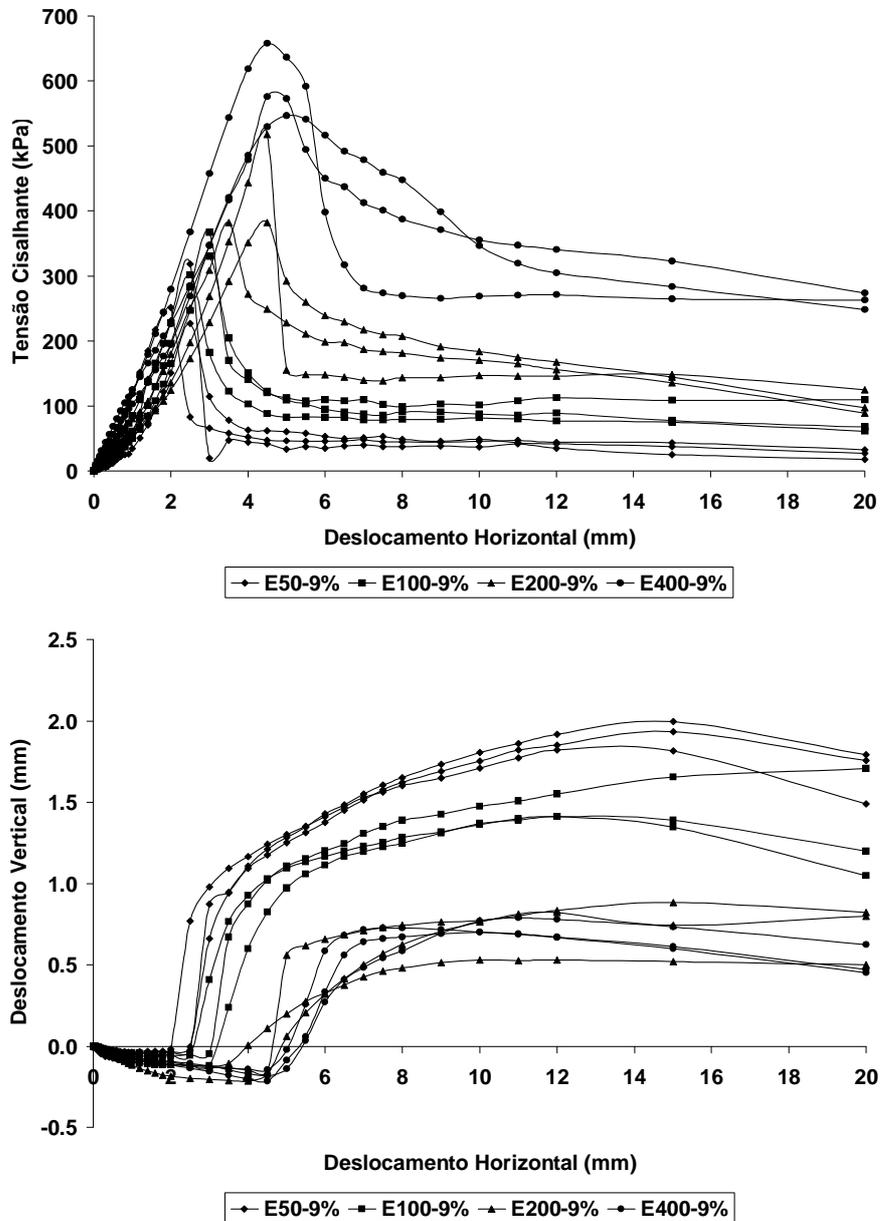


Figura 4.8 – Amostras com 9% de teor de cimento, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa .

Visando facilitar a visualização deste comportamento, na Figura 4.9 estão plotadas as curvas com os valores médios obtidos para os ensaios realizados com 9% de cimento.

Tem-se que os valores de resistência de pico, como era esperado, apresentaram-se maiores em relação ao nível de 6%, porém, neste caso, diferentemente aos casos

anteriores (3% e 6%), eles apresentaram um aumento similar para todos os níveis de tensão normal aplicada, em torno de 22%.

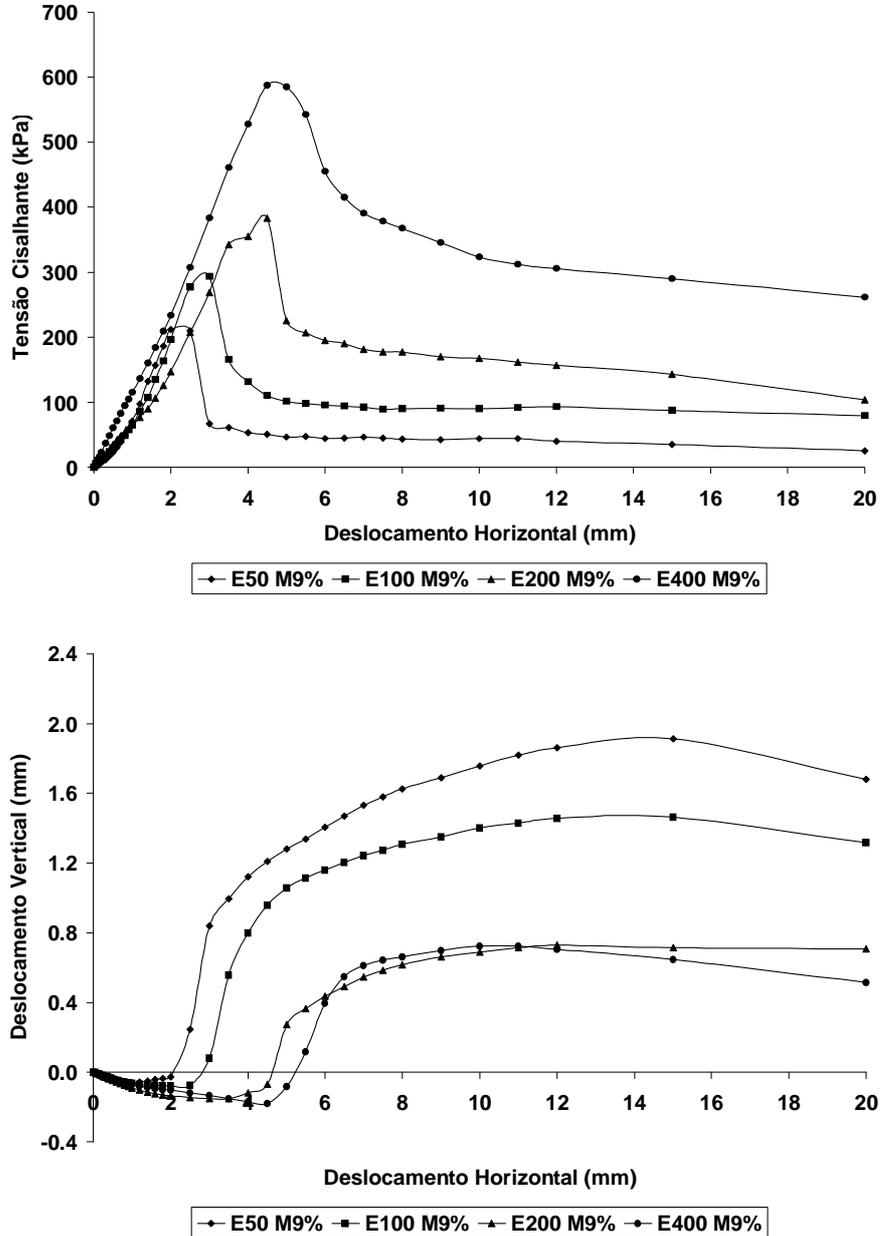


Figura 4.9 – Média dos resultados 9%.

As curvas agora não mostram a mesma semelhança no comportamento inicial, como observado para o teor 6%, mas são bem similares com relação ao comportamento do crescimento da resistência de pico e minimização da fragilidade com o aumento do nível de tensão normal.

O gráfico de deslocamento horizontal versus deslocamento vertical mostra uma forte dependência do nível de tensão para ocorrência do colapso, sendo a dilatância pós-colapso bastante similar, ou seja, apresenta pouca sensibilidade com relação ao nível de tensão normal.

A Tabela 4.4 mostra parâmetros do modelo Dente de Serra obtidos através de análises das curvas da Figura 4.8.

Tabela 4.4 – Amostras com 9% de teor de cimento, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa .

Parâmetros	E50 M9%	E100 M9%	E200 M9%	E400 M9%
θ_i (°)	41.62	42.79	44.30	46.90
ψ_i (°)	-0.50	-1.54	-1.96	-2.06
ϕ_i (°)	41.15	41.25	42.30	44.85
c (kPa)	224.28	251.49	243.09	159.58
K_i (kPa)	17836.95	21132.13	24875.62	33920.76
δ_h (mm)	2.33	2.83	4.17	4.67
θ_m (°)	18.12	18.46	22.58	24.13
ψ_m (°)	23.29	24.21	23.99	22.84
ϕ_m (°)	41.62	42.79	44.30	46.90
K_m (kPa)	2772.65	6081.87	17716.60	38821.87
θ_r (°)	33.07	35.32	32.84	30.92
ψ_r (°)	5.33	3.69	4.07	2.96
ϕ_r (°)	38.41	39.05	36.97	33.90

Similarmente aos teores de cimento anteriores (3 e 6%), a coesão apresenta-se concomitantemente sensível ao nível de tensão e as contribuições da tração, cisalhamento e compressão proporcionados pela cimentação.

A rigidez inicial mais uma vez mostra-se sensível ao aumento do nível de cimentação, com forte dependência. A rigidez matricial novamente apresenta uma queda em relação a rigidez inicial (parâmetro calculado no pós-colapso).

Assim como nos níveis de cimentação anteriormente apresentados, os resultados mais uma vez destacam a influência do nível de tensão sobre o deslocamento horizontal necessário para ocorrência do colapso, bem visualizado na Figura 4.9.

A Fase II, mostra uma uniformidade da dilatância com o aumento do nível de tensão, ou seja, baixa sensibilidade e um leve aumento nos valores de ângulo de atrito interno.

Os parâmetros residuais mostram-se consistentes, apresentando uma leve dispersão entre os níveis de tensão, porém, sempre maiores em relação ao nível de cimentação anterior.

4.3.4 – Areia Estruturada – 12% de Teor de Cimento

Dando prosseguimento às análises, na Figura 4.10 estão apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados em amostras com 12% de teor de cimento. O comportamento geral mostra-se bastante similar, próximo de um comportamento rígido-plástico, com elevada fragilidade. Pode-se ainda observar um forte impacto cinético no pós-colapso, quando, em alguns ensaios, tem-se a resistência sofrendo um pulso oscilatório.

As curvas de deslocamento horizontal versus deslocamento vertical são típicas, com dilatações agressivas no pós-colapso. Para melhor visualizar a influência do nível de tensão para este teor de cimento, apresenta-se na Figura 4.11 resultados com base na média dos ensaios realizados.

Para os níveis de tensão 200 e 400kPa, ao invés de três, foram realizados dois e um ensaios, respectivamente. Este procedimento foi adotado face a possibilidade de ocorrência de danos ao equipamento de cisalhamento direto. Contudo, este procedimento pode comprometer a precisão do resultado para 400kPa.

O comportamento médio fornece uma visão bem mais clara do desempenho deste material durante o cisalhamento, onde observa-se um comportamento quase que igual e insensível ao nível de tensão normal adotado, no início do ensaio, ou seja, na fase anterior ao colapso. Pode-se também observar que a agressividade do colapso é sensível à tensão normal e mostra-se proporcional à mesma.

A forte componente de dilatação, apresentada no gráfico deslocamento horizontal versus deslocamento vertical (Figura 4.11), mostra claramente a influência do nível de tensão no perfil comportamental. Aumentando o nível de tensão a dilatação torna-se cada vez mais acentuada.

Os ensaios com 12% de teor de cimento apresentaram valores de resistência de pico majorados em 49, 55, 34 e 22% em relação ao nível de cimentação anterior (9%), para os níveis de tensão normal de 50, 100, 200 e 400kPa, respectivamente.

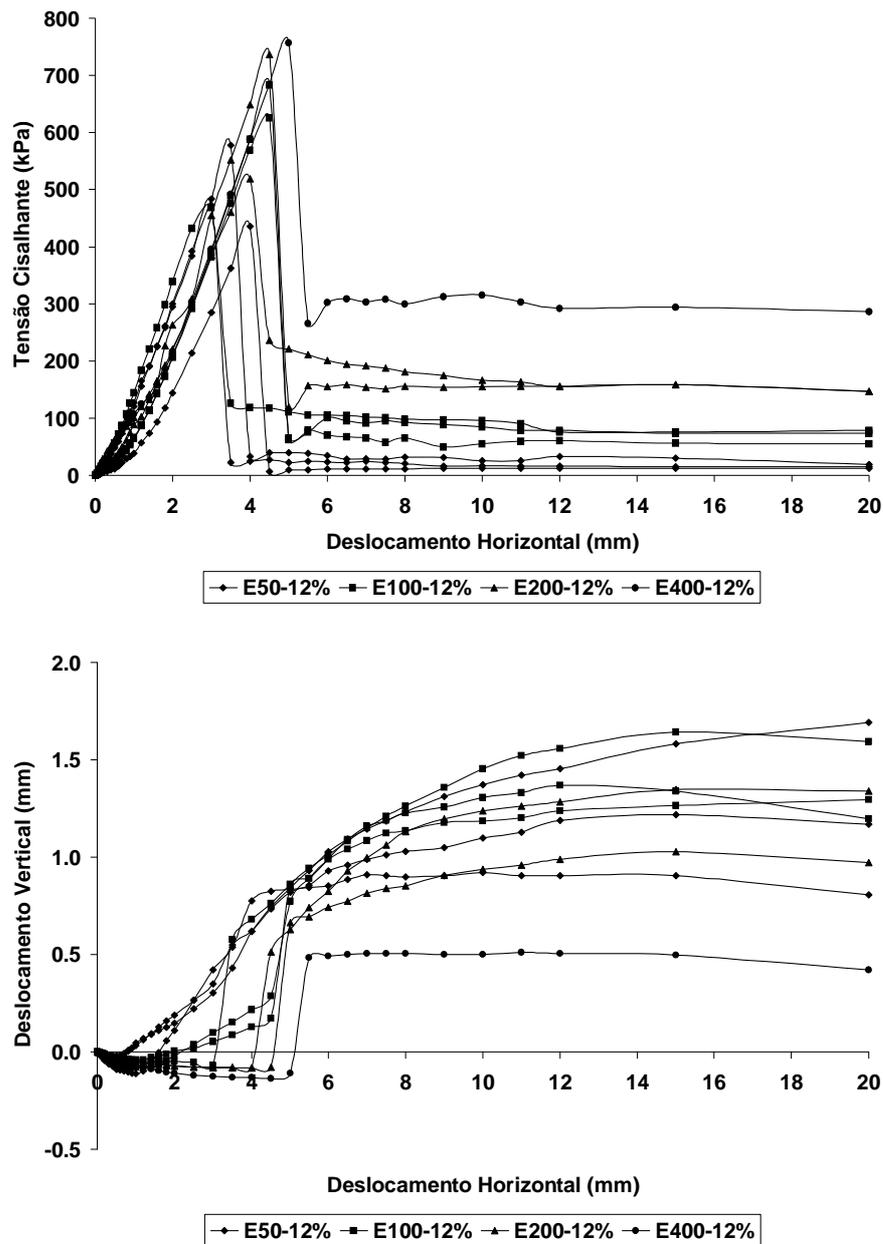


Figura 4.10 – Amostras com 12% de teor de cimento, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa .

A Tabela 4.5 mostra a média dos valores dos parâmetros do modelo Dente de Serra, obtidos dos resultados apresentados na Figura 4.6.

Nota-se que a coesão mostra-se bem pouco sensível ao nível de tensão normal aplicado, apresentando-se praticamente constante para os níveis 100, 200 e 400kPa. O aumento de apenas 3% no teor de cimento em relação ao teor anterior (9%), mostrou-se muito eficiente em relação ao ganho de coesão, que foi de cerca de 100%.

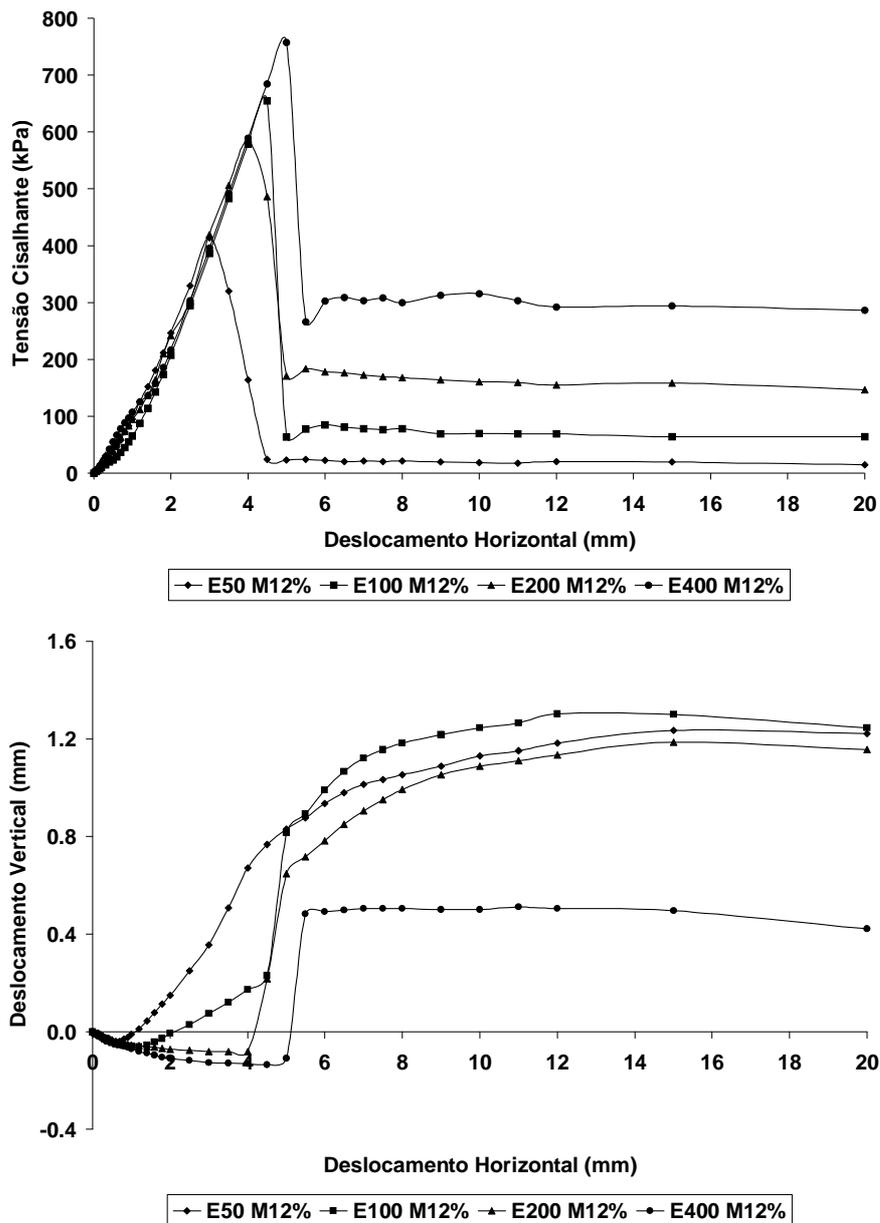


Figura 4.11 – Média dos resultados 12%.

Mais uma vez, pode ser observado um estado de dilatância, ao invés de contractância, antes do solo atingir o colapso. Este comportamento foi verificado para os níveis de tensão normal de 50 e 100kPa, e mostram a existência de resistência à tração do material.

Mais uma vez houve o aumento do módulo de rigidez inicial em relação ao nível de cimentação anteriormente estudado, e em relação ao aumento do nível de tensão normal aplicado.

Tabela 4.5 – Amostras com 12% de teor de cimento, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa .

Parâmetros	E50 M12%	E100 M12%	E200 M12%	E400 12%
θ_i (°)	21,33	42,32	39,95	35,42
ψ_i (°)	8,24	1,51	-1,08	-1,26
ϕ_i (°)	29,60	43,54	38,85	34,16
c (kPa)	414,35	466,71	465,80	469,49
K_i (kPa)	29503,89	34756,76	36432,39	43143,35
δ_h (mm)	3,50	4,00	4,25	5,00
θ_m (°)	4,58	14,29	13,33	4,46
ψ_m (°)	16,35	27,57	26,60	30,96
ϕ_m (°)	21,33	42,32	39,95	35,42
K_m (kPa)	3396,91	7436,03	12864,32	29459,74
θ_r (°)	15,66	31,45	31,87	34,02
ψ_r (°)	5,32	6,43	5,85	0,57
ϕ_r (°)	21,24	38,06	37,76	34,59

O deslocamento horizontal necessário para que fosse atingido o colapso teve uma variação relativamente baixa, cerca de 1,50mm. Os valores variaram sempre em ordem crescente, de 3,50 a 5,00mm, para os níveis de tensão de 50 a 400kPa.

Os parâmetros matriciais apresentaram-se razoavelmente dispersos. Um fato muito importante observado é a elevação da dilatância com o aumento do nível de tensão. Este comportamento contraria a tendência até então observada para os teores de 3%, 6% e 9% de cimento e de certa forma intuitiva, uma vez que o aumento de tensão normal inibe a dilatação.

Analisando o possível mecanismo que proporcionou a inibição da dilatação com o aumento da tensão normal, sugere-se que o dente de serra cimentado (junta) formado no pós-colapso seria danificado proporcionalmente ao nível de tensão imposto. Este comportamento mecânico representaria um processo de quebra dos dentes, que minimizaria a dilatação.

Para maiores graus de cimentação, a quebra e/ou danos nos dentes seria minimizada, podendo ainda ser nula para uma determinada faixa de tensão. Face aos resultados obtidos, acredita-se que para o teor de cimento de 12%, na faixa de tensão estudada, o processo cisalhante no pós-colapso não proporcionou danos ao dente de serra formado. No entanto, para este comportamento era de se esperar que a dilatância

fosse insensível ao nível de tensão, pois a “rampa” cisalhante seria única para uma mesma matriz cimentada com um mesmo teor de cimento.

Este comportamento se mostra bastante complexo sob este ponto de vista de análise. Contudo, poderia ainda ser sugerido que o nível de tensão teria influência na própria formação da junta dentada, sendo mais aguda, quanto mais elevada for a tensão normal. Este efeito pode ser observado nos resultados apresentados nas curvas deslocamento horizontal *versus* deslocamento vertical, ilustradas na Figura 4.11. As curvas apresentadas são representativas das juntas de cisalhamento formadas para os respectivos níveis de tensão normal aplicados.

Desta forma, o comportamento apresentado, sugere que o aumento do grau de cimentação proporciona a formação de dentes mais rígidos e resistentes, que fazem com que a dilatância seja preponderante na resistência matricial. Neste caso específico, o atrito interno, ou seja, a rugosidade da superfície do dente de serra ficou baixa (abaixo de 15 graus). Sendo bastante baixa para os níveis de tensão normal 50 e 400kPa (abaixo de 5 graus).

Percebe-se grande dificuldade em avaliar este tipo de comportamento, ou seja, o que condiciona a junta cisalhante ter uma rugosidade tão baixa. Embora em caráter especulativo, acredita-se que uma maior quantidade de cimento tende a gerar maior quantidade de pó de cimento no processo de cisalhamento pós-colapso. Assim, um maior teor de cimento proporcionaria juntas mais agudas, mas por outro lado, com “impurezas” que tenderiam a minimizar a resistência friccional, ou seja, estas impurezas estariam proporcionando um efeito de lubrificação na superfície da junta cisalhante.

Para grandes deslocamentos, os parâmetros residuais apresentam-se em conformidade com o comportamento convencional, sendo o atrito interno o principal responsável pela resistência remanescente.

4.3.5 – Areia Estruturada – 15% de Teor de Cimento

Finalizando este estudo, têm-se a seguir, os resultados obtidos com o maior teor de cimento estudado. A Figura 4.12 mostra as curvas resultantes dos ensaios de cisalhamento direto realizados com níveis de tensão normal de 50, 100, 200 e 400kPa e teor de cimento de 15%.

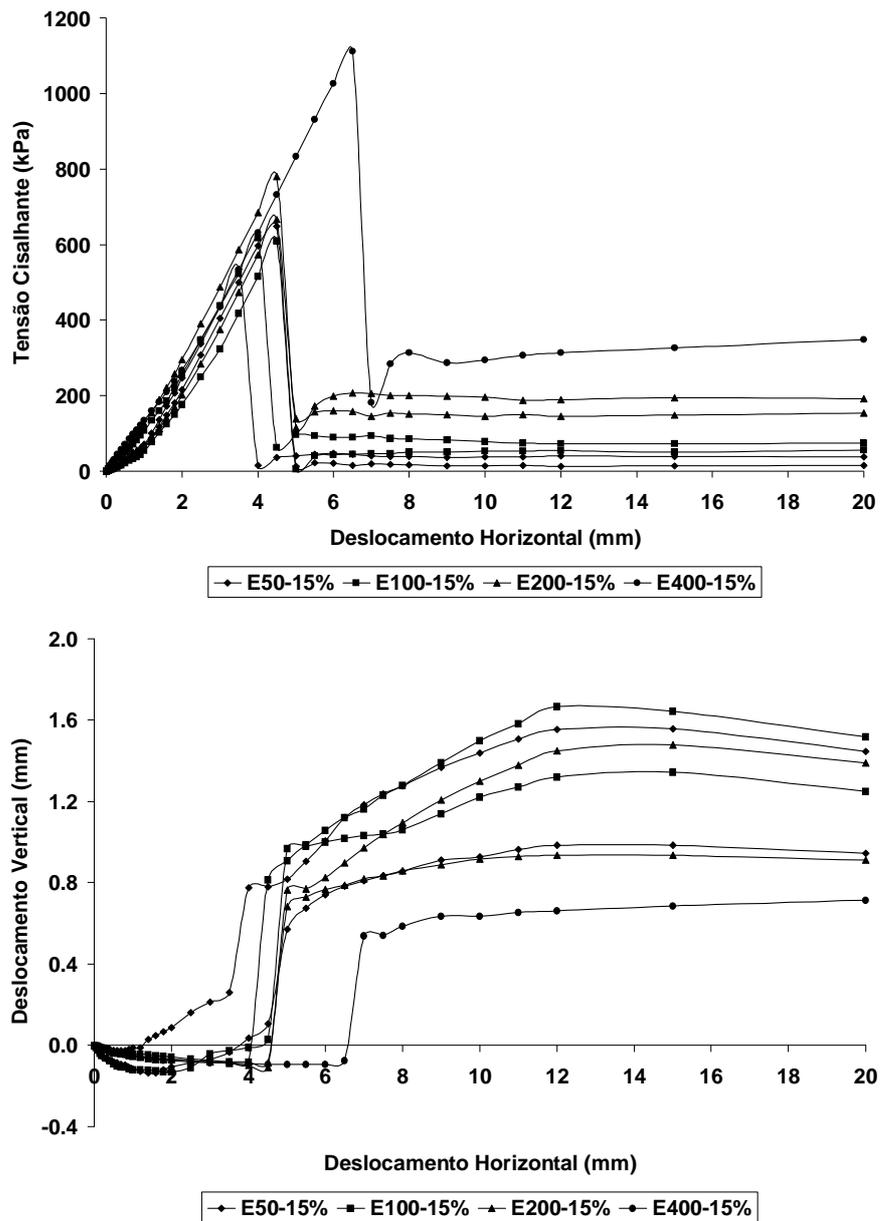


Figura 4.12 – Amostras com 15% de teor de cimento, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa .

Para este teor de cimento foram realizados, ao invés de três, dois ensaios para cada nível de tensão normal, exceto para o nível de 400kPa , que foi realizado apenas um ensaio, mantendo-se o mesmo receio de ocorrência de danos no equipamento de cisalhamento direto. Similarmente ao caso anterior (12%), o resultado para o nível de tensão normal 400kPa , pode ter ficado comprometido.

Os resultados mostram de forma clara um comportamento rígido-plástico, altamente frágil. Para os níveis de tensão $50, 100$ e 200kPa , pode-se também observar

que o ganho de resistência com o aumento de tensão normal não é tão expressivo para escala de resultados. As curvas de deslocamento horizontal versus deslocamento vertical assemelham-se a anterior (12%), mostrando o quanto agudo é a dilatância no pós-colapso.

Procurando uma melhor visualização comportamental, na Figura 4.13 estão apresentados os valores médios dos resultados realizados em amostras com 15% de teor de cimento, exceto para 400kPa onde foi realizado somente um ensaio.

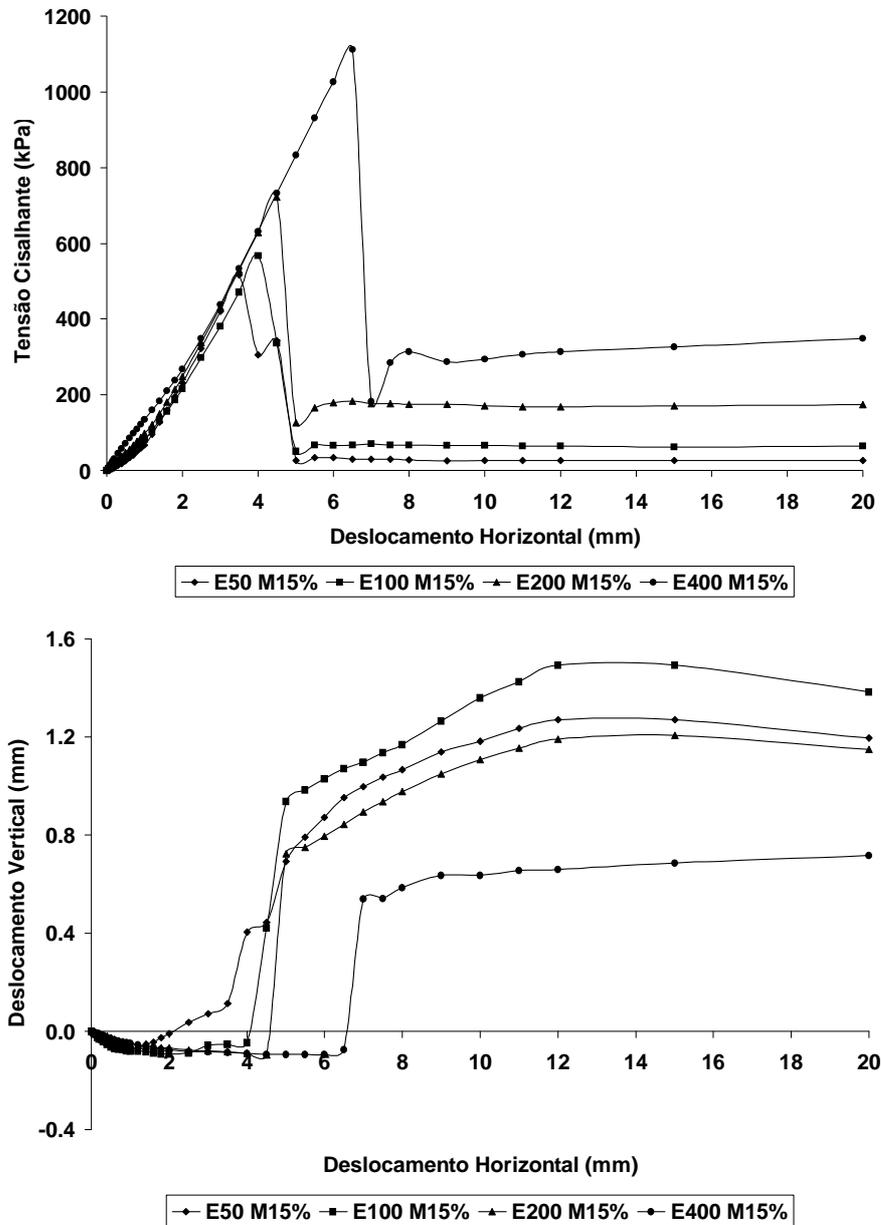


Figura 4.13 – Média dos resultados 15%.

Os valores da resistência de pico encontram-se majorados quando comparados ao nível de cimentação anterior, com forte dispersão, variando entre 3 e 47%, com média de 21%. Observa-se que um aumento de 25% no teor de cimento gerou um aumento médio de 21% na resistência de pico. No caso anterior, ou seja, quando se teve um aumento de 33% no teor de cimento (9% para 12%) o acréscimo variou entre 22 e 49%. Este comportamento, mostra uma tendência de minimização do ganho de resistência com o aumento do teor de cimento, em termos relativos percentuais.

A resistência de pico para os níveis 50kPa e 100kPa, mostram-se muito próximas, sugerindo que a cimentação controla quase toda a resistência, ou seja, a coesão na Fase I seria tão elevada que a parcela friccional teria baixa contribuição.

As curvas de deslocamento horizontal *versus* deslocamento vertical mostram uma tendência do comportamento mais agudo da dilatação ser sensível ao aumento do teor de cimento. Neste caso, a dilatação mostrou-se mais aguda para os níveis 100, 200 e 400kPa, ao passo que para o teor 12%, este comportamento foi verificado apenas para os níveis 200 e 400kPa.

A Tabela 4.6 mostra a média dos valores dos parâmetros do modelo Dente de Serra obtidos para o teor de cimento 15%, conforme resultados apresentado na Figura 4.8.

Tabela 4.6 – Amostras com 15% de teor de cimento, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa.

Parâmetros	E50 M15%	E100 M15%	E200 M15%	E400 15%
θ_i (°)	30.16	33.20	40.05	35.86
ψ_i (°)	2.83	-0.38	-1.21	-0.62
ϕ_i (°)	33.34	32.65	38.82	35.25
c (kPa)	523.34	550.97	566.51	799.78
K_i (kPa)	34612.51	35749.79	41583.96	61326.26
δ_h (mm)	4.00	4.25	4.50	6.50
θ_m (°)	8.09	1.28	9.11	12.11
ψ_m (°)	21.64	31.14	30.82	23.75
ϕ_m (°)	30.16	33.20	40.05	35.86
K_m (kPa)	2388.32	5130.77	13767.98	24396.60
θ_r (°)	19.80	25.61	32.92	32.01
ψ_r (°)	4.90	4.87	4.43	1.43
ϕ_r (°)	25.13	30.64	37.53	33.44

Conforme o observado na Tabela 4.6 a coesão do material apresentou valores levemente crescentes com o aumento do nível de tensão. Observa-se que para o nível de tensão 400kPa, houve um grande acréscimo deste parâmetro, efeito não observado para o teor 12%, para o mesmo nível de tensão.

Um comportamento interessante observado no final da Fase I, quando se tem a mobilização plena da cimentação, foi a ocorrência de dilatância, antes do solo alcançar o colapso, para os níveis de tensão 100 e 200kPa. Este comportamento pode ter ocorrido devido a resistência a tração mobilizada pelo sistema, proporcionando um efeito de extensão no corpo de prova.

O módulo de rigidez inicial mais uma vez apresentou seus valores crescentes com o aumento dos níveis de cimentação e tensão normal.

A influência do nível de tensão sobre o deslocamento horizontal necessário para ocorrência do colapso foi aparentemente insensível para os níveis 50, 100, e 200kPa, com magnitude em torno de 4,3mm. Para o nível de tensão normal de 400kPa o deslocamento horizontal foi levemente superior com valor de 6,50mm.

O comportamento observado na Fase II assemelha-se àquele apresentado para o teor de cimento 12%. A dilatância encontra-se com valores muito elevados e o atrito interno com valores baixos. Para o nível de tensão normal 100kPa, a dilatância alcançou o valor máximo, com 31,14 graus, sendo o atrito interno apenas 1,28 graus.

Os mecanismos deste comportamento foram descritos anteriormente, sendo apenas oportuno relatar que para o nível de tensão 400kPa o comportamento foi de inibição de dilatação por aumento de tensão.

Os parâmetros residuais mostraram-se dispersos, apresentando um pequeno acréscimo com o aumento do nível de tensão, exceto para o nível de tensão de 400kPa. Destaca-se aqui, o elevado valor do ângulo de atrito obtido para o nível de tensão 200kPa (37,53 graus).

4.4 – INFLUÊNCIA DO TEOR DE CIMENTO E DO NÍVEL DE TENSÃO

Este item por objetivo apresentar os resultados de forma conjunta para uma melhor avaliação da influência do teor de cimento e do nível de tensão sobre os parâmetros do modelo Dente de Serra.

A Figura 4.14 apresenta o comportamento do atrito interno inicial. Este parâmetro representa a rugosidade mobilizada dentro da matriz sólida antes da ocorrência da plastificação, ou seja, perda da cimentação. O atrito interno inicial é quantificado com base na soma do atrito interno matricial, representativo da rugosidade local da superfície da junta de cisalhamento com a dilatância matricial, parâmetro representativo da inclinação dos dentes de serra.

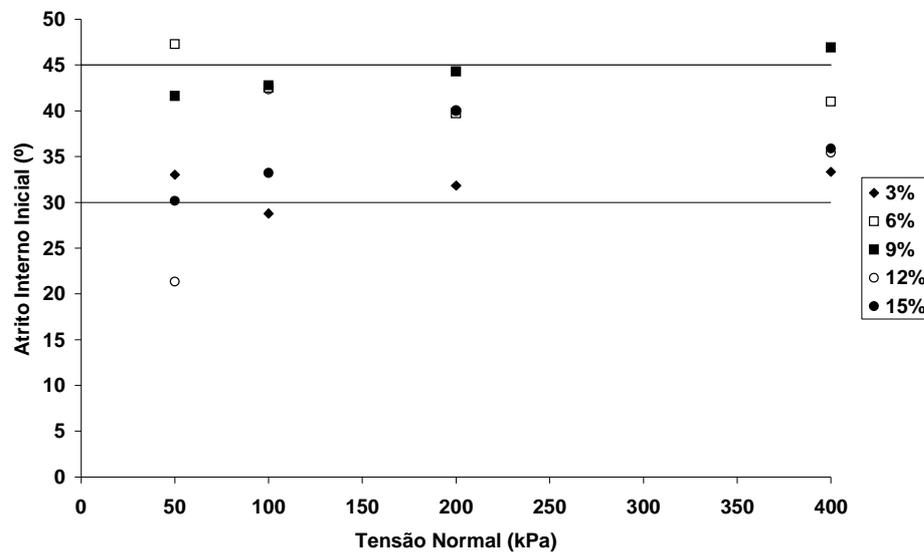


Figura 4.14 – Sensibilidade do atrito interno inicial.

Pela Figura 4.14 observa-se que, este parâmetro mostra-se disperso, com valores oscilando entre 21,33 e 47,29 graus. No entanto, pode ser observada uma concentração de resultados na faixa de 30 a 45 graus, ou seja, a junta cisalhante mobilizada na Fase I, teria uma aspereza equivalente de 30 a 45 graus. Apenas de forma especulativa, para um arranjo Cúbico Tetraédrico, como ilustrado na Figura 4.15, o ângulo do dente de serra é de 30 graus. Valores maiores de atrito estão associados à aspereza do contato variando de 0° a 15°.

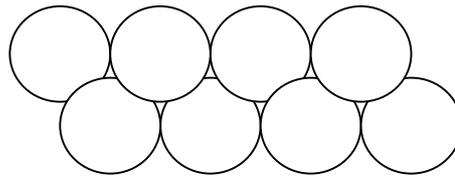


Figura 4.15 – Arranjo Cúbico Tetraédrico.

Na Figura 4.16 apresenta-se o comportamento da dilatância/contractância. Para níveis mais baixos de tensão tem-se a possibilidade da plastificação ocorrer sob dilatância com mobilização de tração do cimento. Para os teores de cimento analisados observou-se que este efeito foi muito pronunciado para o teor de cimento de 12%. Para níveis de tensão maiores, o comportamento é de contractância, com pouca sensibilidade ao teor de cimento.

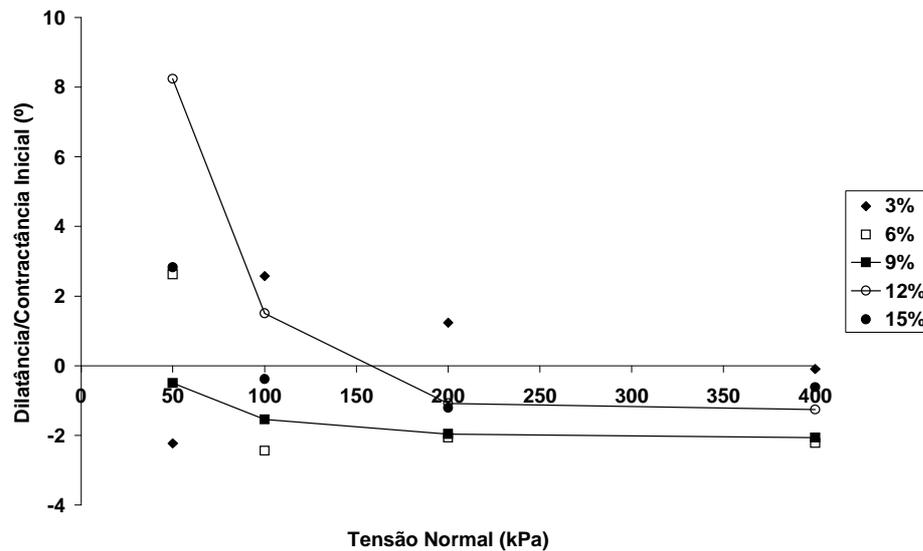


Figura 4.16 – Sensibilidade da dilatância/contractância inicial.

Analisando o comportamento do atrito inicial a Figura 4.17 apresenta os resultados obtidos para este parâmetro em função do teor de cimento. O atrito inicial participa efetivamente da parcela friccional da resistência quando o material está ainda cimentado.

Este parâmetro mostrou-se pouco sensível ao nível de tensão, mas apresentou um comportamento ondulatório em relação ao teor de cimento. Para 3% de teor de cimento tem-se valores de atrito inicial menores, e o mesmo se verificou para o teor de

15%. Embora sem apresentar uma tendência bem definida, observa-se que os valores maiores foram obtidos quando o teor de cimento foi de 9%.

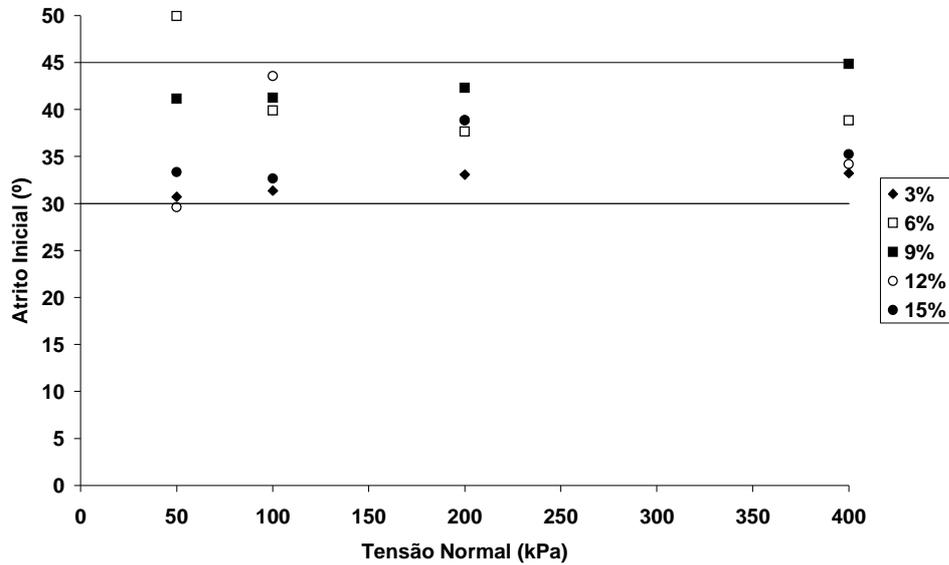


Figura 4.17 – Sensibilidade do atrito inicial.

O comportamento da coesão está ilustrado no gráfico apresentado na Figura 4.18. É importante ressaltar que a análise deste parâmetro é um dos principais objetivos deste trabalho.

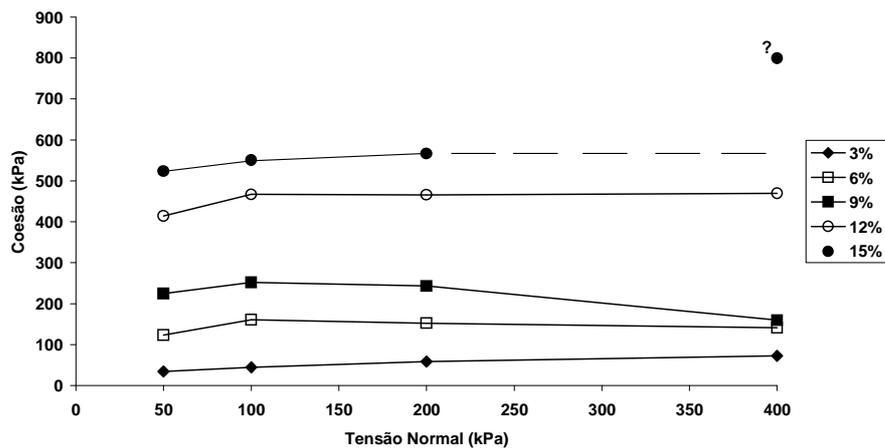


Figura 4.18 – Sensibilidade da coesão.

Os resultados mostram-se muito consistentes em relação ao aumento da coesão com o aumento do teor de cimento. De uma maneira geral, a coesão mostra-se pouco sensível ao nível de tensão, mas têm-se evidências de minoração e majoração deste parâmetro com o nível de tensão.

Como já comentado, a minoração deste parâmetro com a minimização do nível de tensão, pode estar associada a uma maior mobilização da resistência à tração do cimento. Por outro lado, a minoração da coesão com o aumento de tensão normal, pode estar associada à quebra de cimentação ainda na fase de compressão. Assim, o comportamento esperado, para uma determinada faixa de tensão, é de se ter uma curva côncava para baixo.

O ponto assinalado com uma interrogação no gráfico apresentado na Figura 4.18, refere-se a um resultado não esperado, ou seja, era de se esperar que o valor da coesão fosse menor em relação aquele obtido no ensaio. É importante lembrar que este ensaio foi realizado uma única vez, face a elevada resistência apresentada pela amostra, que poderia danificar o equipamento de cisalhamento direto.

Na Tabela 4.7 foi apresentada a eficiência do acréscimo de cimento, com relação ao ganho proporcional de coesão. Para estes cálculos, foram considerados os valores médios para as faixas de tensão normal estudada. Observando estes dados, pode-se verificar um comportamento oscilatório. No aumento do teor de cimento de 3 para 6% o acréscimo de 100% no teor de cimento, gera acréscimo de 176% na coesão, mostrando-se muito eficiente. No aumento do teor de cimento de 6 para 9%, a proporção entre o aumento no teor de cimento e o aumento de coesão foi semelhante, onde para um crescimento de 50% no teor de cimento teve-se uma majoração de 52% na coesão.

Tabela 4.7 – Eficiência do aumento do teor de cimento.

	3% - 6%	6% - 9%	9% - 12%	12% - 15%
Aumento da Coesão	2,76	1,52	2,07	1,34
Aumento de Cimento	2,00	1,50	1,33	1,25

Já para a passagem de 9 para 12% de teor de cimento, percebe-se novamente uma forte eficiência, ou seja, com um aumento de apenas 33% no teor de cimento tem-se majorada a coesão em 107%. Finalmente, para a passagem de 12 para 15%, tem-se

que para um aumento no teor de cimento de 25%, a coesão é majorada em 34%. De todas as elevações no valor do teor de cimento, aquela que apresentou menor eficiência foi a de 6 para 9% e a de maior eficiência foi a de 9 para 12%.

Na Figura 4.19 pode ser observada a comparação entre a coesão verdadeira obtida pelo modelo Dente de Serra Expandido e o intercepto de coesão, obtido pela envoltória de resistência de Mohr-Coulomb. Nota-se que os valores de intercepto de coesão, apresentados no eixo das ordenadas, possuem magnitudes próximas dos valores médios da coesão verdadeira.

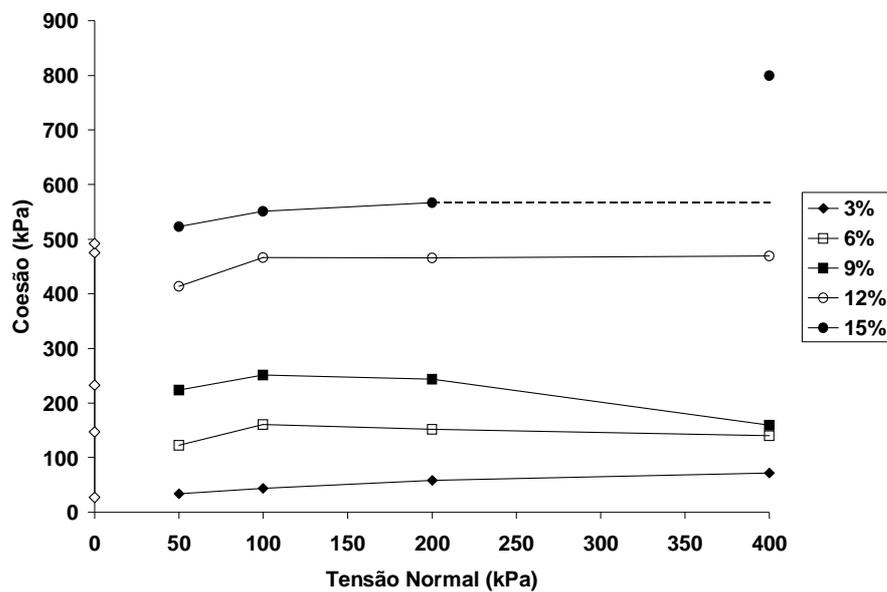


Figura 4.19 – Comparação entre coesão verdadeira e intercepto de coesão de Mohr-Coulomb.

Um novo parâmetro que vem sendo avaliado neste estudo é a rigidez. A rigidez está associada à “distorção angular” induzida pela tensão cisalhante. Na Figura 4.20, apresenta-se o comportamento deste parâmetro no final da Fase I, denominado de rigidez inicial.

Como pode ser observado na Figura 4.20, este parâmetro traduz de forma fiel a influência do teor de cimento em sua magnitude, ou seja, quanto maior o teor de cimento, maior a rigidez inicial.

Ainda de forma consistente, a rigidez inicial mostra-se sensível ao nível de tensão e esta sensibilidade apresenta-se não dependente ao teor de cimento, ou seja, as linhas de tendência de comportamento mostram-se aproximadamente paralelas. Este comportamento é relevante, pois independentemente ao teor de cimento, a sensibilidade do parâmetro com o aumento do nível de tensão mostra-se semelhante.

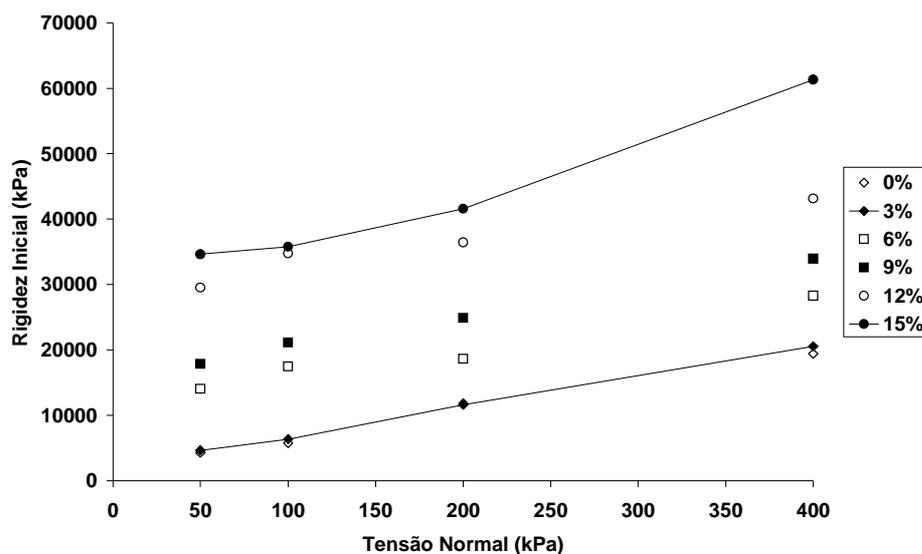


Figura 4.20 – Sensibilidade da rigidez inicial.

A informação dos deslocamentos horizontais necessários para que seja alcançada a perda da cimentação, aqui também denominada de colapso ou plastificação, é bastante importante em estudos analíticos, numéricos e avaliações de campo. Os resultados apresentados na Figura 4.21 demonstram haver forte sensibilidade com o aumento do nível de tensão, similarmente aos solos não cimentados.

Um dos parâmetros mais importantes no condicionamento da resistência é o atrito interno matricial. Este parâmetro representa a rugosidade local da junta de cisalhamento, tanto na condição intacta quanto após a plastificação.

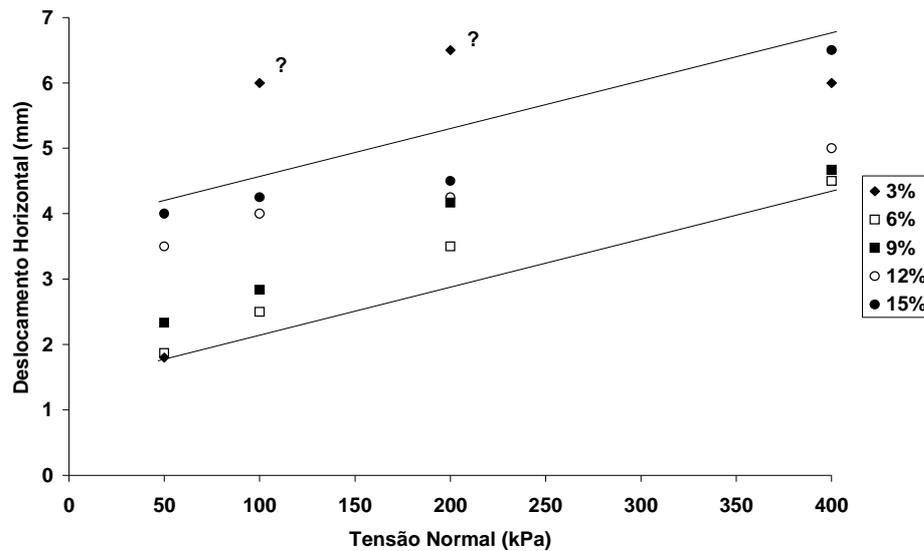


Figura 4.21 – Sensibilidade do deslocamento horizontal para ocorrência de plastificação.

Os resultados estão apresentados na Figura 4.22 e demonstram pouca sensibilidade quanto ao nível de tensão, face a forte dispersão observada. No entanto, a rugosidade local mostra-se bem sensível ao teor de cimento, sendo tanto menor quanto maior for este quantitativo. Para o teor de cimento de 3%, todos os valores ficaram acima de 20 graus, sendo que para os teores de 12 e 15% os valores ficaram abaixo de 15 graus. Destaca-se que para o nível de tensão 100kPa, o solo confeccionado com 15% de teor de cimento mostrou uma aspereza de superfície polida, com ângulo de apenas 1,28 graus.

A princípio, este comportamento não era esperado, mas o resultado parece consistente se for considerado que a ruptura se dá no cimento e não no contato deste com o grão. Por se tratar de um material fino, ao romper, sua superfície é “mais lisa”. Assim, pode-se considerar que quanto maior o teor de cimento, a superfície da junta de cisalhamento tenderá a ser mais polida, proporcionando menor atrito interno matricial.

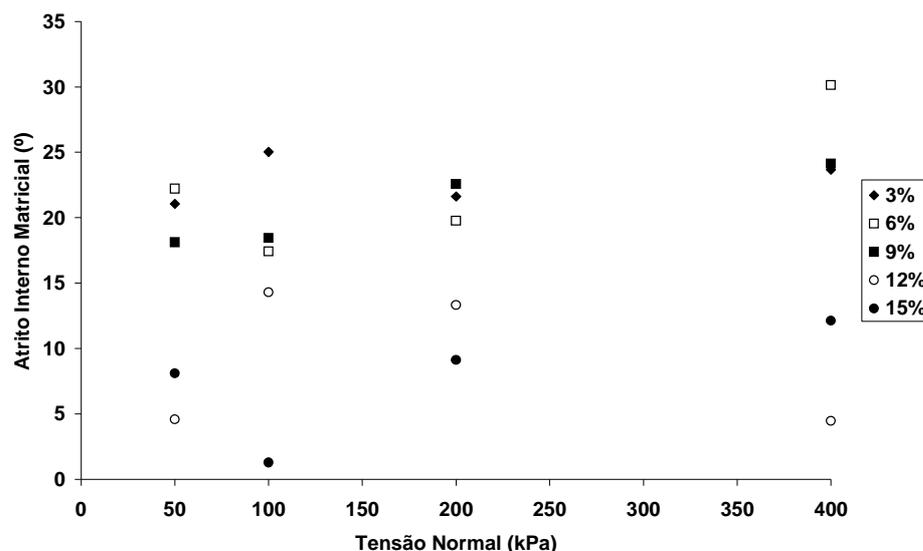


Figura 4.22 – Sensibilidade do atrito interno matricial.

A sensibilidade da dilatância matricial está apresentada no estudo ilustrado na Figura 4.23. Com relação ao teor de cimento, pode ser verificado que a dilatância aumenta com o aumento do teor de cimento. Este comportamento registra que a dilatância não é função apenas da matriz granular, mas de como o processo de cisalhamento se desenvolve.

Com a cimentação mais forte, o dente de serra tende a ficar mais resistente “à quebra”. Como consequência, para cisalhar, o solo tem que obrigatoriamente dilatar. Tem-se assim, que esta dilatação será cada vez mais influenciada pela rigidez e resistência do sistema “dentado”.

Como era esperado, em todos os casos, mesmo que com taxas diferentes de variação, a dilatação é minimizada com o aumento da tensão normal. No entanto, verifica-se que esta influência é menor, quanto maior o teor de cimento. Para o teor de cimento 15%, quando a tensão normal foi de 100 para 400kPa, a dilatância diminuiu de 31 para 24 graus, ou seja, uma variação de 7 graus. Já para o teor de cimento 6%, a variação da dilatância foi de 16 graus (27 para 11 graus), quando a tensão foi de 50kPa para 400kPa.

Assim, quanto menor o teor de cimento, maior será a influência do nível de tensão na dilatância. Pode-se então sugerir que, para um determinado teor de cimento, a

dilatação é insensível a tensão normal, até um determinado nível, quando ela começaria sofrer uma tendência de minimização.

Para esta análise, foram descartados os quatro resultados indicados por interrogação, que apresentaram inconsistência com as tendências verificadas com as observações dos demais resultados.

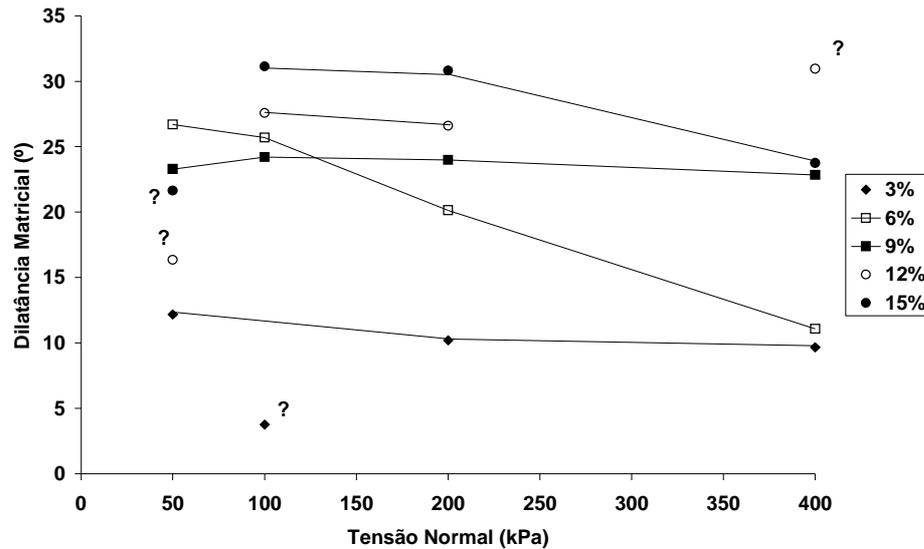


Figura 4.23 – Sensibilidade da dilatação matricial.

Como já conhecido e mencionando, o atrito matricial aglutina os efeitos da rugosidade local da junta cisalhante (atrito interno) e a dilatação da junta em escala macroscópica (inclinação do dente de serra). Este efeito combinado está ilustrado no gráfico apresentado na Figura 4.24.

O resultado é bastante interessante pois mostra haver pouca sensibilidade do atrito matricial com o nível de tensão mas muita sensibilidade com o teor de cimento. Para 3% de teor de cimento o parâmetro mostra-se menor, com o aumento do teor de cimento até 9% ele tende a aumentar. No entanto, o progressivo aumento do teor de cimento para 12 e 15%, o atrito tende a diminuir, aproximando-se da magnitude encontrada para 3%.

Este efeito pode ser explicado pelo fato de que com aumento do teor de cimento tem-se um aumento da dilatação matricial e diminuição do atrito interno matricial,

como observado nas Figuras 4.22 e 4.23. Este comportamento sugere haver um teor ótimo de cimento para resistência matricial, que para o caso em questão, seria de 9%.

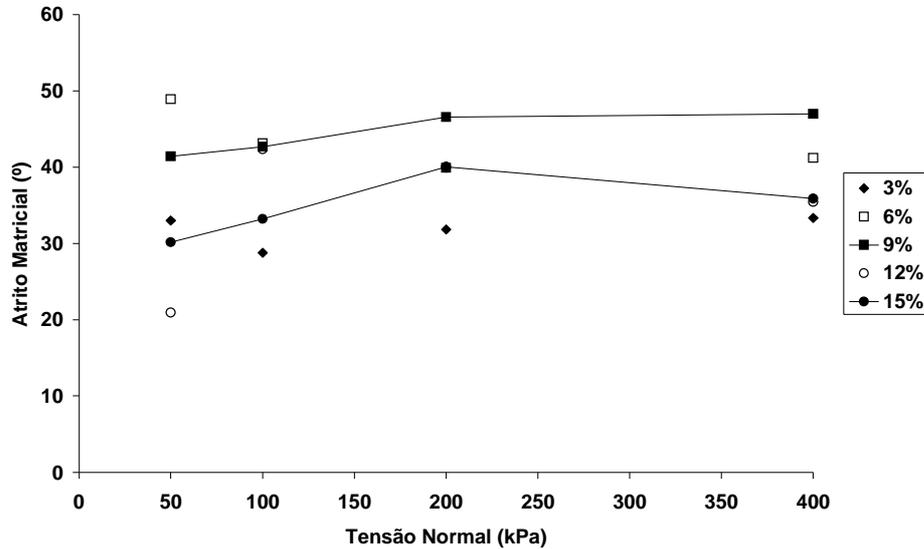


Figura 4.24 – Sensibilidade do atrito matricial.

Para o solo estruturado, a rigidez matricial foi avaliada no pós-colapso, logo após a plastificação. Procurou-se desta maneira, conferir uma menor perturbação possível da junta de cisalhamento. Para o caso do solo desestruturado, este parâmetro foi calculado no pico de resistência. Este parâmetro procura quantificar a resistência da amostra em distorcer, quando submetida ao cisalhamento.

Na Figura 4.25 tem-se apresentado a sensibilidade deste parâmetro em relação ao nível de tensão e ao teor de cimento. O resultado mostra uma grande sensibilidade em relação ao nível de tensão normal, sendo mais rígido quanto maior a tensão normal. Com relação ao teor de cimento, o comportamento parece seguir aquele observado para o atrito interno matricial, quando se teve uma ondulação na magnitude do parâmetro estudado.

A rigidez matricial aumenta com o acréscimo de teor de cimento até um determinado valor e depois tende a diminuir. Assim, parece haver um valor ideal de teor de cimento, que proporcionaria uma melhor rigidez matricial.

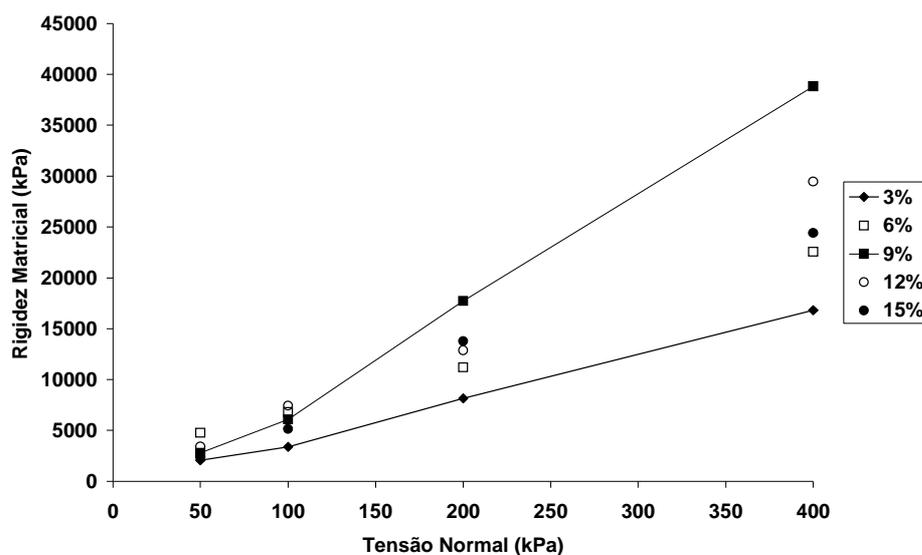


Figura 4.25 – Sensibilidade da rigidez matricial.

Como apresentado na Figura 4.26, o atrito interno residual mostra-se muito sensível ao teor de cimento, para os níveis mais baixos de tensão (50 e 100kPa), sendo esta sensibilidade progressivamente minimizada com o aumento da tensão normal.

Nos níveis mais baixos de tensão pode ser verificado novamente um comportamento ondulatório, com o atrito interno residual aumentando e diminuindo com o acréscimo de teor de cimento. Nesta faixa de tensão, valores maiores de atrito interno residual foram encontrados para teor de cimento de 9%, similarmente ao atrito matricial. O atrito interno residual alcançou magnitude de 35 graus para nível de tensão de 100kPa.

Observa-se ainda na Figura 4.26 que para os níveis mais elevados de tensão normal (200 e 400kPa), o comportamento mostrou-se um pouco mais consistente em relação ao teor de cimento.

Nesta faixa de tensão observa-se uma tendência de aumento do atrito interno residual com o aumento do teor de cimento. Importante também relatar que a faixa de variação de valores é bem menor que para os níveis mais baixos de tensão. Tem-se ainda verificado uma tendência dos valores ficarem abaixo daquele obtido para o solo desestruturado (400kPa: 33 graus), denominado por 0%.

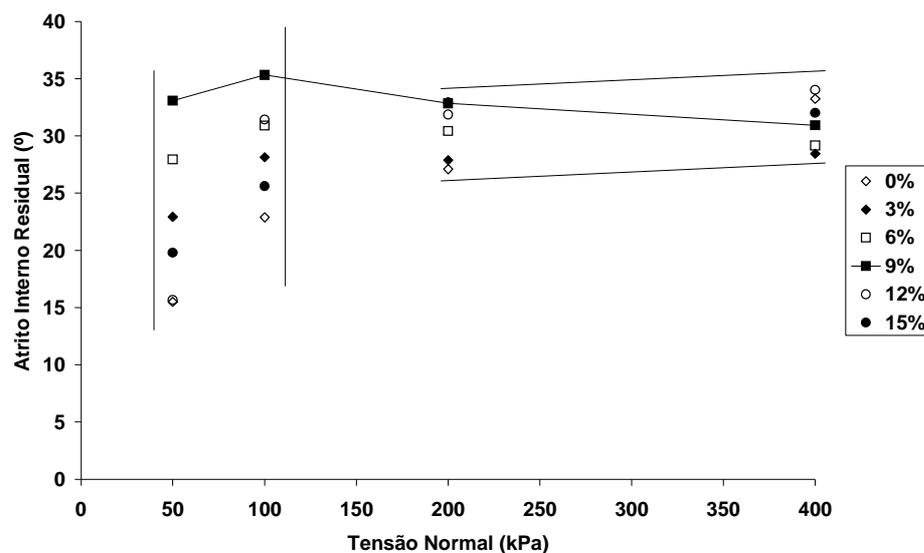


Figura 4.26 – Sensibilidade do atrito interno residual.

Quanto a dilatância residual, avaliando os resultados dos ensaios, ilustrados na Figura 4.27, tem-se que apenas para os teores de cimento 6 e 15%, a dilatância residual teve um comportamento uniforme, de minimização em sua magnitude com o aumento da tensão normal. Para os demais teores tem-se uma queda na magnitude mas não é uniforme, sendo possível observar leves variações, como por exemplo para o teor de 9 e 12% e mais discrepantes, como observada para o teor de 3%.

Na Figura 4.28 tem-se ilustrado o comportamento atrito residual. Os resultados mostram haver uma tendência de aumento deste parâmetro com o aumento do teor de cimento, contudo é possível verificar algumas dispersões.

Um comportamento importante diz respeito à faixa de valores encontrada. Esta faixa tende a diminuir de forma convergente para um ângulo da ordem de 32 graus. Para o atrito matricial e inicial as faixas de valores mostraram-se pouco sensíveis ao nível de tensão, com valores variando de 30 a 45 graus considerando todos os níveis.

Para a análise em questão, a faixa de variação ficou entre 25 e 40 graus, ou seja, tem-se uma perda média de 5 graus, entre os atritos iniciais, matriciais e os atritos residuais. Pode-se ainda acrescentar que para teores mais elevados de cimento o atrito residual tende a diminuir com o aumento do nível de tensão.

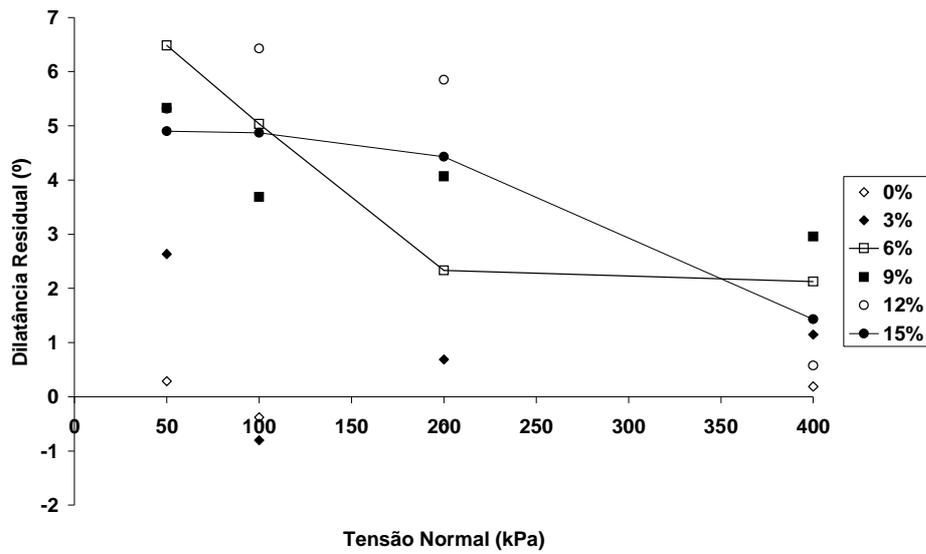


Figura 4.27 – Sensibilidade da dilatação residual.

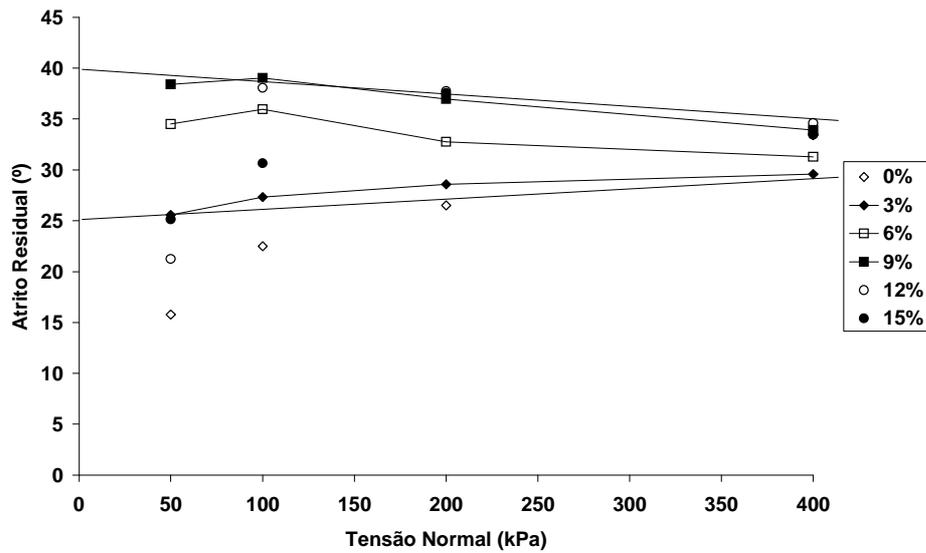


Figura 4.28 – Sensibilidade do atrito residual.

Um comportamento oposto é verificado para os teores inferiores de cimento. Apenas como especulação, para um teor entre 3 e 6%, ou seja, da ordem de 4,5%, poder-se-ia esperar uma baixa sensibilidade do atrito residual com o aumento de tensão.

4.5 – COMENTÁRIOS GERAIS

Um ponto muito importante deste trabalho é poder verificar que a coesão mostra-se sensível à variação do nível de tensão e ao teor de cimento. A baixos níveis de tensão, quando não se tem a inibição da dilatância, tem-se observado uma minimização da coesão. Esta minimização pode estar associada a maior mobilização relativa à tração do cimento em relação à mobilização por cisalhamento e compressão.

Uma vez que a resistência à tração do cimento é relativamente baixa, tem-se minorada a eficiência da cimentação no sistema. No outro extremo, para elevados níveis de tensão normal, à quebra da cimentação dos grãos, ainda na fase de compressão, pode minimizar a eficiência da cimentação. Assim, o comportamento esperado seria de uma curva côncava para baixo, sendo o teor ideal de cimento específico para cada nível de tensão.

Com relação ao aumento do teor de cimento, pode-se observar que toda vez que este foi aumentado as resistências de pico e residual foram majoradas. O aumento da resistência residual com o aumento do teor de cimento pode estar associado ao aumento da angulosidade dos grãos e/ou aspereza dos contatos.

O atrito inicial apresentou-se, de maneira geral, pouco sensível ao nível de tensão e com um comportamento ondulatório em relação ao teor de cimento. Comenta-se aqui que em média, valores maiores deste parâmetro foram obtidos quando o teor de cimento foi de 9%.

Um dos parâmetros mais importantes no controle da resistência é o atrito interno matricial. Este parâmetro representa a rugosidade local da junta de cisalhamento, tanto na condição intacta (Fase I) quanto após a plastificação (Fase II). Devido a forte dispersão observada nos resultados, tem-se demonstrado pouca sensibilidade quanto ao nível de tensão. No entanto, esta rugosidade local mostra-se bem sensível ao teor de cimento, sendo tanto menor quanto maior for o teor de cimento.

A princípio, este comportamento não era esperado, mas o resultado parece consistente se for considerado que a ruptura se dá no cimento e não no contato deste com o grão. Assim, pode-se considerar que quanto maior o teor de cimento, a superfície da junta de cisalhamento tenderá a ser mais polida, proporcionando menor atrito interno matricial.

Pode ser verificado que a dilatância matricial aumenta com o aumento do teor de cimento. Este comportamento revela que a dilatância não é função apenas da matriz granular, mas de como o processo de cisalhamento se desenvolve.

Com a cimentação mais forte, o dente de serra tende a ficar mais resistente “à quebra”. Como consequência, para cisalhar, o solo tem que, obrigatoriamente, dilatar. Tem-se assim, que esta dilatação será cada vez mais influenciada pela resistência da cimentação que proporciona um forte sistema “dentado”.

Como era esperado, em todos os casos, mesmo que com taxas diferentes de variação, a dilatação é minimizada com o aumento da tensão normal. Observa-se ainda que quanto menor o teor de cimento, maior é a influência do nível de tensão na dilatância. Pode-se sugerir que, para um determinado teor de cimento, existe uma faixa de tensão normal que a dilatação é insensível.

Os resultados encontrados para o atrito residual mostram que há uma tendência de aumento deste parâmetro com o aumento do teor de cimento, sendo possível verificar algumas dispersões. Um comportamento interessante diz respeito à faixa de valores encontrada.

Esta faixa tende a diminuir de forma convergente para um ângulo da ordem de 32 graus. Sendo este efeito minimizador para teores de 15 a 9% e maximizador para teores de 6 e 3%. Como mencionado anteriormente, o aumento da resistência residual com o aumento do teor de cimento pode estar associado ao aumento da angulosidade dos grãos e/ou aspereza dos contatos, proporcionada pelo cimento remanescente.

APLICAÇÃO DO MODELO DENTE DE SERRA EM SOLOS ESTRUTURADOS NATURALMENTE

5.1- INTRODUÇÃO

Como já mencionado anteriormente, um dos principais objetivos deste trabalho é a aplicação do modelo aqui proposto, em solos estruturados naturalmente. O presente capítulo tratará da análise dos parâmetros do modelo Dente de Serra, para os ensaios de cisalhamento direto realizados por Ferreira (2004) que fazem parte de um estudo de estabilidade de um talude urbano no Morro do Curral, na cidade de Ouro Preto, Minas Gerais.

O material analisado trata-se de um xisto alterado que, por encontrar-se muito intemperizado no campo, foi tratado como solo estruturado no laboratório.

As características morfológicas, climáticas e geológicas; o relevo forte e o alto índice pluviométrico, entre outros fatores, predisõem movimentos de massa e processos erosivos nas formações rochosas da cidade de Ouro Preto.

No trabalho de Ferreira (2004), o estudo da encosta do Morro do Curral justificou-se em decorrência de acidentes e prejuízos causados por fortes chuvas, em tempos passados e ainda, pelos riscos iminentes desses movimentos nas encostas da cidade até os dias atuais.

Várias edificações encontram-se na base desta encosta e problemas advindos da desestabilização da mesma podem acarretar graves conseqüências. Este fato motivou o estudo apresentado por Ferreira (2004) e justifica a realização de diversos estudos anteriores envolvendo problemas de ruptura, observados em diferentes locais desta mesma encosta (Carvalho, 1982; Sobreira, 1989 e 1990; Sobreira et. al., 1990; Bonuccelli, 1999; Fernandes, 2000; Pinheiro, 2002).

Além disso, a encosta localiza-se no centro histórico de Ouro Preto, podendo ser observada de diversos locais da cidade. Vários destes locais representam pontos turísticos importantes o que provoca grande impacto visual em uma cidade, que é patrimônio histórico mundial.

5.2 - CARACTERIZAÇÃO E IDENTIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS

Nos problemas de engenharia é conveniente, para efeito de sua caracterização física e obtenção de parâmetros de resistência, que as rochas de baixa resistência ou intemperizadas sejam tratadas como solos. Desta forma, Ferreira (2004) caracterizou e classificou esta rocha alterada através da mesma metodologia utilizada para solos.

Entretanto, o material analisado trata-se de uma rocha com presença marcante de xistosidade, mas que no local encontra-se muito intemperizada. Foram coletadas amostras indeformadas deste material em diferentes regiões da encosta. Assim, os blocos indeformados obtiveram características geotécnicas diferentes nos ensaios de laboratório (caracterização e cisalhamento direto).

Com a proposta de facilitar a identificação desses materiais, procedeu-se neste trabalho uma alteração da nomenclatura adotada por Ferreira (2004). Desta forma, os materiais analisados serão tratados por Solo 1, Solo 2 e Solo 3. Os Solos 1 e 2 foram caracterizados como silte arenoso e o Solo 3, silte areno-argiloso. A Tabela 5.1 mostra alguns índices físicos obtidos por Ferreira (2004) para esses solos.

Tabela 5.1 – Índices físicos dos três diferentes tipos de solo.

Índice	Solo 1	Solo 2	Solo 3
e	0,63	0,56	0,67
γ (kN/m ³)	19,45	19,57	21,48
w (%)	10,8	15,7	18,8

Melhores informações sobre estes materiais podem ser obtidas em consulta ao trabalho de Ferreira (2004).

5.3 – ENSAIOS EM SOLOS ESTRUTURADOS NATURALMENTE

5.3.1 – Xisto Alterado – Solo Estruturado 1

A seguir, serão apresentadas as curvas de ensaios de cisalhamento direto para o Solo 1, com tensões normais de 50, 100, 200 e 400kPa (Ferreira, 2004). Cabe ressaltar que em todos os ensaios o plano de cisalhamento coincidiu com a direção paralela à xistosidade do material.

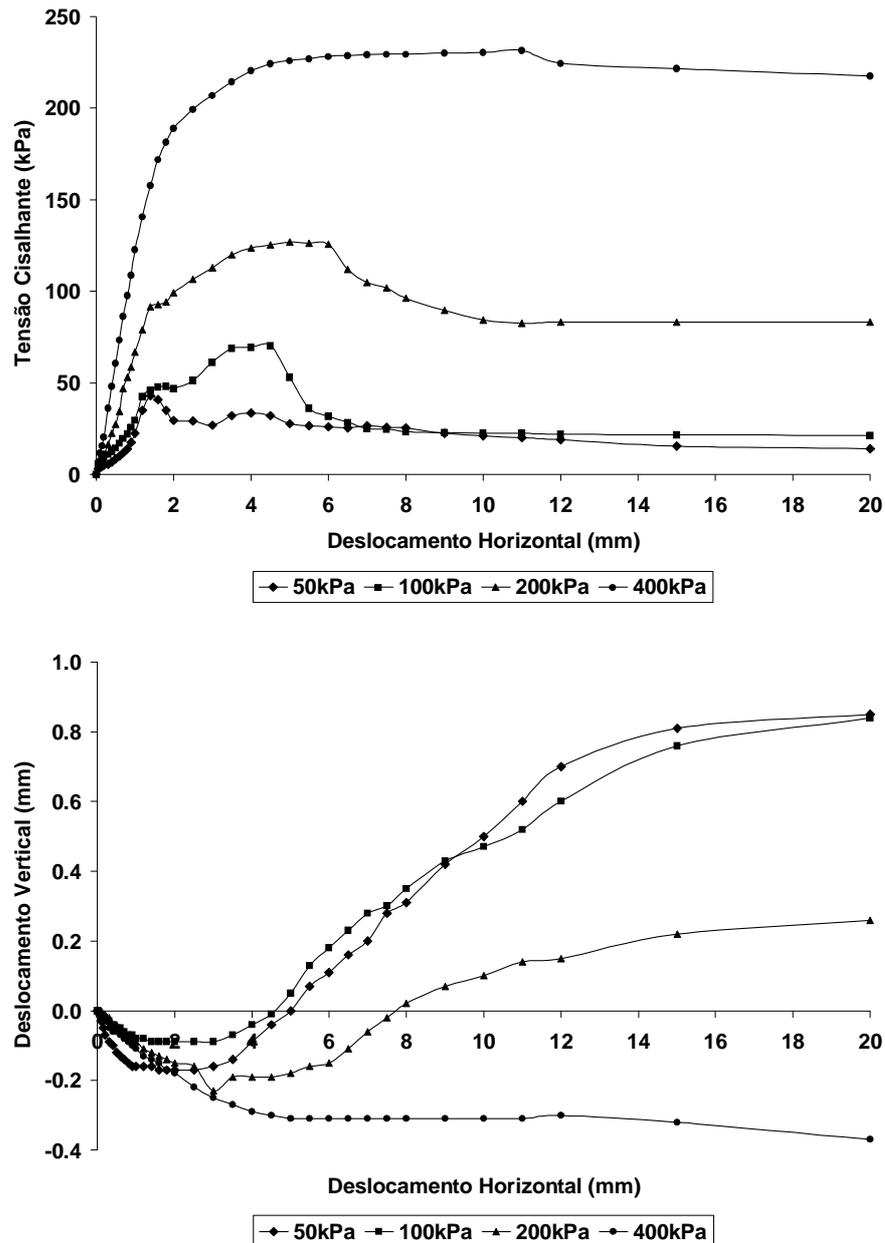


Figura 5.1 – Solo 1, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa (adaptado de Ferreira, 2004).

Analisando as curvas da Figura 5.1 pode-se observar uma diminuição gradual da fragilidade e um aumento na rigidez com o aumento de tensão normal. Como apresentado no Capítulo 4, este comportamento foi observado nos ensaios realizados com solos artificialmente estruturados. Com relação à rigidez, para o solo artificialmente cimentado, esta se mostrou menos sensível à tensão normal, para teores de cimento de 12 e 15%.

Observa-se que para o nível de tensão normal 400kPa, o material apresenta baixa fragilidade, concomitante com a ausência de dilatância. Este comportamento é bastante comum em solos estruturados, quando o aumento do nível de tensão tende a provocar a plastificação na fase de carregamento normal ou durante o cisalhamento.

Assim, verifica-se que a curva de compressão, para este nível de tensão, foi a única que não apresentou dilatância, e a curva tensão cisalhante *versus* deslocamento mostrou um comportamento bem rígido até o deslocamento 1,5mm, pode-se sugerir que a plastificação ocorreu próximo do deslocamento de 1,5mm.

Com o elevado nível de tensão em relação ao grau de cimentação, o dente de serra formado na Fase I foi “destruído” após a plastificação, proporcionando um comportamento dúctil do material. Este fato sugere que o condicionante da dilatação nos ensaios com menor nível de tensão seria o dente de serra gerado pela cimentação natural e não o estado de densificação do material, que aparenta ser fofo.

Na Tabela 5.2 estão apresentados os parâmetros do modelo Dente de Serra obtidos através da análise dos resultados, conforme Figura 5.1.

É importante observar que o atrito interno inicial apresentou valores semelhantes para os níveis 100, 200 e 400kPa, aproximadamente igual a 24 graus. Como definido neste trabalho, o atrito interno inicial é quantificado logo após a plastificação, tendo a mesma magnitude do atrito matricial. Este parâmetro é representativo da superposição dos efeitos da aspereza da junta de cisalhamento mobilizada e da forma da junta em escala macroscópica.

Para o solo artificialmente estruturado, estudado no Capítulo 4, este parâmetro mostrou-se de certa forma harmônico, com variações oscilantes entre de 4 a 7 graus, para os 5 teores de cimento estudados. As variações aproximadas encontradas foram de 4, 7, 5, 7, 5 graus, para os teores, 3, 6, 9, 12 e 15%, respectivamente. Neste caso particular, o atrito inicial variou de 24 a 30 graus, ou seja, dentro desta faixa de valores.

Tabela 5.2 – Parâmetros Solo 1, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa .

Parâmetros	50kPa	100kPa	200kPa	400kPa
θ_i (°)	30,10	24,42	24,50	24,05
ψ_i (°)	-6,52	-3,81	-4,90	-5,36
ϕ_i (°)	23,58	20,60	19,60	18,69
c (kPa)	23,54	4,92	20,73	37,41
K_i (kPa)	3544,84	3811,05	7539,17	13331,45
δ_n (mm)	1,40	1,20	1,40	1,60
θ_m (°)	31,05	27,28	27,36	29,76
ψ_m (°)	-0,95	-2,86	-2,86	-5,71
ϕ_m (°)	30,10	24,42	24,50	24,05
K_m (kPa)	4269,33	18198,57	36614,54	71865,60
θ_r (°)	13,49	7,12	18,55	25,89
ψ_r (°)	4,97	3,72	1,54	-0,65
ϕ_r (°)	18,46	10,84	20,09	25,24

No solo natural, os resultados também mostram que em todos os ensaios o estado era de contractância no momento da plastificação. De forma inconsistente, para o nível de tensão 50kPa, a contractância se mostrou maior. Este comportamento ressalta aspectos heterogêneos no bloco amostrado.

Sobrepondo os efeitos da fricção e da contractância, os atritos iniciais encontrados para o Solo 1 apresentaram pouca dispersão, variando de 18,69 a 23,58 graus, ou seja, uma diferença de apenas 4,89 graus.

Aplicando a Equação (4.1) para cálculo da coesão, os valores encontrados apresentam-se dispersos e relativamente baixos. Este comportamento pode estar associado à alta intemperização e conseqüente heterogeneidade do material.

Para a amostra rompida à 100kPa, apesar do caráter heterogêneo da amostra, pode ter ocorrido uma deterioração da estrutura durante a coleta em campo ou durante a moldagem do corpo de prova em laboratório, uma vez que o valor da coesão apresentou-se desprezível para este nível de tensão normal.

É interessante comentar que em nenhum dos ensaios a plastificação ocorreu no início da dilatância, quando se tem a mobilização de resistência à tração, que comparativamente a mobilização da resistência ao cisalhamento e da resistência à compressão (do agente cimentante) é bem inferior.

A rigidez inicial apresenta-se de forma consistente, sendo crescente com o nível de tensão normal. Considerando os níveis extremos de tensão (50kPa e 400kPa), a taxa de crescimento da rigidez inicial foi de 27kPa por 1kPa de acréscimo na tensão normal, ou seja, 27kPa/kPa. Para ilustrar, comparativamente aos resultados obtidos no Capítulo 4, esta taxa foi de 45, 40, 46, 39 e 76kPa/kPa para os teores de cimento 3, 6, 9, 12 e 15%, respectivamente.

Este comportamento mostra que o teor de cimento só teve uma nítida influência sobre a rigidez inicial quando igual a 15%. De forma comparativa, tem-se ainda que o aumento do nível de tensão teve mais influência sobre a rigidez inicial do solo estudado no Capítulo 4 que sobre a rigidez inicial do Solo 1.

O deslocamento horizontal necessário para alcançar a plastificação mostrou-se ligeiramente crescente com o nível de tensão, apresentando o menor valor para o nível 100kPa, quando se obteve o menor valor para a coesão.

Os parâmetros matriciais foram calculados no ponto exatamente após àquele definido como sendo de plastificação. O atrito interno matricial mostrou-se bem consistente, variando de 27 a 31 graus. Como já mencionado, este parâmetro representa a aspereza local da junta cisalhante. Para o solo granular, não estruturado, estudado no Capítulo 3, o atrito interno matricial foi de 23, 29, 28 e 33 graus, para os níveis de tensão normal 50, 100, 200 e 400, respectivamente.

Tem-se assim, que a faixa de valores encontrada para o Solo 1 (silte arenoso) está dentro daquela encontrada para areia uniforme média estudada no Capítulo 3. No entanto, avaliando os resultados obtidos no Capítulo 4, tem-se variações sensíveis deste parâmetro. Dentre todos os ensaios, o atrito interno matricial apresentou valores variando de 1 a 30 graus, sendo tendenciosamente menor, para maiores teores de cimento. Para cada teor de cimento tem-se que a variação foi de 4, 13, 6, 9, 11 graus, para os teores 3, 6, 9, 12 e 15%, respectivamente.

De acordo com o exposto, observa-se que o Solo 1 apresentou um comportamento harmônico com relação à formação da junta cisalhante pós plastificação, apresentando uma aspereza similar em todas as amostras, independente ao nível de tensão normal.

A contractância matricial está bem consistente, sendo majorada em conformidade com o aumento do nível de tensão normal. Para o nível de tensão de

50kPa, quando se tem a plastificação concomitante com o pico de resistência, o atrito matricial apresentou plena mobilização, sendo quantificado em 30,1 graus.

Para os demais níveis de tensão, quando a plastificação ocorre antes do pico, o atrito matricial quantificado refere-se a um valor aquém daquele que seria encontrado na condição de pico. Podendo ser referenciado como atrito matricial mobilizado.

A rigidez matricial está definida aqui como sendo aquela obtida logo após a plastificação. Para todos os níveis de tensão, sua magnitude ficou geometricamente superior à rigidez inicial. A taxa de crescimento da rigidez matricial foi de 193kPa/kPa contra 27kPa/kPa da rigidez inicial.

No Capítulo 4, as taxas encontradas para a rigidez matricial foram 42, 51, 103, 74 e 62kPa, para os teores de 3, 6, 9, 12 e 15%, respectivamente. Estes parâmetros foram obtidos após a fragilização, quando as amostras estavam em plena dilatância.

No caso em questão, as amostras encontram-se ainda em contractância. Este comportamento diferencial dificulta uma análise comparativa entre os solos estruturados artificialmente e naturalmente, aqui apresentados.

O atrito interno residual apresenta-se crescente com o aumento do nível de tensão. Como se sabe, o aumento de tensão normal tende a inibir progressivamente a dilatação, proporcionando um gasto maior de energia para ocorrência de deslizamento e rearranjo. Como resultado final, têm-se valores de atrito residual variando de 11 a 25 graus.

Dos resultados apresentados na Figura 5.1, pode-se perceber que o valor 11 graus está atribuído ao nível de tensão 100kPa, que teve resistência similar ao nível de tensão normal 50kPa.

Em comparação com os resultados observados no Capítulo 4, o aumento do atrito residual com o aumento de tensão sugere que o Solo 1 tem baixo grau de cimentação, uma vez que a queda de resistência residual com o aumento do nível de tensão foi observada para maiores teores de cimento.

5.3.2 – Xisto Alterado – Solo Estruturado 2

Dando prosseguimento a este estudo, na Figura 5.2 estão apresentadas as curvas dos ensaios de cisalhamento direto realizados no Solo 2 (Ferreira, 2004).

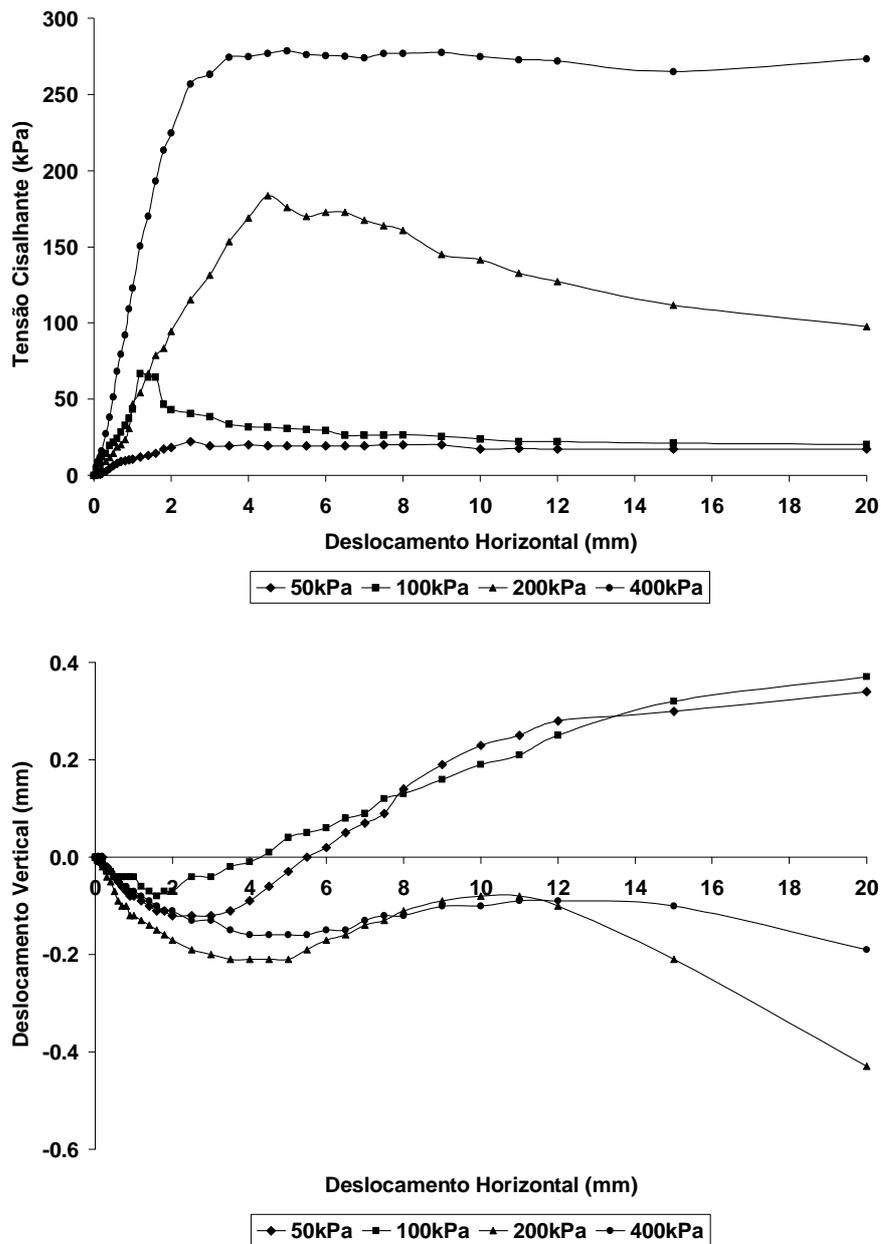


Figura 5.2 – Solo 2, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa (adaptado de Ferreira, 2004).

Os resultados ilustrados na Figura 5.2 mostram que o Solo 2 apresentou menor fragilidade e rigidez que o Solo 1. Este comportamento sugere que o Solo 1 tem grau de cimentação mais elevado, ou seja, trata-se de um xisto menos intemperizado em relação ao Solo 2.

O fato do Solo 2 ter maior grau de intemperismo, está de certa forma demonstrado pelos resultados diferenciados de comportamento. Observa-se que para

50kPa de tensão normal, o comportamento apresentado é típico de solo desestruturado. Já para o nível de tensão normal 100kPa o comportamento é de forte rigidez e elevada fragilidade. Para os níveis 200 e 400kPa tem-se um comportamento de baixa fragilidade, quando o pós-pico mantém forte resistência ao cisalhamento devido ao elevado nível de tensão.

Na Tabela 5.3 estão apresentados os parâmetros do modelo Dente de Serra obtidos através da análise das curvas da Figura 5.2.

Tabela 5.3 – Parâmetros Solo 2, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa .

Parâmetros	50kPa	100kPa	200kPa	400kPa
θ_i (°)	20,48	32,44	22,21	28,85
ψ_i (°)	-2,75	-2,86	-5,36	-3,50
ϕ_i (°)	17,73	29,57	16,85	25,35
c (kPa)	5,84	10,13	18,37	21,78
K_i (kPa)	1450,06	5973,72	6093,40	15708,75
δ_h (mm)	2,50	1,20	1,60	1,80
θ_m (°)	20,48	35,30	25,07	28,85
ψ_m (°)	0,00	-2,86	-2,86	0,00
ϕ_m (°)	20,48	32,44	22,21	28,85
K_m (kPa)	3238,45	25475,63	32863,36	88856,41
θ_r (°)	14,39	9,25	28,85	30,78
ψ_r (°)	2,54	1,73	0,34	0,11
ϕ_r (°)	16,93	10,98	29,19	30,90

Neste solo, o atrito interno inicial alcançou forte variação, em cerca de 12 graus. Como já mencionado, para o estudo apresentado no Capítulo 4, quando tem-se uma cimentação mais homogênea, este parâmetro variou de 4 a 7 graus, para cada nível distinto de cimentação.

No caso em questão, esta grande variação do atrito interno inicial, pode estar associada ao diferenciado grau de intemperismo da amostra, proporcionando diferentes rugosidades na junta cisalhante.

A magnitude da contractância inicial mostrou-se bastante similar a do Solo 1, mas neste caso, exceto para o nível de tensão 400kPa, o início da dilatância coincidiu com o ponto de plastificação. Este comportamento é semelhante ao apresentado para os solos estruturados artificialmente estudados no Capítulo 4.

Assim, os efeitos combinados do atrito interno e contractância inicial, proporcionaram atritos iniciais bastantes dispersos, com variação em cerca de 13 graus.

Ao contrário do observado no Solo 1, a coesão do material encontra-se inicialmente bem baixa, porém crescente com o aumento do nível de tensão normal. Este comportamento está em conformidade com as ponderações sobre a baixa resistência à tração que é mobilizada nos baixos níveis de tensão.

Naquele caso, a plastificação ocorreu na fase de compressão para todos os ensaios, não sendo mobilizado tração. Neste caso, exceto para o nível de tensão normal 400kPa, a plastificação ocorreu no início da dilatação.

Este comportamento, apesar de sugestivo, parece direcionar para uma interpretação de que, em solos densos cimentados tem-se uma tendência da coesão aumentar com o nível de tensão normal até um determinado valor. Para solos fofos cimentados, quando a plastificação ocorre na compressão cisalhante, a coesão tende a ser menos sensível ao nível de tensão, respeitando o limite de plastificação por compressão pura.

Neste estudo particular, o Solo 1 tem índice de vazios igual a 0,63, enquanto o Solo 2 tem índice de vazios de 0,56, ou seja, de forma comparativa, o Solo 2 é relativamente mais denso que o Solo 1, mas o Solo 1 tem menor grau de intemperismo, apresentando maior coesão.

Similarmente ao Solo 1, o comportamento do módulo de rigidez inicial em relação ao matricial foi de majoração, tanto com o evoluir das fases (Fase I para Fase II) quanto com o aumento do nível de tensão normal.

Comparando as magnitudes das rigidezes iniciais obtidas entre os Solos 1 e 2, tem-se uma oscilação. Esta foi maior para o Solo 2 quando a tensão normal foi de 100 e 400kPa e menor para os níveis 50 e 200kPa. Esta insensibilidade da rigidez inicial com o nível de tensão normal não foi verificada nos ensaios apresentados no Capítulo 4, como ilustrado na Figura 4.14.

Para os solos artificialmente cimentados, quando se tem um melhor controle do grau de cimentação, a rigidez inicial mostrou-se harmonicamente crescente com o aumento da tensão normal e com o teor de cimento.

Sendo este o comportamento esperado para os Solo 1 e 2, ratifica-se o fato de que as amostras apresentam graus diferenciais de intemperismo, condicionando graus

diferenciais de cimentação. Comparativamente, tem-se que maiores graus de intemperismo estariam nas amostras de Solo 1, para os níveis de tensão normal 100 e 400kPa. Para as amostras de Solo 2, os níveis seriam 50 e 200kPa.

Dentre estas amostras, apresentaram coesão muito baixa, da ordem de 5kPa, a amostra de Solo 1 ensaiada com 100kPa e a amostra de Solo 2 ensaiada com 50kPa.

Os deslocamentos horizontais para alcançar a plastificação no Solo 2 foram ligeiramente maiores que aqueles encontrados para o Solo 1. Uma justificativa deste comportamento, poderia estar associada a uma antecipação da plastificação, proporcionada pelo maior índice de vazios do Solo 1 em relação ao Solo 2.

O atrito interno matricial mostrou-se consistente para os níveis de tensão 200 e 400kPa, assemelhando-se aqueles obtidos para o Solo 1. No entanto, este parâmetro apresentou magnitude de apenas 20,48 graus, para a amostra com fortes indícios de intemperismo (50kPa).

O estado matricial está definido como sendo aquele, logo após a plastificação. Assim, observando ambos os gráficos ilustrados na Figura 5.2, pode-se ainda medir uma contractância para os níveis de tensão 100 e 200kPa.

Estes efeitos combinados conferem ao atrito matricial valores dispersos, sendo inferiores e da ordem de 21 graus, para as amostras aqui identificadas como sendo mais intemperizadas, como exposto na discussão da rigidez inicial.

A rigidez matricial apresenta o mesmo comportamento relativo da rigidez inicial, quando é percebida uma forte influência do grau de intemperismo no comportamento do parâmetro.

O atrito interno residual apresentou uma tendência de aumento com o aumento do nível de tensão. Este comportamento foi também observado nas análises apresentadas no Capítulo 4, para teores menores de cimento em solos densos. Comparativamente ao Solo 1, que é mais fofo, porém menos intemperizado, o Solo 2 mostrou valores baixos para menores níveis de tensão (50 e 100kPa) e elevados para níveis maiores de tensão (200 e 400kPa).

Em ambos os solos (1 e 2), tem-se a consistente minimização da dilatância residual com o aumento do nível de tensão. Esta sobreposição de efeitos fez com que o atrito residual oscilasse entre 11 e 31 graus, ou seja, uma variação de 20 graus. Para o

teor de cimento 3% (Capítulo 4), este parâmetro evoluiu apenas de 25 para 29 graus, para as tensões respectivas de 50 e 400kPa.

5.3.3 – Xisto Alterado – Solo Estruturado 3

Na Figura 5.3 estão apresentados os ensaios de cisalhamento direto realizados no Solo 3, tensão normal de 50, 100, 200 e 400kPa.

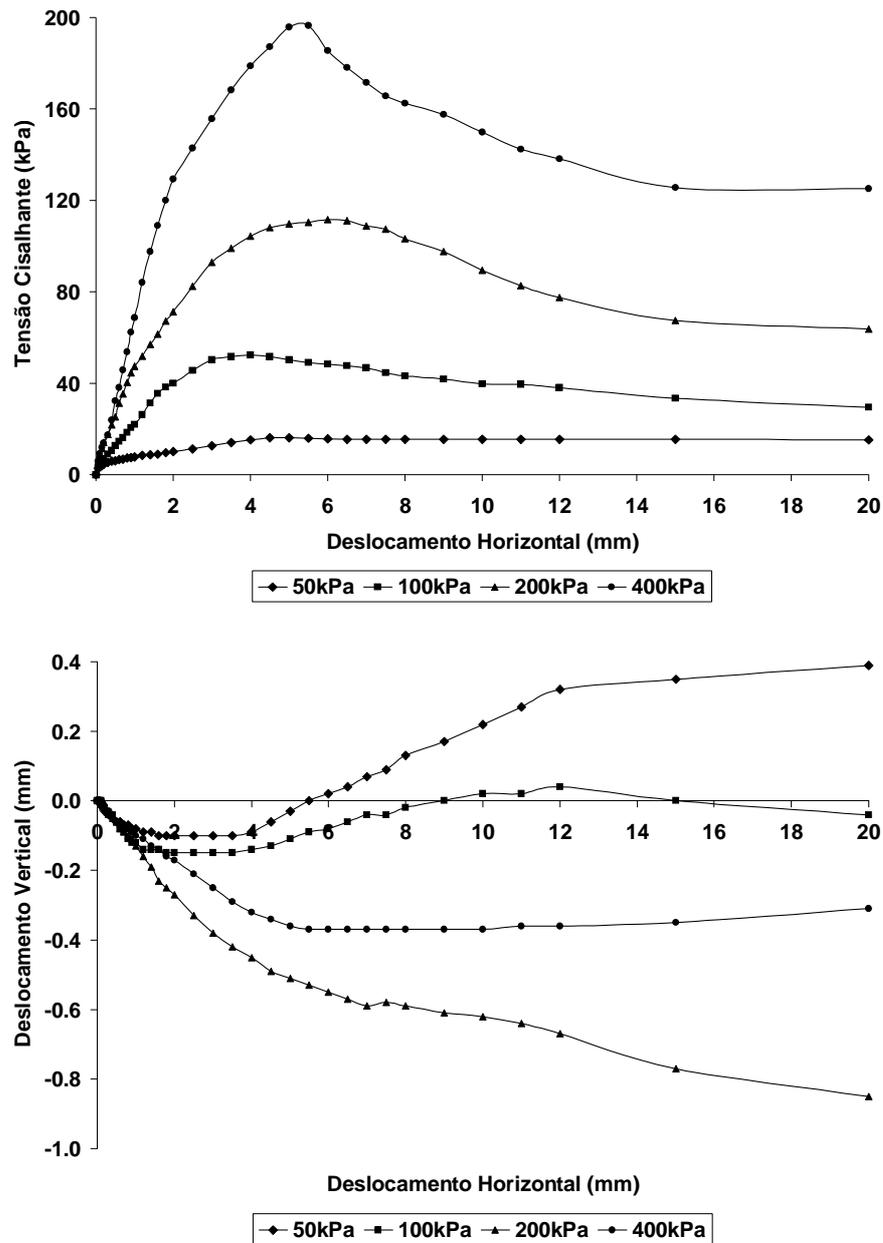


Figura 5.3 – Solo 3, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa (adaptado de Ferreira, 2004).

Como relatado anteriormente, este material foi caracterizado como silte areno argiloso. Dentre os solos aqui estudados, este obteve o maior índice de vazios (0,67). Estas características estão refletidas nas curvas de deslocamento horizontal *versus* tensão cisalhante, que aparentam um comportamento mais próximo de um solo não estruturado.

Para os níveis de tensão 100, 200 e 400kPa, tem-se levemente indicado o ponto de plastificação para os deslocamentos horizontais iguais a 1,8, 1,0 e 1,8mm, respectivamente. Porém, para o nível de tensão 50kPa, a plastificação ocorreu no final da compressão, para deslocamento igual a 2mm.

É interessante observar que mesmo este solo tendo índice de vazios mais elevado, a dilatância ocorreu para os níveis mais baixos de tensão (50 e 100kPa).

Na Tabela 5.4 estão apresentados as magnitudes dos parâmetros do modelo Dente de Serra, obtidos através da análise das curvas da Figura 5.3.

Tabela 5.4 – Parâmetros Solo 3, $\sigma_n = 50, 100, 200$ e 400kPa.

Parâmetros	50kPa	100kPa	200kPa	400kPa
θ_i (°)	12,28	21,36	14,38	17,56
ψ_i (°)	-2,86	-4,76	-7,41	-5,08
ϕ_i (°)	9,41	16,59	6,97	12,48
c (kPa)	1,61	8,37	24,07	31,37
K_i (kPa)	709,69	2816,65	4730,81	8844,21
δ_h (mm)	2,00	1,80	1,00	1,80
θ_m (°)	12,28	21,36	22,91	20,42
ψ_m (°)	0,00	0,00	-8,53	-2,86
ϕ_m (°)	12,28	21,36	14,38	17,56
K_m (kPa)	1877,46	15766,31	20524,61	51061,93
θ_r (°)	12,59	17,83	21,55	17,99
ψ_r (°)	2,53	0,63	-2,70	-1,09
ϕ_r (°)	15,12	18,46	18,84	16,90

O atrito interno inicial sofreu uma nítida redução em relação àqueles encontrados para os Solos 1 e 2. Em termos médios, este parâmetro foi de 26 graus para os Solos 1 e 2, sendo quantificado em 16 graus para o Solo 3. Esta forte redução no atrito interno (10 graus) pode estar associada à influência da granulometria fina da argila, na formação de uma junta de cisalhamento com baixa aspereza local.

Acrescenta-se a formação contractante da junta de cisalhamento, para os níveis de tensão normal 200 e 400kPa, quantificada pela contractância matricial.

Similarmente aos solos anteriores, devido ao elevado índice de vazios, a plastificação ocorreu ainda na compressão para todos os níveis de tensão normal aplicados. Este comportamento conjugado proporcionou baixa resistência friccional, estabelecendo um atrito inicial médio de apenas 11 graus, contra 21 e 22 graus, para os Solos 1 e 2, respectivamente.

Com base neste estudo específico, este comportamento mostra como a argila, mesmo em pequena proporção, tem forte influência sobre a aspereza e conseqüente magnitude do atrito inicial.

O comportamento da coesão foi muito sensível ao nível de tensão normal. Em termos de variação, esta foi de cerca de 30kPa. Para os Solos 1 e 2, esta variação foi de 17 e 16kPa, respectivamente, sendo desconsiderado nesta análise, o ensaio com o Solo 1 para 100kPa, quando foi sugerido anteriormente que a respectiva amostra estaria com grau mais elevado de alteração.

Este comportamento não é simples de comentar, uma vez que graus diferenciados de intemperismo podem proporcionar divergências de resultados. No entanto, avaliando a rigidez inicial, esta se mostra comparativamente muito baixa para o nível de tensão de 50kPa. Novamente, este fato sugere que esta amostra estaria com elevado grau relativo de intemperismo, sendo este, um forte condicionador para o desprezível valor de coesão encontrado (1,61kPa).

Ainda sobre este parâmetro, salienta-se, que para os níveis de tensão 200 e 400kPa, sua magnitude aproximou-se daqueles valores obtidos para os Solos 1 e 2, tomando-se os mesmos níveis de tensão.

Para o Solo 3, a rigidez inicial mostrou-se sempre inferior àquelas obtidas para os Solos 1 e 2. Dois fatores isolados ou conjugados podem proporcionar este comportamento, a saber: o elevado índice de vazios e a presença de argila no material.

Apesar dos aspectos diferenciais do Solo 3, não houve nítido reflexo destas diferenças sobre os deslocamentos horizontais requeridos para plastificação. Destaca-se aqui, o menor deslocamento detectado, de apenas 1mm para o nível de tensão 200kPa.

O atrito interno matricial sofreu uma nítida redução em relação aos valores quantificados para os Solos 1 e 2. Como já comentado, este comportamento pode ser

atribuído à influência da argila no processo cisalhante. Exceto para o ensaio com nível de tensão 50kPa, observa-se que este parâmetro mostra-se bastante harmônico, com baixa variabilidade (2,49 graus), similarmente ao observado para o Solo 1.

Um comportamento diferencial destes materiais naturalmente estruturados em relação ao solo artificialmente estruturado, apresentado no Capítulo 4, refere-se a não ocorrência de dilatância logo após a plastificação. Este comportamento, de certa forma, contribuiu para valores minimizados de atrito matricial dos solos aqui estudados, mais especificamente, do Solo 3.

A rigidez matricial do Solo 3 apresenta-se menor para todos os níveis de tensão, em comparação com aquelas registradas para os Solos 1 e 2. O comportamento é harmonicamente crescente com o nível de tensão.

Exceto para o nível de tensão normal 100kPa, o atrito residual mostrou-se comparativamente menor nos demais ensaios. Face a forte variabilidade apresentada em todos os três solos, em termos médios os valores foram quantificados em 19, 22 e 17 graus, para os Solos 1, 2 e 3, respectivamente.

Nota-se que estes valores acompanham os respectivos índices de vazios, ou seja, 0,63, 0,56, 0,67, sendo o atrito residual inversamente proporcional ao índice de vazios. Este fato pode ser particular, mas dá indícios de haver uma certa tendência da resistência residual de solos estruturados estar associada ao estado de densidade inicial da amostra.

5.4 – INFLUÊNCIA DO NÍVEL DE TENSÃO

Este item tem por objetivo apresentar os resultados de forma conjunta possibilitando uma melhor avaliação da influência do nível de tensão sobre os parâmetros do modelo Dente de Serra, aplicados para solos naturalmente estruturados.

A Figura 5.4 apresenta o comportamento da coesão com o aumento do nível de tensão normal, para os três solos estudados. Pelo gráfico, pode-se melhor observar, a tendência de crescimento da coesão com o aumento do nível de tensão. Como já discutido este efeito estaria associado a melhor eficiência da cimentação, em níveis maiores de tensão.

O elevado valor da coesão detectado para o Solo 1 no nível de tensão 50kPa, poderia ser justificado face a característica heterogênea de materiais intemperizados. Não estaria descartada a possibilidade da amostra ter sido moldada inadequadamente, estando refletido no resultado, efeitos da anisotropia. Apesar desta tendência ter sido observada nos estudos com solo cimentado artificialmente (Capítulo 4), para um mesmo teor de cimento, os valores de coesão encontrados mantiveram um determinado patamar de valores (Figura 4.13), bem distinto deste aqui observado.

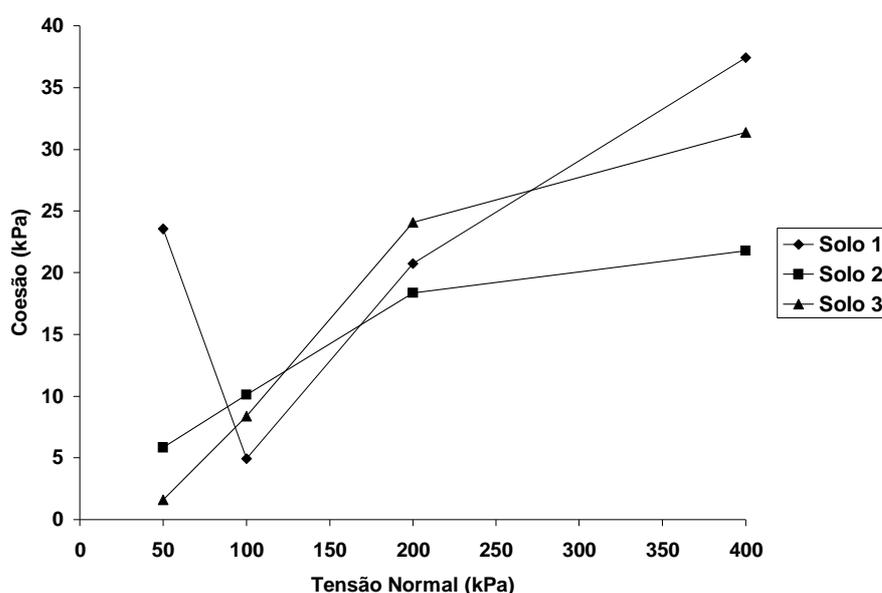


Figura 5.4 – Valores de coesão.

Procurando fazer uma comparação entre a coesão detectada pelo modelo Dente de Serra e a coesão de intercepto obtida através do critério de Mohr-Coulomb, foram traçadas as envoltórias de Mohr-Coulomb para cada solo (Figura 5.5).

Analisando as equações obtidas através das linhas de tendências, pode-se dizer que para o este caso de solo estruturado naturalmente, não existe analogia entre os parâmetros coesão de intercepto e coesão determinada com base no modelo Dente de Serra expandido a solos estruturados.

Procurando visualizar o posicionamento da plastificação nos estados de tensão impostos aos materiais, apresenta-se nas Figuras 5.6, 5.7 e 5.8, a resistência dos solos nas diferentes fases do modelo Dente de Serra, para os Solos 1, 2 e 3, respectivamente.

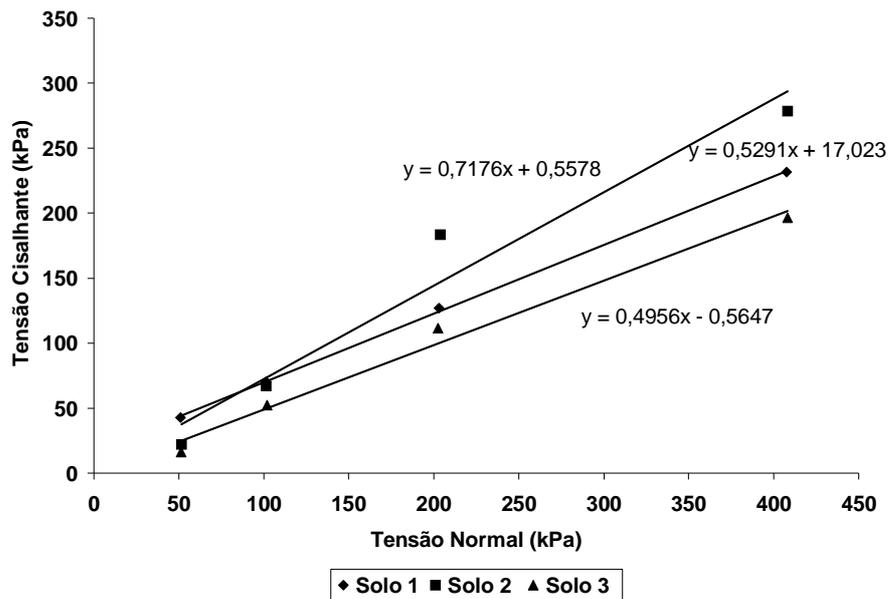


Figura 5.5 – Envoltórias de Mohr-Coulomb.

Para o Solo 1 (Figura 5.6), exceto para o nível de tensão 50kPa, tem-se a perda da cimentação antes do pico de resistência ser alcançado. Pode ainda ser observado que após a perda da cimentação, o solo apresentou ganho de resistência, face ao confinamento existente. Para o nível de tensão 400kPa, tem-se destacado o fato da resistência residual ser maior do que aquela mobilizada para plastificar o Solo 1.

Como mencionado no Capítulo 3, no caso de estudos de estabilidade de taludes e capacidade de carga de fundações, foi adotado fatores de segurança de 1,5 e 2, ou seja, taxas de mobilização de 67% e 50%, respectivamente. Observado o comportamento da plastificação na Figura 5.6, este material estaria mobilizando resistência na Fase I, ou seja, a mobilização não seria suficiente para plastificar o solo, sendo a coesão considerada nos estudos.

Na Figura 5.7 estão os valores de resistência de plastificação, pico e residual, para o Solo 2. Nota-se que para os níveis de 50 e 100kPa o comportamento é de perda da cimentação coincidente com o pico de resistência. Já para os níveis 200 e 400kPa o solo perde sua cimentação antes do pico.

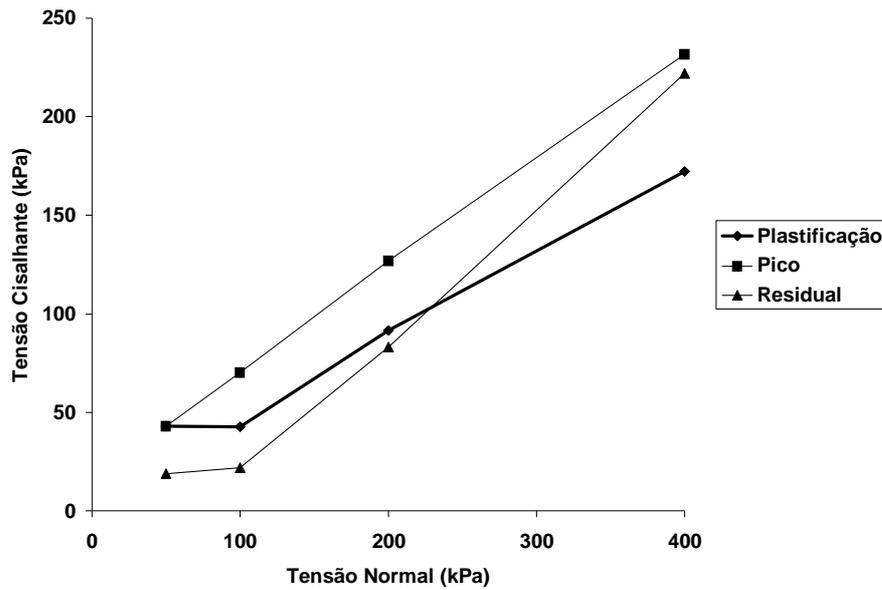


Figura 5.6 – Comportamento da resistência do solo 1.

Nestes casos pode-se observar que a resistência residual foi maior do que a mobilizada, que proporcionou a plastificação do material. Observa-se ainda uma aproximação da resistência residual com a resistência de pico, para o nível de tensão 400kPa, quando o solo tende a comportar-se como dúctil (Figura 5.1).

Com relação a abordagem expedita para projetos e estudos de engenharia, o Solo 2 mostra-se não plastificado para mobilizações de 67%, exceto para o nível de tensão 200kPa, quando a plastificação foi verificada para mobilização ligeiramente inferior a 50%.

Para o Solo 3, a plastificação ocorreu antes do pico de resistência para todos os níveis de tensão. No entanto, o comportamento é bastante semelhante àquele observado para os Solos 1 e 2.

Com relação às taxas de mobilização que geram a plastificação, pode-se observar que para os níveis de tensão normal 50kPa e 200kPa, esta ocorre antes de ser alcançada a mobilização de 50%. No entanto, para o nível de tensão 100kPa, a plastificação ocorreu para mobilização acima de 67%, sendo para a tensão de 400kPa, entre 50 e 67%.

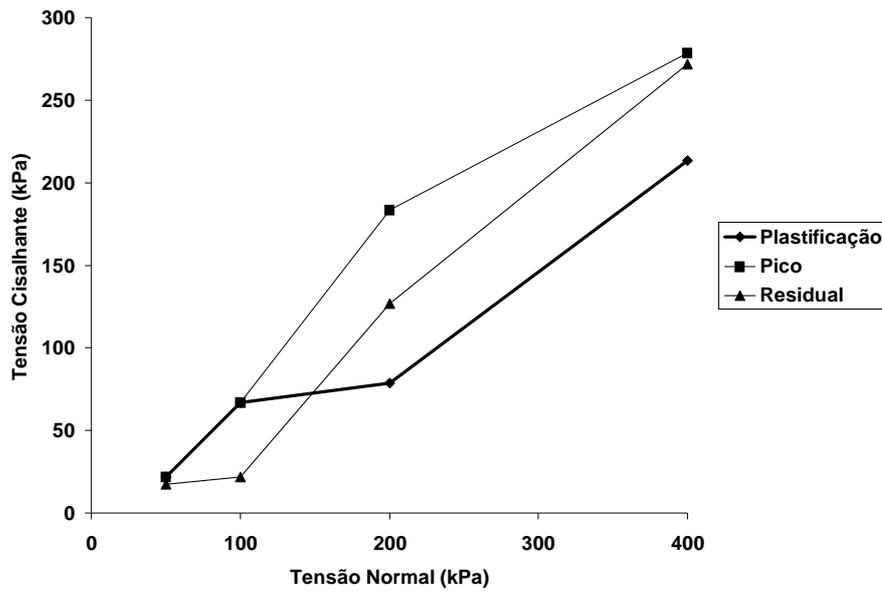


Figura 5.7 – Comportamento da resistência do Solo 2.

Como apresentado no Capítulo 3, este comportamento é muito importante para elaboração de estudos adequados de estabilidade e capacidade de carga, quando se adotam parâmetros da Fase I ou II. Diferentemente da abordagem apresentada no Capítulo 3, no caso em questão, a Fase I tem agregado a mobilização da coesão por cimentação.

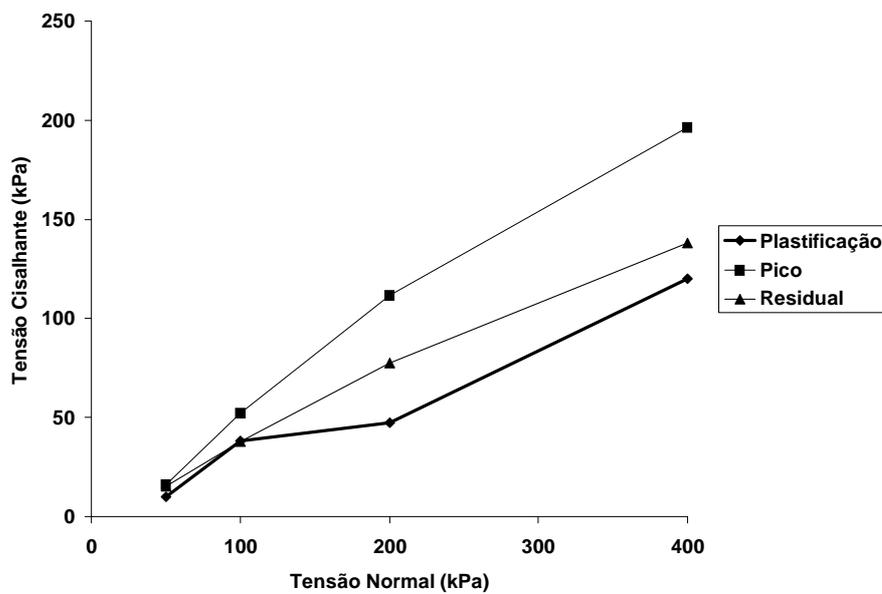


Figura 5.8 – Comportamento da resistência do Solo 3.

Na Figura 5.9 está apresentado o comportamento do atrito interno inicial para os três solos estudados. Observa-se que os valores encontram-se muito dispersos, sendo menores para o Solo 3, que contém argila. Para areia estudada no Capítulo 3, este parâmetro oscilou entre 23 e 34 graus e para os solos artificialmente estruturados, estudados no Capítulo 4, este parâmetro obteve uma variação maior, entre 30 e 45 graus.

No caso em questão a variação foi 12 a 32 graus, ou seja, 20 graus. Este aumento da variação do atrito interno inicial mostra sua forte sensibilidade a heterogeneidade da junta de cisalhamento, com relação à aspereza local e global.

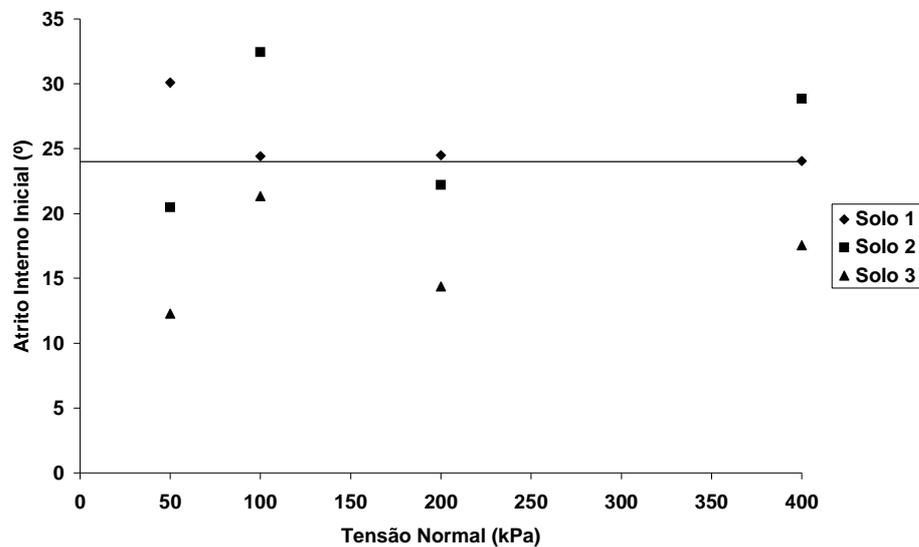


Figura 5.9 – Comportamento do atrito interno inicial para os três solos.

Na Figura 5.10, está apresentado o comportamento da contractância inicial para os solos estudados. De acordo com os resultados, foi possível delinear uma faixa de tendência, quando este parâmetro variou de 2,5 a 5,5 graus.

O comportamento do atrito inicial, que representa a soma do atrito interno inicial e a contractância, está apresentado na Figura 5.11. O comportamento deste parâmetro para o Solo 1 está bem consistente, ou seja, minimizando com o aumento do nível de tensão. No entanto, para os demais solos, o parâmetro apresenta-se disperso, não caracterizando a tendência esperada.

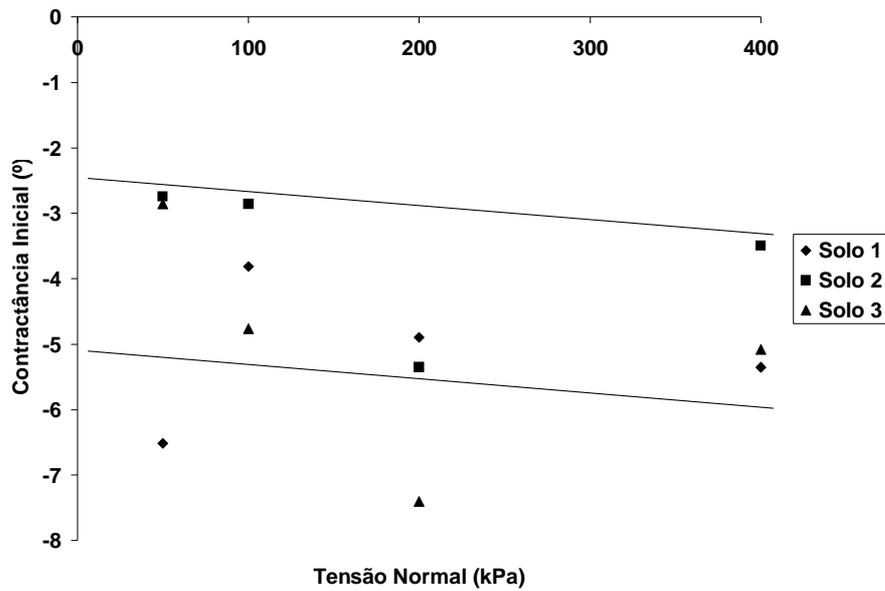


Figura 5.10 – Comportamento da contractância inicial.

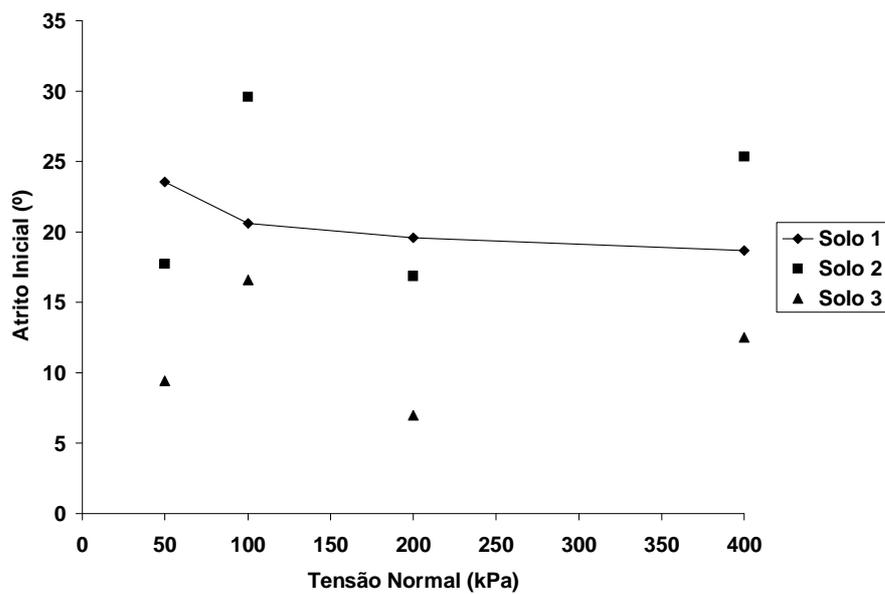


Figura 5.11 – Comportamento do atrito inicial.

A Figura 5.12 apresenta as taxas de contribuição de coesão e de atrito inicial na resistência inicial, para o Solo 1. Este estudo mostra uma maior contribuição da fricção na resistência ao cisalhamento. No entanto, para o nível de tensão 50kPa, a contribuição da coesão foi levemente predominante.

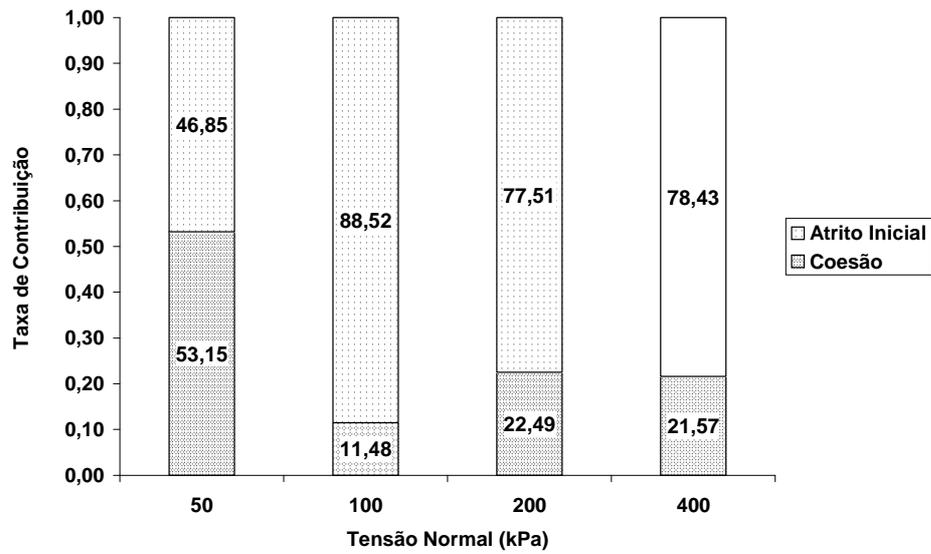


Figura 5.12 – Taxas de contribuição– Solo 1.

Também para os Solos 2 e 3, pode-se dizer que estes apresentam um comportamento que mobiliza muito mais atrito do que coesão, em sua resistência inicial. A quantificação deste comportamento está apresentada nas Figuras 5.13 e 5.14. Este comportamento não foi verificado para o Solo 3, nível de tensão de 200kPa, onde ocorre o mesmo fato do Solo 1, nível de tensão normal de 50kPa, ou seja, existe um equilíbrio na contribuição das resistências por coesão e atrito.

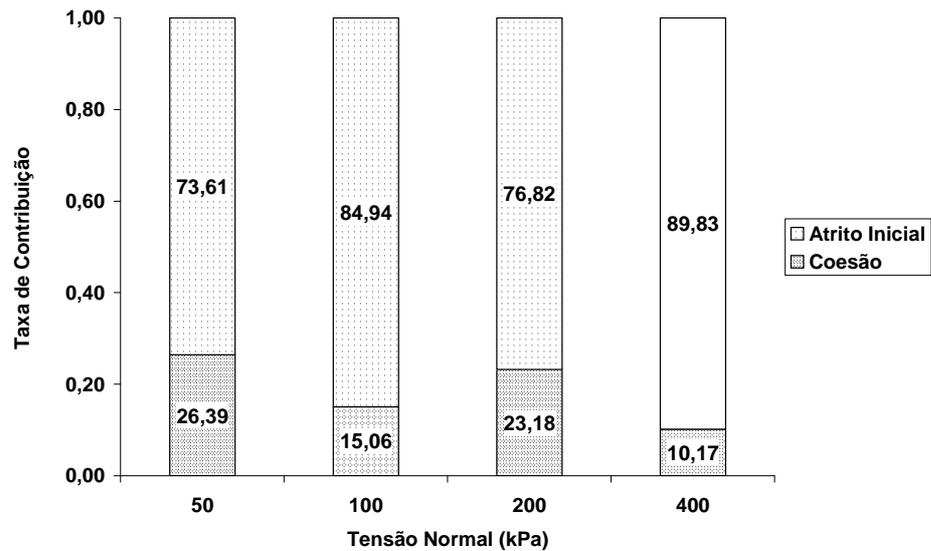


Figura 5.13 – Taxas de contribuição – Solo 2.

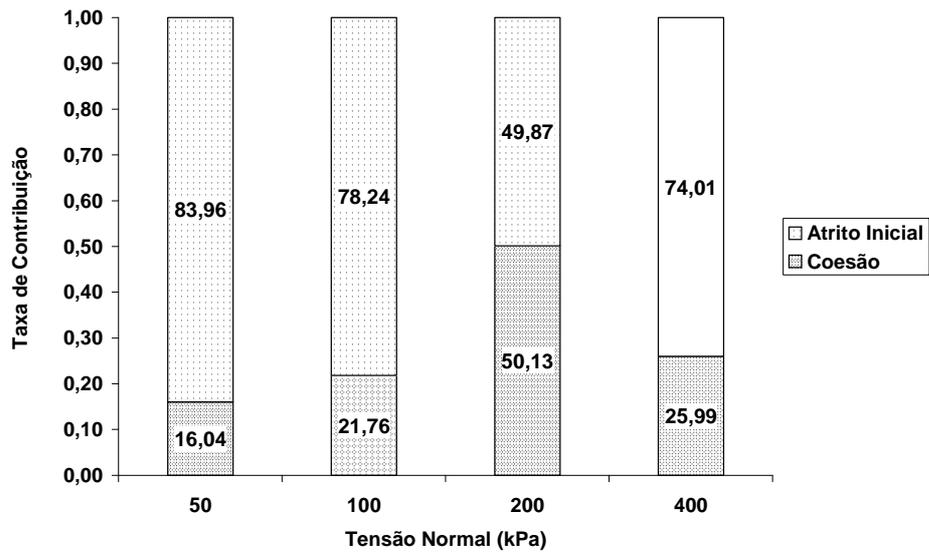


Figura 5.14 – Taxas de contribuição – Solo 3.

A Figura 5.15 mostra o comportamento do atrito interno matricial, para os três solos. Nota-se nesta figura a intenção de classificar os pontos em faixas de valores de ângulos de atrito típicos para solos de granulometria fina, média e grossa. Um vez que os solos aqui estudados são silto-arenosos (Solos 1 e 2) e silto areno-argiloso (Solo 3), os pontos encontram-se satisfatoriamente locados.

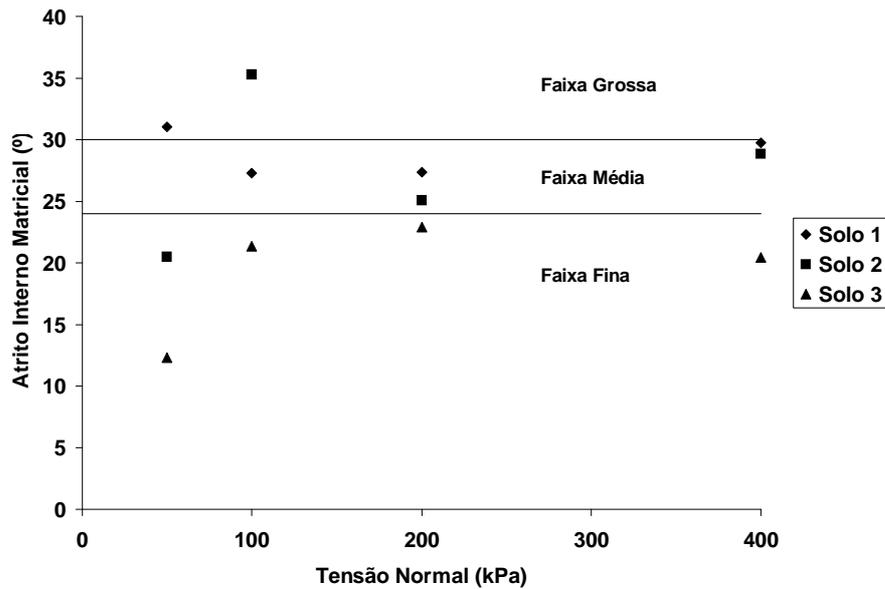


Figura 5.15 – Comportamento do atrito interno matricial.

O comportamento da contractância matricial está ilustrado pela Figura 5.16. Observa-se uma tendência de compressão para todos os solos, porém apenas o Solo 1 apresenta uma tendência de seu aumento progressivo com o nível de tensão.

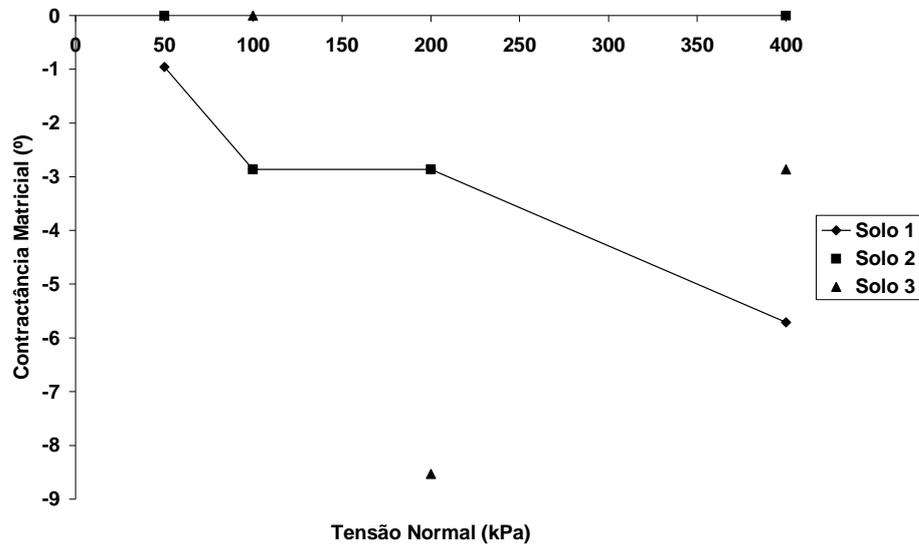


Figura 5.16 – Comportamento da contractância matricial.

Em linhas gerais, como pode ser observado na Figura 5.17, o comportamento do atrito matricial apresenta-se disperso, exceto para o Solo 1. É importante realçar que este parâmetro foi obtido logo após a plastificação, não sendo representativo das condições de pico. A magnitude do atrito matricial, apesar de apresentar-se baixa, está consistente com os valores típicos encontrados para o silte, em torno de 25 graus e para argila, abaixo de 20 graus.

O atrito interno residual apresenta-se disperso, porém dentro de uma faixa de valores, como pode ser observado na Figura 5.18. Este comportamento diferencial mostra o quanto o nível de tensão influencia na resistência residual.

Na fase residual, verifica-se a presença de dilatância para a maioria dos valores analisados, conforme mostra a Figura 5.19.

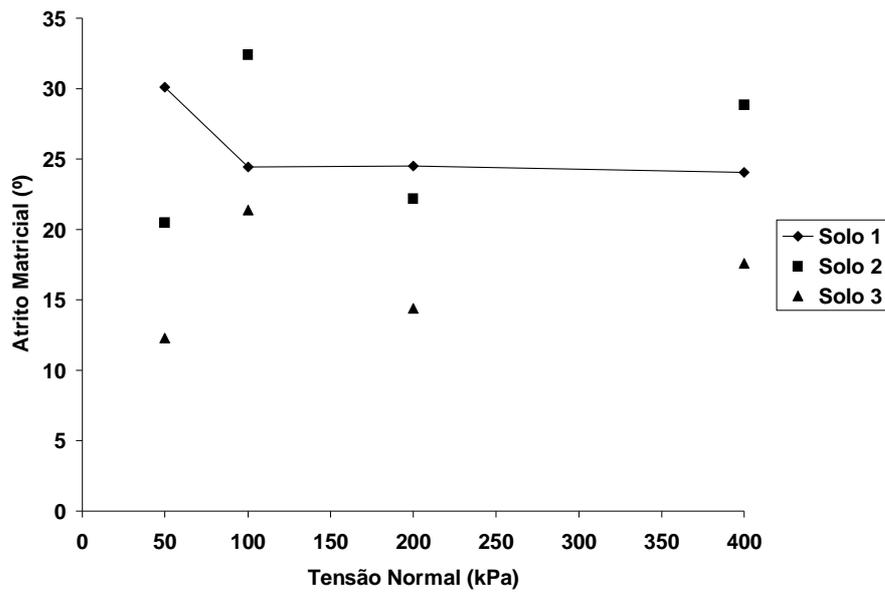


Figura 5.17 – Comportamento do atrito matricial.

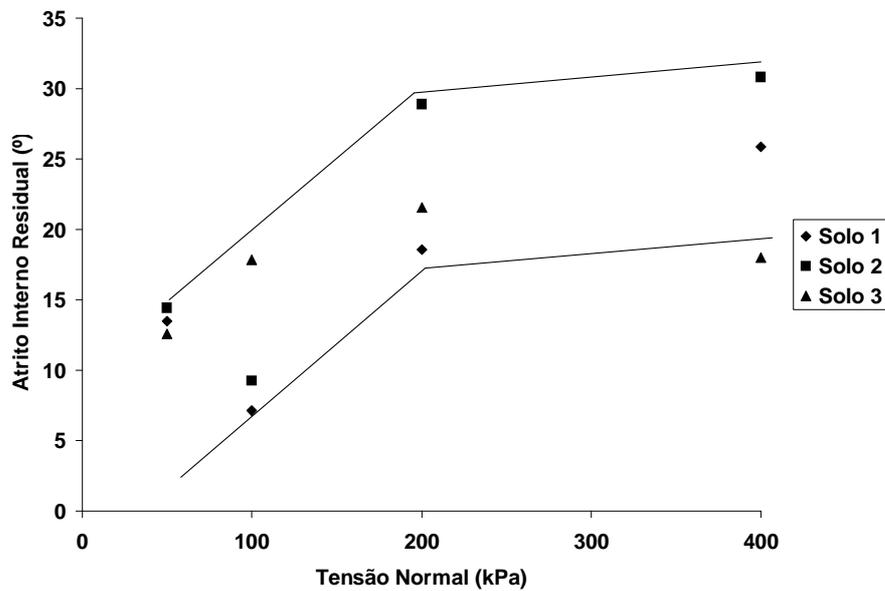


Figura 5.18 – Comportamento do atrito interno residual.

O comportamento observado é consistente, ou seja, para níveis moderados de tensão o material dilatou e para níveis elevados de tensão o material comprimiu.

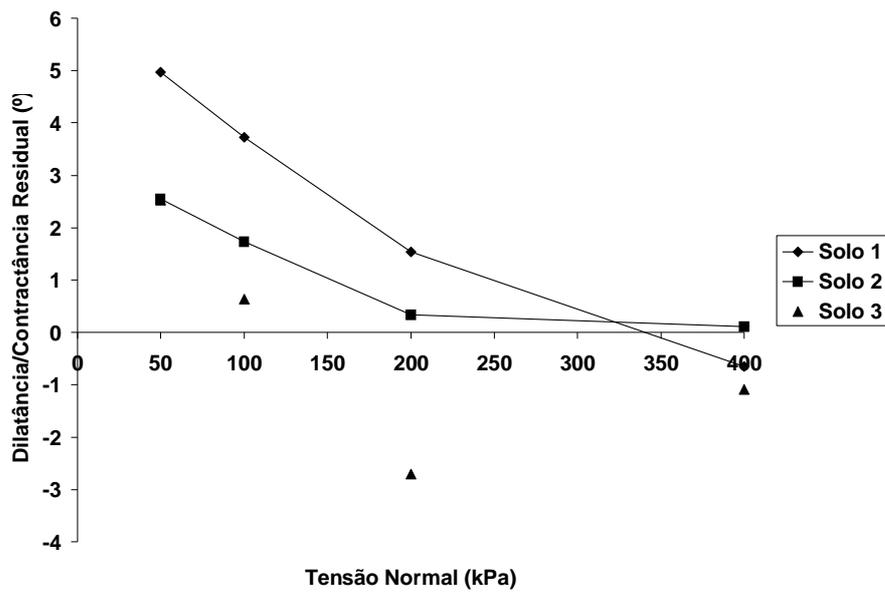


Figura 5.19 – Comportamento da dilatância/contractância residual.

Assim como para o atrito interno residual, o atrito residual apresenta-se disperso, podendo também ser traçada uma faixa de tendência de valores, como mostra a Figura 5.20.

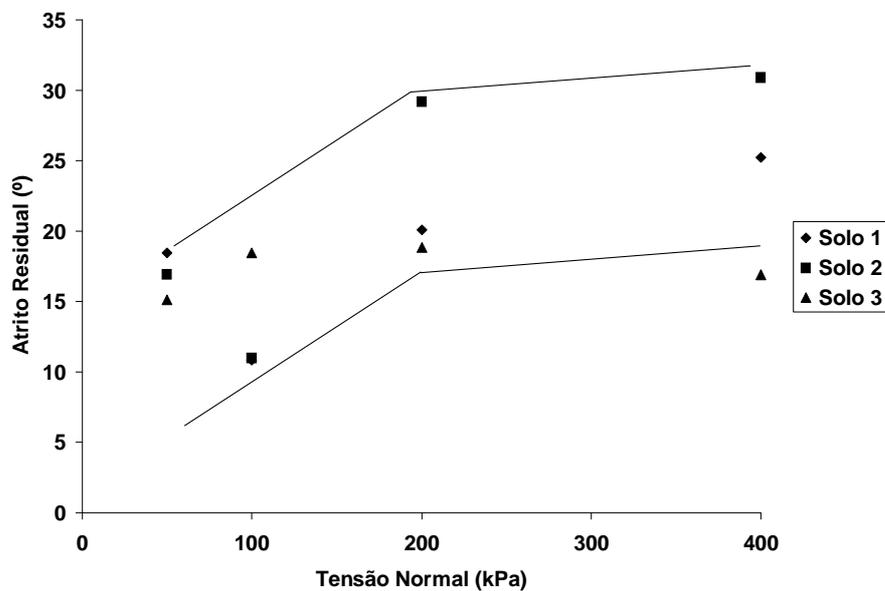


Figura 5.20 – Comportamento do atrito residual.

O atrito residual mostrou-se dentro das faixas típicas apresentadas para este material, alcançando valor máximo de cerca de 30 graus para o Solo 2 (400kPa) e em torno de 12 graus para o Solo 3 (100kPa).

Como anteriormente mencionado, a rigidez inicial apresenta-se para os solos estruturados naturais aqui estudados, menor que a rigidez matricial. A Figura 5.21 ilustra este comportamento.

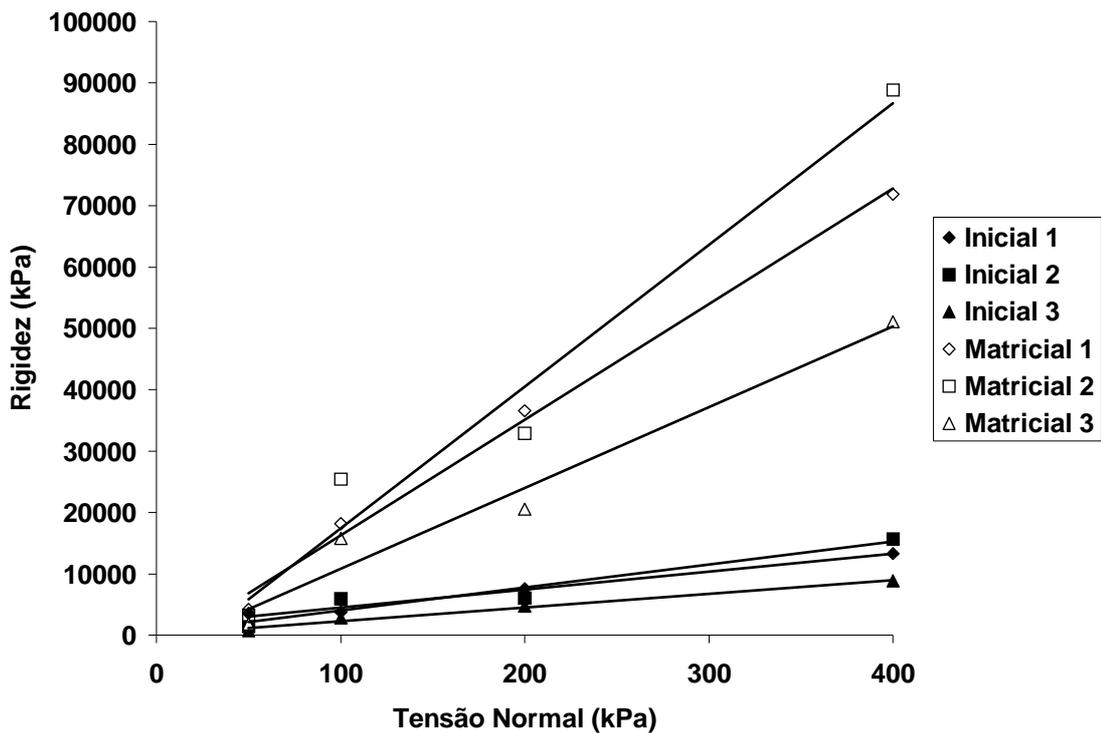


Figura 5.21 – Comportamento da rigidez.

A rigidez inicial foi determinada no momento da plastificação, sendo a rigidez matricial calculada logo após a plastificação. Como se pode perceber, houve um crescimento da rigidez com a perda da cimentação. Este comportamento pode ser atribuído a dois fatores. O primeiro associado ao grau de cimentação. Sendo a cimentação fraca, o solo tende a enrijecer quando plastificado. O segundo fator poderia estar associado ao estado fofo de compactação. Neste caso, o solo se densifica após a perda da cimentação.

Um último parâmetro de análise refere-se ao deslocamento necessário para alcançar a plastificação. A Figura 5.22 mostra os valores obtidos. Pode-se notar que estes valores são baixos (1,00 a 2,50mm) e apresentam uma tendência de convergir com o aumento do nível de tensão normal.

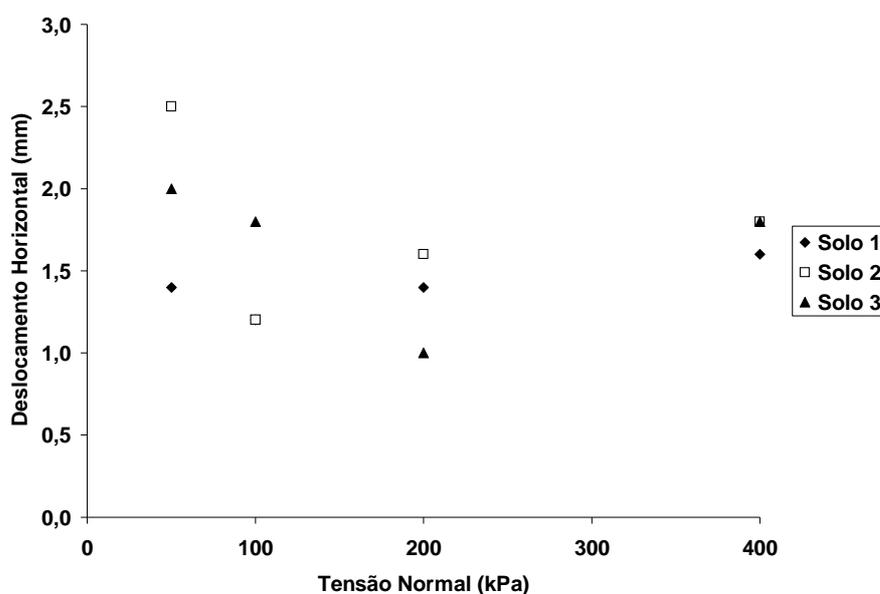


Figura 5.23 – Deslocamento de início de plastificação.

5.4 – COMENTÁRIOS GERAIS

Aplicando-se o modelo Dente de Serra Expandido nos solos estruturados naturalmente, como aqui ilustrado, foi observada uma forte tendência de crescimento da coesão verdadeira com o aumento do nível de tensão. Este aumento reforça a idéia do aumento da eficiência da cimentação com o aumento do nível de tensão. Como mostrado no Capítulo 4, este comportamento tende a se inverter com o aumento progressivo do nível de tensão, quando o material entraria na fase de cisalhamento com sua cimentação degradada ou mesmo inexistente.

O comportamento do atrito interno inicial para os três solos estudados, apresentou valores muito dispersos. Dos valores encontrados, aqueles obtidos para o Solo 3 apresentaram menor dispersão. Se este for um comportamento tendencioso,

pode-se concluir que a presença de materiais finos proporciona uma melhor homogeneidade da rugosidade do plano de cisalhamento.

Os valores encontrados para o ângulo de atrito inicial para os Solos 2 e 3, apresentaram-se também dispersos, não caracterizando a tendência esperada. Contudo, o comportamento deste parâmetro para o Solo 1 está bem consistente, ou seja, diminuindo com o aumento do nível de tensão.

Analisando-se as taxas de contribuição de coesão e de atrito inicial na resistência inicial, é verificada a existência de uma maior contribuição da fricção na resistência ao cisalhamento na maioria dos casos. Contudo, para níveis mais baixos de tensão (50kPa), a contribuição da coesão foi significativa. Este comportamento é muito importante para análise de segurança de escavações de baixo porte (até 3 metros). Como apresentado, estas obras teriam a coesão como principal parcela resistiva. Nestes casos, a determinação fiel da coesão é de suma importância para avaliação da segurança destes cortes, muito comuns em residências populares, normalmente presentes em encostas.

Na intenção de correlacionar o atrito interno matricial com faixas granulométricas (fina, média e grossa), para o estudo em questão, notou-se que os mesmos ficaram satisfatoriamente locados. Apesar de não ser conclusivo, este comportamento mostra a forte influência da granulometria na magnitude do atrito interno matricial, conhecido por ser a soma dos efeitos locais do atrito grão-grão e rearranjo (deslizamento e rolamento).

O comportamento do atrito matricial, na maioria dos casos, apresenta-se disperso e com baixa intensidade. Esta baixa magnitude mostra-se consistente com os valores típicos encontrados na literatura para solos com presença de silte e argila. Observou-se, ainda, que este comportamento foi consistente, ou seja, por se tratar de um material com elevado índice de vazios, houve contractância durante o cisalhamento.

O atrito interno residual e o atrito residual apresentam-se dispersos, porém dentro de uma faixa de tendência de valores, sendo mais sensíveis para níveis de tensão inferiores a 200kPa.

Um comportamento interessante foi verificado com relação a dilatância/contractância. Esta tendência se inverte para níveis distintos, mas maiores de tensão. O efeito da dilatação pós-pico estaria associado a um estado mais denso alcançado pelo solo após a perda generalizada da cimentação.

Como anteriormente mencionado, a rigidez inicial apresenta-se, para os solos aqui estudados, menor que a rigidez matricial. Com relação aos módulos de rigidez pode-se dizer que o crescimento da rigidez com a perda da cimentação, pode ser atribuído à cimentação do material ser baixa e por ele apresentar um alto índice de vazios. Neste caso, após a perda da cimentação, o solo enrijece por densificação.

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS

6.1 – CONCLUSÕES FINAIS

Este trabalho teve como foco principal a determinação da coesão verdadeira em solos estruturados naturalmente. Para determinação da coesão verdadeira de solos naturais foi avaliada a aplicação de um modelo de comportamento mecânico. O modelo escolhido foi o tradicional Modelo Dente de Serra. Para uso em solos estruturados, a parcela coesiva foi incorporada, sendo este denominado Modelo Dente de Serra Expandido, ou simplesmente, modelo expandido. Para uma primeira verificação comportamental do modelo expandido, foram desenvolvidos estudos com solos mais homogêneos em termos de grau de cimentação e granulometria. Para obter esta homogeneidade um solo arenoso uniforme foi selecionado para o estudo. O grau de cimentação foi alterado em função de teores diferenciais de cimento aplicados para cimentação.

Como agente cimentante foi utilizado o cimento Portland comum, CPII-32. Para proporcionar maior afinidade com o equipamento de cisalhamento direto e com a interpretação mais detalhada dos parâmetros do Modelo Dente de Serra tradicional, estudos laboratoriais foram desenvolvidos com um solo arenoso não estruturado. Após todos estes estudos, foi possível levantar algumas conclusões sobre os comportamentos e resultados observados.

Modelo Dente de Serra – Solos Não Estruturados

A aplicação do Modelo Dente de Serra foi bastante consistente para os solos arenosos não cimentados aqui estudados. Para os ensaios realizados, a quantificação dos parâmetros mostrou-se semelhante para os mesmos níveis de tensão normal ensaiados, sendo destacado:

- o comportamento crescente do atrito interno inicial com o nível de tensão, mostrando uma tendência de valor limite, segundo uma função logarítmica bem ajustada;

- forte sensibilidade do atrito inicial com o nível de tensão, mostrando comportamento não linear côncavo para baixo com magnitudes variando de 14 a 34 graus;

- para resistência de pico ou matricial, os resultados mostraram o quanto a dilatância é importante na resistência; no caso em questão, esta variou sua contribuição de 41% a 24% sobre o atrito matricial, na faixa de tensão normal estudada;

- apesar da dilatância mostrar-se muito sensível ao nível de tensão, o ângulo de atrito matricial não apresenta o mesmo comportamento; para faixa de tensão estudada a variação foi de 39,2 a 42,6 graus; este resultado destaca um efeito compensatório proporcionado pelo aumento do nível de tensão, ou seja, apesar o aumento do nível de tensão ter forte influência sobre a dilatância, esta minimização não se traduz em redução da resistência pois o solo tem que despende mais energia para rearranjo dos grãos, seja por deslizamento ou rolamento;

- os resultados comportamentais sugerem que as obras de engenharia que induzem elevada tensão no solo, estariam mobilizando os parâmetros da Fase I, ou seja, ângulo de atrito inicial; por outro lado, a indução de baixas cargas induziria mobilização do ângulo tradicional de pico, nesta abordagem denominado ângulo matricial.

Modelo Dente de Serra Expandido – Solos Estruturados Artificialmente

A definição do ponto de plastificação de solos estruturados tem como princípio a evidência diferencial no comportamento na curva tensão deformação, que apresenta uma perda nítida na rigidez. Para os solos compactos, este ponto tende também a coincidir com o início da dilatância, que pode ser observada na curva de variação de volume.

Definido o ponto de plastificação, tem-se aplicada a equação de equilíbrio em termos de tensão cisalhante atual e resistência ao cisalhamento mobilizada. A equação de equilíbrio tem duas incógnitas, coesão verdadeira e ângulo de atrito interno inicial. Uma vez que o sistema está em equilíbrio limite, ambas parcelas de resistência estão integralmente mobilizadas.

Imediatamente após a plastificação, tem-se que apenas a parcela fricional estaria sendo mobilizada. Para resolver esta equação com duas incógnitas, o atrito interno inicial mobilizado no momento da plastificação foi considerado ser o mesmo que estaria sendo mobilizado imediatamente após a plastificação, ou seja, igual ao atrito matricial.

Com este raciocínio, no final da Fase I, quando a amostra ainda se encontra intacta, haveria uma rugosidade (trinca não visível) em escala macroscópica que estaria sendo mobilizada. Esta rugosidade estaria sendo pronunciada quando da plastificação da amostra, e quantificada pela magnitude da dilatação/contractância. O atrito interno matricial é representativo da rugosidade local da junta de cisalhamento. De forma associativa, esta rugosidade também estaria sendo mobilizada no final da Fase I, sendo então o atrito interno inicial quantificado pela soma do atrito interno matricial e a dilatação/contractância matricial, ou seja, neste trabalho, o atrito interno inicial foi quantificado como sendo igual ao atrito matricial.

Através deste raciocínio, foi possível sair da indeterminação da equação de equilíbrio no ponto de plastificação, sendo então calculada a coesão verdadeira do solo. Diferentemente ao critério de resistência linear de Mohr-Coulomb, que apresenta uma coesão de intercepto constante para todos os níveis de tensão, o modelo expandido evidenciou uma dependência da coesão verdadeira com o nível de tensão.

Fazendo uma avaliação da influência do teor de cimento e do nível de tensão normal, foi possível fazer as seguintes ponderações:

- o atrito interno inicial mostrou-se disperso, mas predominantemente dentro da faixa de 30 a 45 graus, ou seja, a junta cisalhante formada na Fase I teria esta aspereza total;
- para o arranjo cúbico tetraédrico, o ângulo de dilatação é de 30 graus; neste caso, a aspereza do contato da junta de cisalhamento na Fase I estaria variando de 0 a 15 graus;

- com relação ao teor de cimento, o atrito inicial foi maior para o teor de cimento 9%; este comportamento sugere que existe um teor ideal de cimento para maximização desta parcela friccional; uma possível justificativa poderia estar condicionada aos efeitos do cimento a nível local e macroscópico; o baixo teor de cimento poderia minimizar a dilatação por fragilização do dente de serra e o alto teor de cimento poderia minimizar a rugosidade local da junta de cisalhamento;

- na avaliação do atrito interno matricial (rugosidade local da junta de cisalhamento da Fase I) tem-se que a rugosidade local mostra-se bem sensível ao teor de cimento, sendo tanto menor quanto maior for este quantitativo; para o teor de cimento de 3%, todos os valores ficaram acima de 20 graus, sendo que para os teores de 12 e 15% os valores ficaram abaixo de 15 graus; para o nível de tensão 100kPa, o solo confeccionado com 15% de teor de cimento mostrou uma aspereza de superfície polida, com ângulo de apenas 1,28 graus;

- este comportamento não era esperado, mas o resultado parece consistente se for considerado que a ruptura se dá no cimento e não no contato deste com o grão; por se tratar de um material fino, ao romper, sua superfície tende ser mais lisa; assim, pode-se considerar que quanto maior o teor de cimento, a superfície da junta de cisalhamento tenderá a ser mais polida, proporcionando menor atrito interno matricial; que pode-se refletir na magnitude do atrito interno inicial;

- o comportamento da coesão verdadeira mostrou-se bastante consistente, minorando com a diminuição ou aumento do nível de tensão; a minoração deste parâmetro com a minimização do nível de tensão, estaria associada a uma maior mobilização da resistência à tração do cimento, que é baixa; por outro lado, a minoração da coesão com o aumento de tensão normal, poderia estar associada a quebra de cimentação ainda na fase de compressão (ou adensamento) do ensaio de cisalhamento direto;

- os estudos indicaram que a coesão verdadeira, para uma determinada faixa de tensão, tem magnitude regida por uma curva côncava para baixo, ou seja, para um determinado nível de cimentação, haveria um nível de tensão que propiciaria a eficiência máxima da cimentação;

- os estudos mostraram que o ganho médio na magnitude da coesão verdadeira tem uma forte ligação com o aumento no teor de cimento; no entanto, o ganho foi sempre menor que a taxa de aumento do teor de cimento; a melhor performance foi observada na passagem do teor de cimento de 9 para 12% (33%); neste caso, a coesão verdadeira foi majorada em (107%);

- os deslocamentos horizontais necessários para ocorrência da plastificação mostraram-se crescentes com o aumento do nível de tensão; nos solos não estruturados este comportamento tem sido verificado para alcance da resistência de pico;

- a rigidez inicial teve um comportamento sensível e bem harmônico com relação ao teor de cimento e nível de tensão; este parâmetro foi introduzido neste trabalho, com o objetivo de avaliar a rigidez do material com base na distorção radial condicionada pela força cisalhante; estudos futuros poderão dar aplicabilidade ao parâmetro que poderia auxiliar na quantificação de modelos analíticos e numéricos de comportamento tensão versus deformação;

- estes estudos mostraram que a dilatância matricial aumenta com o aumento do teor de cimento; este comportamento registra que a dilatância não é função apenas da matriz granular, mas de como o processo de cisalhamento se desenvolve; com a cimentação mais forte, o dente de serra tende a ficar mais resistente à quebra; como consequência, para cisalhar, o solo tem que obrigatoriamente dilatar;

- com aumento do teor de cimento tem-se um aumento da dilatância matricial e uma diminuição do atrito interno matricial; este comportamento faz com que o atrito matricial seja sensível ao teor de cimento; nos casos estudados, a maior magnitude foi encontrada para o teor de cimento 9%;

- o atrito residual mostrou-se convergente com o aumento do nível de tensão; para menores teores de cimento, este sofreu um acréscimo, para maiores teores de cimento este sofreu um decréscimo; para níveis mais elevados de tensão o parâmetro parece convergir para a magnitude de 32 graus, não sofrendo influência do teor de cimento inicial.

Modelo Dente de Serra Expandido – Solos Estruturados Naturalmente

Para aplicação do modelo expandido em solos naturalmente cimentados, foram utilizados resultados realizados e apresentados por Ferreira (2004). Levando em consideração o estado diferenciado de intemperismo destes materiais e a não repetitividade dos ensaios, para os níveis de tensão estudados, a aplicação do modelo expandido foi realizada com dificuldades.

Dentre as principais observações levantadas destacam-se:

- a observação de uma forte tendência de crescimento da coesão verdadeira com o aumento do nível de tensão; este crescimento acentuado sugere uma baixa resistência à tração do agente cimentante, necessária em baixos níveis de tensão;

- quando da maior mobilização de cisalhamento e compressão, nos níveis maiores de tensão, o agente cimentante mostrou uma melhor eficiência, condicionando maiores coesões verdadeiras;

- nos ensaios apresentados, foi detectada minimização do crescimento da coesão verdadeira com o aumento do nível de tensão, mas não a sua minimização propriamente dita; este comportamento sugere que o grau de cimentação estaria elevado para o nível de tensão ensaiado;

- os estudos demonstraram que a contribuição do atrito na resistência foi maior na grande maioria dos casos; exceto para o Solo 1 – 50kPa;

- os ensaios com os Solos 1 e 2 indicaram uma maior contribuição da parcela coesiva no sistema resistivo para baixos níveis de tensão; este comportamento é muito importante para análise de segurança de escavações de baixo porte, comuns em residências populares, normalmente presentes em encostas naturais;

- na intenção de correlacionar o atrito interno matricial com faixas granulométricas (fina, média e grossa), para o estudo em questão, notou-se que os mesmos ficaram satisfatoriamente locados; apesar de não ser conclusivo, este comportamento mostra a forte influência da granulometria na magnitude do atrito interno matricial.

6.2 – SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS

Nesta linha de pesquisa, este é o terceiro trabalho desenvolvido pelo programa de pós-graduação do Departamento de Engenharia Civil da UFOP. Para o momento, a evolução desta proposta paramétrica estaria ligada à aplicação do modelo Dente de Serra Expandido a outros solos naturais estruturados.

Nestes novos estudos, seria também interessante que o novo pesquisador utilizasse o ensaio de cisalhamento direto para amostras de grandes dimensões. Este equipamento encontra-se disponível para uso no laboratório de geotecnia da UFOP. Amostras de grandes dimensões minimizariam os efeitos de escala, comumente encontrados na maioria dos materiais desta natureza.

Outra atividade importante que pode ser explorada é a aplicação do modelo expandido em casos reais. Os resultados poderiam ser comparados com aqueles obtidos por estudos tradicionais, evidenciando as vantagens advindas da quantificação mais adequada da coesão verdadeira.

Um trabalho mais elaborado seria o estudo estatístico dos parâmetros do modelo expandido e sua aplicação em projetos de casos reais.

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS

6.1 – CONCLUSÕES FINAIS

Este trabalho teve como foco principal a determinação da coesão verdadeira em solos estruturados naturalmente. Para determinação da coesão verdadeira de solos naturais foi avaliada a aplicação de um modelo de comportamento mecânico. O modelo escolhido foi o tradicional Modelo Dente de Serra. Para uso em solos estruturados, a parcela coesiva foi incorporada, sendo este denominado Modelo Dente de Serra Expandido, ou simplesmente, modelo expandido. Para uma primeira verificação comportamental do modelo expandido, foram desenvolvidos estudos com solos mais homogêneos em termos de grau de cimentação e granulometria. Para obter esta homogeneidade um solo arenoso uniforme foi selecionado para o estudo. O grau de cimentação foi alterado em função de teores diferenciais de cimento aplicados para cimentação.

Como agente cimentante foi utilizado o cimento Portland comum, CPII-32. Para proporcionar maior afinidade com o equipamento de cisalhamento direto e com a interpretação mais detalhada dos parâmetros do Modelo Dente de Serra tradicional, estudos laboratoriais foram desenvolvidos com um solo arenoso não estruturado. Após todos estes estudos, foi possível levantar algumas conclusões sobre os comportamentos e resultados observados.

Modelo Dente de Serra – Solos Não Estruturados

A aplicação do Modelo Dente de Serra foi bastante consistente para os solos arenosos não cimentados aqui estudados. Para os ensaios realizados, a quantificação dos parâmetros mostrou-se semelhante para os mesmos níveis de tensão normal ensaiados, sendo destacado:

- o comportamento crescente do atrito interno inicial com o nível de tensão, mostrando uma tendência de valor limite, segundo uma função logarítmica bem ajustada;

- forte sensibilidade do atrito inicial com o nível de tensão, mostrando comportamento não linear côncavo para baixo com magnitudes variando de 14 a 34 graus;

- para resistência de pico ou matricial, os resultados mostraram o quanto a dilatância é importante na resistência; no caso em questão, esta variou sua contribuição de 41% a 24% sobre o atrito matricial, na faixa de tensão normal estudada;

- apesar da dilatância mostrar-se muito sensível ao nível de tensão, o ângulo de atrito matricial não apresenta o mesmo comportamento; para faixa de tensão estudada a variação foi de 39,2 a 42,6 graus; este resultado destaca um efeito compensatório proporcionado pelo aumento do nível de tensão, ou seja, apesar o aumento do nível de tensão ter forte influência sobre a dilatância, esta minimização não se traduz em redução da resistência pois o solo tem que despende mais energia para rearranjo dos grãos, seja por deslizamento ou rolamento;

- os resultados comportamentais sugerem que as obras de engenharia que induzem elevada tensão no solo, estariam mobilizando os parâmetros da Fase I, ou seja, ângulo de atrito inicial; por outro lado, a indução de baixas cargas induziria mobilização do ângulo tradicional de pico, nesta abordagem denominado ângulo matricial.

Modelo Dente de Serra Expandido – Solos Estruturados Artificialmente

A definição do ponto de plastificação de solos estruturados tem como princípio a evidência diferencial no comportamento na curva tensão deformação, que apresenta uma perda nítida na rigidez. Para os solos compactos, este ponto tende também a coincidir com o início da dilatância, que pode ser observada na curva de variação de volume.

Definido o ponto de plastificação, tem-se aplicada a equação de equilíbrio em termos de tensão cisalhante atual e resistência ao cisalhamento mobilizada. A equação de equilíbrio tem duas incógnitas, coesão verdadeira e ângulo de atrito interno inicial. Uma vez que o sistema está em equilíbrio limite, ambas parcelas de resistência estão integralmente mobilizadas.

Imediatamente após a plastificação, tem-se que apenas a parcela fricional estaria sendo mobilizada. Para resolver esta equação com duas incógnitas, o atrito interno inicial mobilizado no momento da plastificação foi considerado ser o mesmo que estaria sendo mobilizado imediatamente após a plastificação, ou seja, igual ao atrito matricial.

Com este raciocínio, no final da Fase I, quando a amostra ainda se encontra intacta, haveria uma rugosidade (trinca não visível) em escala macroscópica que estaria sendo mobilizada. Esta rugosidade estaria sendo pronunciada quando da plastificação da amostra, e quantificada pela magnitude da dilatação/contractância. O atrito interno matricial é representativo da rugosidade local da junta de cisalhamento. De forma associativa, esta rugosidade também estaria sendo mobilizada no final da Fase I, sendo então o atrito interno inicial quantificado pela soma do atrito interno matricial e a dilatação/contractância matricial, ou seja, neste trabalho, o atrito interno inicial foi quantificado como sendo igual ao atrito matricial.

Através deste raciocínio, foi possível sair da indeterminação da equação de equilíbrio no ponto de plastificação, sendo então calculada a coesão verdadeira do solo. Diferentemente ao critério de resistência linear de Mohr-Coulomb, que apresenta uma coesão de intercepto constante para todos os níveis de tensão, o modelo expandido evidenciou uma dependência da coesão verdadeira com o nível de tensão.

Fazendo uma avaliação da influência do teor de cimento e do nível de tensão normal, foi possível fazer as seguintes ponderações:

- o atrito interno inicial mostrou-se disperso, mas predominantemente dentro da faixa de 30 a 45 graus, ou seja, a junta cisalhante formada na Fase I teria esta aspereza total;
- para o arranjo cúbico tetraédrico, o ângulo de dilatação é de 30 graus; neste caso, a aspereza do contato da junta de cisalhamento na Fase I estaria variando de 0 a 15 graus;

- com relação ao teor de cimento, o atrito inicial foi maior para o teor de cimento 9%; este comportamento sugere que existe um teor ideal de cimento para maximização desta parcela friccional; uma possível justificativa poderia estar condicionada aos efeitos do cimento a nível local e macroscópico; o baixo teor de cimento poderia minimizar a dilatação por fragilização do dente de serra e o alto teor de cimento poderia minimizar a rugosidade local da junta de cisalhamento;

- na avaliação do atrito interno matricial (rugosidade local da junta de cisalhamento da Fase I) tem-se que a rugosidade local mostra-se bem sensível ao teor de cimento, sendo tanto menor quanto maior for este quantitativo; para o teor de cimento de 3%, todos os valores ficaram acima de 20 graus, sendo que para os teores de 12 e 15% os valores ficaram abaixo de 15 graus; para o nível de tensão 100kPa, o solo confeccionado com 15% de teor de cimento mostrou uma aspereza de superfície polida, com ângulo de apenas 1,28 graus;

- este comportamento não era esperado, mas o resultado parece consistente se for considerado que a ruptura se dá no cimento e não no contato deste com o grão; por se tratar de um material fino, ao romper, sua superfície tende ser mais lisa; assim, pode-se considerar que quanto maior o teor de cimento, a superfície da junta de cisalhamento tenderá a ser mais polida, proporcionando menor atrito interno matricial; que pode-se refletir na magnitude do atrito interno inicial;

- o comportamento da coesão verdadeira mostrou-se bastante consistente, minorando com a diminuição ou aumento do nível de tensão; a minoração deste parâmetro com a minimização do nível de tensão, estaria associada a uma maior mobilização da resistência à tração do cimento, que é baixa; por outro lado, a minoração da coesão com o aumento de tensão normal, poderia estar associada a quebra de cimentação ainda na fase de compressão (ou adensamento) do ensaio de cisalhamento direto;

- os estudos indicaram que a coesão verdadeira, para uma determinada faixa de tensão, tem magnitude regida por uma curva côncava para baixo, ou seja, para um determinado nível de cimentação, haveria um nível de tensão que propiciaria a eficiência máxima da cimentação;

- os estudos mostraram que o ganho médio na magnitude da coesão verdadeira tem uma forte ligação com o aumento no teor de cimento; no entanto, o ganho foi sempre menor que a taxa de aumento do teor de cimento; a melhor performance foi observada na passagem do teor de cimento de 9 para 12% (33%); neste caso, a coesão verdadeira foi majorada em (107%);

- os deslocamentos horizontais necessários para ocorrência da plastificação mostraram-se crescentes com o aumento do nível de tensão; nos solos não estruturados este comportamento tem sido verificado para alcance da resistência de pico;

- a rigidez inicial teve um comportamento sensível e bem harmônico com relação ao teor de cimento e nível de tensão; este parâmetro foi introduzido neste trabalho, com o objetivo de avaliar a rigidez do material com base na distorção radial condicionada pela força cisalhante; estudos futuros poderão dar aplicabilidade ao parâmetro que poderia auxiliar na quantificação de modelos analíticos e numéricos de comportamento tensão versus deformação;

- estes estudos mostraram que a dilatância matricial aumenta com o aumento do teor de cimento; este comportamento registra que a dilatância não é função apenas da matriz granular, mas de como o processo de cisalhamento se desenvolve; com a cimentação mais forte, o dente de serra tende a ficar mais resistente à quebra; como consequência, para cisalhar, o solo tem que obrigatoriamente dilatar;

- com aumento do teor de cimento tem-se um aumento da dilatância matricial e uma diminuição do atrito interno matricial; este comportamento faz com que o atrito matricial seja sensível ao teor de cimento; nos casos estudados, a maior magnitude foi encontrada para o teor de cimento 9%;

- o atrito residual mostrou-se convergente com o aumento do nível de tensão; para menores teores de cimento, este sofreu um acréscimo, para maiores teores de cimento este sofreu um decréscimo; para níveis mais elevados de tensão o parâmetro parece convergir para a magnitude de 32 graus, não sofrendo influência do teor de cimento inicial.

Modelo Dente de Serra Expandido – Solos Estruturados Naturalmente

Para aplicação do modelo expandido em solos naturalmente cimentados, foram utilizados resultados realizados e apresentados por Ferreira (2004). Levando em consideração o estado diferenciado de intemperismo destes materiais e a não repetitividade dos ensaios, para os níveis de tensão estudados, a aplicação do modelo expandido foi realizada com dificuldades.

Dentre as principais observações levantadas destacam-se:

- a observação de uma forte tendência de crescimento da coesão verdadeira com o aumento do nível de tensão; este crescimento acentuado sugere uma baixa resistência à tração do agente cimentante, necessária em baixos níveis de tensão;

- quando da maior mobilização de cisalhamento e compressão, nos níveis maiores de tensão, o agente cimentante mostrou uma melhor eficiência, condicionando maiores coesões verdadeiras;

- nos ensaios apresentados, foi detectada minimização do crescimento da coesão verdadeira com o aumento do nível de tensão, mas não a sua minimização propriamente dita; este comportamento sugere que o grau de cimentação estaria elevado para o nível de tensão ensaiado;

- os estudos demonstraram que a contribuição do atrito na resistência foi maior na grande maioria dos casos; exceto para o Solo 1 – 50kPa;

- os ensaios com os Solos 1 e 2 indicaram uma maior contribuição da parcela coesiva no sistema resistivo para baixos níveis de tensão; este comportamento é muito importante para análise de segurança de escavações de baixo porte, comuns em residências populares, normalmente presentes em encostas naturais;

- na intenção de correlacionar o atrito interno matricial com faixas granulométricas (fina, média e grossa), para o estudo em questão, notou-se que os mesmos ficaram satisfatoriamente locados; apesar de não ser conclusivo, este comportamento mostra a forte influência da granulometria na magnitude do atrito interno matricial.

6.2 – SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS

Nesta linha de pesquisa, este é o terceiro trabalho desenvolvido pelo programa de pós-graduação do Departamento de Engenharia Civil da UFOP. Para o momento, a evolução desta proposta paramétrica estaria ligada à aplicação do modelo Dente de Serra Expandido a outros solos naturais estruturados.

Nestes novos estudos, seria também interessante que o novo pesquisador utilizasse o ensaio de cisalhamento direto para amostras de grandes dimensões. Este equipamento encontra-se disponível para uso no laboratório de geotecnia da UFOP. Amostras de grandes dimensões minimizariam os efeitos de escala, comumente encontrados na maioria dos materiais desta natureza.

Outra atividade importante que pode ser explorada é a aplicação do modelo expandido em casos reais. Os resultados poderiam ser comparados com aqueles obtidos por estudos tradicionais, evidenciando as vantagens advindas da quantificação mais adequada da coesão verdadeira.

Um trabalho mais elaborado seria o estudo estatístico dos parâmetros do modelo expandido e sua aplicação em projetos de casos reais.

Referências Bibliográficas

Acar, Y. B. e El-Tahir, A. E. (1986), Low Strain Dynamic Properties of Artificially Cemented Sand. *Journal of Geotechnical Engineering* 112, 11, p. 1001-1005.

Airey, D. W. (1993), Triaxial Testing of Naturally Cemented Carbonate Soil. *Journal of Geotechnical Engineering* 119, 9, p. 1379-1398.

Bastos, C. A. B., Gehling, W. Y. Y. e Milititsky, J. (1997), Estudo da Resistência ao Cisalhamento de um Solo Erodível em Trajetórias de Umedecimento e Secagem. III Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, v.1, p.179-187, Rio de Janeiro.

Bishop, A. W. (1954), Correspondence on Shear Characteristics of a Saturated Silt, Measured in Triaxial Compression. *Geotechnique*, Vol. 4, pp. 43-45.

Bonuccelli, T. J. (1999), Movimentos Gravitacionais de Massa e Processos Erosivos com Aplicação na Área Urbana de Ouro Preto, MG. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Bromwell, L. G. (1966), The Friction of Quartz in High Vacuum, Phase Report 7, Research in Earth Physics, Contract Report 3-101, Department of Civil Engineering, M. I. T., Cambridge, Mass.

Carvalho, E. T. (1982), Carta Geotécnica de Ouro Preto, MG. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Portugal.

Caquot, A. (1934), Equilibre des Massifs a Frottement Interne. *Stabilite des Terres Pulverulents en Coherentes*. Gauthier-Villars, Paris.

Chang, C. S., Misra, A. e Sundaram, S. S. (1990), Micromechanical Modelling of Cemented Sands Under Low Amplitude Oscillations. *Geotechnique* 40, No. 2, 251-263.

Clough, G. W., Sitar, N., Bachus, R. C. e Rad, N. S. (1981), Cemented Sands Under Static Loading. *Journal of Geotechnical Engineering* 107, 6, p. 799-817.

Coop, M. R. (1990), The Mechanics of Uncemented Carbonate Sands. *Géotechnique* 40, No. 4, 607-626.

Coop, M. R. e Atkinson, J. H. (1993), The Mechanics of Cemented Carbonate Sands. *Géotechnique* 43, No. 1, 53-67.

- Coop, M. R. e Lee, I. K. (1993), The Behaviour of the Granular Soil at Elevated Stresses. Proceedings of the C. P. Wroth memorial symposium , Oxford pp. 186-198.
- Cruz, P. T. (1996), 100 Barragens Brasileiras. São Paulo, Brasil.
- Cuccovillo, T. e Coop, M. R. (1999), On the Mechanics of Structured Sands. Geotechnique 49, No. 6, 741-760.
- Dupas, J. e Pecker, A. (1979), Static and Dynamic Properties of Sand-cement. Journal of Geotechnical Engineering Division 105, 3, p. 419-436.
- Elliot, G. H. e Brown, E. T. (1985), Yield of a Soft, High Porosity Rock. Geotechnique, 35: 413-423.
- Fernandes, G. (2000), Caracterização Geológico-Geotécnica e Proposta de Estabilização de Encosta do Morro do Curral. Centro de Artes e Conveções de Ouro Preto, MG. Dissertação de Mestrado - UFOP.
- Ferreira, S. B. (2004), Estudo de Ruptura em Talude Urbano no Morro do Curral Ouro Preto. Dissertação de Mestrado - UFOP.
- Ismael, N. F. (1999), Properties and Behaviour of Cemented Sands Deposits in Kuwait. Soils and Foundations 39, No. 4, 47-57.
- Lade, P. V. e Yamamuro, J. A. (1996), Undrained Sand Behaviour in Axisymmetric Tests at High Pressures. Journal of Geotechnical Engineering Division 122, No. GT2, 120-129.
- Lagioia, R. e Nova, R. (1995), An Experimental and Theoretical Study of the Behaviour of a Calcarenite in Triaxial Compression. Geotechnique 45, No. 4, 633-648.
- Lemos, M. S. (2003), Estudo do Comportamento de Solos Arenosos Estruturados. Dissertação de Mestrado - UFOP.
- Leroueil, S. e Vaughan, P.R. (1990), The General Congruent Effects of Structure in Natural Soils and Weak Rocks. Geotechnique 40, No. 3, 467-488.
- Martins, F. B., Ferreira, P. M.V., Bressani, L. A. e Bica, A. V. D. (1998), Comportamento Tensão x Deformação de dois Solos Residuais de Arenito Botucatu. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, p 27-33.
- Mitchell, J. K. (1976), Fundamentals of Soil Behavior, University of California, Berkeley, John Wiley & Sons.

NBR 6457/86 – Amostras de solo – Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização.

NBR 6508/84 – Grãos de Solo que passam na Peneira de 4,8 Mm – Determinação da Massa Específica.

NBR 7181/84 – Solo – Análise Granulométrica.

Oliveira, C. P., Campos, T. M. P. e Antunes F. S. (2002), Comportamento Tensão-Deformação-Resistência de um Solo Residual Jovem de Biotita Gnaiss. XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.

Pinheiro, A. L. (2002), Análise de Rupturas em Taludes do Morro do Curral. Dissertação de Mestrado, UFOP.

Prietto, P. D. M., Schnaid, F. e Consoli, N.C. (1997), Aspectos do Comportamento Mecânico de um Solo Artificialmente Cimentado. Solos e Rochas 20 (3): 145-165.

Reddy, K. R. e Saxena, S. K. (1993), Effects of Cementation on Stress-Strain and Strength Characteristics of Sands. Soil and Foundations vol 33, No. 4, 121-134.

Ribeiro, S. G. S. (2001), Notas de Aula da Disciplina Mecânica dos Solos, Mestrado em Geotecnia, PROPEC, Universidade Federal de Ouro Preto, Minas Gerais.

Rotta, G. V., Prietto, P. D. M., Gehling, W. Y. Y. e Consoli, N. C. (2001), Comportamento Mecânico de Solos Cimentados Submetidos a Compressão Isotrópica. Solos e Rochas 24 (2): 115-128.

Rowe, P. W. (1962), The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact. Proceedings of the Royal Society, Vol. A269, pp. 500-527.

Saxena, S. K. e Latrisco, R. M. (1978), Static Properties of Lightly Cemented Sand. Journal of Geotechnical Engineering Division 104, p. 1449-1465.

Scott, R. F. (1964), Principles of soil Mechanics. Addison-Wesley, Reading, Mass.

Sobreira, F. G., Araújo, L. G. e Bonuccelli, T. J. (1990), Levantamento de Soluções Estruturais para Contenção de Encostas em Ouro Preto, MG. Universidade Federal de Ouro Preto – UFOP.

Sobreira, F. G. (1990), Levantamento de Áreas de Risco no Espaço Urbano de Ouro Preto. . Universidade Federal de Ouro Preto – UFOP.

Sobreira, F. G. (1989), A Ocupação Desordenada de Encostas em Ouro Preto. Revista da Escola de Minas, 42 (4), p.12-16, Ouro Preto.

Uriel, S. e Serrano, A. A. (1973), Geotechnical Properties of Two Collapsible Volcanic Soils of Low Bulk Density at the Site of Two Dams in the Canary Islands (Spain). Proc. 8th Int. Conf. Soil Mechanic Fdn Engeneering, Moscow 2.2, 257-264.

Wesley, L. D. (1974), Discussion of Wallace (1973). Géotechnique 24, No. 1, 101-105.