

HERALDO NUNES PITANGA

**INFLUÊNCIA DA VELOCIDADE DE CARREGAMENTO E DO TEMPO DE
INUNDAÇÃO NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS
ESTRUTURADOS**

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

VIÇOSA
MINAS GERAIS - BRASIL
2002

HERALDO NUNES PITANGA

**INFLUÊNCIA DA VELOCIDADE DE CARREGAMENTO E DO TEMPO DE
INUNDAÇÃO NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS
ESTRUTURADOS**

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

APROVADA: 28 de maio de 2002.

Prof. Carlos A. Braz de Carvalho
(Conselheiro)

Profa. Maria Lúcia Calijuri

Prof. Roberto Francisco de Azevedo

Prof. Benedito de Souza Bueno

Prof. Dario Cardoso de Lima
(Orientador)

A meu Senhor e Salvador Jesus Cristo.

Aos meus pais e irmãos.

A minha noiva, Jaqueline.

AGRADECIMENTOS

A Deus, meu guia, orientador e sustentador, por meio de quem tenho vencido os obstáculos que se apresentam aos meus olhos.

Aos meus familiares, em especial meus pais e meus irmãos, pelo apoio emocional e por crerem na minha capacidade de vencer por meio do conhecimento.

À minha noiva, Jaqueline, fonte inesgotável de inspiração e alento.

Aos meus irmãos em Cristo Jesus.

À Universidade Federal de Viçosa, em especial ao Departamento de Engenharia Civil.

Ao CNPq, pela concessão da bolsa de estudo.

Ao Professor Dario, muito mais que um mero docente, mas fundamentalmente um grande amigo e incentivador.

Ao Professor Paulo Sérgio, conselheiro efetivo na produção deste trabalho.

Ao Professor Cláudio Henrique, pelo suporte técnico indispensável à pesquisa.

Aos técnicos do Laboratório de Geotecnia da UFV, Julinho e Paulo Capelão, pela amizade e pelo suporte à realização dos ensaios.

À bolsista de iniciação científica Thatiana Lélis, pela amizade, bom humor e profissionalismo exemplares.

Aos meus colegas de Curso pela convivência sadia e respeitosa, em especial a Marcelo, André e Rossana.

A Cristina Vasconcellos, secretária da Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil, exemplo de amizade, disciplina e de integridade de caráter.

Aos demais professores e técnicos do Setor de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da UFV.

BIOGRAFIA

HERALDO NUNES PITANGA, engenheiro civil, filho de Helio Pitanga e Hilda Nunes da Silva, nasceu em 26 de Setembro de 1973, em Ilhéus, Estado da Bahia.

Em março de 1994 iniciou o curso de Engenharia Civil na Universidade Federal de Viçosa-MG, concluindo-o em Janeiro de 2000.

Em Março de 2000, iniciou o Curso de Mestrado em Engenharia Civil, com área de concentração em Geotecnia, na Universidade Federal de Viçosa-MG, defendendo tese em 28 de maio de 2002.

ÍNDICE

	PÁGINA
LISTA DE QUADROS	ix
LISTA DE FIGURAS	xii
LISTA DE SÍMBOLOS	xviii
RESUMO	xx
ABSTRACT	xxi
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Generalidades.....	1
1.2. Objetivo	5
1.3. Escopo do trabalho	5
2. REVISÃO DE LITERATURA.....	7
2.1. Introdução	7
2.2. Resistência ao cisalhamento dos solos.....	7
2.2.1. Generalidades.....	7
2.2.2. Critérios para a determinação da máxima resistência ao cisalhamento	8
2.2.2.1. Critério da máxima tensão desviadora	8
2.2.2.2. Critério da razão máxima entre as tensões principais.....	9
2.2.2.3. Critério da deformação limite	9
2.2.2.4. Critério do estado crítico	9
2.2.2.5. Critério da resistência residual	11

2.2.3. Ensaio para a Determinação da Resistência ao Cisalhamento dos Solos.....	11
2.2.3.1. Ensaio de cisalhamento direto	11
2.2.3.2. Ensaio triaxial.....	13
2.3. Particularidades dos solos de comportamento geotécnico não-clássico.....	16
2.3.1. Introdução	16
2.3.2. Estruturação dos solos.....	17
2.3.3. Influência da saturação parcial.....	20
2.3.3.1. Resistência de solos não saturados.....	20
2.3.3.2. Influência do avanço da frente de saturação e da sucção sobre a estabilidade de taludes de solos residuais.....	23
2.3.4. Velocidade de carregamento	25
2.3.4.1. Dissipação do excesso de poro-pressão durante a compressão	25
2.3.4.2. Tempo de ruptura em ensaios drenados.....	26
2.3.4.3. Tempo de ruptura em ensaios não-drenados	29
2.3.5. Influência da velocidade de carregamento sobre a resistência de solos residuais	31
2.3.5.1. Introdução	31
2.3.5.2. Estudo de casos.....	31
3. MATERIAIS E MÉTODOS	35
3.1. Introdução	35
3.2. Materiais.....	35
3.3. Métodos	40
3.3.1. Metodologia de campo	40
3.3.2. Metodologia de laboratório.....	40
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	44
4.1. Introdução	44
4.2. Influência da velocidade de carregamento.....	45
4.2.1. Resultados de ensaios de cisalhamento direto	45
4.2.1.1. Latossolo Variação Una	45
4.2.1.2. Latossolo Vermelho-Amarelo	47
4.2.1.3. Saprolítico de gnaiss	49
4.2.2. Resultados de ensaios triaxiais consolidados drenados	51

4.2.2.1. Latossolo Variação Una	51
4.2.2.2. Solo saprolítico de gnaïsse	53
4.3. Influência do tempo de inundação	55
4.3.1. Latossolo Variação Una	55
4.3.2. Latossolo Vermelho-Amarelo	57
4.3.3. Solo saprolítico de gnaïsse	58
4.4. Análise da influência da variabilidade do teor de umidade dos corpos-de-prova, e conseqüentemente da sucção, na resistência ao cisalhamento dos solos	60
4.5. Caracterização da sucção nos solos.....	69
4.5.1. Introdução	69
4.5.2. Latossolo Variação Una	69
4.5.3. Latossolo Vermelho-Amarelo	71
4.5.4. Saprolítico de gnaïsse	72
4.6. Comparação entre os métodos de ensaio.....	73
4.7. Limitações do Presente Trabalho.....	74
5. CONCLUSÕES	76
6. RECOMENDAÇÕES.....	78
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	80
APÊNDICE A	84

LISTA DE QUADROS

Quadro 1.	Valores do fator λ de acordo com as condições de drenagem para uma relação $L/D=2$ e no caso geral	26
Quadro 2.	Tempo de ruptura em ensaios não-drenados com drenos laterais	30
Quadro 3.	Influência da velocidade de carregamento na resistência ao cisalhamento de solo residual gnáissico	32
Quadro 4.	Parâmetros de resistência ao cisalhamento de solo residual granítico	33
Quadro 5.	Solo residual teutônia: resultados de ensaios em cilindro anelar “ring shear”	34
Quadro 6.	Granulometria (ABNT), limites de Atterberg, índice de atividade de Skempton , massa específica dos grãos, índice de vazios e classificação dos solos	38
Quadro 7.	Quadro geral dos ensaios realizados.	45
Quadro 8.	Quadro resumo dos resultados de ensaios de cisalhamento direto sobre amostras do Latossolo Variação Una.	46
Quadro 9.	Parâmetros de resistência ao cisalhamento do Latossolo Variação Una.....	47
Quadro 10.	Tabela resumo – Resultados de ensaios de cisalhamento direto sobre amostras do solo Latossolo Vermelho-Amarelo.	48
Quadro 11.	Parâmetros de resistência ao cisalhamento – Latossolo Vermelho-Amarelo.....	49
Quadro 12.	Tabela resumo – Resultados de ensaios de cisalhamento direto sobre amostras do solo saprolítico de gnaisse.....	50

Quadro 13.	Parâmetros de resistência ao cisalhamento – Saprólítico de gnaisse.....	51
Quadro 14.	Tabela resumo – Resultados de ensaios triaxiais sobre amostras do solo Latossolo Una.	52
Quadro 15.	Parâmetros de resistência ao cisalhamento – Latossolo Variação Una.....	53
Quadro 16.	Tabela resumo – Resultados de ensaios triaxiais sobre amostras do solo saprolítico de gnaisse.....	54
Quadro 17.	Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo saprolítico de gnaisse.....	55
Quadro 18.	Resultados de ensaios de cisalhamento direto sobre amostras do Latossolo Variação Una, com amostras submetidas a inundação.....	56
Quadro 19.	Parâmetros de resistência ao cisalhamento do Latossolo Variação Una obtidos com amostras inundadas.	57
Quadro 20.	Resultados de ensaios de cisalhamento direto sobre amostras do Latossolo Vermelho-Amarelo.	57
Quadro 21.	Parâmetros de resistência ao cisalhamento – Latossolo Vermelho-Amarelo inundado.....	58
Quadro 22.	Resultados de ensaios de cisalhamento direto sobre amostras do solo saprolítico de gnaisse, considerando-se corpos-de-prova submetidos à inundação.....	59
Quadro 23.	Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo saprolítico de gnaisse, para corpos-de-prova inundados.	60
Quadro 24.	Resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados no solo saprolítico de gnaisse.	61
Quadro 25.	Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo saprolítico de gnaisse obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, trabalhando-se com amostras naturais.	62
Quadro 26.	Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo saprolítico de gnaisse obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, para amostras inundadas.	63
Quadro 27.	Resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados no Latossolo Vermelho-Amarelo.	63

Quadro 28.	Parâmetros de resistência ao cisalhamento do Latossolo Vermelho-Amarelo obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, trabalhando-se com amostras naturais.	64
Quadro 29.	Parâmetros de resistência ao cisalhamento do Latossolo Vermelho-Amarelo obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, para amostras inundadas.	65
Quadro 30.	Resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados no Latossolo Variação Una.	65
Quadro 31.	Parâmetros de resistência ao cisalhamento do Latossolo Variação Una obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, trabalhando-se com amostras naturais.	66
Quadro 32.	Parâmetros de resistência ao cisalhamento do Latossolo Variação Una obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, para amostras inundadas.	67
Quadro 33.	Resultados dos ensaios triaxiais consolidados drenados realizados no solo saprolítico de gnaïsse.	67
Quadro 34.	Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo saprolítico de gnaïsse obtidos nos ensaios triaxiais consolidados drenados.	68
Quadro 35.	Resultados dos ensaios triaxiais consolidados drenados realizados no Latossolo de Variação Una.	68
Quadro 36.	Parâmetros de resistência ao cisalhamento do Latossolo Variação Una obtidos nos ensaios triaxiais consolidados drenados.	69
Quadro 37.	Parâmetros de resistência ao cisalhamento – Latossolo Una natural e inundado.	70
Quadro 38.	Parâmetros de resistência ao cisalhamento do Latossolo Vermelho-Amarelo obtidos de amostras ensaiadas no estado natural e após inundação.	71
Quadro 39.	Parâmetros de resistência ao cisalhamento – Saprolítico de gnaïsse natural e inundado.	72
Quadro 40.	Parâmetros de resistência ao cisalhamento do Latossolo Variação Una obtidos de ensaios de cisalhamento direto e triaxial consolidado drenado.	74

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.	Resultados de ensaios geotécnicos de cisalhamento direto realizados em um Latossolo Vermelho-Amarelo, com corpos-de-prova moldados de amostras indeformadas e compactadas na energia do ensaio AASHTO Normal, para um mesmo teor de umidade	3
Figura 2.	Resultados de ensaios geotécnicos de cisalhamento direto realizados em um solo saprolítico de gnaiss, com corpos-de-prova moldados de amostras indeformadas e compactadas na energia do ensaio AASHTO Normal	3
Figura 3.	Crítérios de ruptura idealizados para os solos	8
Figura 4.	Características cisalhantes de argilas em ensaios triaxiais drenados: (4a) Relações tensão-deformação; (4b) Relações variação volumétrica-deformação;(4c) Relação índice de vazios - tensão efetiva	10
Figura 5.	Princípios do ensaio de cisalhamento direto	12
Figura 6.	Esquema diagramático do ensaio triaxial	14
Figura 7.	Escoamento de solos residuais em laboratório : (a) curva de compressão isotrópica sobre rocha vulcânica intemperizada; (b): curvas de adensamento sobre amostras indeformadas e remoldadas de solo residual de Java.	19
Figura 8.	Resistência ao cisalhamento de solos não-saturados	21

Figura 9.	Derivação do tempo de ruptura da curva de consolidação para o caso particular de amostra drenada em ambas extremidades.....	27
Figura 10.	Derivação do tempo de ruptura da curva de consolidação não-padrão	28
Figura 11.	Curva de consolidação de solo residual estruturado não saturado evidenciando a elevada compressibilidade inicial de tal solo	29
Figura 12.	Local de coleta das amostras do Latossolo Vermelho-Amarelo.....	36
Figura 13.	Local de coleta das amostras do Latossolo Variação Una.....	37
Figura 14.	Local de coleta das amostras do solo saprolítico.	38
Figura 15.	Curva tensão versus índice de vazios do Latossolo Variação Una (LU), amostra indeformada	39
Figura 16.	Curva tensão versus índice de vazios do Latossolo Vermelho-Amarelo (LV), amostra indeformada.....	39
Figura 17.	Curva tensão versus índice de vazios do solo Saprolítico (SP), amostra indeformada	40
Figura 18.	Detalhes do equipamento de cisalhamento direto e do sistema de aquisição de dados empregado.	42
Figura 19.	Detalhe do equipamento triaxial e do sistema de aquisição de dados utilizado.	43
Figura 20.	Envoltórias de ruptura de ensaios de cisalhamento direto para o Latossolo Variação Una.	46
Figura 21.	Envoltórias de ruptura de ensaios de cisalhamento direto – Latossolo Vermelho-Amarelo.	49
Figura 22.	Envoltórias de ruptura de ensaios de cisalhamento direto – Saprolítico de gnaisse.	50
Figura 23.	Envoltórias de ruptura de ensaios triaxiais do Latossolo Variação Una.....	52
Figura 24.	Envoltórias de ruptura de ensaios triaxiais – Saprolítico de gnaisse.....	54

Figura 25.	Envoltórias de ruptura de ensaios de cisalhamento direto realizados no Latossolo Variação Una, com amostras inundadas.....	56
Figura 26.	Envoltórias de resistência dos ensaios de cisalhamento direto realizados no Latossolo Vermelho-Amarelo, considerando-se amostras inundadas.	58
Figura 27.	Envoltórias de ruptura de ensaios de cisalhamento direto realizados com o solo saprolítico de gnaïsse, em corpos-de-prova inundados.....	59
Figura 28.	Envoltórias de ruptura obtidas nos ensaios de cisalhamento direto para o solo saprolítico de gnaïsse, considerando-se amostras naturais.....	62
Figura 29.	Envoltórias de ruptura obtidas nos ensaios de cisalhamento direto para o solo saprolítico de gnaïsse, considerando-se amostras inundadas.	62
Figura 30.	Envoltórias de ruptura para o Latossolo Vermelho-Amarelo, obtidas nos ensaios de cisalhamento direto, considerando-se amostras naturais.....	64
Figura 31.	Envoltórias de ruptura para o Latossolo Vermelho-Amarelo obtidas nos ensaios de cisalhamento direto, considerando-se amostras inundadas.	64
Figura 32.	Envoltórias de ruptura para o Latossolo Variação Una obtidas nos ensaios de cisalhamento direto, considerando-se amostras naturais.....	66
Figura 33.	Envoltórias de ruptura para o Latossolo Variação Una obtidas nos ensaios de cisalhamento direto, considerando-se amostras inundadas.....	66
Figura 34.	Apresentação dos resultados dos ensaios triaxiais consolidados drenados realizados no solo saprolítico de gnaïsse em um diagrama p-q.	67
Figura 35.	Apresentação dos resultados dos ensaios triaxiais consolidados drenados realizados no Latossolo Variação Una em um diagrama p-q.	68

Figura 36.	Envoltórias de ruptura de ensaios de cisalhamento direto nas condições natural e inundada para o Latossolo Variação Una.....	70
Figura 37.	Envoltórias de ruptura de ensaios de cisalhamento direto nas condições natural e inundada – Latossolo Vermelho-Amarelo.....	71
Figura 38.	Envoltórias de ruptura de ensaios de cisalhamento direto nas condições natural e inundada para o solo saprolítico de gnaisse.....	72
Figura 39.	Envoltórias de ruptura de ensaios de cisalhamento direto e triaxial consolidado drenado realizados no Latossolo Variação Una em amostras ensaiadas no estado natural.	73
Figura A1.	Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 50 kPa – Latossolo Variação Una natural.	85
Figura A2.	Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 100 kPa – Latossolo Variação Una natural.	85
Figura A3.	Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 200 kPa – Latossolo Variação Una natural.	86
Figura A4.	Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 400 kPa - Latossolo Variação Una natural.	86
Figura A5.	Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 50 kPa - Latossolo Vermelho-Amarelo natural.	87
Figura A6.	Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 100 kPa - Latossolo Vermelho-Amarelo natural.	87
Figura A7.	Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 200 kPa - Latossolo Vermelho-Amarelo natural.	88

Figura A8.	Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 400 kPa - Latossolo Vermelho-Amarelo natural.	88
Figura A9.	Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 50 kPa – Saprolítico de gnaiss natural.	89
Figura A10.	Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 100 kPa – Saprolítico de gnaiss natural.	89
Figura A11.	Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 200 kPa – Saprolítico de gnaiss natural.	90
Figura A12.	Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 400 kPa – Saprolítico de gnaiss natural.	90
Figura A13.	Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 100 kPa – Latossolo Variação Una inundado.....	91
Figura A14.	Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 200 kPa – Latossolo de Variação Una inundado.	91
Figura A15.	Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 400 kPa – Latossolo Variação Una inundado.....	92
Figura A16.	Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 100 kPa – Latossolo Vermelho-Amarelo inundado.	92
Figura A17.	Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 200 kPa – Latossolo Vermelho-Amarelo inundado.	93
Figura A18.	Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 400 kPa – Latossolo Vermelho-Amarelo inundado.	93

Figura A19.	Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 100 kPa – Saprolítico de gnaiss inundado.....	94
Figura A20.	Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 200 kPa – Saprolítico de gnaiss inundado.....	94
Figura A21.	Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 400 kPa – Saprolítico de gnaiss inundado.....	95
Figura A22.	Curvas tensão-deformação axial de ensaios triaxiais – tensão confinante de 50 kPa – Latossolo Variação Una natural.....	96
Figura A23.	Curvas tensão-deformação axial de ensaios triaxiais – tensão confinante de 100 kPa – Latossolo Variação Una natural.....	96
Figura A24.	Curvas tensão-deformação axial de ensaios triaxiais – tensão confinante de 200 kPa – Latossolo Variação Una natural.....	97
Figura A25.	Curvas tensão-deformação axial de ensaios triaxiais – tensão confinante de 400 kPa – Latossolo Variação Una natural.....	97
Figura A26.	Curvas tensão-deformação axial de ensaios triaxiais – tensão confinante de 50 kPa – Saprolítico de gnaiss natural.....	98
Figura A27.	Curvas tensão-deformação axial de ensaios triaxiais – tensão confinante de 100 kPa – Saprolítico de gnaiss natural.....	98
Figura A28.	Curvas tensão-deformação axial de ensaios triaxiais – tensão confinante de 200 kPa – Saprolítico de gnaiss natural.....	99
Figura A29.	Curvas tensão-deformação axial de ensaios triaxiais – tensão confinante de 400 kPa – Saprolítico de gnaiss natural.....	99
Figura A30.	Trajetórias de tensões – $v=0.01$ mm/min - Saprolítico de gnaiss natural.....	100
Figura A31.	Trajetórias de tensões – $v=1.00$ mm/min - Saprolítico de gnaiss natural.....	100
Figura A32.	Trajetórias de tensões – $v=0.01$ mm/min – Latossolo Variação Una natural.....	101
Figura A33.	Trajetórias de tensões – $v=1.00$ mm/min – Latossolo Variação Una natural.....	101

LISTA DE SÍMBOLOS

- τ : resistência ao cisalhamento total do solo
- σ_n : tensão normal total
- c : coesão total do solo
- ϕ : ângulo de atrito interno total do solo
- τ' : resistência ao cisalhamento efetiva do solo
- σ'_n : tensão normal efetiva
- c' : coesão efetiva do solo
- ϕ' : ângulo de atrito interno efetivo do solo
- α : ângulo do plano de ruptura por cisalhamento
- s_1 : tensão principal total vertical ou tensão principal maior
- s_2 : tensão principal total horizontal intermediária
- s_3 : tensão principal total horizontal menor
- s_d : tensão desviadora
- e : deformação axial
- e_f : deformação axial na ruptura
- u_f : poro-pressão na ruptura
- s'_1 : tensão principal efetiva vertical ou tensão efetiva principal maior
- s'_2 : tensão principal efetiva horizontal intermediária
- s'_3 : tensão principal efetiva horizontal menor
- ΔV : variação volumétrica
- Δu : variação de poro-pressão
- ΔV_f : variação volumétrica na ruptura

Δu_f : variação de poro-pressão na ruptura
 e_{lim} : deformação axial limite
 f'_r : ângulo de atrito interno residual efetivo do solo
 c_d : coesão drenada
 f_d : ângulo de atrito interno drenado
 u_a : pressão do ar nos poros do solo
 f^b : ângulo que indica a taxa de crescimento de t' em relação à sucção matricial;
 a_w : área de água normalizada
 θ : teor de umidade volumétrica normalizada
 q_s : teor de umidade volumétrica na condição saturada
 q_r : teor de umidade volumétrica na condição residual
L: comprimento da amostra
D : diâmetro da amostra
 c_v : coeficiente de adensamento do solo
 t_f : tempo de ruptura
h : fator de drenagem
 U_f : percentagem média de adensamento na ruptura
 t_{100} : tempo correspondente a teoricamente 100% de adensamento
LL : limite de liquidez
LP : limite de plasticidade
IP : índice de plasticidade
 A_c : índice de atividade de Skempton
 γ_s : peso específico dos sólidos
e : índice de vazios
v : velocidade de carregamento
W : teor de umidade inicial
 $W_{após}$: teor de umidade após o término do cisalhamento
Sr : grau de saturação
 R^2 : coeficiente de determinação

RESUMO

PITANGA, Heraldo Nunes, M.S., Universidade Federal de Viçosa, maio de 2002. **Influência da velocidade de carregamento e do tempo de inundação na resistência ao cisalhamento de solos estruturados.** Orientador: Dario Cardoso de Lima. Conselheiro: Carlos Alexandre Braz de Carvalho e Cláudio Henrique de Carvalho Silva.

Analisa-se, no presente trabalho, a influência da velocidade de carregamento e do tempo de inundação das amostras na resistência ao cisalhamento de três solos estruturados da Zona da Mata Norte de Minas Gerais, Brasil. Trabalhou-se com: (i) ensaios de cisalhamento direto executados em amostras naturais, empregando-se quatro diferentes velocidades de carregamento, e em amostras naturais submetidas a três períodos de tempo de inundação, para uma velocidade de carregamento; (ii) ensaios triaxiais consolidados drenados executados em amostras naturais, empregando-se duas velocidades de carregamento. Os resultados permitiram concluir que, para fins práticos, a velocidade de carregamento e o tempo de inundação não afetam de forma significativa a resistência ao cisalhamento dos solos analisados.

ABSTRACT

PITANGA, Heraldo Nunes, M.S., Universidade Federal de Viçosa, may 2002.
Influence of the rate of loading and the water inundation time on the shear strength of structured soils. Adviser: Dario Cardoso de Lima.
Committee Members: Carlos Alexandre Braz de Carvalho and Cláudio Henrique de Carvalho Silva.

This research is directed to the analysis of the influence of the rate of loading or displacement and the specimen water inundation time on the shear strength of three structured tropical soils from the North Forest Zone of Minas Gerais State, Brazil. The laboratory testing program encompassed the following steps: (i) Direct shear tests performed in natural soil sample specimens at four different rates of displacement, and direct shear tests performed in natural soil specimen considering three inundation times and one specific rate of displacement; (ii) Consolidated drained triaxial tests performed in natural soil sample specimens at two rates of displacement. From a practical engineering point of view, the laboratory testing data support that the rate of displacement and the specimen inundation time does not affect significantly the shear strength of the tested soils.

1. INTRODUÇÃO

1.1. Generalidades

O presente trabalho é dirigido aos solos residuais da Microrregião de Viçosa, município do Estado de Minas Gerais situado na Zona da Mata Norte, cuja área é constituída por rochas pré-cambrianas, com predominância de gnaisses e anfibolitos. Segundo AZEVEDO (1999), esses solos apresentam-se, geralmente, num sistema de duas camadas, em perfis permeáveis e profundos, com predominância de materiais latossólicos sobre podzólicos no horizonte B e ocorrência de materiais saprolíticos de gnaissse no horizonte C. São solos que se mostram, em geral, estruturados, não-saturados, porosos e com índices de vazios superiores a um.

SCHAEFER (1996) descreve o horizonte B desses solos como constituído de forte estruturação de natureza micro-granular e, em alguns casos, apresentando-se em blocos sub-angulares. Segundo esse autor, essa camada resultou da incidência de intensos processos físico-químicos de intemperização, os quais foram acelerados por micro-fissuração e por mecanismos de dissolução. Com o passar dos anos, esses mecanismos associados a boas condições de drenagem acabaram por fomentar a estruturação dos solos.

Texturalmente, os solos do horizonte B englobam a faixa das argilas areno-siltosas às areias argilo-siltosas (AZEVEDO, 1999). No planalto de Viçosa, a fração argila desses apresenta, principalmente, caulinita, hidróxidos de alumínio e óxidos de ferro (KER e SCHAEFER, 1995), sendo estes dois últimos minerais os responsáveis pela cor e pelo fenômeno de agregação e ligação das partículas dos solos.

Segundo AZEVEDO (1999), o horizonte C apresenta-se como uma camada estruturada de textura areno-silto-argilosa cuja composição química

inclui minerais primários, como o quartzo e o feldspato-potássio, e considerável quantidade de mica nas frações silte e argila, além de flocos grandes de caulinita pseudomorfa de biotita.

Aplica-se, aqui, a visão de solos estruturados relatada por LIMA et al. (1994) em que esses materiais apresentam elevado índice de vazios e características de deformabilidade e resistência ao cisalhamento que não podem, geralmente, ser explicadas em termos desse parâmetro geotécnico. Complementam esses autores que muito se tem discutido sobre a propriedade de se caracterizar geotecnicamente os solos estruturados sob o prisma da Mecânica dos Solos Clássica, com o emprego de parâmetros tais como: índice de vazios, curva granulométrica, limites de Atterberg. Reconhecem, também, que mesmo o emprego de resultados de ensaios de cisalhamento direto, triaxiais e edométrico, dentre outros, realizados segundo os padrões clássicos podem ter uma eficiência relativa na caracterização geotécnica dos solos tropicais estruturados.

Um exemplo do comportamento particular dos solos da Zona da Mata Norte de Minas Gerais foi apresentado por BUENO et al. (1994). Segundo esses autores, os latossolos e os materiais saprolíticos, que apresentam diferentes níveis de estruturação, podem exibir diferentes respostas geotécnicas às solicitações externas. Eles referem que esse fato pode ser constatado a partir da análise dos resultados de ensaios de cisalhamento direto realizados em corpos-de-prova moldados de amostras indeformadas e de amostras amolgadas, no último caso compactados na energia do ensaio de compactação AASHTO Normal. Assim, em algumas situações, verifica-se que a resistência ao cisalhamento do solo no estado natural, indeformado, mostra-se maior ou menor do que aquela determinada após a sua compactação, como se apresenta nas Figuras 1 e 2, considerando-se, respectivamente, um Latossolo Vermelho-Amarelo e um solo saprolítico de gnaisse.

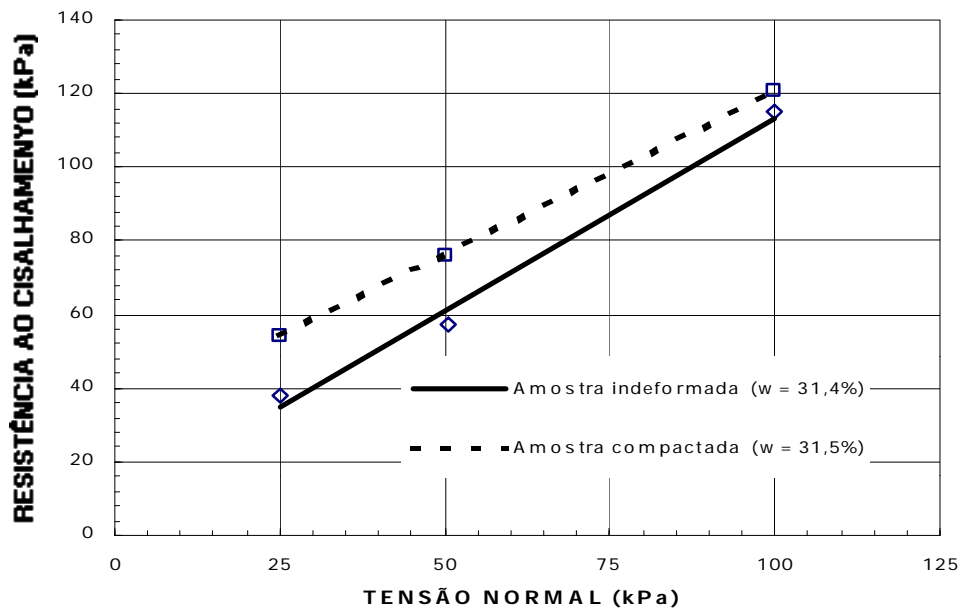


Figura 1. Resultados de ensaios geotécnicos de cisalhamento direto realizados em um Latossolo Vermelho-Amarelo, com corpos-de-prova moldados de amostras indeformadas e compactadas na energia do ensaio AASHTO Normal, para um mesmo teor de umidade (BUENO et al.,1994).

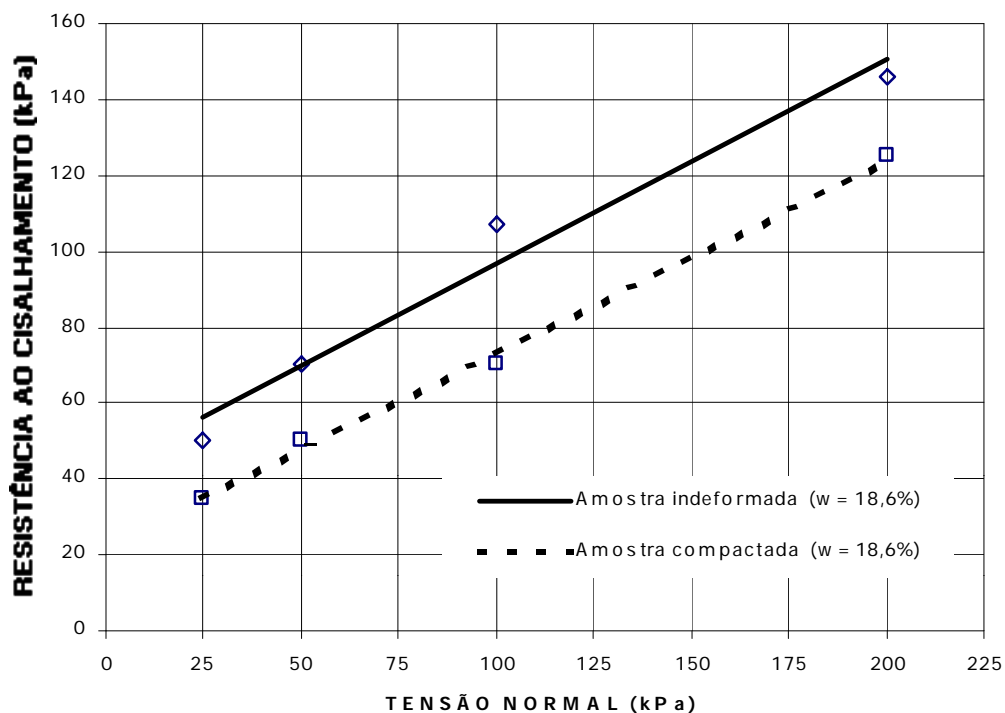


Figura 2. Resultados de ensaios geotécnicos de cisalhamento direto realizados em um solo saprolítico de gnaiss, com corpos-de-prova moldados de amostras indeformadas e compactadas na energia do ensaio AASHTO Normal (BUENO et al.,1994).

No caso do Latossolo Vermelho-Amarelo, como se poderia esperar, a resistência ao cisalhamento do solo compactado resultou maior do que aquela do solo no estado natural. Porém, no caso do solo saprolítico de gnaïsse, à parte uma instabilidade estrutural devido à possível ocorrência de quebra de partículas durante o processo de compactação das amostras, observou-se um comportamento inverso. Os autores consideram como razões para o comportamento observado nesse solo a ocorrência de ação cimentante de óxidos de ferro e alumínio e sucção relativamente elevada observada nas amostras ensaiadas no estado natural. Nesse caso, a compactação teria um efeito prejudicial nessas estruturas, visto que levaria a situações de queda na resistência ao cisalhamento do solo, agindo, desta forma, como um fator de instabilização estrutural.

Os resultados do trabalho de BUENO et al. (1994) e as constatações de LIMA et al. (1994) reforçam aspectos particulares do comportamento geotécnico dos solos estruturados e dão corpo à necessidade de se analisar, dentre outros fatores, a validade do uso de procedimentos tradicionais de ensaios de laboratório para os solos estruturados.

No que concerne, particularmente, à determinação da resistência ao cisalhamento de solos não-saturados, a velocidade de carregamento a ser empregada é um assunto que suscita questionamentos em decorrência da compressibilidade inicial elevada que os solos estruturados não-saturados exibem. Sabe-se que esses solos, se ensaiados a velocidades muito baixas e sob condições não-saturadas, não fornecem parâmetros efetivos como seria esperado por diversos autores com base em informações de solos de regiões temperadas ensaiados nas mesmas condições. Tais considerações se aplicam, por exemplo, aos resultados dos ensaios de cisalhamento direto e triaxial.

Outro aspecto relevante que pode ser analisado é o tempo de inundação das amostras para que possam ser consideradas como saturadas nos ensaios de cisalhamento direto, persistindo dúvidas sobre a ocorrência de saturação e, por conseguinte, nos solos finos, completa eliminação da sucção das amostras.

Face ao exposto, é de interesse analisar a influência da variação da velocidade de carregamento nos ensaios de cisalhamento direto e triaxial, e

do tempo de inundação das amostras nos ensaios de cisalhamento direto sobre a resistência ao cisalhamento dos solos tropicais.

1.2. Objetivo

Considerando-se como elemento de análise os resultados de ensaios realizados em corpos-de-prova moldados de amostras no estado natural e considerando-se três solos típicos da Zona da Mata Norte de Minas Gerais de grande ocorrência na Microrregião de Viçosa, este trabalho teve por objetivo:

- i) analisar a influência da velocidade de carregamento de ensaios de cisalhamento direto e triaxial na resistência ao cisalhamento de amostras de solos não-saturados, considerando-se solos porosos e com diferentes graus de estruturação representados por ocorrências residuais maduras (dois solos) e jovem (um solo);
- ii) analisar a influência das condições de inundação, no ensaio de cisalhamento direto, na resistência ao cisalhamento desses solos.

1.3. Escopo do trabalho

Destaca-se que:

- i) este projeto de pesquisa não teve por objetivo propor um modelo para o possível efeito da velocidade de carregamento na resistência ao cisalhamento dos solos, mas contribuir para a ampliação do banco brasileiro de dados geotécnicos sobre solos tropicais estruturados e sinalizar sobre a importância ou não deste fator em pesquisas futuras que envolvam equipamentos de maior sofisticação tecnológica para o estudo da influência da estrutura e sucção na resistência ao cisalhamento dos solos;

- ii) não se tem informação sobre estudos de laboratório que analisem a influência do tempo de inundação no grau de saturação de amostras dos solos estruturados da Zona da Mata Norte de Minas Gerais, quando ensaiadas em laboratório em equipamentos de cisalhamento direto. Assim, abordou-se esse tema no presente trabalho, de modo a contribuir para a ampliação do banco nacional de dados geotécnicos, bem como considerando a sua relevância para estudos de estabilidade de taludes em solos tropicais residuais;

- iii) segundo a tendência geotécnica atual, é comum se recomendar que em estudos desta natureza se considere a realização de ensaios drenados com sucção controlada, nos quais necessitava-se que se observem, em geral, longos lapsos de tempo para fins de equalização das pressões intersticiais antes da ruptura. Destaca-se, porém, que esses ensaios foram considerados fora do escopo da presente pesquisa, por exigirem equipamento sofisticado para a sua realização, demandarem grande período de tempo e, conseqüentemente, apresentarem custos relativamente elevados; e

- iv) em ensaios desta natureza, trabalhando-se com os equipamentos de cisalhamento direto e triaxial convencionais, espera-se a ocorrência de dispersão dos resultados por não serem os ensaios realizados sob condições de sucção controlada. No presente trabalho, a influência do aspecto dispersão foi minimizada trabalhando-se com valores que representam a média de três (3) determinações. Informa-se que essa dispersão pode vir a ser minimizada de forma relativamente simples em futuros trabalhos, empregando-se os resultados de sucção obtidos, por exemplo, via a técnica do papel-filtro.

2. REVISÃO DE LITERATURA

2.1. Introdução

Desenvolve-se, neste tópico, uma abordagem relacionada aos conceitos de resistência ao cisalhamento dos solos clássicos, aspectos relacionados aos ensaios triaxiais e de cisalhamento direto, particularidades geotécnicas dos solos ditos não-clássicos, com destaque especial para o fenômeno de estruturação, influência da saturação parcial ou da sucção e do avanço da frente de saturação sobre a resistência dos solos, aspectos relacionados à velocidade de carregamento e, por fim, aos trabalhos já existentes pertinentes à influência da velocidade de carregamento sobre os parâmetros de resistência dos solos tropicais.

2.2. Resistência ao cisalhamento dos solos

2.2.1. Generalidades

Do ponto de vista clássico da Mecânica dos Solos, HEAD (1986) refere que a resistência ao cisalhamento é medida em termos de um limite de resistência à deformação oferecida por uma massa ou amostra de solo quando submetida a um carregamento ou descarregamento.

É comum relacionar as condições de ruptura de um solo a uma tensão axial máxima que uma amostra pode suportar, referida como tensão desviadora de pico. Salienta-se, entretanto, que existem outros critérios para a definição dessas condições de ruptura, como se apresenta na Figura 3,

podendo-se referir, em obediência à terminologia empregada nesta figura: tensão desviadora máxima (1), razão máxima entre as tensões principais (2), deformação limite (3), estado crítico (4) e resistência residual (5).

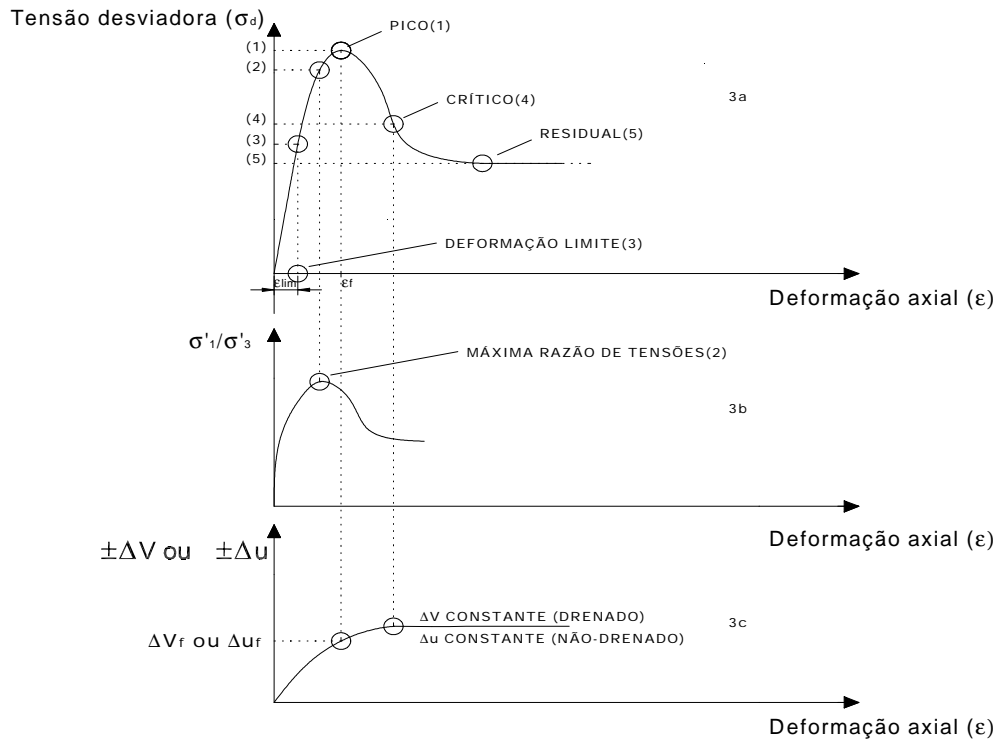


Figura 3. Critérios de ruptura idealizados para os solos.

2.2.2. Critérios para a determinação da máxima resistência ao cisalhamento

Apresenta-se, a seguir, procedimentos para a determinação do ponto ou condições de ruptura em uma curva tensão-deformação de um solo, com base no texto de HEAD (1986).

2.2.2.1. Critério da máxima tensão desviadora

O critério da máxima tensão desviadora ou tensão de pico é tradicionalmente empregado na definição da ruptura de amostras de solo ensaiadas em laboratório. Ele corresponde à condição de diferença máxima

entre as tensões principais, como se representa na Figura 3a, designando-se a correspondente deformação por e_f .

2.2.2.2. Critério da razão máxima entre as tensões principais

Esse critério tem vantagens sobre o anterior em situações em que se busca correlações com resultados de outros ensaios, bem como em argilas nas situações em que a tensão desviadora continua a aumentar sob grandes deformações.

Em geral, não se recomenda o seu emprego em ensaios drenados, pois neste caso a curva de razão das tensões apresenta a mesma forma do que a curva da tensão desviadora. Em um ensaio não-drenado, calcula-se as tensões efetivas principais e a relação entre estas e plota-se os resultados contra as deformações respectivas, como se apresenta na Figura 3b.

2.2.2.3. Critério da deformação limite

Pode-se aplicar esse critério nas situações em que uma grande deformação é necessária para mobilizar a resistência ao cisalhamento máxima de um solo ou a fim de que se atenda a um determinado critério de projeto. A ruptura é então definida por uma deformação limite (e_{lim}), como se representa na Figura 3a.

No caso de não ocorrência de uma tensão cisalhante de pico bem definida, uma deformação axial limite de 20% às vezes é considerada como adequada para fins de derivação da resistência máxima que pode ser oferecida por um solo às solicitações cisalhantes que sobre ele atuam.

2.2.2.4. Critério do estado crítico

Os princípios pertinentes à relação entre a resistência ao cisalhamento máxima e índice de vazios estabelecidos para as areias foram estendidos, em fins da década de 50, por Roscoe, Schofield, Wroth e outros pesquisadores da escola de Cambridge, de modo a fornecer relações entre esta resistência, as tensões principais e o índice de vazios para solos quando cisalhados sob condições drenadas e não-drenadas. Esse trabalho conduziu a uma unificação das características de resistência ao cisalhamento máxima e

deformação observadas em solos, dentro de uma visão identificada como “estado crítico”, aplicável tanto a solos coesivos, quanto a não-coesivos. Tendo-se como base para uma explanação simplificada deste critério o comportamento dos solos argilosos, verifica-se que nestes o estado crítico corresponde à condição na qual os mesmos continuam a se deformar para um volume constante sob uma tensão cisalhante, representado, por exemplo, pelos pontos C e C₁ da Figura 4, que ilustra as relações tensão-deformação e variação volumétrica-deformação de um ensaio drenado sobre amostras de argilas normalmente adensadas e pré-adensadas.

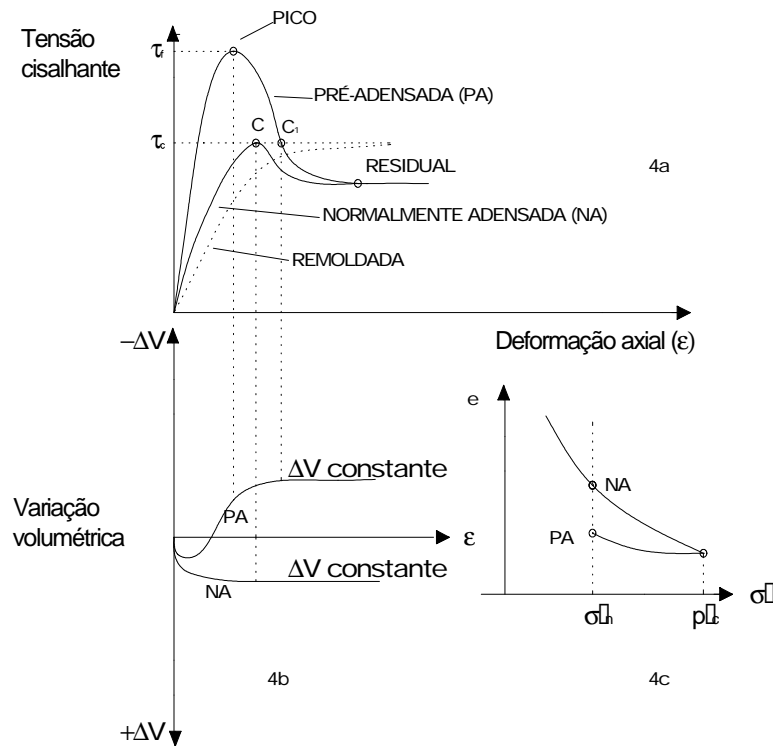


Figura 4. Características cisalhantes de argilas em ensaios triaxiais drenados: (4a) Relações tensão-deformação; (4b) Relações variação volumétrica-deformação; (4c) Relação índice de vazios - tensão efetiva (HEAD, 1986).

2.2.2.5. Critério da resistência residual

É comum relacionar-se o emprego da resistência residual às situações de campo em que já existiram grandes deslocamentos ao longo das superfícies de cisalhamento, tais como deslizamentos de terra ou movimentos tectônicos.

Essa resistência é associada à condição em que o deslocamento por cisalhamento de um solo continua, sob uma tensão normal constante, além da condição de estado crítico, observando-se um decréscimo na resistência ao cisalhamento até se atingir um valor constante, como se apresenta na Figura 4a. Geralmente, essa condição requer que ocorram grandes deformações no solo, sendo comum associar-se à sua ocorrência uma reorientação das partículas do solo adjacentes à superfície de cisalhamento, até que elas fiquem paralelas ao plano de cisalhamento ou de ruptura. O ângulo de atrito residual é denotado por f'_r , e c' é freqüentemente tomado como igual a zero.

2.2.3. Ensaio para a Determinação da Resistência ao Cisalhamento dos Solos

Considerando-se o campo de interesse do presente trabalho, apresenta-se, a seguir, uma abordagem sucinta dos ensaios de cisalhamento direto e triaxial, com base, respectivamente, nos trabalhos de HEAD (1986) e BISHOP e HENKEL (1962).

2.2.3.1. Ensaio de cisalhamento direto

Esse ensaio é usado, basicamente, para se determinar a resistência ao cisalhamento última ou máxima de amostras de solo e para fins de observação e obtenção de dados relativos à condição de pós-ruptura. Ele é o ensaio mais simples e mais antigo para a medida da resistência ao cisalhamento de solos. Os princípios deste ensaio constam da Figura 5.

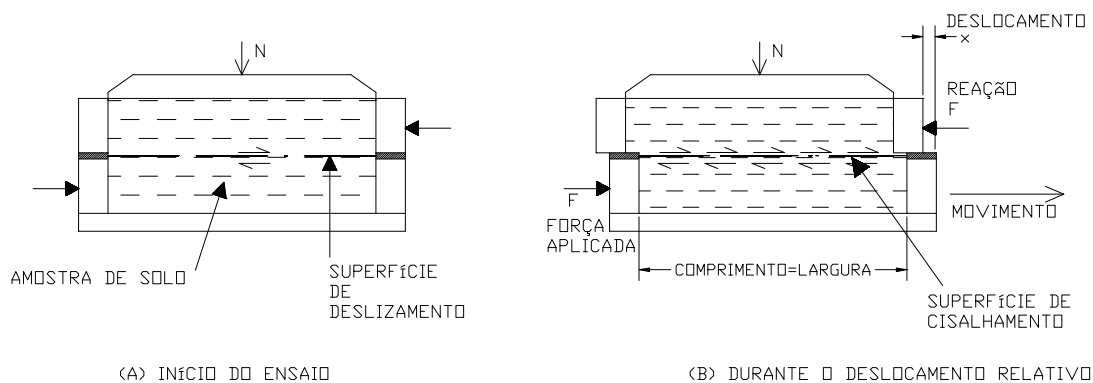


Figura 5. Princípios do ensaio de cisalhamento direto (HEAD, 1986).

O ensaio apresenta limitações e vantagens, como se segue:

(i) Limitações:

- a. a amostra de solo é forçada a romper ao longo de um plano de cisalhamento pré-determinado;
- b. a distribuição de tensões sobre esta superfície não é uniforme;
- c. o modelo de tensões reais é complexo e as direções dos planos de tensões principais rotacionam durante o cisalhamento da amostra;
- d. nenhum controle pode ser exercido sobre a drenagem, exceto pela variação da velocidade de carregamento;
- e. as poro-pressões não podem ser medidas;
- f. o deslocamento que pode ser aplicado ao solo é limitada pelo máximo comprimento de viagem do equipamento; e
- g. a área de contato entre o solo nas duas metades da caixa de corte diminui com o prosseguimento do ensaio.

- (ii) Vantagens:
 - a. o ensaio é relativamente rápido e simples de ser realizado;
 - b. os princípios básicos do ensaio são fáceis de serem entendidos;
 - c. os princípios do ensaio podem ser estendidos aos solos pedregulhosos e outros materiais contendo partículas maiores, os quais podem ser mais caros se ensaiados por outros meios;
 - d. o equipamento pode ser usado para ensaios drenados e para a medida da resistência ao cisalhamento residual por meio do processo de multi-reversão da caixa de corte.

2.2.3.2. Ensaio triaxial

O ensaio triaxial é a modalidade mais comumente usada em ensaios de rotina e, mesmo, em trabalhos de pesquisa geotécnica. As principais vantagens desse ensaio, apresentado diagramaticamente na Figura 6, são o controle das condições de drenagem da amostra e a possibilidade de medição das poro-pressões geradas.

De um modo geral, a aplicação da tensão confinante e da tensão desviadora forma dois estágios separados do ensaio, sendo os ensaios classificados de acordo com as condições de drenagem predominantes em cada um destes estágios, conforme se segue:

- (i) Ensaio não-drenado: nenhuma drenagem e, portanto, nenhuma dissipação de poro-pressão é permitida durante a aplicação da pressão confinante; nenhuma drenagem é permitida durante a aplicação da tensão desviadora;
- (ii) Ensaio consolidado não-drenado: a drenagem é permitida durante a aplicação da tensão confinante, de modo que a amostra é totalmente consolidada sob esta tensão; nenhuma drenagem é permitida durante a aplicação da tensão desviadora;
- (iii) Ensaio drenado: a drenagem é permitida ao longo de todo o ensaio, de modo que a consolidação total da amostra ocorre sob a

tensão confinante e nenhum excesso de poro-pressão é desenvolvido durante a aplicação da tensão desviadora.

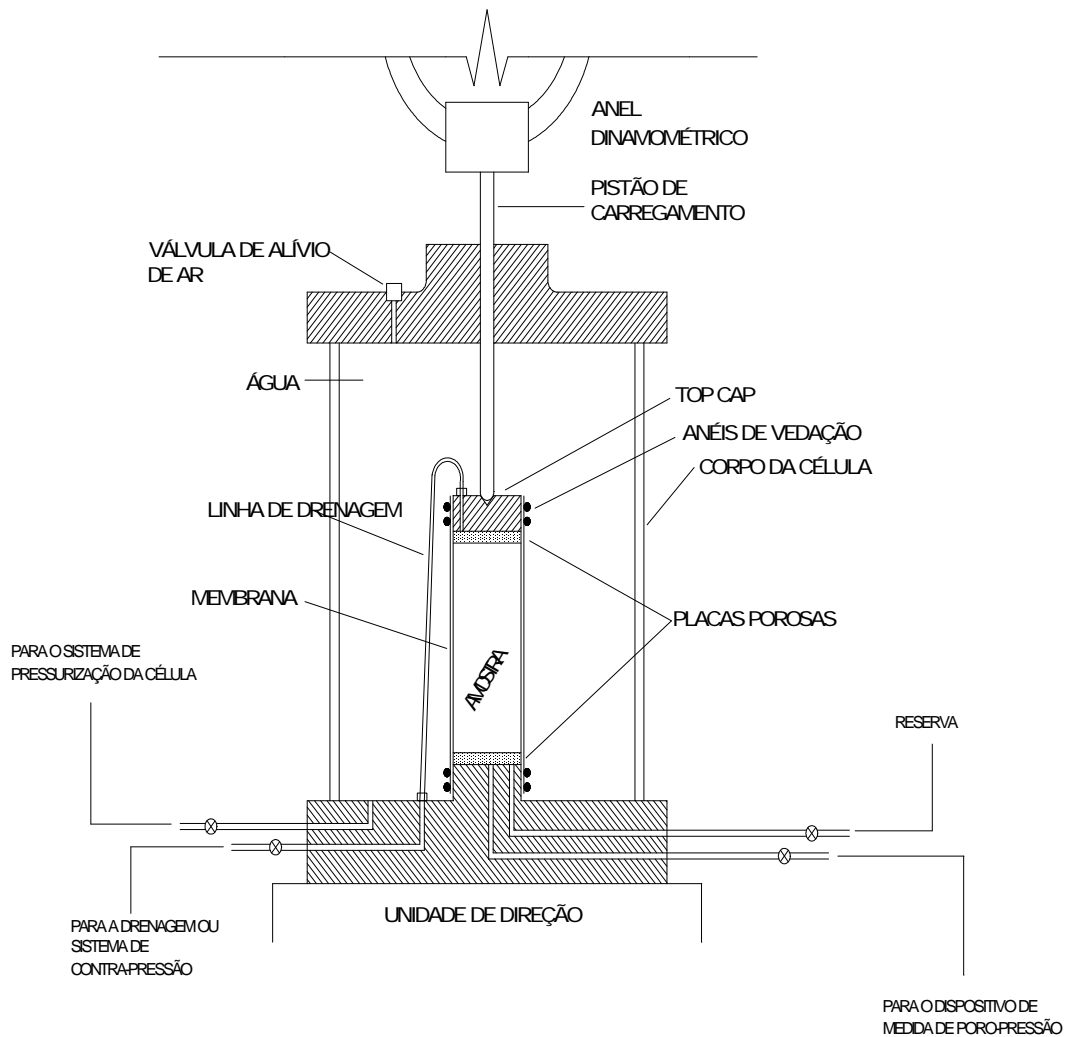


Figura 6. Esquema diagramático do ensaio triaxial (BISHOP e HENKEL, 1962).

No que se refere aos ensaios drenados, que é a modalidade de maior interesse para o desenvolvimento do presente trabalho, destaca-se que:

- (i) a consolidação ocorre sob uma tensão confinante igualmente aplicada em todas as faces da amostra, sendo a amostra então cisalhada pelo incremento da carga axial a uma taxa

suficientemente lenta para prevenir o desenvolvimento de qualquer excesso de poro-pressão. A tensão principal menor, s'_3 , é, assim, igual à tensão de consolidação (tensão confinante); a tensão principal maior, s'_1 , é a tensão axial. Uma vez que a poro-pressão é zero, as tensões efetivas são iguais às tensões aplicadas, e a envoltória de resistência em termos de tensão efetiva é obtida diretamente dos círculos de Mohr de tensão na ruptura. Os valores de c' e f' obtidos de ensaios drenados são freqüentemente denotados por c_d e f_d , respectivamente;

- (ii) um conjunto de amostras idênticas consolidadas sob diferentes tensões efetivas fornece um grupo de círculos de Mohr de tensões efetivas na ruptura. Nesse caso, os parâmetros f_d e c_d caracterizam a envoltória de ruptura do solo;
- (iii) o ensaio fornece, também, informação sobre a variação volumétrica que acompanha a aplicação da tensão confinante e da tensão desviadora à amostra de solo que está sendo ensaiada, além de informações sobre as suas características de tensão-deformação.

Salienta-se, contudo, que o ensaio triaxial realizado sobre amostras cilíndricas está, a despeito das vantagens supramencionadas, sujeito a várias limitações. Uma discussão detalhada destas limitações está, contudo, fora do objetivo deste trabalho, podendo o leitor interessado recorrer ao material de BISHOP E HENKEL (1962) e HEAD (1986) a fim de obter maiores esclarecimentos. Dentro dessa ótica, as limitações mais importantes podem ser referidas como:

- (i) influência do valor da tensão principal intermediária (s_2), a qual no ensaio iguala a tensão principal menor (s_3), mas que, em problemas de deformação plana, pode assumir valores superiores à tensão principal menor (s_3) e, desta forma, influenciar os valores de c' e f' ;

- (ii) influência da restrição imposta às extremidades da amostra, onde se verifica que o atrito entre estas extremidades e as superfícies dos dispositivos de transmissão da carga axial acaba por limitar a deformação lateral adjacente a estas superfícies. Isto acaba por levar a amostra a sair da condição de uniformidade na distribuição das tensões e nas deformações; e
- (iii) duração do ensaio, em geral relacionado aos ensaios não-drenados pelo fato de que não é possível levar em conta o fator “creep” dos solos, quando estes o apresentam.

2.3. Particularidades dos solos de comportamento geotécnico não-clássico

2.3.1. Introdução

Segundo LEROUEIL (1997), a Mecânica dos Solos do Estado Crítico (MSEC) ou Mecânica dos Solos Clássica (MSC) encontra suas raízes nos trabalhos pioneiros de Terzaghi, Casagrande e Hvorslev que reconheceram a importância do índice de vazios sobre o comportamento do solo e o fato de que a compressão deste ao longo da linha de compressão normal é essencialmente irreversível, ao passo que as deformações são essencialmente reversíveis ao longo das linhas de expansão e recompressão. Destaca-se, também, que, como já se referiu anteriormente, a partir de fins da década de 50 Roscoe, Schofield e Wroth agregaram os fundamentos daquilo que hoje é freqüentemente referido como “Mecânica dos Solos do Estado Crítico”. O conceito de escoamento e estado crítico incluídos na MSEC são considerados ferramentas extremamente poderosas para se entender e analisar o comportamento do solo e eles têm adquirido aceitação geral.

Entretanto, no final das décadas de 50 e 60 já havia sido mostrado, também, que existem aspectos importantes do comportamento do solo que não podem ser descritos pelos conceitos de estado crítico. LEROUEIL e VAUGHAN (1990) citam que muitas ocorrências naturais tratadas em engenharia como solos têm componentes de resistência e rigidez que não podem ser explicadas somente pelos conceitos de porosidade inicial e histórico de tensões nos quais a MSC está alicerçada. Segundo LEROUEIL

(1997), pode-se citar o efeito do esmagamento sobre a linha de estado crítico de solos granulares, o efeito da velocidade de carregamento e temperatura, o efeito da estrutura, o efeito de descontinuidades tais como fissuras e a influência da saturação parcial. Para os fins do presente trabalho, interessa abordar os efeitos da estrutura, da saturação parcial e da velocidade de carregamento no comportamento geotécnico dos solos, em especial dos solos residuais.

2.3.2. Estruturação dos solos

Em solos, existe aquilo que é denominado como “melhoramento com o envelhecimento” (SCHMERTMAN,1991), o qual não é considerado na Mecânica dos Solos Clássica. LEROUEIL e VAUGHAN (1990) citam que a resistência e a rigidez oriundas do fenômeno de cimentação ou ligação das partículas são somente consideradas como sendo características gerais na Mecânica das Rochas, sendo que os estudos destes fenômenos em Mecânica dos Solos têm tipicamente tratado os materiais relacionados como casos especiais, para refletir a complexidade e variabilidade de suas origens. Contudo, estudos das propriedades de tais materiais realizados pelos autores supramencionados, além de outros estudos registrados na literatura geotécnica, mostram que enquanto suas origens podem ser complexas, seus efeitos podem ser descritos de um modo simples e geral. Eles esforçam-se em mostrar que tais características são comuns em materiais geológicos naturais e que eles têm uma forte influência sobre o comportamento de engenharia dos solos. Segundo eles, a descrição destes efeitos deve ser incluída dentro dos conceitos gerais da Mecânica dos Solos Clássica, juntamente com o índice de vazios inicial e o histórico de tensões, devendo ser considerados de importância comparável.

Conforme mencionado anteriormente, esses fenômenos têm sido reconhecidos, especificamente no caso de solos, em argilas moles, argilas rígidas, em solos granulares e em solos residuais. Eles podem surgir de muitas causas, tais como solução e deposição de sílica nos contatos entre as partículas em areias, da soldagem à frio nos contatos interpartículas sob elevadas pressões, da deposição de carbonatos, hidróxidos e matéria orgânica oriundos da solução do solo, da recristalização de minerais durante

o intemperismo e da modificação da camada de água adsorvida e das forças atrativas interpartículas em solos argilosos. Os solos que demonstram tais efeitos são descritos como “estruturados”, e solos dos quais eles foram removidos ou nos quais eles nunca existiram são descritos, respectivamente, como “desestruturados” ou “não-estruturados”.

Solos residuais são o produto da intemperização *in situ* de rochas pré-existentes, a qual geralmente promove um decréscimo da densidade e um incremento na porosidade do material resultante. O histórico de tensões tem pouca influência sobre suas propriedades (VAUGHAN, 1994). Contudo, tanto a recristalização associada com a formação de novos minerais, como a precipitação de minerais salinos criam ligações inter-partículas e, conseqüentemente, a estruturação de tais solos. Esta estruturação acaba por fornecer um intercepto coesivo à envoltória de resistência destes solos, mesmo quando estes são porosos e se contraem durante o cisalhamento.

Assim, VAUGHAN (1985) propõe que esta componente de resistência se deva à estrutura ao invés da densidade. Respectivamente, com base em trabalhos de Uriel e Serrano (1973)¹ e de Wesley (1974)², esse autor refere-se a exemplos do escoamento de solos residuais em laboratório, que são ilustrados na Figura 7a, a qual apresenta resultados de ensaios de compressão isotrópica sobre rocha vulcânica intemperizada das Ilhas Canárias, e na Figura 7b, com resultados de ensaios oedométricos sobre solo residual vulcânico de Java. Verifica-se na Figura 7a que a curva de adensamento do material ensaiado apresenta uma forma diferenciada daquela comum aos materiais clássicos. Conclui Vaughan que a Figura 7b mostra que os índices de vazios para o solo estruturado são maiores que aqueles que podem ser sustentados pelo mesmo solo do qual a estrutura foi removida pela remoldagem.

¹ URIEL, S., 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 Mech. Fdn Engng, Moscow 22, 257-264.

² WESLEY, L.D. (1974). Discussion of Wallace (1973). Geotechnique 24, No. 1, 101-105.

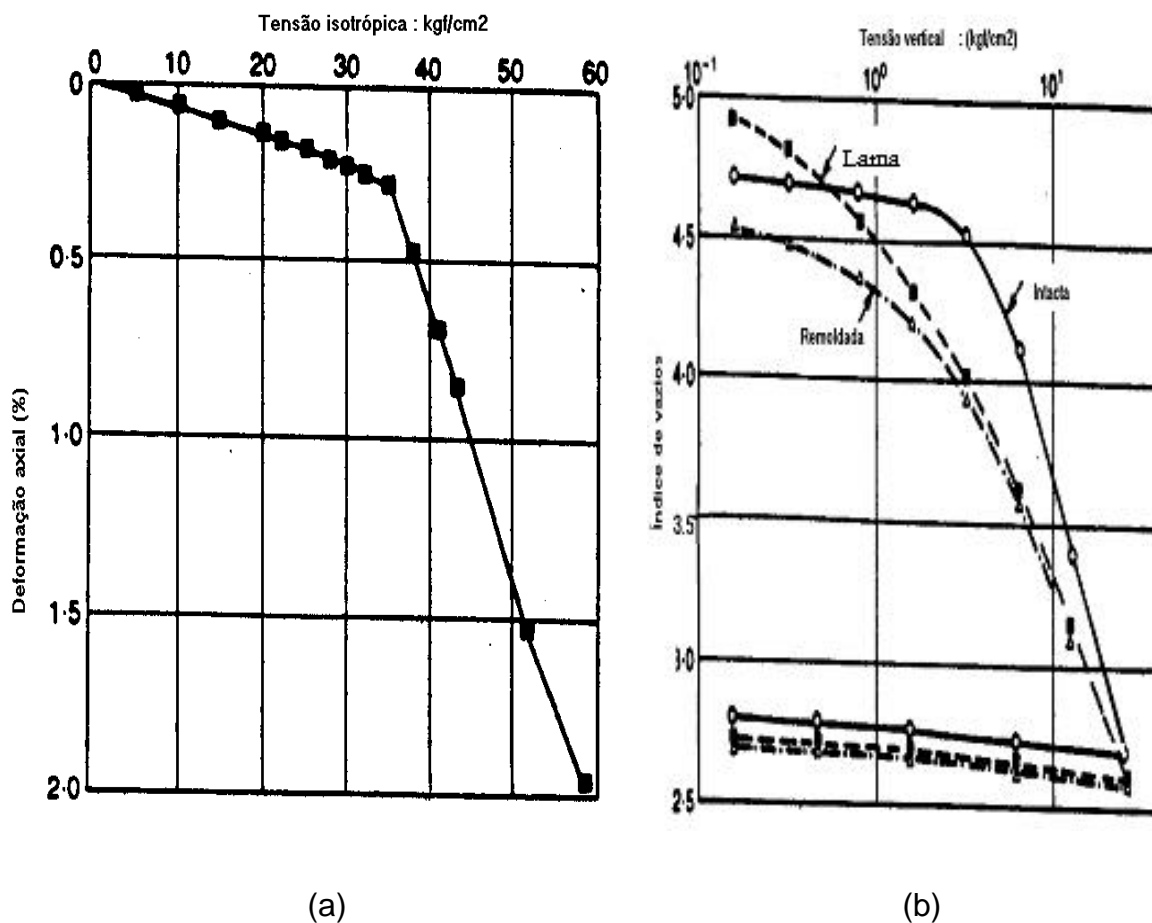


Figura 7. Escoamento de solos residuais em laboratório : (a) curva de compressão isotrópica sobre rocha vulcânica intemperizada (Uriel e Serrano, 1973)¹ ; (b): curvas de adensamento sobre amostras indeformadas e remoldadas de solo residual de Java (Wesley, 1974)².

Quando se discute a estruturação de solos residuais, é de interesse, também, abordar aspectos de sua desestruturação. Sabe-se que quando um caminho de tensões atinge a curva de estado limite de um solo, ocorrem grandes deformações e a destruição da maioria das ligações entre as partículas e agregados, podendo-se considerar o material como progressivamente desestruturado. Abordando esse tema, LEROUEIL e VAUGHAN (1990) entendem que a desestruturação de um solo pode ser atingida pela compressão (solo sob um aterro, por exemplo), pelo cisalhamento (na operação de amostragem, por exemplo) e, possivelmente,

pela expansão. Com relação ao último aspecto, esses autores destacam que se um solo estruturado contendo argilo-minerais expansivos é progressivamente descarregado, ele tem a tendência de expandir, podendo-se considerar duas situações, a saber: (i) as ligações inter-partículas são mais fortes que as forças de expansão e o solo permanece estruturado, mesmo sob tensão efetiva nula, apresentando o mesmo uma resistência à tração; (ii) para o mesmo estágio, as forças expansivas tornam-se maiores que as ligações inter-partículas, as quais são quebradas, existindo então a desestruturação e o escoamento na expansão.

Conseqüências da desestruturação dos solos têm sido observadas por muitos pesquisadores, em particular por LEROUEIL (1997). Elas podem ser resumidas como se segue: (i) decréscimo da rigidez do solo dentro da curva de estado limite; (ii) decréscimo da resistência ao cisalhamento de pico e da tensão de pré-adensamento, bem como um recuo ou encolhimento da curva de estado limite; e, (iii) decréscimo do índice de compressão do solo.

2.3.3. Influência da saturação parcial

2.3.3.1. Resistência de solos não saturados

Em geral, solos não saturados têm uma resistência ao cisalhamento maior que aquela do mesmo solo saturado. FREDLUND (1987) entende que a resistência ao cisalhamento desses solos pode ser expressa como uma combinação linear da “tensão normal líquida” designada por $(s_n - u_a)$ e da “sucção matricial” designada por $(u_a - u_w)$, conforme equação abaixo:

$$t' = c' + (s_n - u_a) \tan f' + (u_a - u_w) \tan f^b \quad \text{Equação 1}$$

onde:

t' : resistência ao cisalhamento efetiva do solo;

c' : coesão efetiva do solo;

s_n : tensão normal total;

u_a : pressão do ar nos poros do solo;

f' : ângulo de atrito efetivo do solo;

u_w : poro-pressão;

$\tan f^b$: parâmetro de resistência associado com a matriz de sucção;

f^b : ângulo que indica a taxa de crescimento de t' em relação à sucção matricial;

$(s_n - u_a)$: tensão normal líquida;

$(u_a - u_w)$: sucção matricial.

Esta equação é esquematicamente representada na Figura 8. O termo $(u_a - u_w) \tan f^b$ aparece como uma coesão devido à sucção.

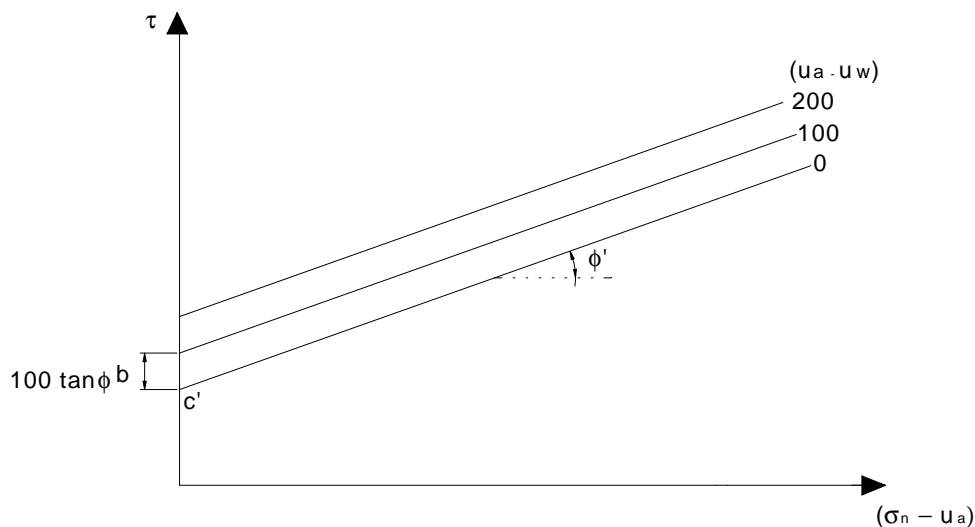


Figura 8. Resistência ao cisalhamento de solos não-saturados (FREDLUND et al., 1978).

Segundo LEROUEIL (1997), evidências experimentais mostram que a Equação 1 é válida para uma variedade de solos não-saturados, mas, na maioria das vezes, dentro de intervalos limites de $(u_a - u_w)$ e de $(s_n - u_a)$. Esse autor refere-se a outras limitações ao uso da referida equação, como se segue:

- (i) para sucções menores que o valor de entrada de ar para o solo, e considerando que o solo permaneça saturado, os valores de ϕ^b e ϕ' são iguais. Nestas condições, uma mudança na poro-pressão é equivalente a uma mudança na tensão efetiva;

- (ii) ensaiando-se siltes, foi observado que as envoltórias de resistência obtidas para diferentes sucções foram convergindo em direção a um único ponto, indicando que não existe nenhum efeito da sucção para um excesso de $(s_n - u_a)$ acima de um determinado valor;
- (iii) sabe-se que em alguns solos, solos não coesivos em particular, a resistência ao cisalhamento primeiro aumenta e depois decresce quando a sucção é aumentada progressivamente.

Abordagens relativamente recentes buscam prever ou relacionar a resistência ao cisalhamento dos solos não saturados a partir de maiores informações obtidas das curvas características dos solos, podendo-se referir aos trabalhos de FREDLUND et al. (1995a e 1995b) e VANAPALLI et al. (1996). Referindo-se a esses trabalhos LEROUEIL (1997) destaca que:

- (i) a contribuição da matriz de sucção à resistência ao cisalhamento de um solo não-saturado pode ser assumida como sendo proporcional ao produto da matriz de sucção, $(u_a - u_w)$, e a área de água normalizada, a_w :

$$t' = a_w(u_a - u_w) \tan f' \quad \text{Equação 2}$$

onde a_w é a razão entre a área de água correspondente a qualquer grau de saturação e a área de água para a condição saturada;

- (ii) a área de água normalizada, a_w , apresenta similaridades com o teor de umidade volumétrica normalizada, θ , podendo-se afirmar que:

$$a_w = Q^k \quad \text{Equação 3}$$

onde:

$$\Theta = \frac{q - q_r}{q_s - q_r} \quad \text{Equação 4}$$

no qual q , q_s e q_r são as umidades volumétricas, respectivamente, para a sucção considerada, para a saturação e para a condição residual, bem como k é um parâmetro dependente do tipo de solo, assumindo um valor próximo de 1 para solos arenosos, podendo ser superior a 1 para solos argilosos;

- (iii) a resistência ao cisalhamento dos solos não saturados pode, então, ser escrita como se segue:

$$t' = c' + (s_n - u_a) \tan f' + (u_a - u_w) Q^k \tan f' \quad \text{Equação 5}$$

Nesse caso, Q é uma função da matriz de sucção que pode ser deduzida da curva de retenção de água no solo;

- (iv) conclui-se, pois, que os parâmetros necessários para se determinar a resistência de um solo não saturado seriam os parâmetros de resistência c' e f' do solo saturado e a curva característica solo-água.

2.3.3.2. Influência do avanço da frente de saturação e da sucção sobre a estabilidade de taludes de solos residuais

A preocupação com este tópico data da década de 50, podendo-se citar TERZAGHI (1950) e VARGAS e PICHLER (1957), estendendo-se, principalmente, ao longo das décadas de 60, 70 e 80, com as contribuições de LUMB (1962), LUMB (1975), DÉCOURT (1977), BRAND (1981 e 1982), PRADO DE CAMPOS (1984) e WOLLE e HACHICH (1989), dentre outros autores. Nesses trabalhos direcionados, principalmente, à análise da estabilidade de encostas, a tônica é a influência benéfica da sucção na resistência ao cisalhamento dos solos e ao mecanismo de instabilização originado pela presença de águas de chuvas responsável por reduções na sucção. Essas contribuições encontram-se discutidas com maior riqueza de detalhes em LUIS (1999). Estudos recentes envolvendo solos residuais brasileiros são apresentados por BRESSANI (1997) e LUIS (1999).

BRESSANI (1997) apresenta resultados de ensaios de laboratório e de medidas de sucção de campo em um talude de corte situado à Rua Mariano de Matos, em Porto Alegre. A geologia deste talude caracteriza-se por ser formado, basicamente, pelo granito Ponta Grossa o qual deu origem a um perfil de solo residual com horizontes B e C. A sucção de campo foi medida por meio de tensiômetros com manômetros de mercúrio, e a variação deste parâmetro foi observada entre os meses de junho e outubro de 1995. Segundo o autor, durante este período chuvoso, os menores valores de sucção podem ser esperados em um ano normal, ao passo que em períodos mais secos a sucção pode assumir valores superiores ao valor máximo medido pelos tensiômetros (em torno de 80 kPa). Os valores de sucção medidos foram comparados com parâmetros meteorológicos, tais como precipitação e evaporação, onde ficou constatada a redução progressiva da sucção ($u_a - u_w$) com o incremento da diferença entre a precipitação e a evaporação livre. Ensaio triaxiais drenados sobre amostras indeformadas não saturadas do horizonte B foram também realizados em um equipamento triaxial modificado a fim de simular a sucção de campo. Cada ensaio tinha uma sucção constante aplicada e a tensão confinante variava em estágios, sendo aplicadas sucções de 50 e 100 kPa, e tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa. Os resultados dos ensaios mostram um claro incremento da resistência ao cisalhamento quando a sucção aplicada é aumentada de 0 kPa (amostra saturada) para 50 kPa, o que, segundo o autor, é consistente com dados da literatura. Contudo, a resistência não aumenta quando a sucção aplicada foi aumentada até 100 kPa. Os resultados também levaram o autor a concluir quanto a uma possível tendência de redução da resistência ao cisalhamento para baixos valores de tensão confinante (50 e 100 kPa) com o incremento da sucção.

LUIS (1999) procedeu à caracterização geotécnica e ao estudo da estabilidade de taludes de solos residuais de gnaisses maduros (seis ocorrências) e jovens (seis ocorrências) da Zona da Mata Norte de Minas Gerais, especificamente da área urbana da cidade de Viçosa. Essa autora procedeu à determinação da resistência ao cisalhamento de pico e residual em ensaios de cisalhamento direto sem e com reversão da caixa de corte, bem como da curva característica ou de retenção de água dos solos, de

modo a estimar a contribuição da sucção para a resistência ao cisalhamento nos estudos de estabilidade de taludes. Considerando diferentes profundidades da frente de saturação agindo nos taludes nos estudos de estabilidade, a autora concluiu que os resultados das análises refletem as condições de campo no período de seca, observando-se uma situação de estabilidade dos taludes, mas diferem significativamente das situações de campo no período de chuvas, onde foram notadas situações de estabilidade no campo e de instabilidade nos resultados das análises computacionais. Certamente, aspectos relacionados com a ausência de informações sobre o desenvolvimento real da frente de saturação no campo, das possíveis variações no teor de umidade e no grau de estruturação nos perfis de solos e, mesmo, limitações na técnica de determinação das curvas características dos solos contribuíram para as discrepâncias observadas pela autora.

2.3.4. Velocidade de carregamento

2.3.4.1. Dissipação do excesso de poro-pressão durante a compressão

Em um ensaio de compressão triaxial sobre um solo saturado, um excesso de poro-pressão é induzido pelo incremento da tensão desviadora.

Assim, um ensaio drenado sobre uma argila, por exemplo, deve ser realizado de forma lenta o suficiente para permitir a dissipação desse excesso de poro-pressão mediante a drenagem da amostra, antes que a ruptura seja atingida. Já em um ensaio não-drenado, permite-se que um excesso de poro-pressão seja desenvolvido no interior da amostra e, neste caso, deve haver tempo suficiente para que haja uma equalização dessa pressão através da amostra, se medidas representativas devem ser feitas.

Referindo-se a trabalho de Gilbert e Henkel (1954), HEAD (1986) destaca que estes aplicaram a teoria do adensamento ao problema de dissipação do excesso de poro-pressão na compressão triaxial, mostrando que o grau médio de dissipação na ruptura, $U_f\%$, pode ser expresso na forma:

$$\frac{U_f}{100} = 1 - \frac{L^2}{4hc_v t_f} \quad \text{Equação 6}$$

onde L é o comprimento da amostra, c_v o coeficiente de adensamento do solo, t_f o tempo de ruptura e h um fator dependente das condições de drenagem no contorno da amostra. Valores de h são citados por HEAD (1986) e apresentados no Quadro 1, juntamente com outros parâmetros de interesse para o cálculo do coeficiente de adensamento e do tempo de ruptura. Neste quadro, D corresponde ao diâmetro da amostra.

Quadro 1. Valores do fator λ de acordo com as condições de drenagem para uma relação $L/D=2$ e no caso geral (HEAD, 1986).

CONDIÇÕES DE DRENAGEM	η	λ	
		$L/D=2$	$L/D=r$
UMA EXTREMIDADE	0.75	1	$r^2/4$
AMBAS EXTREMIDADES	3.00	4	r^2
SOMENTE LIMITE RADIAL	32.00	64	64
LIMITE RADIAL E UMA EXTREMIDADE	36.00	80	$3.2(1+2r)^2$
LIMITE RADIAL E AMBAS EXTREMIDADES	40.40	100	$4(1+2r)^2$

2.3.4.2. Tempo de ruptura em ensaios drenados

Segundo HEAD (1986), um grau de dissipação do excesso de poropressão de 95% é, geralmente, aceitável para a obtenção dos parâmetros de resistência drenada dos solos. Assim, segundo esse autor, empregando-se $U_f = 95\%$ na Equação 6 e rearranjando a mesma, chega-se à seguinte expressão que permite estimar o tempo de ruptura a ser empregado num ensaio drenado e, conseqüentemente, à velocidade de carregamento :

$$t_f = \frac{L^2}{0.2hc_v} \quad \text{Equação 7}$$

Salienta-se que a velocidade de carregamento para a qual a amostra deve ser cisalhada em um ensaio drenado depende das características de drenagem da amostra, ou seja, da permeabilidade do solo que o constitui e de sua espessura (HEAD, 1986).

Uma vez que a permeabilidade está associada ao coeficiente de adensamento, o estágio de consolidação do ensaio pode fornecer os dados para uma estimativa apropriada do tempo de ruptura e, por conseguinte, da

velocidade de carregamento a ser empregada. Isto fica evidenciado na Equação 7 onde o tempo de ruptura é função do inverso do coeficiente de adensamento do solo. Da fase de consolidação da amostra, uma curva relacionando a variação volumétrica da mesma com a raiz quadrada do tempo em minutos é obtida, como se apresenta na Figura 9. HEAD (1986) apresenta o seguinte método para simplificar a derivação do tempo de ruptura a partir da curva representativa desta relação:

- (i) desenha-se uma tangente na porção aproximadamente linear da curva e esta linha é estendida até que intercepte a linha horizontal representativa de 100% da consolidação;
- (ii) o ponto de intersecção determina o tempo correspondente a $\sqrt{t_{100}}$, o qual quando elevado ao quadrado fornece o tempo t_{100} . O tempo requerido para a ruptura, t_f , está relacionado a t_{100} pela equação empírica:

$$t_f = \left[\frac{5r^2 l}{ph} \right] t_{100} \quad \text{Equação 8}$$

onde $r = L/D$, sendo D o diâmetro da amostra, e λ um fator dependente das condições de drenagem no contorno e da relação L/D , como se apresenta no Quadro 1.

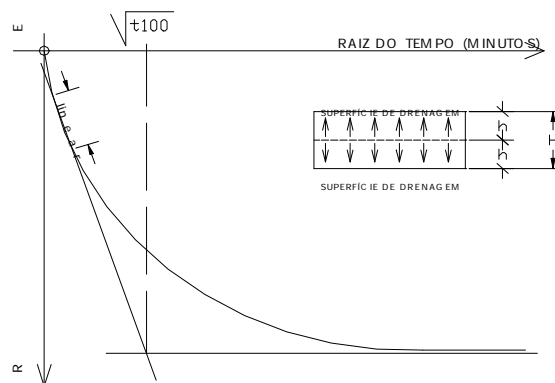


Figura 9. Derivação do tempo de ruptura da curva de consolidação para o caso particular de amostra drenada em ambas extremidades (HEAD, 1986).

Segundo HEAD (1986), para o tipo normal de amostra no qual $r = 2$, a Equação 8 torna-se:

$$t_f = \left[\frac{20I}{ph} \right] t_{100} \quad \text{Equação 9}$$

Entretanto, o emprego desse método traz à tona uma dificuldade, se a curva de consolidação não se assemelha à curva teórica, visto que neste caso a porção inicial acima de cerca de 50% de consolidação pode ser não linear, devido, por exemplo, à presença de ar nos vazios do solo, levando a uma condição de saturação parcial. Nesse caso, HEAD (1982) cita o trabalho de Binnie & Partners (1968), que apresentam um método de se estimar o parâmetro $\sqrt{t_{100}}$ do qual o tempo de ruptura pode ser derivado, conforme se ilustra na Figura 10. A metodologia proposta por Binnie & Partners requer um número de leituras de recalques a serem tomadas nos últimos estágios da consolidação. Encontrado o ponto C, o qual corresponde, aproximadamente, àquele no qual a consolidação está substancialmente completa, ou seja, a partir do qual a curva virtualmente tende a uma assíntota horizontal, faz-se $AB = (1/2)AC$ e lê-se o valor de $\sqrt{t_{100}}$ correspondente ao ponto B. Valores de t_{100} e t_f são calculados como anteriormente descrito.

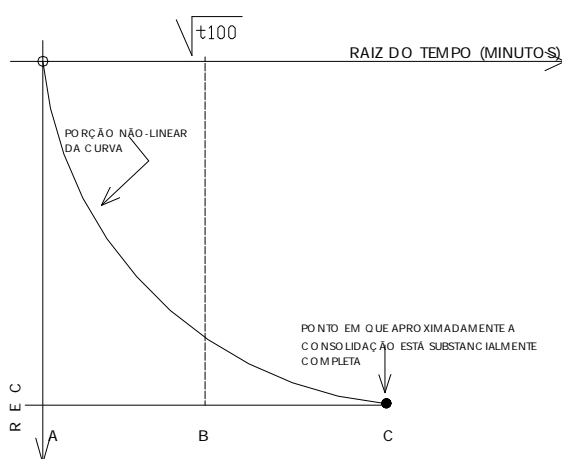


Figura 10. Derivação do tempo de ruptura da curva de consolidação não-padrão (HEAD, 1986).

Salienta-se,entretanto, que a elevada compressibilidade inicial de solos tropicais estruturados, conforme se visualiza na Figura 11 (BARBOSA, 2001), impõe restrições ao emprego dos métodos abordados para fins de obtenção da velocidade de carregamento a ser empregada nos ensaios de cisalhamento, dada a inequívoca falta de conformidade entre as curvas de consolidação destes em relação às curvas das quais foram derivados os modelos acima, tipicamente de solos clássicos, não-estruturados, oriundos de climas temperados.

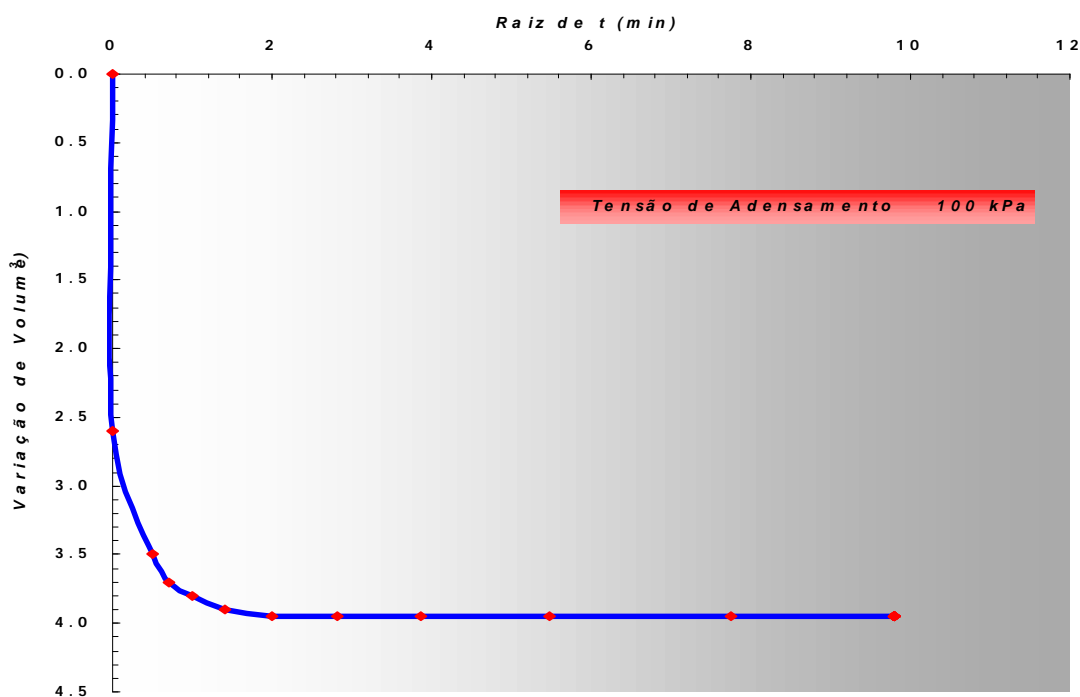


Figura 11. Curva de consolidação de solo residual estruturado não saturado evidenciando a elevada compressibilidade inicial de tal solo (BARBOSA, 2001).

2.3.4.3. Tempo de ruptura em ensaios não-drenados

Ao abordar este tema, HEAD (1986) refere-se às recomendações de Blight, de 1964, relativas ao tempo requerido para a ruptura em ensaios não-drenados, consolidados ou não, baseado numa equalização do excesso de poro-pressão no interior da amostra de 95%, como se segue :

- (i) a relação entre t_f e c_v é função do emprego ou não de drenos laterais na amostra, os quais aceleram não apenas o processo de

adensamento da amostra, assim como a equalização do excesso de poro-pressão no estágio de ruptura. Para ensaios sem drenos laterais a equação de Blight é como segue:

$$t_f = \frac{0.4L^2}{c_v} \quad \text{Equação 10}$$

ou em função de t_{100} :

$$t_f = \left[\frac{0.4L^2}{pD^2} \right] I t_{100} \quad \text{Equação 11}$$

- (ii) fazendo-se $L/D=r$ e substituindo-se $\lambda=r^2/4$ para a condição de drenagem por uma extremidade, tem-se:

$$t_f = 0.0318r^4 t_{100} \quad \text{Equação 12}$$

- (iii) Para ensaios com drenos laterais, as expressões correspondentes ao tempo de ruptura para cada uma das condições de drenagem são apresentadas no Quadro 2.

Quadro 2. Tempo de ruptura (t_f) em ensaios não-drenados com drenos laterais (HEAD, 1986).

CONDIÇÕES DE DRENAGEM	t_f
UMA EXTREMIDADE	$0.0318r^4 t_{100}$
AMBAS EXTREMIDADES	$0.0318r^4 t_{100}$
SOMENTE LIMITE RADIAL	$0.3565r^2 t_{100}$
LIMITE RADIAL E UMA EXTREMIDADE	$0.3986r^2 t_{100}$
LIMITE RADIAL E AMBAS EXTREMIDADES	$0.4435r^2 t_{100}$

2.3.5. Influência da velocidade de carregamento sobre a resistência de solos residuais

2.3.5.1. Introdução

A literatura geotécnica não é pródiga em referências a respeito do tema que se abordou no presente trabalho, considerando-se o campo de abrangência dos solos que, em Geotecnia, se enquadram no conceito de solos não-clássicos, segundo a visão abordada no US/BRAZIL WORKSHOP (1994), do ponto de vista do comportamento em condições não-saturadas. Mesmo a determinação da resistência ao cisalhamento de solos tropicais em condições saturadas não tem, também, merecido maior destaque no contexto geotécnico.

A despeito destas limitações, pode-se referir aos trabalhos de SANDRONI e MACCARINI (1981) e HO (1982), direcionados a solos ensaiados na condição não-saturada, e de HUNT (1982), que considera solos ensaiados em condições drenadas. HEAD (1986) apresenta recomendações das técnicas dos ensaios triaxiais e de cisalhamento direto direcionadas aos solos clássicos, mas com aplicações também aos solos não-clássicos, porém de uma forma que admite questionamentos reconhecidos pelo próprio autor.

2.3.5.2. Estudo de casos

Sob o prisma da literatura geotécnica brasileira, cita-se o trabalho já clássico de SANDRONI e MACCARINI (1981), considerando, dentre outros fatores, a influência da velocidade de carregamento da amostra na resistência ao cisalhamento de um solo saprolítico, de BRESSANI (1997), que analisou a influência desta velocidade na resistência ao cisalhamento determinada em condições drenadas de amostras saturadas de um solo residual de granito, e de PINHEIRO et al. (1997), também considerando a resistência drenada de amostras de dois solos residuais ensaiados sob condições saturadas e drenadas.

SANDRONI e MACCARINI (1981) consideraram a influência da velocidade de carregamento na resistência ao cisalhamento de um solo

residual de gnaissse jovem rico em feldspato e pobre em mica, tomando por base os resultados de ensaios de cisalhamento direto realizados em corpos-de-prova obtidos de amostras indeformadas não saturadas. Esses autores trabalharam com uma tensão de confinamento de 147 kPa e quatro velocidades de carregamento, a saber 0.00324, 0.0162, 0.0366 e 0.4062 mm/min (milímetros por minuto). O Quadro 3 apresenta os resultados dos 11 ensaios de cisalhamento direto executados em amostras de um único bloco com vistas ao estudo da influência da velocidade de carregamento na resistência ao cisalhamento.

Quadro 3. Influência da velocidade de carregamento na resistência ao cisalhamento de solo residual gnáissico (SANDRONI E MACCARINI, 1981).

RESULTADO DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO PARA ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA VELOCIDADE DE CARREGAMENTO (SANDRONI E MACCARINI, 1981)					
VELOCIDADE DE CARREGAMENTO (mm/min)	VELOCIDADE/0.00324	NÚMERO DE ENSAIOS	ÍNDICE DE VAZIOS MÉDIO	TENSÃO CISALHANTE DE PICO (kPa)	AMPLITUDE MÉDIA(%)
0.00324	1	2	1.02	151	10
0.01620	5	3	1.04	149	17
0.03660	11	3	1.06	155	14
0.40620	125	3	1.01	156	15

Os resultados evidenciam que o efeito da variação da velocidade de carregamento sobre a resistência ao cisalhamento do solo gnáissico jovem estudado foi considerado insignificante. Os autores constataram, também, que a dispersão das tensões cisalhantes máximas obtidas para diferentes velocidades de compressão (aproximadamente 5%) era menor do que a dispersão observada entre os ensaios de cada velocidade (entre 10% e 17%).

BRESSANI (1997) analisou a influência da velocidade de carregamento na resistência ao cisalhamento drenada de corpos-de-prova saturados obtidos de amostras de solo coletadas em solos residuais de granito maduro (horizonte B) e jovem (horizonte C), empregando as

velocidades de 0.0163 e 0.061 mm/min. O Quadro 4 sumariza o trabalho desse autor, que concluiu sobre: (i) ocorrência de uma pequena diferença nos valores de ângulo de atrito dos solos, com variações de 12 % para o horizonte B e menor do que 3% para o horizonte C; (ii) ocorrência de variações maiores na coesão, mas, certamente, de menor importância, pois o valor máximo obtido para este parâmetro foi de 16 kPa.

Quadro 4. Parâmetros de resistência ao cisalhamento de solo residual granítico (BRESSANI, 1997).

PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO OBTIDOS DE ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO UTILIZANDO-SE AMOSTRAS SATURADAS (BRESSANI,1997)			
HORIZONTE	VELOCIDADE DE CARREGAMENTO (mm/min)	COESÃO (kPa)	ϕ (°)
B	0.0163	12	29
	0.0610	7	33
C	0.0163	7	35
	0.0610	16	36

PINHEIRO et al. (1997) trabalharam com a resistência ao cisalhamento residual drenada de corpos-de-prova saturados obtidos de amostras de solos residuais de duas encostas na área de influência das cidades de Faxinal do Soturno e Teutônia , no Rio Grande do Sul. Resultados de ensaios de cisalhamento realizados no cilindro anelar, para velocidades de carregamento entre 2.968 e 0.0356 mm/min, permitiram concluir que havia uma tendência de acréscimo no ângulo de atrito residual com o aumento da velocidade de carregamento, em especial para velocidades superiores a 0.7 mm/min. O Quadro 5 apresenta parte dos resultados do trabalho desses autores.

Quadro 5. Solo residual de basalto: resultados de ensaios em cilindro anelar “ring shear” (PINHEIRO et al., 1997).

RESULTADO DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO EM ANEL (RING SHEAR) PARA ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA VELOCIDADE DE CARREGAMENTO (PINHEIRO et al.,1997)				
σ'_n (kPa)	VELOCIDADE DE CARREGAMENTO (mm/min)	τ (kPa)	τ/σ'_n (kPa)	ϕ'_r ($^\circ$)
20	2.9680	9.5	0.479	25.6
	0.5940	8.0	0.405	22.0
	0.0890	9.2	0.459	24.7
50	2.9680	15.4	0.305	16.9
	0.5940	14.4	0.285	15.9
	0.0890	13.4	0.286	15.0
	0.0356	13.4	0.265	14.9
100	2.9680	19.9	0.198	11.2
	0.5940	20.8	0.207	11.7
	0.0890	17.7	0.176	10.0
	0.0356	27.9	0.277	15.5*
200	2.9680	32.0	0.160	9.4
	0.0890	26.5	0.134	7.5

* ENSAIO FINALIZADO ANTES QUE ϕ'_r PUDESSE SER OBTIDO

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. Introdução

Este trabalho foi realizado no Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa (UFV), sendo executados ensaios de resistência mecânica (cisalhamento direto e triaxial).

3.2. Materiais

A faixa de solos de interesse para esta pesquisa engloba três ocorrências, classificadas como (AZEVEDO, 1999):

- i) Latossolo Vermelho-Amarelo (LV): solo de grande extensão territorial no relevo da Zona da Mata Norte de Minas Gerais, em especial na área de influência da cidade de Viçosa. Esse solo apresenta um horizonte B latossólico, de tonalidade avermelhada, com estrutura em blocos bem individualizados, aspecto poroso, e textura predominantemente argilo-areno-siltosa. A amostra foi coletada no Campus da UFV, no Alto dos Barbados, no horizonte B de um talude de corte com 4,8 m de altura, entre 3,4 m e 4,4 m, no ponto de coordenadas geográficas de posição 20° 45' 11,1" de latitude Sul e 42° 51' 31,2" de longitude Oeste de Greenwich. A Figura 12 ilustra o local de coleta da amostra.



Figura 12. Local de coleta das amostras do Latossolo Vermelho-Amarelo.

- ii) Latossolo Variação Una (LU): solo do horizonte B latossólico, de grande ocorrência na área de interesse, sendo parte do subleito de rodovias e outras obras de engenharia civil da região. Localiza-se nos topos de elevações com relevo plano. Apresenta uma estrutura granular muito pequena, com grau de desenvolvimento moderado e textura argilo-areno-siltosa. O ponto de coleta da amostra situou-se entre 1,00 e 2,00 m, em um talude com 3,00 m de altura, lado esquerdo da rodovia que liga Viçosa a Ponte Nova, a 25 km da primeira e a 200 m do Hotel Cantagalo, no morro do Alto do Cantagalo. Este ponto, praticamente localizado no Município de Ponte Nova, apresenta coordenadas geográficas de posição 20° 33' 57" de latitude Sul e 42° 52' 13,8" de longitude Oeste de Greenwich. A Figura 13 apresenta o local de coleta da amostra.



Figura 13. Local de coleta das amostras do Latossolo Variação Una.

- iii) Solo saprolítico de gnaiss (SP): material do manto saprolítico, horizonte C, resultado de um perfil de intemperismo de solos desenvolvidos do gnaiss do Pré-Cambriano, com camadas de espessuras às vezes superiores a 20 m. Apresenta diferentes matizes no seu perfil, exibindo na parcela superior a presença de mica, com um tom róseo mais avermelhado pela presença de hematita, e textura areno-silto-argilosa. Na sua parte inferior, mostra coloração acizentada, com pouca presença de óxidos de ferro, prevalecendo caulinita e mica, textura também areno-silto-argilosa, contudo observando-se maior presença de areia fina. A amostra deste solo foi obtida entre as profundidades de 10,50 m e 11,50 m, a contar do topo do talude, na rodovia que liga Viçosa ao Município de Paula Cândido, em frente à entrada do bairro Romão dos Reis, local este de coordenadas geográficas de posição 20° 46' 48,2" de latitude Sul e 42° 52' 52" de longitude Oeste de Greenwich. A Figura 14 apresenta o local de coleta da amostra.



Figura 14. Local de coleta das amostras do solo saprolítico.

O Quadro 6 apresenta a caracterização geotécnica destes solos, englobando limites de Atterberg (LL, LP), massa específica dos sólidos, granulometria, índice de atividade e classificação dos solos segundo as metodologias HRB, USCS e MCT. As curvas de compressão unidirecional desses materiais são apresentadas nas Figuras 15,16 e 17.

Quadro 6. Granulometria (ABNT), limites de Atterberg, índice de atividade de Skempton, massa específica dos grãos, índice de vazios e classificação dos solos (AZEVEDO, 1999).

Solo	Argila (%) %<5mm	Silte (%)	Areia (%)	%<2mm	LL(%)	LP(%)	IP(%)	A_c^1	γ_s^g (kN/m ³)	e	Classificação (HRB; USCS ; MCT)
LU	63	2	35	55	57	37	20	0,36	28,03	1,506	A-7-5(13);CH; LG'
LV	43	19	38	25	79	41	38	1,52	27,42	1.124	A-7-5(18);MH; LG'
SP	18	22	60	12,5	31	19	12	0,96	26,70	0,941	A-6(2);SC-SM; NS'

Notas: ¹ $A_c=IP/(%<2\mu m)$

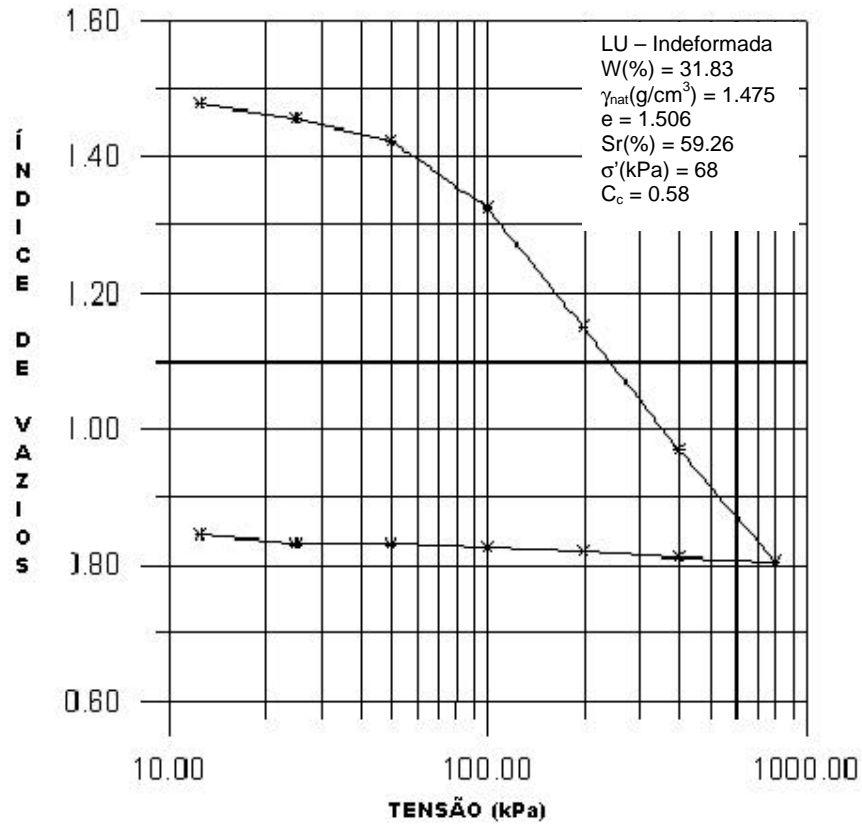


Figura 15. Curva tensão versus índice de vazios do Latossolo Variação Una (LU), amostra indeformada (AZEVEDO, 1999).

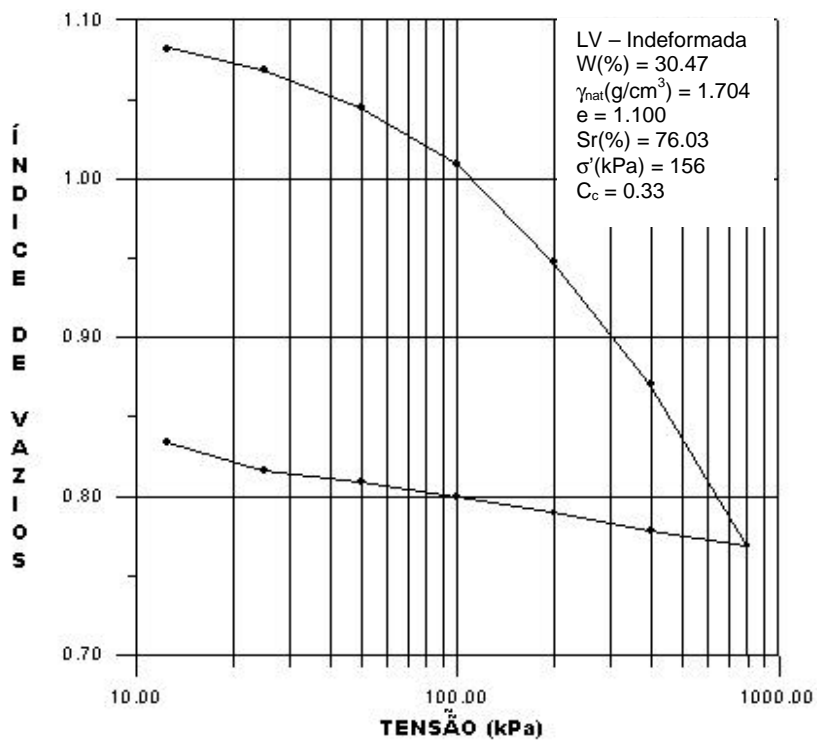


Figura 16. Curva tensão versus índice de vazios do Latossolo Vermelho-Amarelo (LV), amostra indeformada (AZEVEDO, 1999).

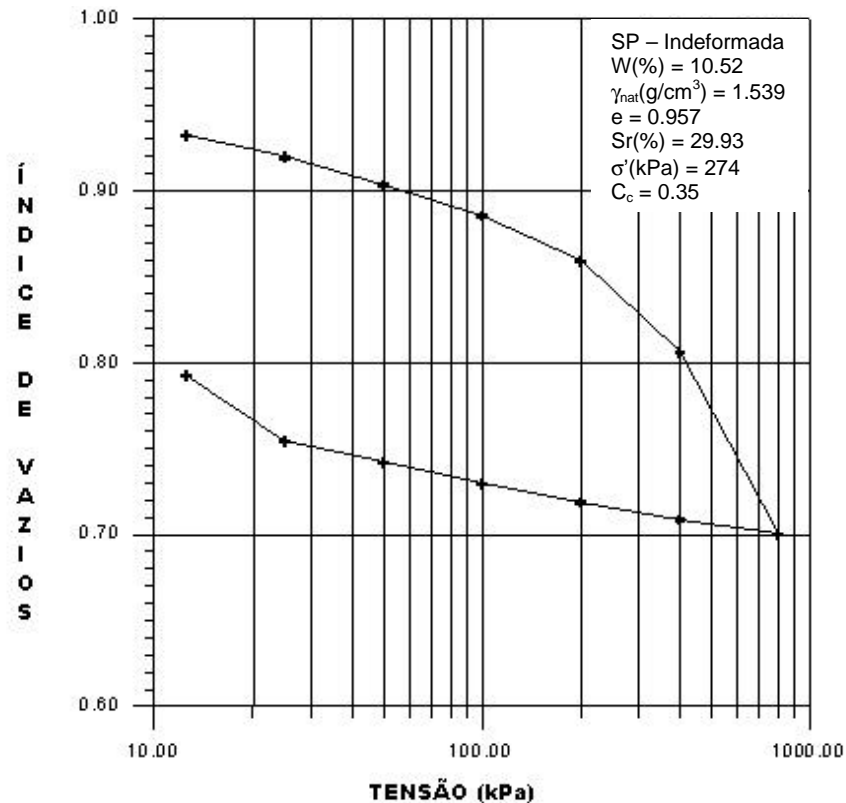


Figura 17. Curva tensão versus índice de vazios do solo saprolítico (SP), amostra indeformada (AZEVEDO, 1999).

3.3. Métodos

3.3.1. Metodologia de campo

Os trabalhos de campo envolveram a retirada de amostras indeformadas, representativas do solo quanto à estrutura, umidade, constituição mineralógica e textura, que foram obtidas em blocos com dimensões de 35 cm X 35 cm X 35 cm, segundo os procedimentos recomendados pela NBR 9604/86.

3.3.2. Metodologia de laboratório

Afim de se minimizar a perda de umidade das amostras de solo, fator este imprescindível à confiabilidade dos resultados do presente trabalho, procedeu-se, no laboratório, à divisão das amostras em blocos menores, os quais foram revestidos com plástico tipo “filme” e com uma mistura de parafina e vasilina, sendo posteriormente acondicionados na câmara úmida.

No que concerne aos ensaios de cisalhamento direto e triaxial, obedeceu-se aos procedimentos recomendados por HEAD (1982 e 1986), como se segue:

- (i) Ensaios de cisalhamento direto:
 - a. corpos-de-prova ensaiados na umidade natural, sem inundação, empregando-se as velocidades de carregamento de 5, 0,147 e 0,0094 mm/min e as tensões normais de 50, 100, 200 e 400 kPa; e
 - b. corpos-de-prova ensaiados com períodos de inundação de 4, 8 e 24 horas, empregando-se a velocidade de carregamento de 0,0094 mm/min e as tensões normais de 100, 200 e 400 kPa.

- (ii) Ensaios triaxiais consolidados drenados:
 - a. corpos de prova ensaiados na umidade natural, empregando-se as velocidades de carregamento de 0.01 e 1 mm/min e as tensões de confinamento de 50, 100, 200 e 400 kPa.

Procedeu-se à coleta automática dos resultados dos ensaios, com instrumentação englobando LVDTs, células de carga e unidades de variação volumétrica, quando pertinente, devidamente calibrados e acoplados aos equipamentos de ensaio triaxial e de cisalhamento direto, além do software Lab Windows/CVI, mediante o qual se fez o arquivamento para posterior tratamento dos dados coletados. As Figuras 18 e 19 apresentam informação visual sobre os equipamentos e sistemas de aquisição de dados.

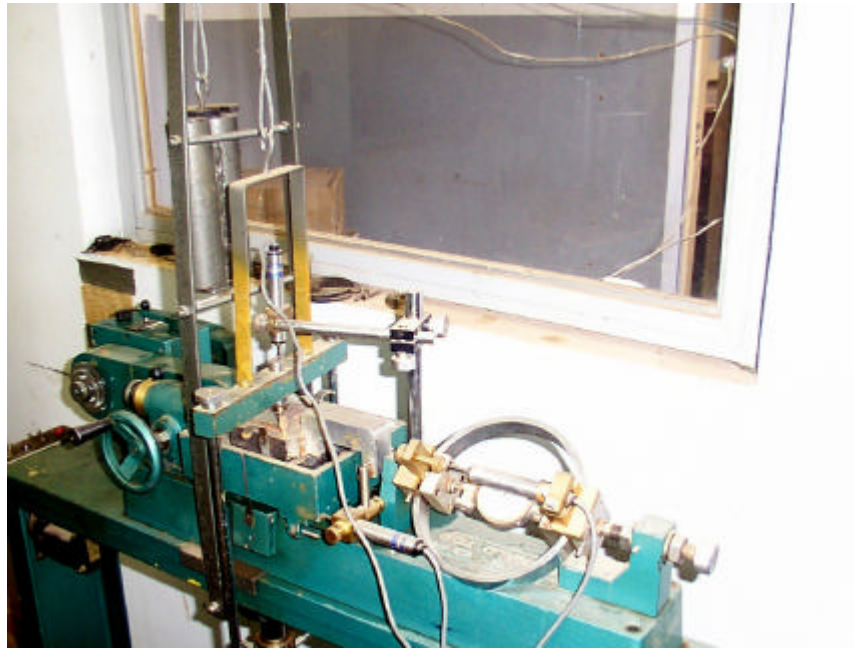


Figura 18. Detalhes do equipamento de cisalhamento direto e do sistema de aquisição de dados empregado.

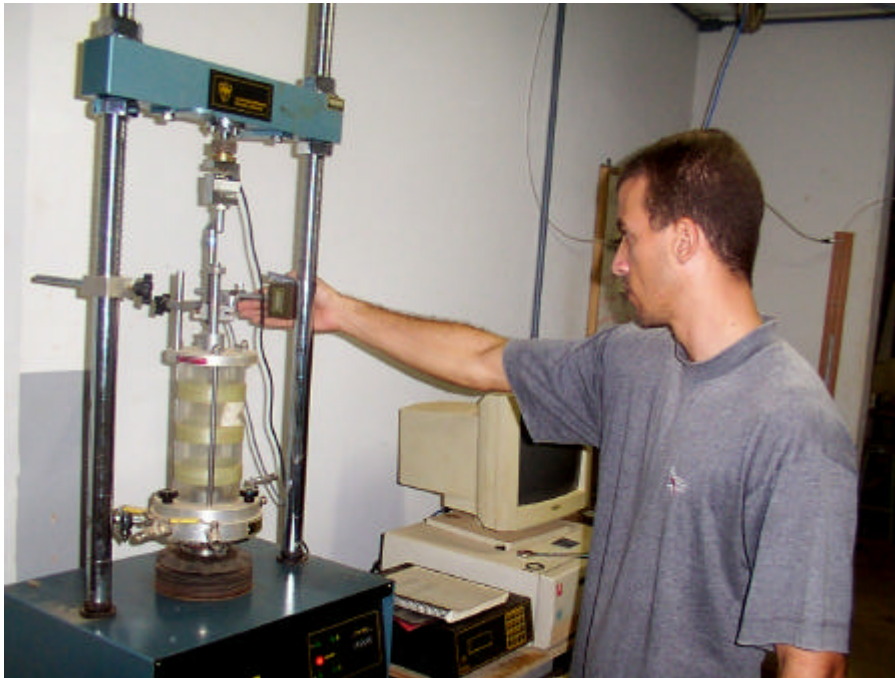


Figura 19. Detalhe do equipamento triaxial e do sistema de aquisição de dados utilizado.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1. Introdução

Apresenta-se, neste capítulo, o conjunto de resultados oriundos dos ensaios de cisalhamento direto e triaxial realizados neste programa de pesquisa, salientando-se que as figuras representativas das curvas tensão-deformação axial dos ensaios de cisalhamento direto e triaxiais e $p \times q$ dos ensaios triaxiais encontram-se apresentadas no Apêndice A.

No Quadro 7 apresenta-se um resumo dos ensaios realizados. Neste quadro são informados o número total de ensaios aproveitados e o número total de ensaios perdidos devido à variação excessiva no teor de umidade dos corpos-de-prova, problemas na rede elétrica e problemas com o funcionamento adequado dos equipamentos e sistemas de instrumentação. Informa-se, também que o tempo de realização dos ensaios variou na faixa de 15 minutos a 28 horas. Destaca-se que, na análise dos resultados apresentados, aborda-se, apenas, a faixa de tensões e as velocidades de carregamento ensaiadas. Destaca-se também que, em geral, o critério de determinação da resistência de pico foi utilizado no presente trabalho, para tensões normais e de confinamento de 50 e 100 kPa. Para níveis de carregamento superiores a essas tensões (200 e 400 kPa), trabalhou-se, comumente, com o critério de determinação da resistência de pico para o nível de deformação de 20%.

Quadro 7. Quadro geral dos ensaios realizados.

Informações sobre os Ensaios Realizados: Ensaios de Boa Qualidade e Problemas Vivenciados	Número de Ensaios Realizados	
	Cisalhamento Direto	Triaxial
Total de ensaios realizados	280	78
Total de ensaios aproveitados	186	46
Total de ensaios perdidos devido à variação excessiva no teor de umidade do corpo-de-prova	58	15
Total de ensaios perdidos devidos a problemas na rede elétrica da UFV	33	13
Total de ensaios perdidos devido a problemas de funcionamento do equipamento e sistema de instrumentação	3	4

4.2. Influência da velocidade de carregamento

Serão apresentados neste item a influência da velocidade de carregamento nos resultados de ensaios de cisalhamento direto e triaxiais para os três tipos de solo objetos de estudo deste trabalho.

4.2.1. Resultados de ensaios de cisalhamento direto

4.2.1.1. Latossolo Variação Una

Apresenta-se, no Quadro 8, um quadro resumo dos valores individuais e médios dos índices físicos de interesse (índice de vazios, teor de umidade e grau de saturação) e das respectivas resistências ao cisalhamento máximas obtidas para o Latossolo Variação Una, considerando-se as faixas de trabalho das tensões normais e das velocidades de carregamento empregadas.

Quadro 8. Quadro resumo dos resultados de ensaios de cisalhamento direto sobre amostras do Latossolo Variação Una.

AMOSTRAS NATURAIS																		
v = 5 mm/min	TENSÃO		50 kPa				100 kPa				200 kPa				400 kPa			
	ENSAIO	e	W(%)	Sr(%)	τ(kPa)	e	W(%)	Sr(%)	τ(kPa)	e	W(%)	Sr(%)	τ(kPa)	e	W(%)	Sr(%)	τ(kPa)	
																		1
	1	1.47	28.71	55.80	57.73	1.44	27.46	54.51	108.42	1.46	27.74	54.14	209.80	1.42	27.43	55.13	301.32	
	2	1.43	27.39	54.75	66.18	1.46	28.02	54.94	101.38	1.50	29.13	55.41	183.05	1.44	27.57	54.79	330.89	
	3	1.44	27.57	54.83	63.36	1.43	26.93	53.74	116.87	1.41	26.42	53.41	149.25	1.42	27.13	54.67	350.61	
	Média	1.45	27.89	55.13	62.42	1.44	27.47	54.40	108.89	1.46	27.76	54.32	180.70	1.43	27.38	54.86	327.61	
	Desvio Padrão	0.02	0.72	0.58	4.30	0.02	0.55	0.61	7.76	0.05	1.36	1.01	30.34	0.01	0.22	0.24	24.81	
v = 0.142 mm/min	TENSÃO		50 kPa				100 kPa				200 kPa				400 kPa			
	ENSAIO	e	W(%)	Sr(%)	τ(kPa)	e	W(%)	Sr(%)	τ(kPa)	e	W(%)	Sr(%)	τ(kPa)	e	W(%)	Sr(%)	τ(kPa)	
																		1
	1	1.46	28.04	55.05	56.32	1.49	29.79	57.13	92.93	1.48	29.16	56.24	170.37	1.52	30.94	58.00	309.77	
	2	1.48	28.57	55.20	42.24	1.49	28.59	54.95	90.12	1.46	28.75	56.19	205.58	1.51	30.09	56.96	325.26	
	3	1.46	28.69	56.14	56.32	1.46	28.90	56.53	104.20	1.47	29.03	56.41	180.23	1.50	29.51	56.12	333.71	
	Média	1.47	28.43	55.46	51.63	1.48	29.09	56.20	95.75	1.47	28.98	56.28	185.39	1.51	30.18	57.03	322.91	
	Desvio Padrão	0.01	0.35	0.59	8.13	0.02	0.62	1.13	7.45	0.01	0.21	0.12	18.16	0.01	0.72	0.94	12.14	
v = 0.0094 mm/min	TENSÃO		50 kPa				100 kPa				200 kPa				400 kPa			
	ENSAIO	e	W(%)	Sr(%)	τ(kPa)	e	W(%)	Sr(%)	τ(kPa)	e	W(%)	Sr(%)	τ(kPa)	e	W(%)	Sr(%)	τ(kPa)	
																		1
	1	1.51	29.07	55.04	57.73	1.49	29.72	56.97	119.68	1.48	29.58	57.27	215.43	1.47	28.08	54.40	367.50	
	2	1.53	30.68	57.36	67.59	1.50	29.91	57.08	112.64	1.50	30.50	58.27	181.64	1.47	28.83	55.86	344.97	
	3	1.50	30.47	58.16	56.32	1.54	30.72	56.82	107.01	1.48	28.61	55.26	171.78	1.46	29.10	56.92	342.16	
	Média	1.51	30.07	56.85	60.55	1.51	30.12	56.96	113.11	1.49	29.56	56.93	189.62	1.47	28.67	55.73	351.54	
	Desvio Padrão	0.02	0.88	1.62	6.14	0.03	0.53	0.13	6.35	0.01	0.95	1.53	22.89	0.01	0.53	1.27	13.89	

A Figura 20 apresenta as envoltórias de ruptura resultantes, considerando-se as respectivas envoltórias de cada velocidade individualmente e também para o conjunto de todas as velocidades. O Quadro 9 contém os valores dos parâmetros coesão e ângulo de atrito interno obtidos.

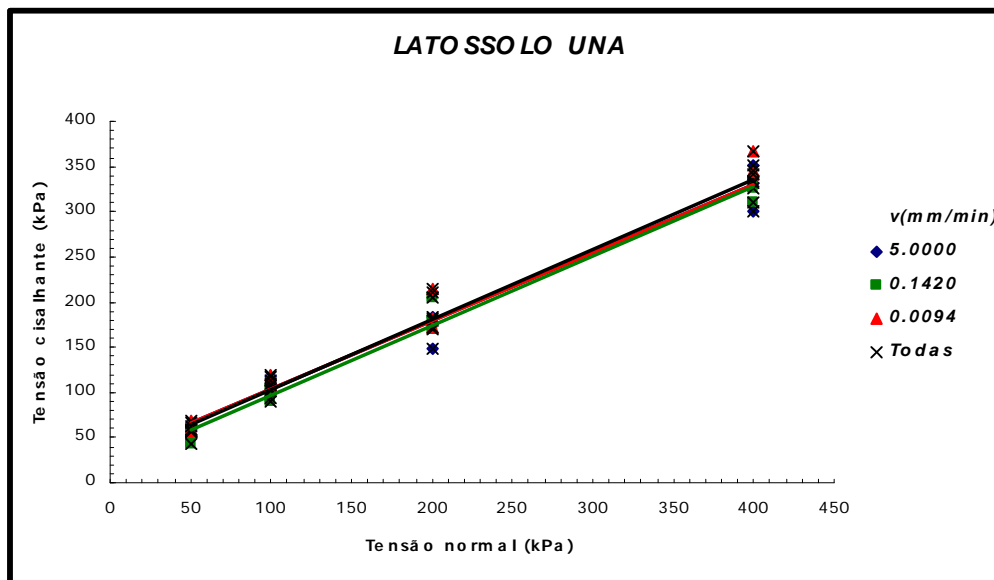


Figura 20. Envoltórias de ruptura de ensaios de cisalhamento direto para o Latossolo Variação Una.

Analisando-se os dados apresentados nos Quadros 8 e 9 e a Figura 20 observa-se que a velocidade de carregamento não exerce influência

significativa sobre os parâmetros de resistência ao cisalhamento do Latossolo Variação Una, o que pode ser atestado pela similaridade entre as envoltórias de ruptura de cada velocidade. Verifica-se, também, que, para fins práticos, essas envoltórias assemelham-se àquela quando se considera simultaneamente os dados de todas as velocidades.

Um aspecto que merece destaque é a relativa variabilidade que ocorreu nos parâmetros índice de vazios e teor de umidade, conforme se mostra no Quadro 8. Contudo, perde significância esse aspecto quando se analisa os valores do grau de saturação das amostras, que pode ser considerada de pequena monta. Seguem-se os respectivos valores dos parâmetros geotécnicos de resistência ao cisalhamento para cada uma das condições acima mencionadas.

Quadro 9. Parâmetros de resistência ao cisalhamento do Latossolo Variação Una.

v(mm/min)	Coesão (kPa)	ϕ (°)	R ²
5	30	37	0.9729
0.142	19	38	0.9861
0.0094	25	39	0.9877
Todas	25	38	0.9780

4.2.1.2. Latossolo Vermelho-Amarelo

O Quadro 10 apresenta um quadro resumo com os dados individuais e médios dos índices físicos de interesse e das respectivas resistências ao cisalhamento máximas do Latossolo Vermelho-Amarelo, considerando-se as faixas de trabalho das tensões normais e das velocidades de carregamento.

Quadro 10. Tabela resumo – Resultados de ensaios de cisalhamento direto sobre amostras do solo Latossolo Vermelho-Amarelo.

AMOSTRAS NATURAIS																		
v = 5 mm/min	TENSÃO		50 kPa				100 kPa				200 kPa				400 kPa			
	ENSAIO	e	W(%)	Sr(%)	τ(kPa)	e	W(%)	Sr(%)	τ(kPa)	e	W(%)	Sr(%)	τ(kPa)	e	W(%)	Sr(%)	τ(kPa)	
	1	1.40	26.98	53.73	134.05	1.41	26.51	52.43	150.94	1.29	24.28	52.68	273.16	1.32	24.27	51.33	409.74	
	2	1.37	28.09	57.33	136.86	1.31	27.54	58.72	179.10	1.31	26.13	55.66	301.32	1.39	25.24	50.86	418.19	
	3					1.28	27.24	59.29	210.08	1.29	27.16	58.97	270.35					
	4									1.35	27.63	57.33	267.53					
	Média	1.39	27.54	55.53	135.46	1.33	27.10	56.81	180.04	1.31	26.30	56.16	278.09	1.36	24.76	51.10	413.97	
	Desv. padrão	0.02	0.78	2.55	1.99	0.07	0.53	3.81	29.58	0.03	1.49	2.68	15.66	0.05	0.69	0.33	5.98	
v = 0,142 mm/min	TENSÃO		50 kPa				100 kPa				200 kPa				400 kPa			
	ENSAIO	e	W(%)	Sr(%)	τ(kPa)	e	W(%)	Sr(%)	τ(kPa)	e	W(%)	Sr(%)	τ(kPa)	e	W(%)	Sr(%)	τ(kPa)	
	1	1.37	26.84	54.86	157.70	1.32	27.09	57.52	195.44	1.35	26.54	54.95	299.63	1.32	27.49	58.39	432.55	
	2	1.35	25.87	53.42	162.21	1.33	25.52	53.71	194.31	1.30	27.22	58.45	318.22	1.31	26.89	57.50	440.44	
	3	1.34	27.19	56.83	154.89	1.39	26.82	53.95	147.00	1.32	27.39	58.11	301.32	1.32	26.78	56.85	432.55	
	Média	1.35	26.63	55.04	158.27	1.35	26.48	55.06	178.92	1.32	27.05	57.17	306.39	1.32	27.05	57.58	435.18	
	Desv. padrão	0.02	0.68	1.71	3.69	0.04	0.84	2.13	27.65	0.03	0.45	1.93	10.28	0.01	0.38	0.77	4.56	
v = 0,0094 mm/min	TENSÃO		50 kPa				100 kPa				200 kPa				400 kPa			
	ENSAIO	e	W(%)	Sr(%)	τ(kPa)	e	W(%)	Sr(%)	τ(kPa)	e	W(%)	Sr(%)	τ(kPa)	e	W(%)	Sr(%)	τ(kPa)	
	1	1.36	26.32	53.91	161.64	1.32	26.60	56.29	205.01	1.41	27.07	53.60	278.23	1.30	27.64	59.34	407.21	
	2	1.38	28.52	57.63	140.81	1.34	26.60	55.49	223.60	1.35	27.28	56.56	288.37	1.35	26.82	55.38	450.58	
	3	1.35	27.45	56.88	158.83	1.36	27.81	57.31	232.05	1.30	27.56	59.36	292.88	1.30	27.40	58.73	443.82	
	Média	1.36	27.43	56.14	153.76	1.34	27.00	56.36	220.22	1.35	27.30	56.51	286.49	1.32	27.29	57.82	433.87	
	Desv. padrão	0.02	1.10	1.97	11.30	0.02	0.70	0.91	13.83	0.06	0.25	2.88	7.50	0.03	0.42	2.13	23.33	

A representação gráfica das envoltórias de ruptura resultantes, considerando-se cada velocidade individualmente e a envoltória quando se considera o conjunto de todas as velocidades, encontra-se apresentada na Figura 21, sendo que os valores da coesão e do ângulo de atrito obtidos dessas envoltórias estão apresentados no Quadro 11.

Depreende-se dos dados apresentados nos Quadros 10 e 11 e da Figura 21 que, de forma similar ao Latossolo Variação Una, a variação da velocidade de carregamento exerceu pouca influência sobre os parâmetros geotécnicos de resistência ao cisalhamento do Latossolo Vermelho-Amarelo. Verifica-se, também, que, para fins práticos, as envoltórias de ruptura correspondentes a cada velocidade assemelham-se àquela quando consideram-se os dados pertinentes a todas as velocidades de carregamento. Destaca-se, também, que se observou menor variabilidade nos parâmetros índice de vazios, teor de umidade e, conseqüentemente, grau de saturação em comparação com o Latossolo Variação Una.

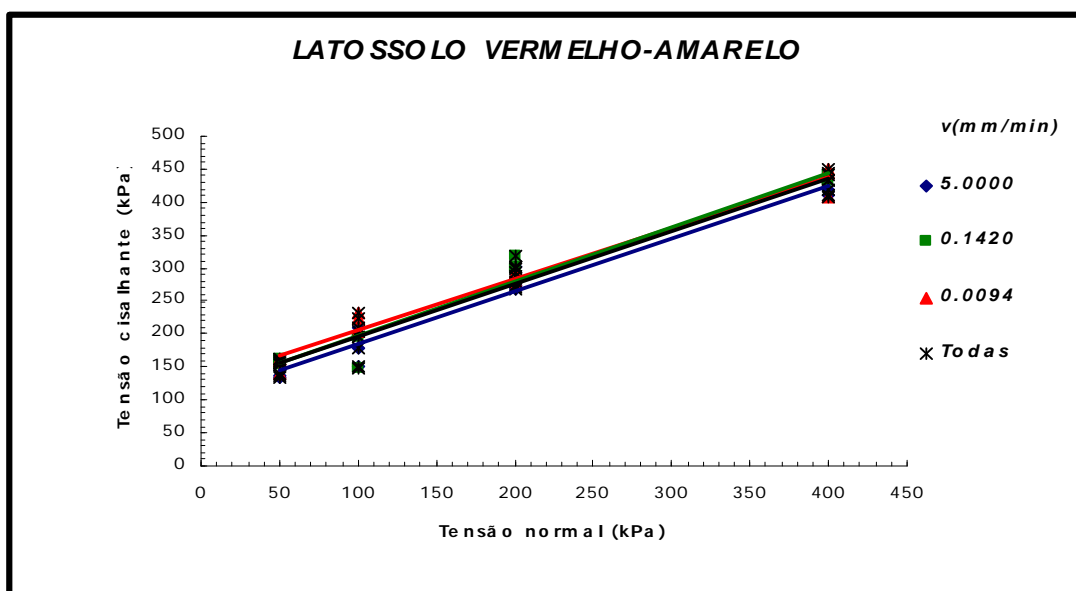


Figura 21. Envoltórias de ruptura de ensaios de cisalhamento direto – Latossolo Vermelho-Amarelo.

Quadro 11. Parâmetros de resistência ao cisalhamento – Latossolo Vermelho-Amarelo.

v(mm/min)	Coesão (kPa)	ϕ ($^{\circ}$)	R ²
5	105	39	0.9631
0.142	116	39	0.9651
0.0094	129	38	0.9765
Todas	117	39	0.9622

4.2.1.3. Saprolítico de gnaise

Apresenta-se, no Quadro 12, um quadro resumo dos resultados individuais e médios dos índices físicos de interesse e das respectivas resistências máximas ao cisalhamento oferecidas pelo solo saprolítico de gnaise, considerando-se as faixas de trabalho das tensões normais e das velocidades de carregamento.

A Figura 22 e o Quadro 13 apresentam, respectivamente, as envoltórias de ruptura oriundas dos ensaios de cisalhamento direto deste solo e os correspondentes parâmetros de resistência ao cisalhamento pertinentes a cada velocidade de carregamento empregada.

Quadro 12. Tabela resumo – Resultados de ensaios de cisalhamento direto sobre amostras do solo saprolítico de gnaisse.

AMOSTRAS NATURAIS																	
v	TENSÃO ENSAIO	50 kPa				100 kPa				200 kPa				400 kPa			
		e	W(%)	Sr(%)	τ (kPa)	e	W(%)	Sr(%)	τ (kPa)	e	W(%)	Sr(%)	τ (kPa)	e	W(%)	Sr(%)	τ (kPa)
5 mm/min	1	1.03	7.79	20.52	59.14	1.00	7.90	21.51	104.20	1.00	7.81	21.21	181.92	0.99	8.04	22.11	274.85
	2	1.06	8.08	20.71	73.22	0.99	7.88	21.64	103.07	1.00	7.94	21.66	177.41	0.99	8.05	22.14	302.45
	3	1.02	9.06	24.10	51.82	1.04	7.89	20.73	114.33	1.05	8.00	20.76	161.64	0.98	7.75	21.45	304.70
	4	1.04	8.37	21.93	78.85												
	Média	1.04	8.33	21.82	65.76	1.01	7.89	21.29	107.20	1.02	7.92	21.21	173.66	0.99	7.95	21.90	294.00
Desv. Padrão	0.02	0.54	1.65	12.45	0.03	0.01	0.49	6.20	0.03	0.10	0.45	10.65	0.01	0.17	0.39	16.62	
0,142 mm/min	1	1.06	8.58	21.97	52.94	1.04	8.26	21.64	81.67	1.01	6.72	18.05	167.56	1.03	7.08	18.80	288.65
	2	1.02	8.36	22.21	65.90	1.00	8.47	23.02	82.79	1.00	7.50	20.34	157.70	1.01	7.29	19.61	306.96
	3	1.00	8.47	23.02	78.85									1.03	8.61	22.77	312.59
	Média	1.03	8.47	22.40	65.90	1.02	8.37	22.33	82.23	1.01	7.11	19.20	162.63	1.02	7.66	20.39	302.73
	Desv. Padrão	0.03	0.11	0.55	12.96	0.03	0.15	0.98	0.79	0.01	0.55	1.62	6.97	0.01	0.83	2.10	12.52
0,0094 mm/min	1	1.04	8.73	22.94	73.78	1.05	9.93	25.61	99.69	1.04	8.81	23.01	180.23	1.08	11.53	29.04	278.79
	2	1.04	8.98	23.43	65.90	1.02	8.73	23.28	105.32	1.05	8.17	21.24	163.33	1.09	11.87	29.75	256.83
	3	1.04	8.60	22.44	60.26	1.07	9.27	23.55	96.87	1.04	8.85	23.25	150.94	1.04	8.81	23.01	300.20
	Média	1.04	8.77	22.94	66.65	1.05	9.31	24.15	100.63	1.04	8.61	22.50	164.83	1.07	10.74	27.27	278.61
	Desv. Padrão	0.00	0.19	0.50	6.79	0.03	0.60	1.27	4.30	0.01	0.38	1.10	14.70	0.03	1.68	3.70	21.69

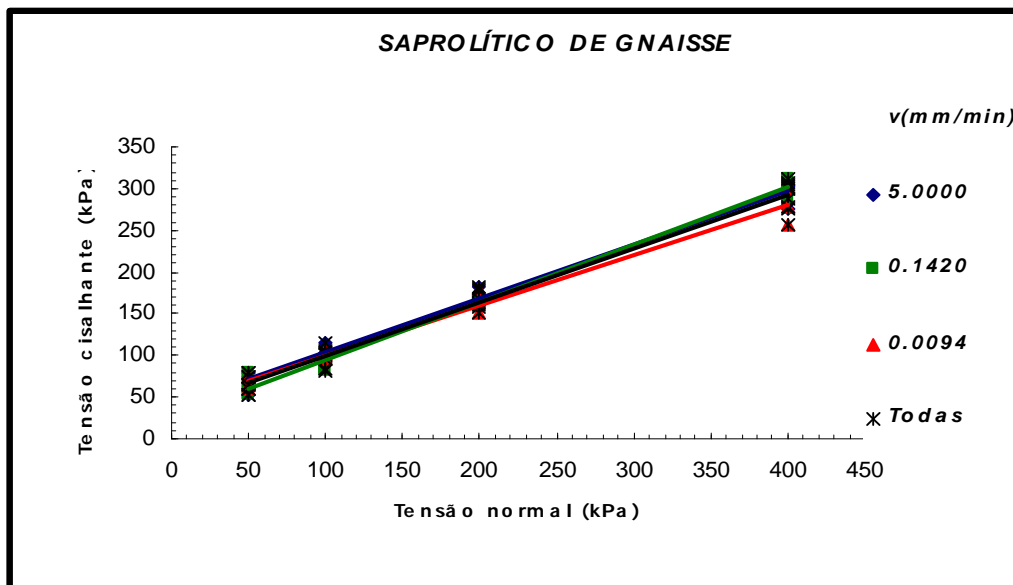


Figura 22. Envoltórias de ruptura de ensaios de cisalhamento direto – Saprolítico de gnaisse.

Pela análise das envoltórias apresentadas na Figura 22, observa-se que, de um modo geral, há uma tendência similar à verificada nos Latossolos, ou seja, de influência pouco significativa da variação da velocidade de carregamento sobre os parâmetros de resistência ao cisalhamento,

constatando-se apenas que, particularmente para a velocidade de 0.0094 mm/min, a envoltória de ruptura divergiu das demais, principalmente quando consideramos tensões superiores a 200 kPa. Porém, esse resultado pode ser explicado pela variação relativamente elevada observada nos parâmetros teor de umidade e grau de saturação para essa velocidade. Os valores dos parâmetros geotécnicos de resistência ao cisalhamento oriundos das envoltórias de ruptura e apresentados no Quadro 13, também, confirmam a tendência anteriormente mencionada e visualizada na análise das envoltórias de ruptura.

Quadro 13. Parâmetros de resistência ao cisalhamento – Saprolítico de gnaisse.

v(mm/min)	Coesão (kPa)	ϕ (°)	R ²
5	39	33	0.9852
0.142	25	35	0.9890
0.0094	40	31	0.9798
Todas	35	33	0.9803

4.2.2. Resultados de ensaios triaxiais consolidados drenados

Destaca-se que os ensaios triaxiais foram realizados apenas nas amostras dos solos identificados como Latossolo Variação Una e saprolítico de gnaisse.

4.2.2.1. Latossolo Variação Una

O Quadro 14 contém um resumo dos resultados individuais e médios dos índices físicos de interesse (índice de vazios, teor de umidade e grau de saturação) e das respectivas tensões-desvio na ruptura do Latossolo Variação Una, considerando-se as faixas de trabalho das tensões confinantes (50, 100, 200 e 400 kPa) e as velocidades de carregamento (0.01 e 1 mm/min) empregadas no presente trabalho.

Quadro 14. Tabela resumo – Resultados de ensaios triaxiais sobre amostras do solo Latossolo Una.

Nota : s_d – Tensão desvio de pico

AMOSTRAS NATURAIS																	
TENSÃO ENSAIO	50 kPa				100 kPa				200 kPa				400 kPa				
	e	W(%)	Sr(%)	s_d (kPa)	e	W(%)	Sr(%)	s_d (kPa)	e	W(%)	Sr(%)	s_d (kPa)	e	W(%)	Sr(%)	s_d (kPa)	
v = 0,01 mm/min	1	1.48	28.76	55.49	208.06	1.46	28.09	54.95	318.63	1.49	28.54	54.89	522.73	1.45	27.72	54.57	774.87
	2	1.46	28.19	55.16	238.03	1.50	29.92	56.95	392.85	1.50	29.92	57.04	529.48	1.51	29.79	56.25	800.63
	3	1.47	28.46	55.22	192.93	1.49	29.54	56.62	333.26	1.49	29.78	57.11	431.65				
	Media	1.47	28.47	55.29	213.01	1.48	29.18	56.17	348.25	1.49	29.41	56.35	494.62	1.48	28.76	55.41	787.75
	Desv. padrão	0.01	0.29	0.18	22.95	0.02	0.97	1.07	39.31	0.01	0.76	1.26	54.64	0.04	1.46	1.19	18.22
v = 1,00 mm/min	1	1.50	29.84	56.96	242.98	1.44	27.50	54.45	384.35	1.43	26.69	53.17	515.39	1.46	28.25	55.20	784.25
	2	1.46	28.19	55.10	220.58	1.45	27.86	54.90	389.69	1.40	25.81	52.84	597.69	1.49	29.54	56.56	780.19
	3	1.42	26.55	53.51	249.52	1.42	26.42	53.13	408.42	1.47	28.76	56.01	616.10				
	Media	1.46	28.19	55.19	237.69	1.44	27.26	54.16	394.15	1.43	27.09	54.01	576.39	1.48	28.90	55.88	782.22
	Desv. padrão	0.04	1.65	1.73	15.18	0.02	0.75	0.92	12.64	0.04	1.51	1.74	53.63	0.02	0.91	0.96	2.87

Na Figura 23 encontram-se as envoltórias de ruptura das amostras do Latossolo Variação Una, expressos em função de $p = \left(\frac{s_1 + s_3}{2} \right)$ e $q = \left(\frac{s_1 - s_3}{2} \right)$. O Quadro 15 contém os parâmetros obtidos de resistência ao cisalhamento c e ϕ do referido solo.

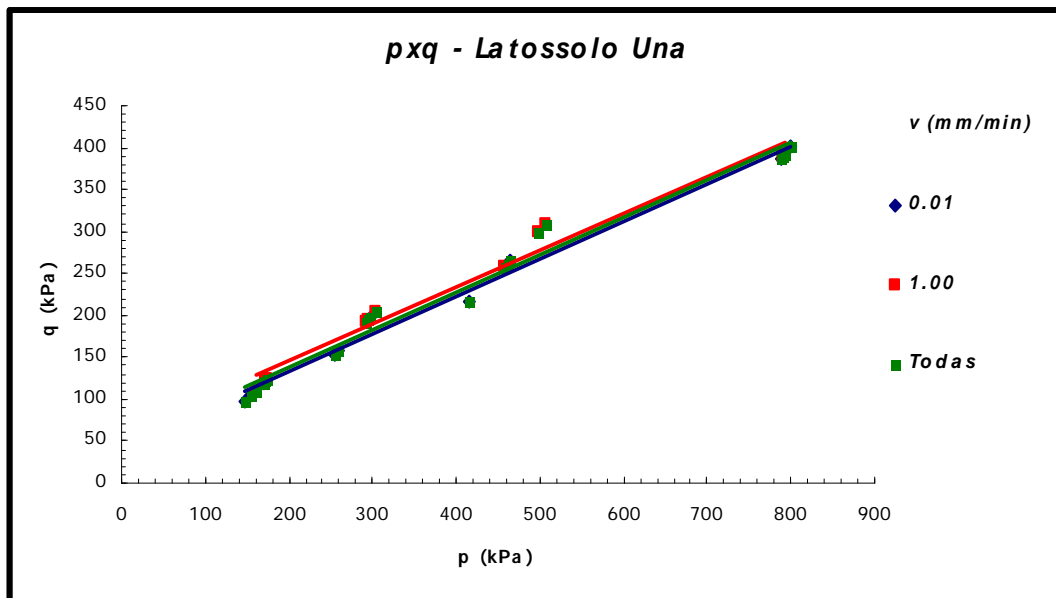


Figura 23. Envoltórias de ruptura de ensaios triaxiais do Latossolo Variação Una.

De forma similar à identificada nos ensaios de cisalhamento direto, verifica-se que, para fins práticos, a variação da velocidade de carregamento empregada nos ensaios triaxiais não implicaram em mudanças significativas na resistência ao cisalhamento do Latossolo Variação Una. Observa-se, também, que as envoltórias de ruptura individuais assemelham-se entre si e com a envoltória de ruptura quando se considera o conjunto de dados relativos a todas as velocidades. Ainda, identifica-se uma menor variabilidade nos resultados dos ensaios em comparação com aqueles do ensaio de cisalhamento direto, provavelmente devido à melhor qualidade tradicional dos resultados dos ensaios triaxiais em comparação com aqueles obtidos nos ensaios de cisalhamento direto. O Quadro 15 apresenta os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, que atestam a tendência já observada da influência insignificante da velocidade de carregamento nos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo em questão.

Quadro 15. Parâmetros de resistência ao cisalhamento – Latossolo Variação Una.

v(mm/min)	Coesão (kPa)	ϕ ($^{\circ}$)	R ²
0.01	42	27	0.9891
1.00	58	26	0.9766
Todas	50	27	0.9796

4.2.2.2. Solo saprolítico de gnaise

Apresenta-se, no Quadro 16, o quadro resumo dos dados individuais e médios dos índices físicos de interesse e das respectivas tensões-desvio na ruptura associadas ao solo saprolítico de gnaise, considerando-se as faixas de trabalho das tensões confinantes e das velocidades de carregamento empregadas.

Quadro 16. Tabela resumo – Resultados de ensaios triaxiais sobre amostras do solo saprolítico de gnaiss.

Nota : s_d – Tensão desvio de pico

AMOSTRAS NATURAIS																	
v = 0,01 mm/min	TENSÃO ENSAIO	50 kPa				100 kPa				200 kPa				400 kPa			
		e	W(%)	Sr(%)	s_d (kPa)	e	W(%)	Sr(%)	s_d (kPa)	e	W(%)	Sr(%)	s_d (kPa)	e	W(%)	Sr(%)	s_d (kPa)
	1	0,94	21,57	62,34	224,15	1,04	20,43	53,25	355,28	0,91	20,97	62,18	461,44	0,97	24,28	67,55	680,64
	2	0,93	20,96	60,79	217,28	0,92	21,77	64,21	326,48	0,93	22,63	66,12	524,28	0,90	18,25	55,20	681,29
	3	0,92	20,35	59,81	228,74	0,95	22,11	63,35	333,26	0,92	22,92	67,39	510,22	0,91	19,30	57,21	706,13
	Média	0,93	20,96	60,98	223,39	0,97	21,44	60,27	338,34	0,92	22,17	65,23	498,65	0,93	20,61	59,99	689,35
	Desv.padrão	0,01	0,61	1,28	5,77	0,06	0,89	6,09	15,06	0,01	1,05	2,72	32,98	0,04	3,22	6,63	14,53
v = 1,00 mm/min	TENSÃO ENSAIO	50 kPa				100 kPa				200 kPa				400 kPa			
		e	W(%)	Sr(%)	s_d (kPa)	e	W(%)	Sr(%)	s_d (kPa)	e	W(%)	Sr(%)	s_d (kPa)	e	W(%)	Sr(%)	s_d (kPa)
	1	0,90	22,39	67,18	282,69	0,95	21,47	61,44	382,05	0,93	21,04	61,16	464,24	1,03	22,93	60,53	785,24
	2	0,93	19,68	57,20	225,62	1,01	23,25	62,43	326,99	0,99	21,85	59,97	426,07	0,94	23,46	67,29	738,72
	3	0,91	21,96	65,00	294,70	0,94	21,57	62,34	335,16	0,97	21,57	60,11	410,67	0,90	20,68	61,93	803,57
	Média	0,91	21,34	63,13	267,67	0,97	22,10	62,07	348,07	0,96	21,49	60,41	433,66	0,96	22,36	63,25	775,84
	Desv.padrão	0,02	1,46	5,25	36,91	0,04	1,00	0,55	29,71	0,03	0,41	0,65	27,58	0,07	1,48	3,57	33,43

As envoltórias de ruptura correspondentes a cada velocidade de carregamento estão apresentadas na Figura 24, sendo que os parâmetros de resistência ao cisalhamento encontram-se listados no Quadro 17.

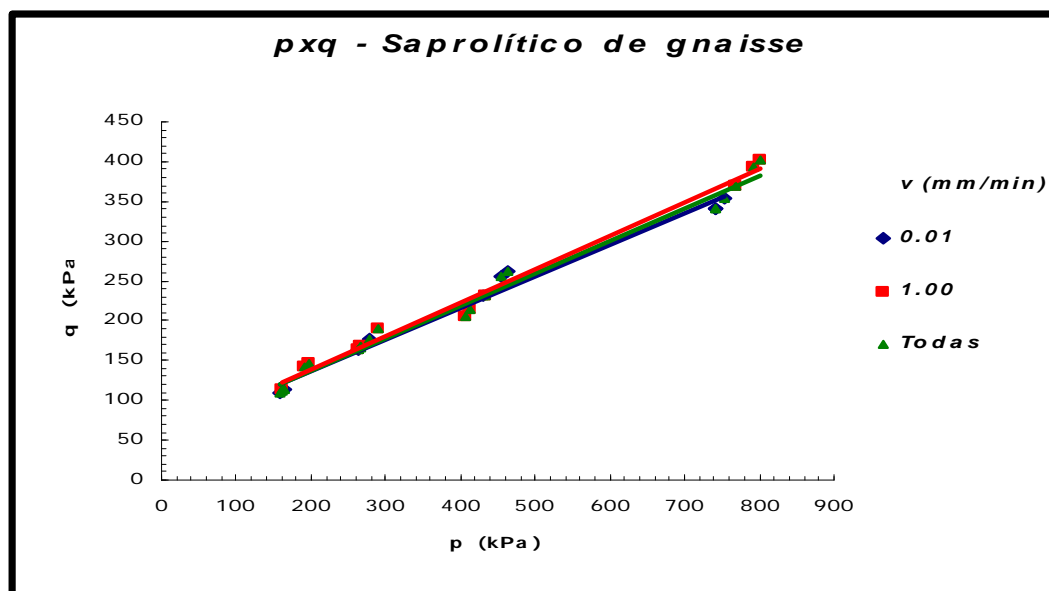


Figura 24. Envoltórias de ruptura de ensaios triaxiais – saprolítico de gnaiss.

Em termos práticos, verifica-se, também, para esse solo a influência não significativa da velocidade de carregamento sobre a resistência ao cisalhamento, observando-se similaridade entre as envoltórias individuais entre si e com aquela correspondente a todas as velocidades. Essa tendência é confirmada pelos dados de coesão e ângulo de atrito apresentados no Quadro 17.

Quadro 17. Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo saprolítico de gnaïsse.

v(mm/min)	Coesão (kPa)	ϕ ($^{\circ}$)	R ²
0.01	58	23	0.9848
1.00	53	25	0.9890
Todas	55	24	0.9853

4.3. Influência do tempo de inundação

Os ensaios de cisalhamento direto realizados com o Latossolo Vermelho-Amarelo, Latossolo Variação Una e Solo saprolítico de gnaïsse referem-se aos tempos de inundação de 4, 8 e 24 horas, tensões normais de 100, 200 e 400 kPa, para a velocidade de carregamento de 0,0094 mm/min.

4.3.1. Latossolo Variação Una

Apresenta-se, no Quadro 18, o quadro resumo com os dados individuais e médios dos índices físicos de interesse (índice de vazios, teor de umidade e grau de saturação) e das respectivas resistências ao cisalhamento máximas associadas ao Latossolo Variação Una, considerando-se a faixa de trabalho das tensões normais (100, 200 e 400 kPa) e a velocidade de carregamento de 0.0094 mm/min.

Quadro 18. Resultados de ensaios de cisalhamento direto sobre amostras do Latossolo Variação Una, com amostras submetidas a inundação.

AMOSTRAS INUNDADAS																
TENSÃO ENSAYO	100 kPa					200 kPa					400 kPa					
	e	W(%)	Sr(%)	W(%)após	τ(kPa)	e	W(%)	Sr(%)	W(%)após	τ(kPa)	e	W(%)	Sr(%)	W(%)após	τ(kPa)	
v = 0,0094mm/min 4 horas	1	1.56	32.70	59.86	46.69	63.36	1.55	31.61	58.19	41.07	108.42	1.56	32.18	58.95	39.53	266.12
	2	1.56	31.69	57.93	46.22	64.77	1.55	31.34	57.66	42.48	129.54	1.56	31.37	57.62	34.85	268.94
	3	1.58	31.89	57.49	44.66	63.36	1.52	30.71	57.88	42.38	133.77	1.56	31.45	57.43	37.72	267.53
	Média	1.57	32.09	58.43	45.86	63.83	1.54	31.22	57.91	41.98	123.91	1.56	31.67	58.00	37.37	267.53
	Desv. Padrão	0.01	0.53	1.26	1.06	0.81	0.02	0.46	0.27	0.79	13.58	0.00	0.45	0.83	2.36	1.41
v = 0,0094mm/min 8 horas	1	1.59	33.61	60.49	46.23	59.14	1.52	30.45	57.32	42.84	136.58	1.52	31.65	59.51	38.90	257.67
	2	1.54	32.62	60.41	44.29	71.81	1.55	31.42	57.82	40.89	142.21	1.55	31.73	58.66	38.34	264.71
	3	1.58	33.57	60.59	46.07	71.81	1.53	30.73	57.21	42.74	125.32	1.54	31.59	58.72	37.56	239.37
	Média	1.57	33.27	60.50	45.53	67.59	1.53	30.87	57.45	42.16	134.70	1.54	31.66	58.96	38.27	253.92
	Desv. Padrão	0.03	0.56	0.09	1.08	7.32	0.02	0.50	0.33	1.10	8.60	0.02	0.07	0.47	0.67	13.08
v = 0,0094mm/min 24 horas	1	1.53	32.15	60.22	45.55	56.32	1.56	31.86	58.33	40.88	136.58	1.53	30.33	56.75	37.11	273.16
	2	1.54	32.52	60.33	45.87	67.59	1.48	29.61	57.05	41.37	137.99	1.51	30.59	57.75	37.76	283.02
	3	1.56	32.31	59.18	47.80	63.36	1.54	31.30	58.26	39.73	133.77	1.46	29.86	58.29	34.91	268.94
	Média	1.54	32.33	59.91	46.41	62.42	1.53	30.92	57.88	40.66	136.11	1.50	30.26	57.60	36.59	275.04
	Desv. Padrão	0.02	0.19	0.63	1.22	5.69	0.04	1.17	0.72	0.84	2.15	0.04	0.37	0.78	1.49	7.23

As envoltórias de resistência e os correspondentes parâmetros geotécnicos de resistência ao cisalhamento encontram-se apresentados, respectivamente, na Figura 25 e no Quadro 19.

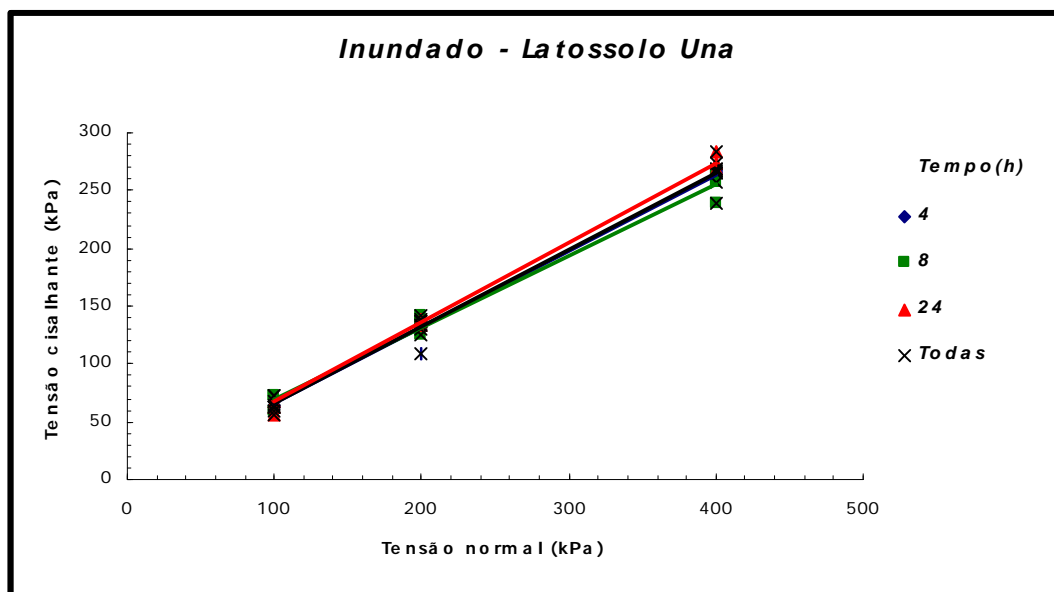


Figura 25. Envoltórias de ruptura de ensaios de cisalhamento direto realizados no Latossolo Variação Una, com amostras inundadas.

Quadro 19. Parâmetros de resistência ao cisalhamento do Latossolo Variação Una obtidos com amostras inundadas.

Tempo de inundação (horas)	Coesão (kPa)	ϕ ($^{\circ}$)	R ²
4	0	33	0.9906
8	8	32	0.9881
24	0	34	0.9958
Todos	0	33	0.9885

Observa-se que, à parte uma resposta estranha do parâmetro coesão do solo para o tempo de inundação de 8 horas, o que pode estar associado à variabilidade da amostra ou a erros de ensaios, de um modo geral os parâmetros de resistência ao cisalhamento do Latossolo Variação Una mostraram-se pouco sensíveis à influência do tempo de inundação.

4.3.2. Latossolo Vermelho-Amarelo

O Quadro 20 sumariza os resultados dos ensaios realizados para o Latossolo Vermelho-Amarelo, bem como a Figura 26 e o Quadro 21 apresentam, respectivamente, as envoltórias de resistência mecânica e os parâmetros de resistência ao cisalhamento associados.

Quadro 20. Resultados de ensaios de cisalhamento direto sobre amostras do Latossolo Vermelho-Amarelo.

AMOSTRAS INUNDADAS																
TENSÃO ENSAIO	100 kPa					200 kPa					400 kPa					
	e	W(%)	Sr(%)	W(%)após	τ (kPa)	e	W(%)	Sr(%)	W(%)após	τ (kPa)	e	W(%)	Sr(%)	W(%)após	τ (kPa)	
v = 0,0094 mm/min	1	1.42	31.43	61.71	45.03	62.52	1.49	28.78	53.97	38.47	139.68	1.46	29.82	56.98	36.29	261.90
	2	1.37	28.52	58.19	43.97	58.01	1.45	26.58	51.30	43.47	130.67	1.46	26.33	50.35	37.71	261.90
	3	1.37	28.65	58.34	43.93	58.01	1.46	27.01	51.84	41.80	142.49	1.44	26.91	52.24	37.02	267.53
	Média	1.39	29.53	59.41	44.31	59.51	1.47	27.46	52.37	41.25	137.61	1.45	27.69	53.19	37.01	263.78
	Desv.padrão	0.03	1.64	1.99	0.62	2.60	0.02	1.17	1.41	2.55	6.18	0.01	1.87	3.42	0.71	3.25
v = 0,0094 mm/min	1	1.38	26.53	53.88	42.07	77.16	1.42	25.15	49.50	40.90	139.68	1.47	23.48	44.54	40.25	256.27
	2	1.42	26.18	51.52	41.52	77.16	1.41	24.83	49.08	42.76	136.30	1.45	22.47	43.22	36.97	266.40
	3	1.41	25.82	51.15	42.74	59.14	1.43	25.72	50.23	39.91	136.30	1.47	23.15	44.11	41.42	270.35
	Média	1.40	26.18	52.18	42.11	71.15	1.42	25.23	49.60	41.19	137.43	1.46	23.03	43.96	39.55	264.34
	Desv.padrão	0.02	0.36	1.48	0.61	10.40	0.01	0.45	0.58	1.45	1.95	0.01	0.52	0.67	2.31	7.26
v = 0,0094 mm/min	1	1.41	27.52	54.51	43.04	53.51	1.36	28.20	58.11	40.49	140.81	1.38	26.37	53.51	40.08	270.35
	2	1.44	28.16	54.51	43.75	55.20	1.35	27.01	55.94	41.24	138.55	1.47	26.42	50.37	41.40	261.90
	3	1.42	27.60	54.25	43.17	57.45						1.37	26.66	54.45	43.22	270.35
	Média	1.42	27.76	54.42	43.32	55.39	1.36	27.61	57.03	40.87	139.68	1.41	26.48	52.78	41.57	267.53
	Desv.padrão	0.02	0.35	0.15	0.38	1.98	0.01	0.84	1.53	0.53	1.60	0.06	0.16	2.14	1.58	4.88

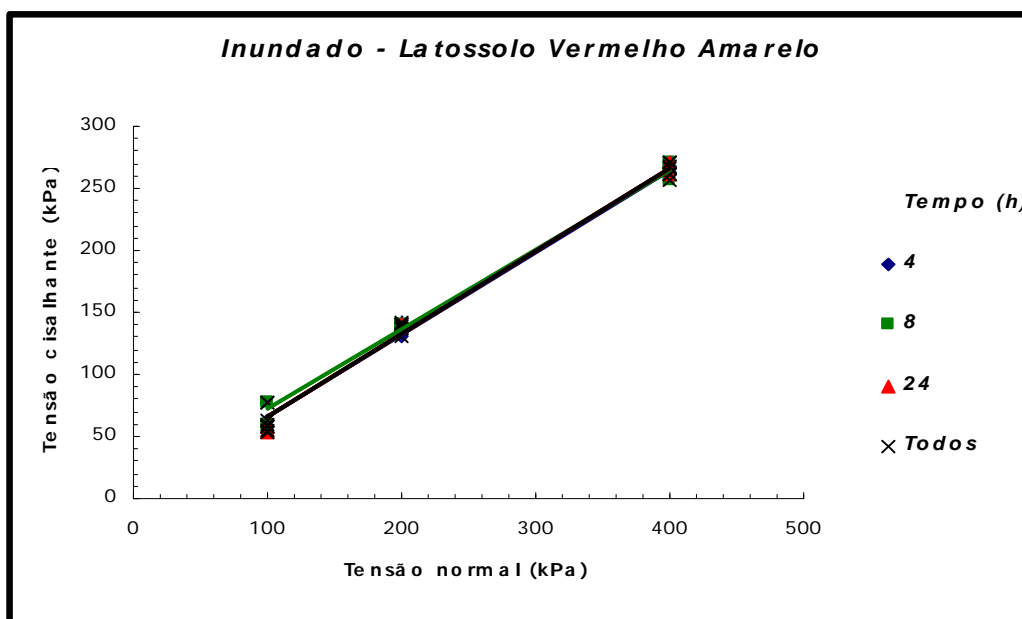


Figura 26. Envoltórias de resistência dos ensaios de cisalhamento direto realizados no Latossolo Vermelho-Amarelo, considerando-se amostras inundadas.

Quadro 21. Parâmetros de resistência ao cisalhamento – Latossolo Vermelho-Amarelo inundado.

Tempo de inundação (horas)	Coesão (kPa)	ϕ ($^{\circ}$)	R^2
4	0	33	0.9948
8	8	33	0.9942
24	0	34	0.9923
Todos	0	34	0.9931

De forma similar ao comportamento apresentado pelo Latossolo Variação Una, à parte o pequeno valor apresentado pelo parâmetro coesão para o período de inundação de 8 horas, os parâmetros de resistência ao cisalhamento do Latossolo Vermelho-Amarelo apresentaram pouca sensibilidade à influência do tempo de inundação.

4.3.3. Solo saprolítico de gnaïsse

Apresenta-se, no Quadro 22, uma síntese dos resultados dos ensaios realizados no solo saprolítico de gnaïsse. Mostra-se, também, na Figura 27 e no Quadro 23, respectivamente, a representação gráfica das envoltórias de ruptura deste solo e os respectivos parâmetros geotécnicos de resistência ao

cisalhamento, considerando-se a variação do tempo de inundação dos corpos-de-prova.

Quadro 22. Resultados de ensaios de cisalhamento direto sobre amostras do solo saprolítico de gnaíse, considerando-se corpos-de-prova submetidos à inundação.

AMOSTRAS INUNDADAS																	
V = 0,0094mm/min ds 4	TENSÃO		100 kPa					200 kPa					400 kPa				
	ENSAIO		e	W(%)	Sr(%)	W(%)após	τ(kPa)	e	W(%)	Sr(%)	W(%)após	τ(kPa)	e	W(%)	Sr(%)	W(%)após	τ(kPa)
	1		1.02	7.65	20.37	35.91	64.77	1.08	10.99	27.63	33.82	137.99	1.02	6.17	16.41	30.50	260.49
2		1.03	7.50	19.86	35.01	67.59	1.01	7.33	19.80	32.32	147.85	1.04	8.79	22.91	31.18	239.37	
3		1.02	7.40	19.75	33.71	68.99	1.02	7.44	19.83	31.76	147.85	1.01	7.28	19.55	35.36	246.41	
	Média	1.02	7.52	19.99	34.88	67.12	1.04	8.59	22.42	32.63	144.56	1.02	7.41	19.62	32.35	248.76	
	Desv.padrão	0.01	0.13	0.33	1.11	2.15	0.04	2.08	4.51	1.07	5.69	0.02	1.32	3.25	2.63	10.75	
V = 0,0094mm/min ds 8	TENSÃO		100 kPa					200 kPa					400 kPa				
	ENSAIO		e	W(%)	Sr(%)	W(%)apó	τ(kPa)	e	W(%)	Sr(%)	W(%)apó	τ(kPa)	e	W(%)	Sr(%)	W(%)apó	τ(kPa)
	1		1.04	7.20	18.92	33.33	68.99	1.06	8.24	21.07	34.54	132.36	1.02	8.13	21.76	32.26	222.47
2		1.01	7.53	20.34	34.80	67.59	1.02	8.33	22.14	33.33	130.95	1.02	8.31	22.17	32.49	254.86	
3		1.07	8.13	20.62	35.36	67.59	1.02	8.00	21.40	31.57	140.81	1.02	8.08	21.50	30.66	256.27	
	Média	1.04	7.62	19.96	34.50	68.06	1.03	8.19	21.54	33.15	134.71	1.02	8.17	21.81	31.80	244.53	
	Desv.padrão	0.03	0.47	0.91	1.05	0.81	0.02	0.17	0.55	1.49	5.33	0.00	0.12	0.34	1.00	19.12	
V = 0,0094mm/min ds 24	TENSÃO		100 kPa					200 kPa					400 kPa				
	ENSAIO		e	W(%)	Sr(%)	W(%)apó	τ(kPa)	e	W(%)	Sr(%)	W(%)apó	τ(kPa)	e	W(%)	Sr(%)	W(%)apó	τ(kPa)
	1		1.01	7.82	21.04	35.76	65.90	1.04	8.11	21.18	33.68	130.67	1.02	8.34	22.31	32.72	253.45
2		1.09	8.52	21.23	35.61	61.95	1.02	7.86	20.89	34.63	136.30	1.05	8.01	20.86	32.57	245.00	
3		1.04	8.26	21.63	36.94	69.28	1.03	7.68	20.33	35.25	133.48	1.03	7.91	20.88	33.68	226.70	
4												1.07	9.88	25.05	31.01	254.86	
	Média	1.05	8.20	21.30	36.10	65.71	1.03	7.88	20.80	34.52	133.48	1.04	8.54	22.28	32.50	245.00	
	Desv.padrão	0.04	0.35	0.30	0.73	3.67	0.01	0.22	0.43	0.79	2.82	0.02	0.92	1.97	1.11	12.96	

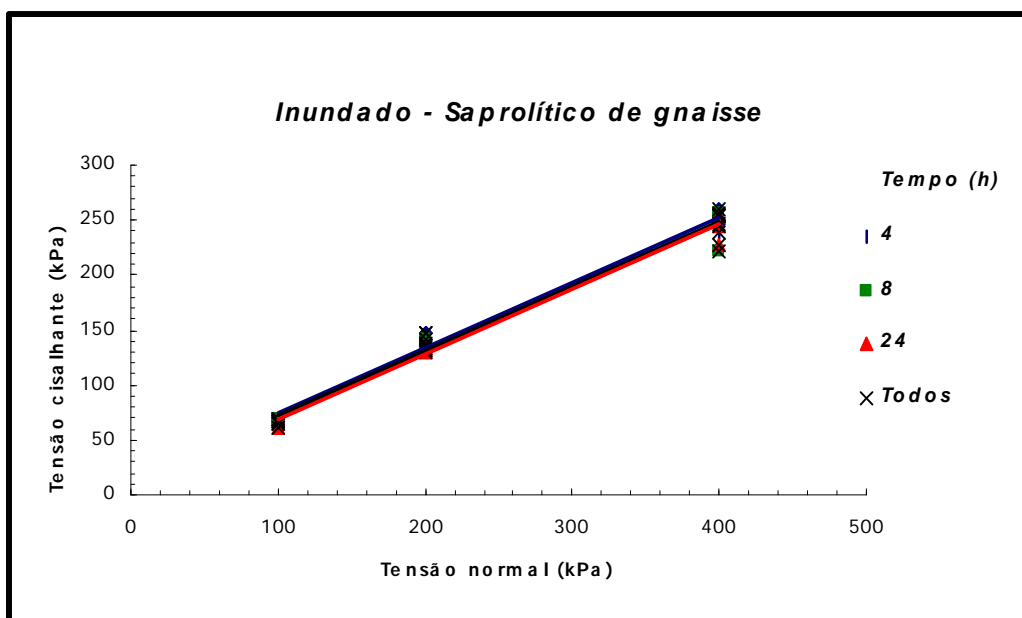


Figura 27. Envoltórias de ruptura de ensaios de cisalhamento direto realizados com o solo saprolítico de gnaíse, em corpos-de-prova inundados.

Quadro 23. Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo saprolítico de gnaiss, para corpos-de-prova inundados.

Tempo de inundação (horas)	Coesão (kPa)	ϕ ($^{\circ}$)	R ²
4	15	31	0.9829
8	13	30	0.9813
24	10	31	0.9884
Todos	13	30	0.9834

Da análise dos resultados, verifica-se que, também para este solo, não houve influência significativa do tempo de imersão da amostra na resistência ao cisalhamento.

4.4. Análise da influência da variabilidade do teor de umidade dos corpos-de-prova, e conseqüentemente da sucção, na resistência ao cisalhamento dos solos

As análises relatadas nos itens (4.2) e (4.3) apresentam uma bias relacionada com a variabilidade observada nos parâmetros teor de umidade e índice de vazios e, conseqüentemente, no grau de saturação dos corpos-de-prova ensaiados. Para minimizar esse grau de incerteza, optou-se por comparar as envoltórias de resistência para cada solo, considerando-se os dois tipos de ensaios realizados e as seguintes situações:

- (i) dados de todos os corpos-de-prova, de modo a se aumentar o universo dos resultados obtidos e, conseqüentemente, melhorar a qualidade da análise estatística; e
- (ii) dados de corpos-de-prova que apresentam valores próximos de teor de umidade, refletindo corpos-de-prova de melhor qualidade e, conseqüentemente, situações que possam minimizar os efeitos da sucção nas conclusões do presente trabalho relativas à influência da velocidade de carregamento na resistência ao cisalhamento.

Sob essa mesma ótica, buscou-se, também, analisar a influência do tempo de inundação na resistência ao cisalhamento dos solos, trabalhando-

se com corpos-de-prova que apresentassem pequenas variações no teor de umidade e índice de vazios.

Os resultados dessa análise estão apresentados nos Quadros 24 a 32 e Figuras 28 a 33, para o ensaio de cisalhamento direto, e Quadros 33 a 36 e Figuras 34 e 35, para o ensaio triaxial consolidado drenado. A análise dos dados apresentados nesses quadros e figuras confirmam as conclusões das análises anteriores, reforçando a constatação de que para fins práticos, a velocidade de carregamento e o tempo de inundação não influenciam significativamente a resistência ao cisalhamento dos solos ensaiados, considerando-se os intervalos de tensões normais, tensões de confinamento, velocidades de carregamento e tempos de inundação utilizados.

Quadro 24. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados no solo saprolítico de gnaïsse.

SAPROLÍTICO DE GNAÏSSE - AMOSTRAS NATURAIS					
v(mm/min)	e	W(%)	Sr(%)	σ_n (kPa)	τ (kPa)
Todas	1.06	8.08	20.71	50	73.22
	1.04	8.37	21.93	50	78.85
	1.06	8.58	21.97	50	52.94
	1.02	8.36	22.21	50	65.90
	1.00	8.47	23.02	50	78.85
	1.04	8.73	22.94	50	73.78
	1.04	8.60	22.44	50	60.26
	1.04	8.26	21.64	100	81.67
	1.00	8.47	23.02	100	82.79
	1.02	8.73	23.28	100	105.32
	1.04	8.81	23.01	200	180.23
	1.05	8.17	21.24	200	163.33
	1.04	8.85	23.25	200	150.94
	1.05	8.00	20.76	200	161.64
	0.99	8.04	22.11	400	274.85
	0.99	8.05	22.14	400	302.45
1.03	8.61	22.77	400	312.59	
1.04	8.81	23.01	400	300.20	
Média	1.03	8.44	22.30		
Desv. Padrão	0.02	0.29	0.82		
SAPROLÍTICO DE GNAÏSSE - AMOSTRAS INUNDADAS					
v(mm/min)	e	W(%)	Sr(%)	σ_n (kPa)	τ (kPa)
0.0094	1.02	7.65	20.37	100	64.77
	1.03	7.50	19.86	100	67.59
	1.02	7.40	19.75	100	68.99
	1.04	7.20	18.92	100	68.99
	1.01	7.53	20.34	100	67.59
	1.01	7.82	21.04	100	65.90
	1.01	7.33	19.80	200	147.85
	1.02	7.44	19.83	200	147.85
	1.02	7.86	20.89	200	136.30
	1.03	7.68	20.33	200	133.48
	1.01	7.28	19.55	400	246.41
	1.03	7.91	20.88	400	226.70
	Média	1.02	7.55	20.13	
Desv. Padrão	0.01	0.23	0.63		

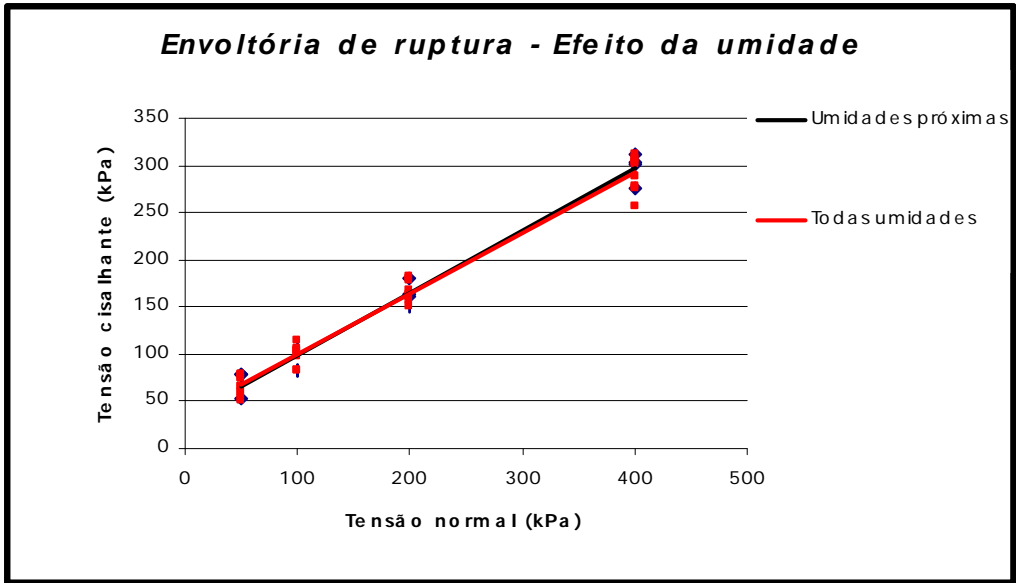


Figura 28. Envoltórias de ruptura obtidas nos ensaios de cisalhamento direto para o solo saprolítico de gnaise, considerando-se amostras naturais.

Quadro 25. Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo saprolítico de gnaise obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, trabalhando-se com amostras naturais.

Efeito da umidade – Todas velocidades			
Umidades	Coesão (kPa)	ϕ ($^{\circ}$)	R^2
Próximas	33	33	0.9831
Todas	35	33	0.9803

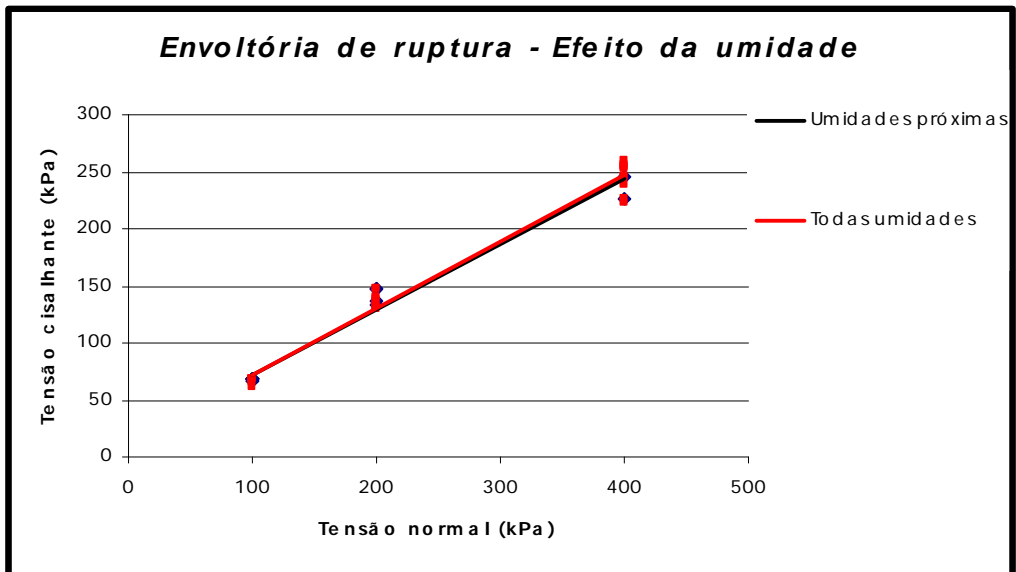


Figura 29. Envoltórias de ruptura obtidas nos ensaios de cisalhamento direto para o solo saprolítico de gnaise, considerando-se amostras inundadas.

Quadro 26. Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo saprolítico de gnaiss obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, para amostras inundadas.

Efeito da umidade – v=0.0094 mm/min			
Umidades	Coesão (kPa)	ϕ (°)	R ²
Próximas	15	30	0.9739
Todas	13	30	0.9834

Quadro 27. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados no Latossolo Vermelho-Amarelo.

LATOSSOLO VERMELHO AMARELO - AMOSTRAS NATURAIS					
v(mm/min)	e	W(%)	Sr(%)	σ_n (kPa)	τ (kPa)
Todas	1.40	26.98	53.73	50	134.05
	1.34	27.19	56.83	50	154.89
	1.35	27.45	56.88	50	158.83
	1.31	27.54	58.72	100	179.10
	1.28	27.24	59.29	100	210.08
	1.32	27.09	57.52	100	195.44
	1.36	27.81	57.31	100	232.05
	1.41	27.07	53.60	200	278.23
	1.35	27.28	56.56	200	288.37
	1.30	27.56	59.36	200	292.88
	1.29	27.16	58.97	200	270.35
	1.35	27.63	57.33	200	267.53
	1.30	27.22	58.45	200	318.22
	1.32	27.39	58.11	200	301.32
	1.32	27.49	58.39	400	432.55
	1.30	27.64	59.34	400	407.21
1.30	27.40	58.73	400	443.82	
Média	1.33	27.36	57.60		
Desv. Padrão	0.04	0.23	1.74		
LATOSSOLO VERMELHO AMARELO - AMOSTRAS INUNDADAS					
v(mm/min)	e	W(%)	Sr(%)	σ_n (kPa)	τ (kPa)
0.0094	1.38	26.53	53.88	100	77.16
	1.42	26.18	51.52	100	77.16
	1.35	27.01	55.94	200	138.55
	1.45	26.58	51.30	200	130.67
	1.46	27.01	51.84	200	142.49
	1.46	26.33	50.35	400	261.90
	1.44	26.91	52.24	400	267.53
	1.38	26.37	53.51	400	270.35
	1.47	26.42	50.37	400	261.90
	1.37	26.66	54.45	400	270.35
Média	1.42	26.60	52.54		
Desv. Padrão	0.04	0.29	1.84		

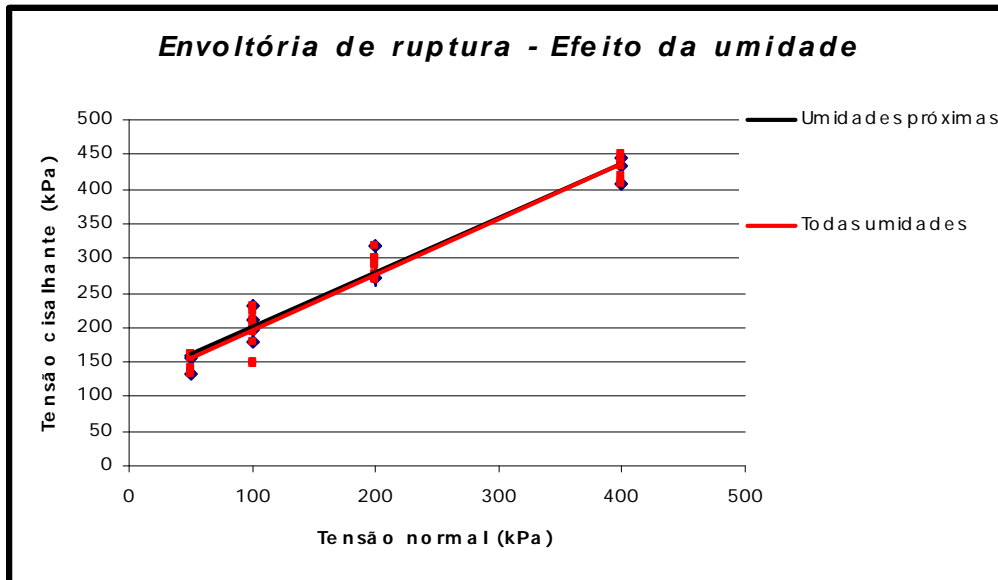


Figura 30. Envoltórias de ruptura para o Latossolo Vermelho-Amarelo, obtidas nos ensaios de cisalhamento direto, considerando-se amostras naturais.

Quadro 28. Parâmetros de resistência ao cisalhamento do Latossolo Vermelho-Amarelo obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, trabalhando-se com amostras naturais.

Efeito da umidade – Todas velocidades			
Umidades	Coesão (kPa)	ϕ ($^{\circ}$)	R^2
Próximas	124	38	0.9596
Todas	117	39	0.9622

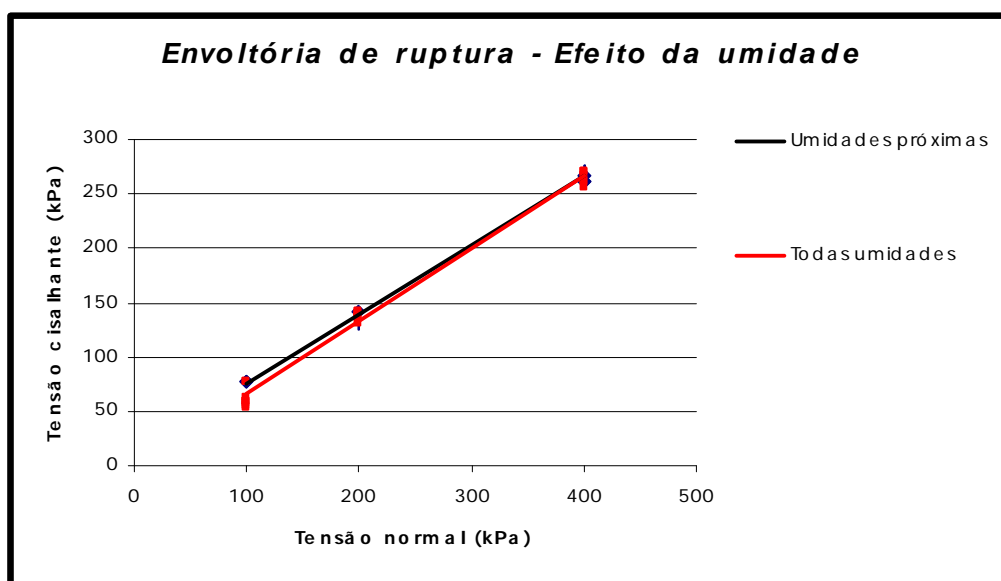


Figura 31. Envoltórias de ruptura para o Latossolo Vermelho-Amarelo obtidas nos ensaios de cisalhamento direto, considerando-se amostras inundadas.

Quadro 29. Parâmetros de resistência ao cisalhamento do Latossolo Vermelho-Amarelo obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, para amostras inundadas.

Efeito da umidade – v=0.0094 mm/min			
Umidades	Coesão (kPa)	ϕ (°)	R ²
Próximas	12	32	0.9974
Todas	0	34	0.9931

Quadro 30. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados no Latossolo Variação Una.

LATOSSOLO UNA - AMOSTRAS NATURAIS					
v(mm/min)	e	W(%)	Sr(%)	σ_n (kPa)	τ (kPa)
Todas	1.43	27.39	54.75	50	66.18
	1.44	27.57	54.83	50	63.36
	1.46	28.04	55.05	50	56.32
	1.44	27.46	54.51	100	108.42
	1.46	27.74	54.14	200	209.80
	1.42	27.43	55.13	400	301.32
	1.44	27.57	54.79	400	330.89
	1.42	27.13	54.67	400	350.61
	1.42	27.13	54.67	400	350.61
Média	1.44	27.54	54.73		
Desv. Padrão	0.02	0.27	0.31		
LATOSSOLO UNA - AMOSTRAS INUNDADAS					
v(mm/min)	e	W(%)	Sr(%)	σ_n (kPa)	τ (kPa)
0.0094	1.56	31.69	57.93	100	64.77
	1.58	31.89	57.49	100	63.36
	1.55	31.61	58.19	200	108.42
	1.55	31.34	57.66	200	129.54
	1.55	31.42	57.82	200	142.21
	1.56	31.86	58.33	200	136.58
	1.54	31.30	58.26	200	133.77
	1.56	31.37	57.62	400	268.94
	1.56	31.45	57.43	400	267.53
	1.52	31.65	59.51	400	257.67
	1.55	31.73	58.66	400	264.71
	1.54	31.59	58.72	400	239.37
	Média	1.56	31.59	57.82	
Desv. Padrão	0.01	0.22	0.27		

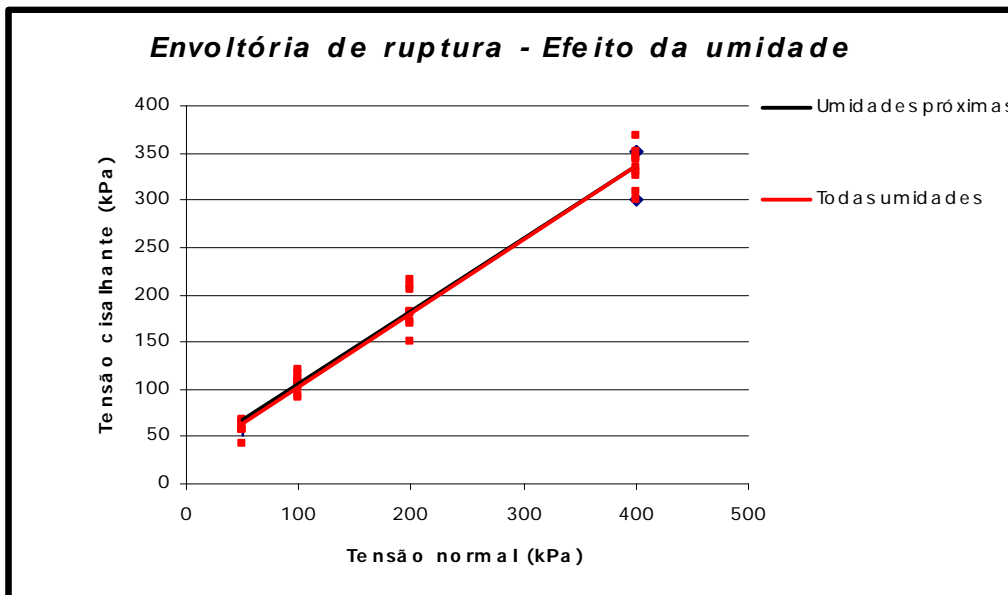


Figura 32. Envoltórias de ruptura para o Latossolo Variação Una obtidas nos ensaios de cisalhamento direto, considerando-se amostras naturais.

Quadro 31. Parâmetros de resistência ao cisalhamento do Latossolo Variação Una obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, trabalhando-se com amostras naturais.

Efeito da umidade – Todas velocidades			
Umidades	Coesão (kPa)	ϕ ($^{\circ}$)	R^2
Próximas	29	38	0.9816
Todas	25	38	0.9780

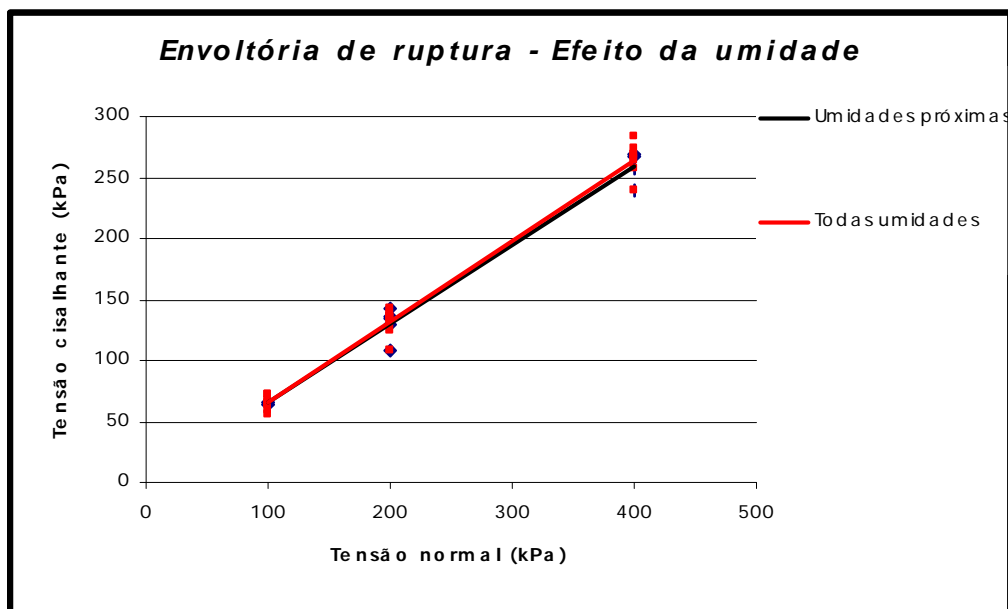


Figura 33. Envoltórias de ruptura para o Latossolo Variação Una obtidas nos ensaios de cisalhamento direto, considerando-se amostras inundadas.

Quadro 32. Parâmetros de resistência ao cisalhamento do Latossolo Variação Una obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, para amostras inundadas.

Efeito da umidade – $v=0.0094$ mm/min			
Umidades	Coesão (kPa)	ϕ ($^{\circ}$)	R^2
Próximas	0	33	0.9824
Todas	0	33	0.9885

Quadro 33. Resultados dos ensaios triaxiais consolidados drenados realizados no solo saprolítico de gnaiss.

v (mm/min)	e	W (%)	Sr (%)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	p (kPa)	q (kPa)
Todas	0.93	20.96	60.79	50	217.28	158.64	108.64
	0.92	20.35	59.81	50	228.74	164.37	114.37
	0.93	19.68	57.20	50	225.62	162.81	112.81
	1.04	20.43	53.25	100	355.28	277.64	177.64
	0.95	21.47	61.44	100	382.05	291.03	191.03
	0.91	20.97	62.18	200	461.44	430.72	230.72
	0.93	21.04	61.16	200	464.24	432.12	232.12
	0.91	19.30	57.21	400	706.13	753.07	353.07
	0.90	20.68	61.93	400	803.57	801.79	401.79
Média	0.94	20.54	59.44				
Desv. Padrão	0.04	0.69	2.98				

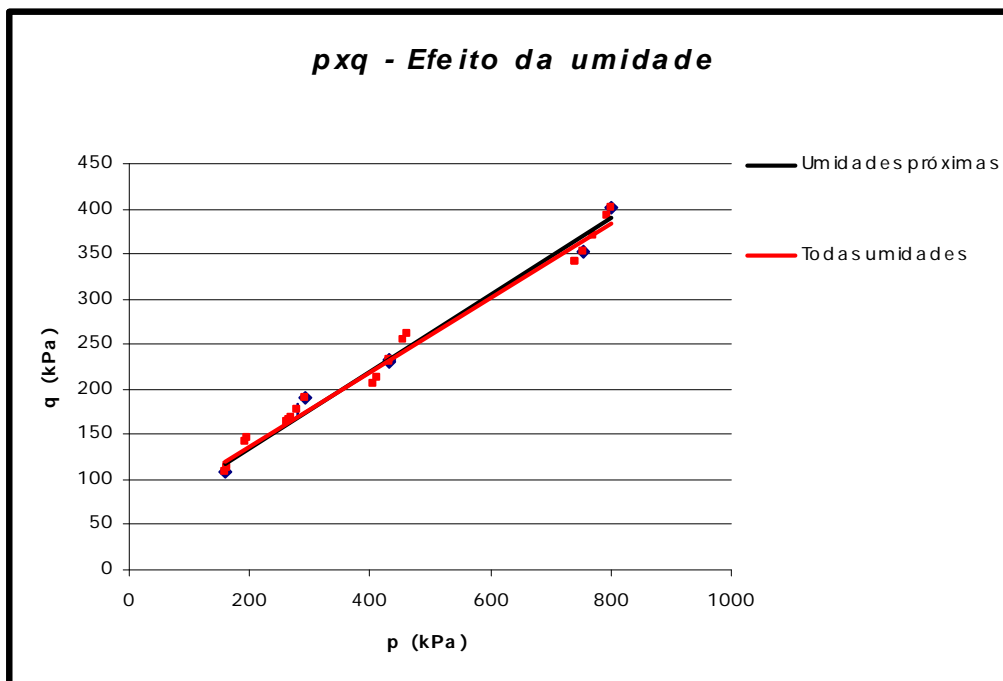


Figura 34. Apresentação dos resultados dos ensaios triaxiais consolidados drenados realizados no solo saprolítico de gnaiss em um diagrama p-q.

Quadro 34. Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo saprolítico de gnaiss obtidos nos ensaios triaxiais consolidados drenados.

Efeito da umidade – Todas velocidades			
Umidades	Coesão (kPa)	ϕ ($^{\circ}$)	R ²
Próximas	50	25	0.9892
Todas	55	24	0.9853

Quadro 35. Resultados dos ensaios triaxiais consolidados drenados realizados no Latossolo de Variação Una.

v(mm/min)	e	W(%)	Sr(%)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	p(kPa)	q(kPa)
Todas	1.48	28.76	55.49	50	208.06	154.03	104.03
	1.46	28.19	55.16	50	238.03	169.02	119.02
	1.47	28.46	55.22	50	192.93	146.47	96.47
	1.46	28.19	55.10	50	220.58	160.29	110.29
	1.45	27.86	54.90	100	389.69	294.85	194.85
	1.46	28.09	54.95	100	318.63	259.32	159.32
	1.47	28.76	56.01	200	616.10	508.05	308.05
	1.49	28.54	54.89	200	522.73	461.37	261.37
	1.45	27.72	54.57	400	774.87	787.44	387.44
	1.46	28.25	55.20	400	784.25	792.13	392.13
Média	1.47	28.28	55.15				
Desv. Padrão	0.01	0.35	0.39				

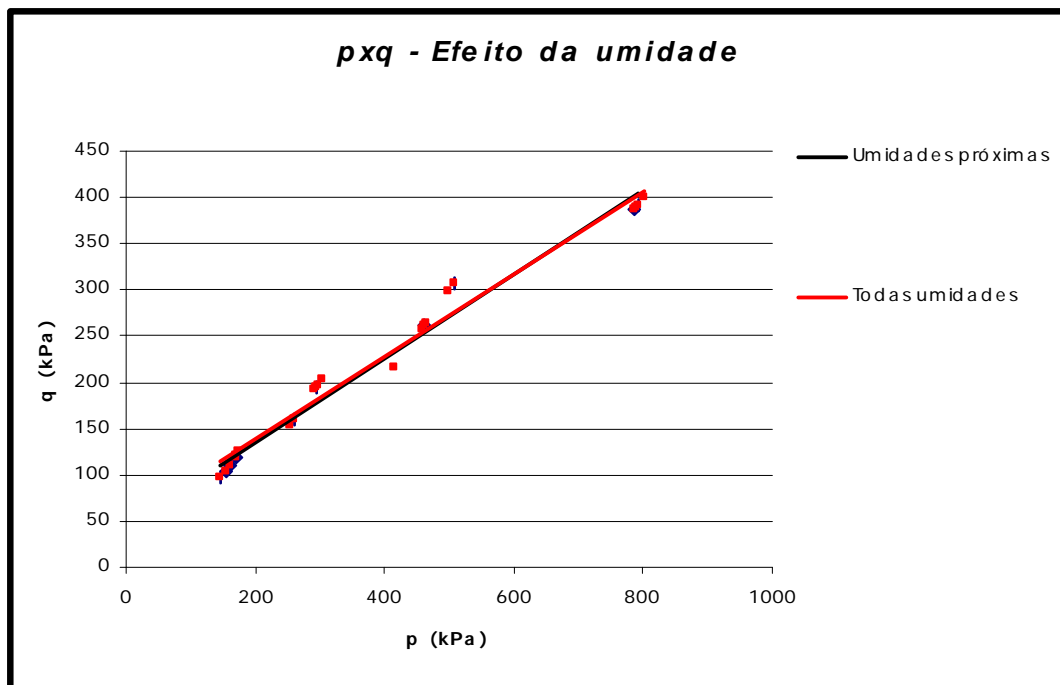


Figura 35. Apresentação dos resultados dos ensaios triaxiais consolidados drenados realizados no Latossolo Variação Una em um diagrama p-q.

Quadro 36. Parâmetros de resistência ao cisalhamento do Latossolo Variação Una obtidos nos ensaios triaxiais consolidados drenados.

Efeito da umidade – Todas velocidades			
Umidades	Coesão (kPa)	ϕ ($^{\circ}$)	R ²
Próximas	43	27	0.9824
Todas	50	27	0.9796

4.5. Caracterização da sucção nos solos

4.5.1. Introdução

Tendo-se por base os dados oriundos de ensaios de cisalhamento direto nas condições natural e inundada para a velocidade de carregamento de 0.0094 mm/min e o nível de tensões de 100 a 400 kPa compatível com ambas condições, buscou-se aferir a influência do parâmetro sucção na resistência ao cisalhamento dos solos estudados.

Para a condição inundada, tendo por base a constatação de que, para fins práticos, o tempo de inundação não influencia significativamente a resistência ao cisalhamento dos solos, adotou-se como envoltória de ruptura aquela representativa de todos os dados, considerando-se todos os tempos de inundação.

4.5.2. Latossolo Variação Una

As envoltórias de ruptura representativas das respostas geotécnicas quanto à resistência ao cisalhamento do Latossolo Variação Una constam na Figura 36, para as condições de amostras natural e inundada. Segue-se, também, no Quadro 37, os respectivos valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos dessas envoltórias.

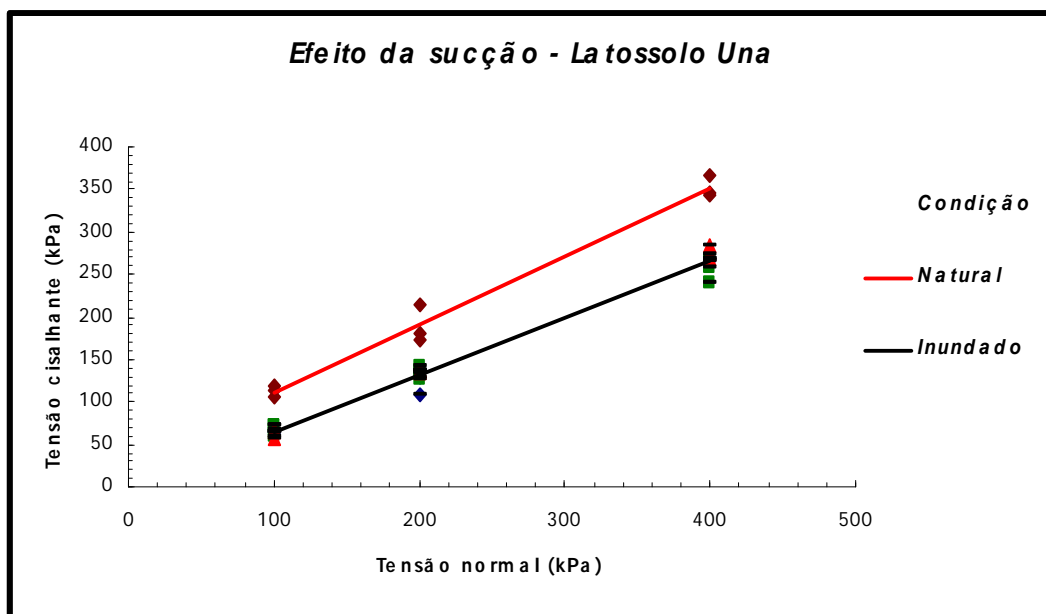


Figura 36. Envoltórias de ruptura de ensaios de cisalhamento direto nas condições natural e inundada para o Latossolo Variação Una.

Quadro 37. Parâmetros de resistência ao cisalhamento – Latossolo Una natural e inundado.

Condição do solo	Coesão (kPa)	ϕ ($^{\circ}$)	R^2
Natural	32	39	0.9831
Inundado	0	33	0.9885

A análise dos dados apresentados na Figuras 36 e Quadro 37 mostra a existência de uma componente da resistência ao cisalhamento que pode estar associada à sucção, estrutura, bem como a aspectos relativos à influência desses parâmetros em uma possível não linearidade da envoltória de ruptura com aumentos na tensão normal aplicada. A observação visual da estrutura do solo e o valor do índice de vazios desse latossolo, da ordem de 1.50, podem ser indicações de um solo de estruturação elevada, que poderia ter sido alterada parcialmente pela inundação. Assim, o argumento de que apenas a sucção explicaria as diferenças entre as envoltórias de ruptura das amostras natural e inundada não se aplica no presente caso. Outro aspecto que merece consideração é que, no caso desse latossolo, deve-se levar em conta nas análises que os índices de vazios médios das amostras ensaiadas no estado natural e inundadas apresentam uma variação que poderia

justificar, parcialmente, o comportamento das envoltórias de ruptura das amostras natural e inundada.

4.5.3. Latossolo Vermelho-Amarelo

As envoltórias de ruptura representativas das respostas geotécnicas quanto à resistência ao cisalhamento do Latossolo Vermelho-Amarelo nas condições natural e inundada constam na Figura 37. Segue-se, também, no Quadro 38, os respectivos valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento oriundos destas envoltórias.

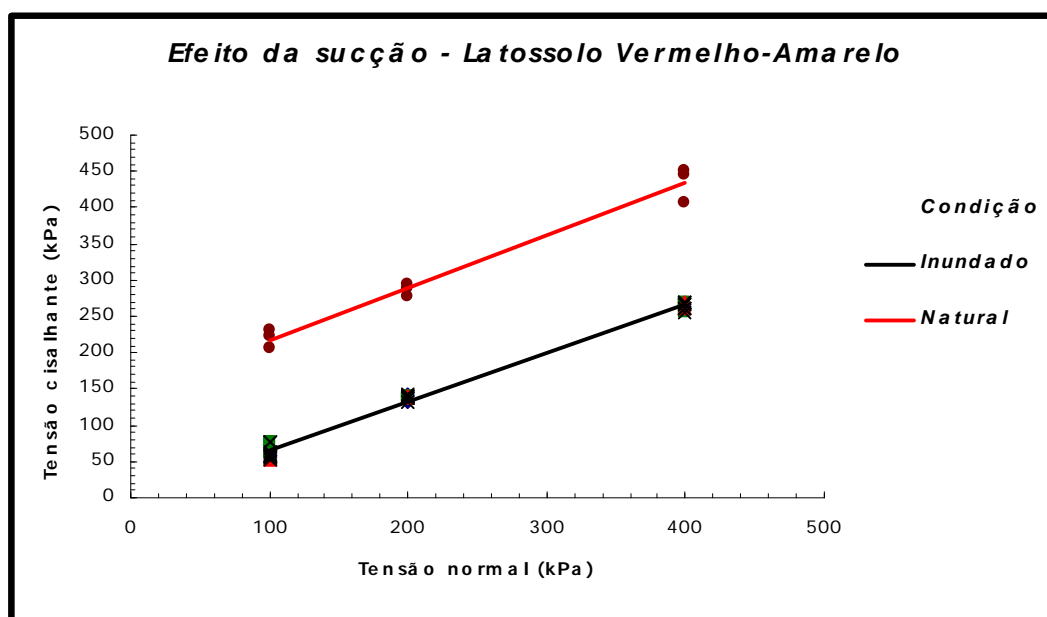


Figura 37. Envoltórias de ruptura de ensaios de cisalhamento direto nas condições natural e inundada – Latossolo Vermelho-Amarelo.

Quadro 38. Parâmetros de resistência ao cisalhamento do Latossolo Vermelho-Amarelo obtidos de amostras ensaiadas no estado natural e após inundação.

Condição do solo	Coesão (kPa)	ϕ ($^{\circ}$)	R^2
Natural	147	36	0.9778
Inundado	0	34	0.9931

Aplica-se, no presente caso, o conjunto de observações apresentadas para o Latossolo Variação Una, mas, no presente caso, as envoltórias de ruptura são quase paralelas, o que sugere um menor efeito da inundação na

estrutura do solo, prevalecendo, após inundação, majoritariamente o efeito da queda na sucção.

4.5.4. Saprólítico de gnaíse

As envoltórias de ruptura representativas das respostas geotécnicas quanto à resistência ao cisalhamento do Saprólítico de gnaíse nas condições natural e inundada constam na Figura 38. O Quadro 39 apresenta os parâmetros de resistência ao cisalhamento associados às envoltórias.

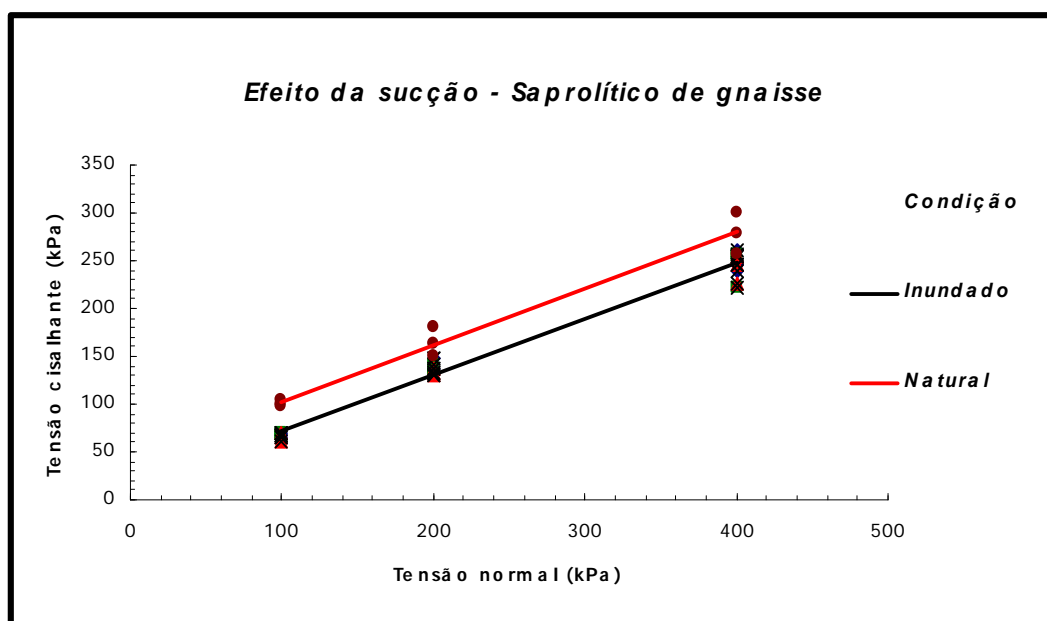


Figura 38. Envoltórias de ruptura de ensaios de cisalhamento direto nas condições natural e inundada para o solo saprólítico de gnaíse.

Quadro 39. Parâmetros de resistência ao cisalhamento – Saprólítico de gnaíse natural e inundado.

Condição do solo	Coesão (kPa)	ϕ ($^{\circ}$)	R^2
Natural	44	31	0.9710
Inundado	13	30	0.9834

No presente caso, observa-se a existência de um intercepto ou coesão para ambas as envoltórias, o que é facilmente explicável, no caso das amostras inundadas, pelas particularidades de formação do solo saprólítico que ainda exhibe ligações provavelmente de natureza pétreas, herdadas da rocha matriz. Quanto à influência da água nos parâmetros de resistência ao

cisalhamento do solo saprolítico de gnaise, observa-se que as envoltórias são praticamente paralelas, o que sugere que o efeito da inundação das amostras manifesta-se, majoritariamente, no parâmetro sucção.

4.6. Comparação entre os métodos de ensaio

Analisa-se, presentemente, as respostas geotécnicas do Latossolo Variação Una, considerando-se os ensaios de cisalhamento direto e triaxial consolidado drenado. A escolha desse solo para essa análise deve-se ao fato de que, em comparação com os outros solos ensaiados, ele apresenta o conjunto de dados mais homogêneo e de menor variabilidade, no que se refere aos parâmetros teor de umidade e índice de vazios. Teve-se por base para tal análise as envoltórias de ruptura representativas de todos os dados coletados decorrentes da realização dessas modalidades de ensaio para este solo na condição natural e os parâmetros de resistência ao cisalhamento associados às mesmas.

As envoltórias representativas das respostas geotécnicas pertinentes ao cisalhamento do Latossolo Variação Una constam na Figura 43, e os respectivos parâmetros de resistência ao cisalhamento figuram no Quadro 40.

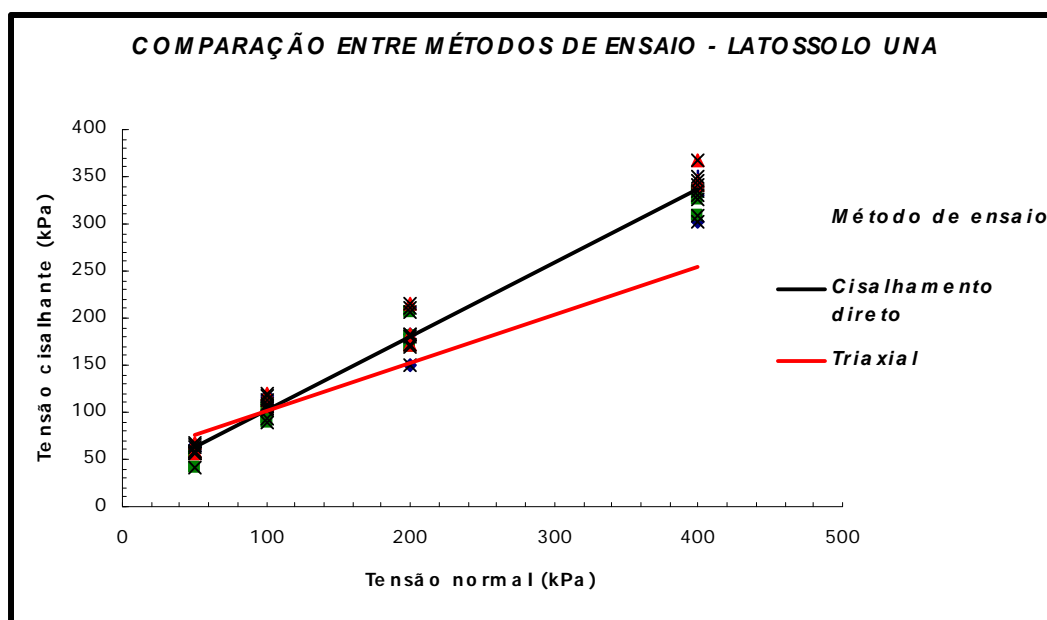


Figura 39. Envoltórias de ruptura de ensaios de cisalhamento direto e triaxial consolidado drenado realizados no Latossolo Variação Una em amostras ensaiadas no estado natural.

Quadro 40. Parâmetros de resistência ao cisalhamento do Latossolo Variação Una obtidos de ensaios de cisalhamento direto e triaxial consolidado drenado.

Método de ensaio	Coesão (kPa)	ϕ ($^{\circ}$)	R^2
Cisalhamento direto	25	38	0.9780
Triaxial	50	27	0.9796

A análise dos dados apresentados na Figura 39 e Quadro 40 leva à constatação da ocorrência de variação significativa nos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo. Embora seja esperado esse tipo de comportamento, haja vista que os modos de ruptura de ambos os ensaios diferem, observa-se uma variação significativa no ângulo de atrito e na coesão, da ordem de 50 e 40%, respectivamente. A variação do ângulo de atrito é em muito superior aos valores sugeridos na literatura para solos de regiões temperadas, sedimentares, comumente da ordem de 10% a mais para o ensaio de cisalhamento direto.

4.7. Limitações do Presente Trabalho

Dentre os obstáculos e limitações ao desenvolvimento deste programa de pesquisa, pode-se destacar:

- i) o presente trabalho foi executado concomitantemente com o desenvolvimento da reforma do Laboratório de Engenharia Civil (LEC) da UFV, o que levou a que ocorressem problemas com a qualidade de armazenamento de algumas amostras de solos na câmara úmida. Esse fato redundou na perda de um número significativo de ensaios, como se apresenta no Quadro 7, por excesso de variação no teor de umidade das amostras;
- ii) a inexistência de dispositivo tipo “no-break” capaz de manter a continuidade dos ensaios por grande extensão de tempo, prevenindo problemas relativos à ocorrência de picos de luz

ou quedas de energia, foi também a causa da perda de vários ensaios, como se informa no Quadro 7. Destaca-se que, na atualidade, problemas desta natureza são quase uma regra no dia-a-dia do Campus da UFV;

- iii) dadas as limitações salientadas no item (ii), tornou-se inviável a realização do conjunto de ensaios de cisalhamento direto à velocidade de 0,001mm/min, inicialmente prevista no corpo do projeto de pesquisa originalmente apresentado para o presente trabalho. Se realizados, esses ensaios levariam a tempos de execução da ordem ou superiores a 4 (quatro) dias ininterruptos, a fim de se obter a resistência ao cisalhamento máxima ou a resistência ao cisalhamento correspondente à deformação máxima admitida de 20%;
- iv) o software Lab Windows/CVI empregado no presente trabalho apresenta como limitação o fato de não salvar os dados de ensaio coletados até o instante de ocorrência de um pico ou queda de energia, não permitindo, o aproveitamento dos dados até então arquivados, impondo, pois, a necessidade de se repetir o ensaio.

5. CONCLUSÕES

Considerando a gama de tensões normais e confinantes, bem como as condições de inundação das amostras e velocidades de carregamento empregadas, os resultados do presente trabalho permitem concluir que:

- (i) para uma mesma velocidade de compressão, o ensaio de cisalhamento direto sem inundação leva a uma maior dispersão de resultados do que o ensaio triaxial, refletindo as limitações do próprio ensaio, já conhecidas e relatadas no corpo do presente trabalho, bem como uma maior influência da sucção e, provavelmente em menor grau, da estrutura na dispersão dos resultados, podendo-se relacionar essa maior variação aos modos de ruptura específicos de cada ensaio;
- (ii) quando se considera toda a gama de tensões normais e de confinamento empregadas não se observa um padrão de variação nos parâmetros coesão e ângulo de atrito interno que venha a sugerir uma relação com a velocidade de carregamento empregada no ensaio. Assim, para fins práticos, pode-se afirmar que a velocidade de carregamento não influencia, significativamente, a resistência ao cisalhamento das amostras de solo ensaiadas. Essa constatação é, também, reafirmada quando se trabalhou com um banco de dados que apresentou menor variabilidade no teor de umidade e índice de vazios,

minimizando, assim, um possível efeito da sucção nos resultados dos ensaios realizados;

- (iii) para fins práticos, o tempo de inundação das amostras de solo não influencia, significativamente, a resistência ao cisalhamento dos solos;
- (iv) a comparação de resultados dos ensaios de cisalhamento direto sem inundação e após inundação, para uma mesma velocidade, evidencia a influência da sucção e da estrutura na resistência ao cisalhamento dos solos. Porém a avaliação do efeitos desses elementos na resistência ao cisalhamento dos solos ensaiados está fora do escopo do presente trabalho.

6. RECOMENDAÇÕES

Um dos aspectos positivos do presente trabalho foi a conclusão de que a velocidade de carregamento, para os limites de variação e os solos aqui ensaiados, não influencia significativamente a resistência ao cisalhamento dos solos. Vencida essa etapa do emprego de equipamentos convencionais na análise de fatores ligados à resistência ao cisalhamento dos solos tropicais estruturados, torna-se necessário o desenvolvimento de pesquisas que analisem, também, a influência da estrutura e da sucção na resistência ao cisalhamento desses solos. Nesse sentido, informa-se que existe a predisposição do grupo geotécnico da UFV em analisar esse aspecto, trabalhando-se com ensaios de laboratório de maior sofisticação, como se segue:

- (i) realização de ensaios triaxiais de sucção controlada realizados em solos artificialmente reconstituídos (compactados) sem e com a incorporação de diferentes teores de aditivo químico, por exemplo cimento;
- (ii) realização de ensaios com amostras saturadas e não-saturadas;
- (iii) avaliação preliminar do efeito da estrutura e da sucção na resistência ao cisalhamento dos solos;

- (iv) avaliação do grau de saturação das amostras ao fim do tempo de inundação utilizado;
- (v) realização de um estudo comparativo de resistência ao cisalhamento de várias ocorrências de solos via ensaios de cisalhamento direto e triaxiais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AZEVEDO, M.A.A. Contribuição ao estudo geotécnico de solos de Viçosa-MG. Viçosa: UFV, 1999. 174 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, 1999.

BARBOSA, P.S.A. Comunicação pessoal. Viçosa-MG, Universidade Federal de Viçosa, 2002.

BISHOP, A.W., HENKEL, D.J. The measurement of soil properties in triaxial test. London, Edward Arnold, 1962, 227p.

BRAND, E.W. Analysis and design in residual soils. In: Conf. on Engng. in Tropical and Residual Soils, 1982, Honolulu. Proceedings...Honolulu: 1982. p. 89-143.

BRAND, E.W. Some thoughts on rain-induced slope failures. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 10, 1981, Stockholm. Proceedings...Stockholm: 1981. v.3.p.373-376.

BRESSANI, L.A. Field suction Measurements in a Residual Soil Slope. Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2nd Pan-American Symposium on Landslides – 2nd COBRAE, 1997, v.1, p.363-369.

BUENO, B.S., LIMA, D.C., MINETTE, E. Geotechnical Aspects of Viçosa Soils. In: US/Brazil Geotechnical Workshop on Applicability of Classical Soil Mechanics Principles to Structured Soils, 1992, Belo Horizonte. Anais...Belo Horizonte: NSF/UFV/FAPEMIG/CEMIG/CNPq, 1994. p.349-359.

DÉCOURT, L., Stability of slopes in residual soils. In: Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng., 9, 1977, Tokio. Proceedings...Tokio: 1977. v.2 p. 41-42.

FREDLUND, D.G. Slope Stability Analysis Incorporating the Effect of Soil Suction. New York: John Wiley & Sons Ltda., 1987. p. 113-144.

FREDLUND, D.G., MORGENSTERN, N.R., WIDGER, R.A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. In: Canadian Geotechnical Journal., 15(3): 313-321.

FREDLUND, D.G., VANAPALLI, S., XING, A., PUFAHL, D.E. (1995a). Predicting the shear strength function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris: 63-69.

FREDLUND, D.G., XING, A., FREDLUND, M.D., BARBOUR, S.L. (1995b). The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal. 32(3): 440-448.

HEAD, K.H. Manual of Soil Laboratory Testing. New York, John Wiley & Sons, 1986, vol. 3, 495 p.

HEAD, K.H. Manual of Soil Laboratory Testing. New York, John Wiley & Sons, 1982, vol. 2, 412p.

HO, K.H. The Shear Strength of Unsaturated Hong Kong Soils. University of Saskatchewan, Saskatchewan, Canada, 1982 (Tese de Mestrado).

HUNT, T. Slope Failures in Colluvium Overlying Weak Residual Soils in Hong Kong. Conference on Engineering in Tropical and Residual Soils, Honolulu, Proc., 1982. p. 443-62.

KER, J.C., SCHAEFER, C.E.R. Roteiro da excursão do XXV Congresso Brasileiro de Ciência do Solo: Viçosa-Sete Lagoas. Viçosa: Departamento de Solos, Universidade Federal de Viçosa, 1995. 47p.

LEROUEIL, S. Critical state soil mechanics and the behavior of real soils. In: SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN SOIL AND PAVEMENT MECHANICS, 1997, Rio de Janeiro, p.27-33.

LEROUEIL, S., VAUGHAN, P.R. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. In: Geotechnique 40, No.3, 1990, 467-488.

LIMA, D.C.; NIETO, A.S.; VIOTTI, C.B.; BUENO, B.S. Executive Summary, Proceedings of the US/Brazil Geotechnical Workshop on Applicability of Classical Soil Mechanics Principles to Structured Soils, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brazil, November 23-25, p 1-13, 1994.

LUIS, P. G. Caracterização Geotécnica e Considerações sobre a Estabilidade de Taludes em Solos Residuais de Viçosa – MG. Viçosa-MG, Imprensa Universitária, Universidade Federal de Viçosa, 159 p., 1999. (Tese de Mestrado).

LUMB, P. Effect of rainstorms on slope stability. Symposium on Hong Kong Soils, 73-78, Hong Kong, 1962.

LUMB, P. Slope failures in Hong Kong. In: Quaterly Journal of Engineering Geology, v.8., p 31-65, 1975.

MALONE, A.W., SHELTON, J.C. Landslides in Hong Kong 1978-1980. In: Conf. on Engng. in Tropical and Residual Soils, 1982, Honolulu. Proceedings...Honolulu: 1982. p. 425-442.

PINHEIRO, R.J.B., BRESSANI, L.A, BICA, A.V.D. A Study on the Residual Shear Strength of Two Unstable Slopes in the State of Rio Grande do Sul. Rio de Janeiro, 2nd Pan-American Symposium on Landslides – 2nd COBRAE, 1997. v. 1. p. 443-52.

PRADO DE CAMPOS, L.E.P. Influência da sucção na estabilidade de taludes naturais em solos residuais. Rio de Janeiro: PUC, 1984. 173 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica, 1984.

SANDRONI, S.S., MACCARINI, M. Ensaios Triaxiais e de Cisalhamento Direto em uma Ocorrência de Solo Residual Gnáissico Jovem Rico em Feldspato. Rio de Janeiro, Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, 21-23 de setembro, 1981, pp. 324-339.

SCHAEFER, C.E.R. The microstructure of Brazilian latosols as long-term biotic constructs. In: CONGRESSO LATINO-AMERICANO DE CIÊNCIA DO SOLO, 13, 1996, Piracicaba. Anais... Piracicaba: s. n., 1996. p.1-20.

SCHMERTMANN, J.H. 1991. The mechanical aging of soils. J. of Geotech. Engrg., ASCE, 117(9): 1288-1330.

TERZAGHI, K. 1950. Mechanism of Landslides. In: "Application of Geology to Engineering Practice." Berkeley Volume, pp. 83-123, Geological Society of America.

US/BRAZIL WORKSHOP. Geotechnical Engineering Workshop on Aplicability of Classical Soil Mechanics Principles to Structured Soils, Belo Horizonte, Nov. 1992. Edited by: Dario cardoso de lima, Alberto Nieto, Cássio B. Biotti e Benedito de Souza Bueno, Viçosa-MG, Brazil, Agosto, 1994, 436p.

VANAPALLI, S.K., FREDLUND, D.G., PUFAHL, D.E., CLIFTON, A.W. (1996). Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. Canadian Geotechnical Journal., 33(3): 379-392.

VARGAS, M.; PICHLER, E. Residual soil and rock slides in Santos (Brazil). 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, (2), 394-398, London, 1957.

VAUGHAN, P.R. (1992). Contribution to the study of residual and other structured soils. In: US/Brazil Geotechnical Workshop on Aplicability of Classical Soil Mechanics Principles to Structured Soils, p-339-348.

VAUGHAN, P.R., (1985) Mechanical and hydraulic properties of in situ residual soils-general report. 1st Int. Conf. Geomechanics in Tropical Soils, Brasilia 3, 231-263.

WOLLE, C.M., HACHICH, W. Rain-induced landslides in southeastern Brazil. In: Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng., 12, 1989, Rio de Janeiro. Proceedings...Rio de Janeiro: 1989. p. 1639-1942.

APÊNDICE A

RESULTADOS DE ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO E TRIAXIAL CONSOLIDADO DRENADO

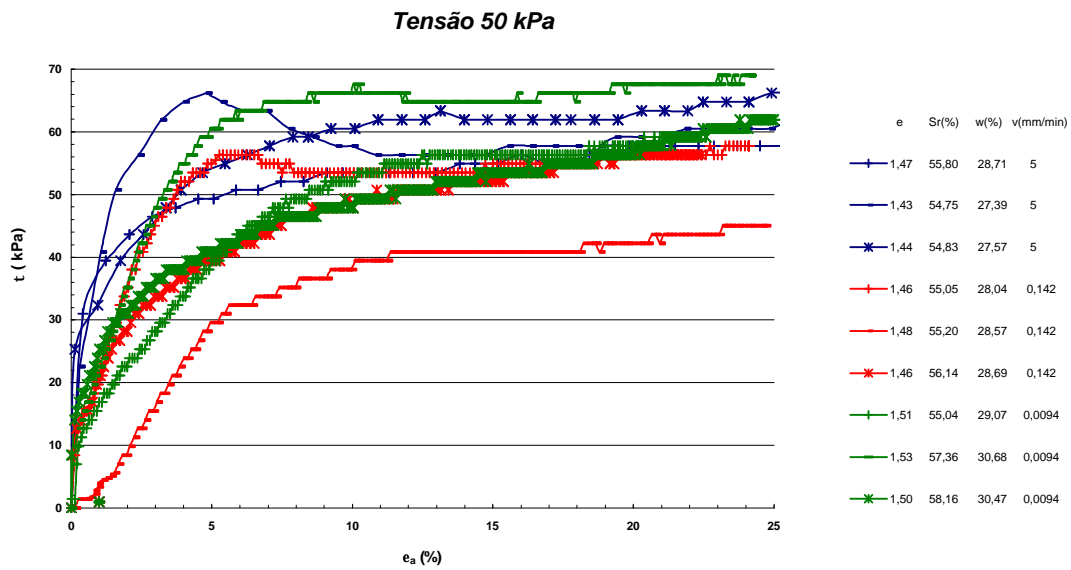


Figura A1. Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 50 kPa – Latossolo Variação Una natural.

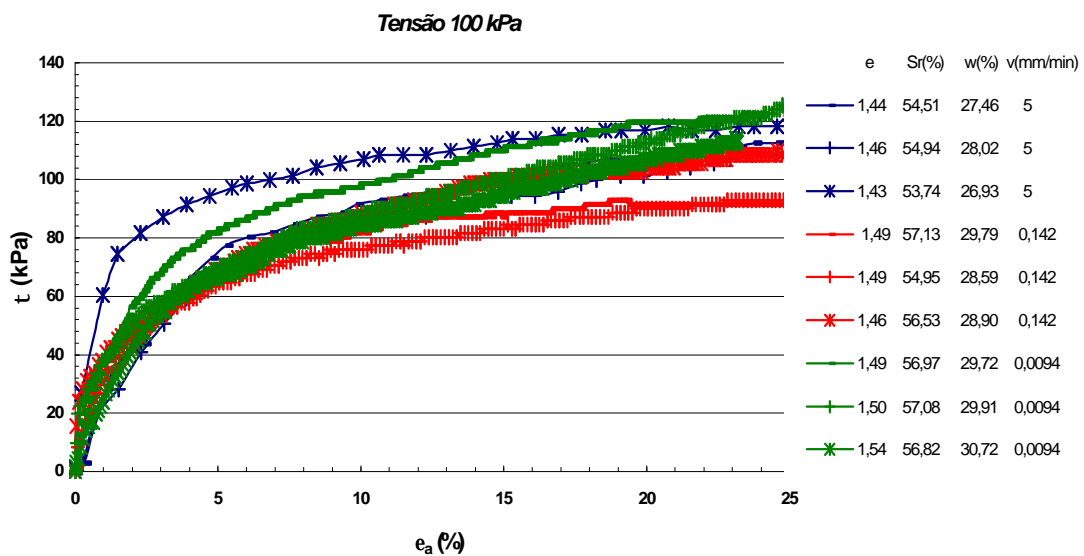


Figura A2. Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 100 kPa – Latossolo Variação Una natural.

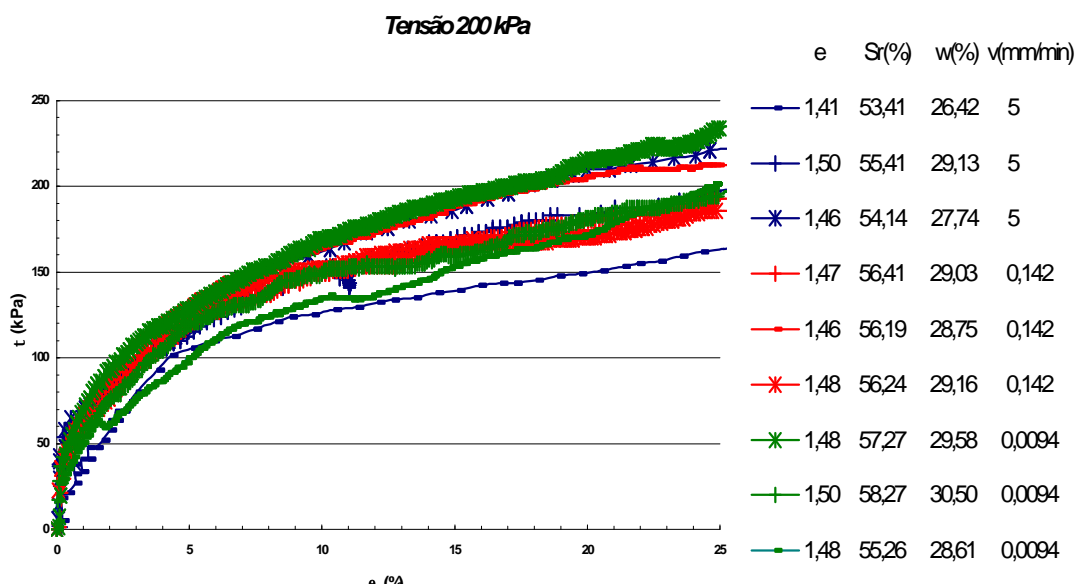


Figura A3. Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 200 kPa – Latossolo Variação Una natural.

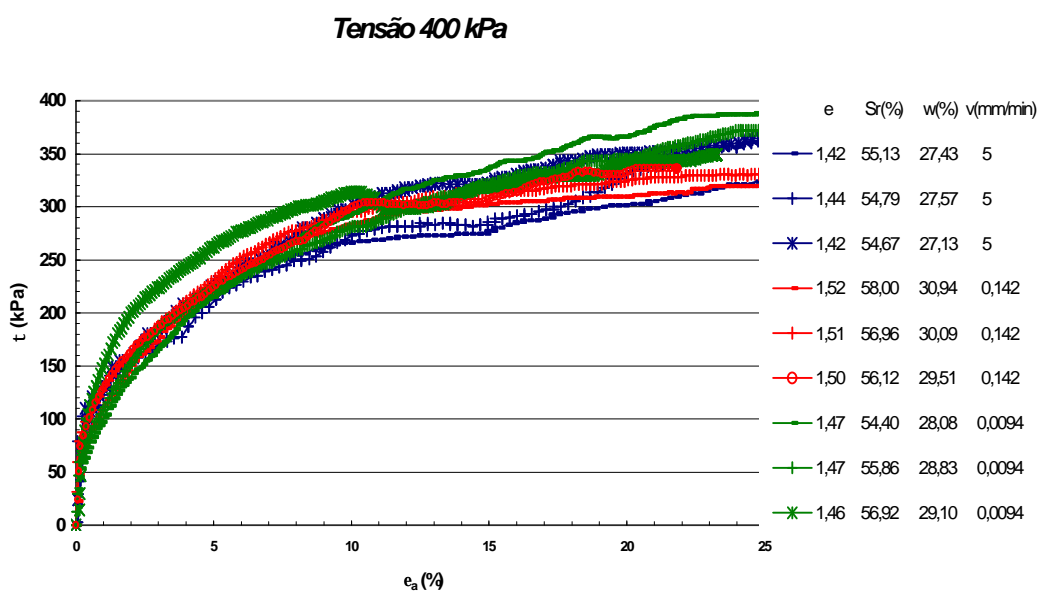


Figura A4. Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 400 kPa - Latossolo Variação Una natural.

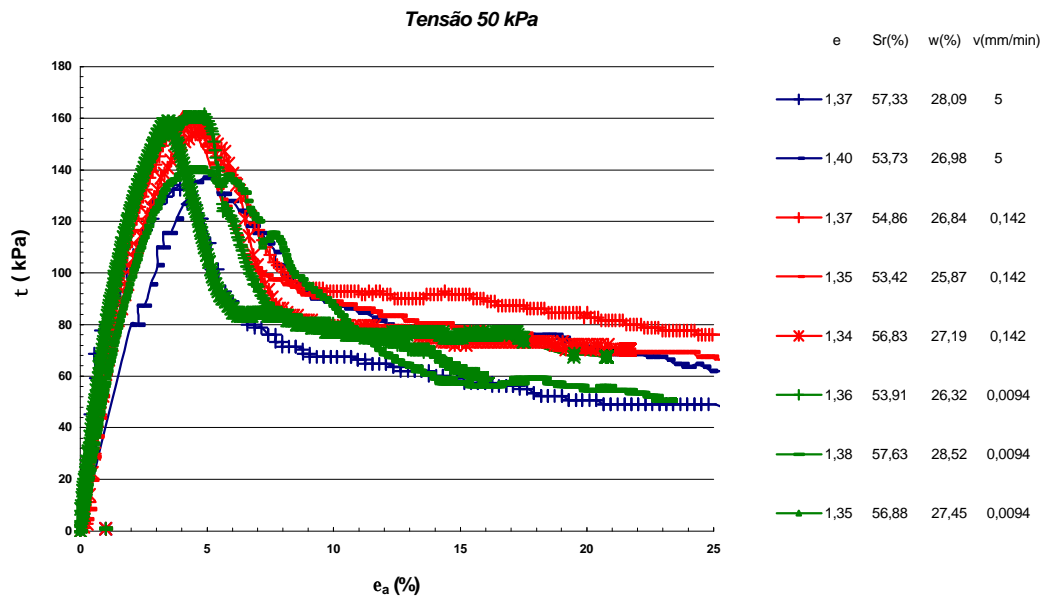


Figura A5. Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 50 kPa - Latossolo Vermelho-Amarelo natural.

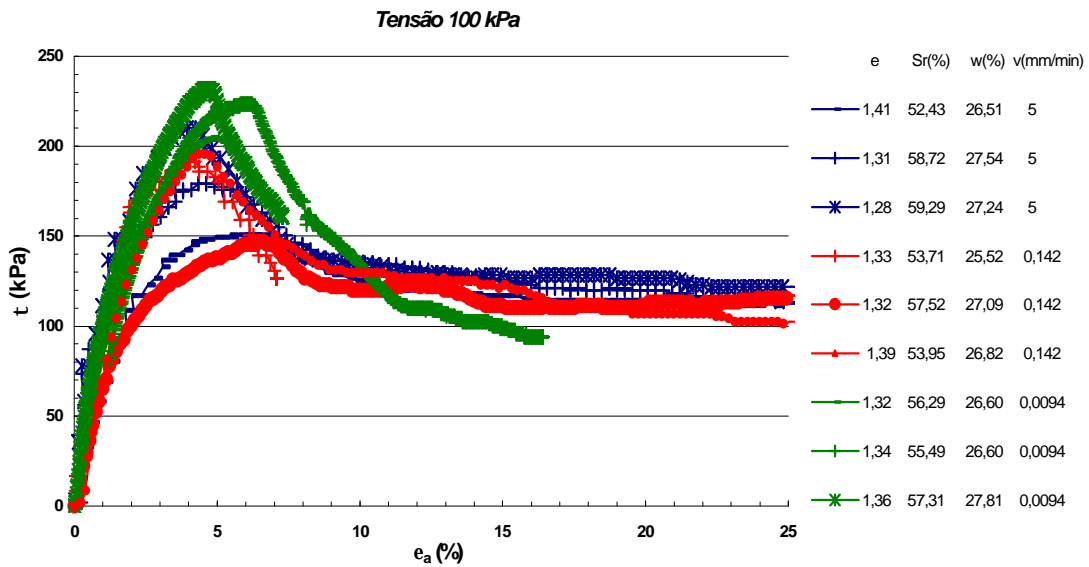


Figura A6. Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 100 kPa - Latossolo Vermelho-Amarelo natural.

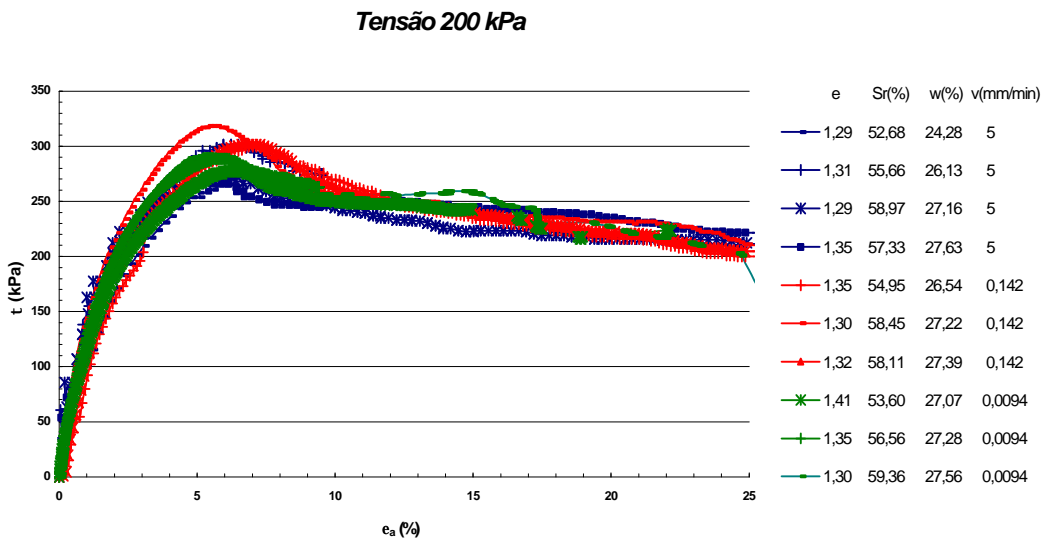


Figura A7. Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 200 kPa - Latossolo Vermelho-Amarelo natural.

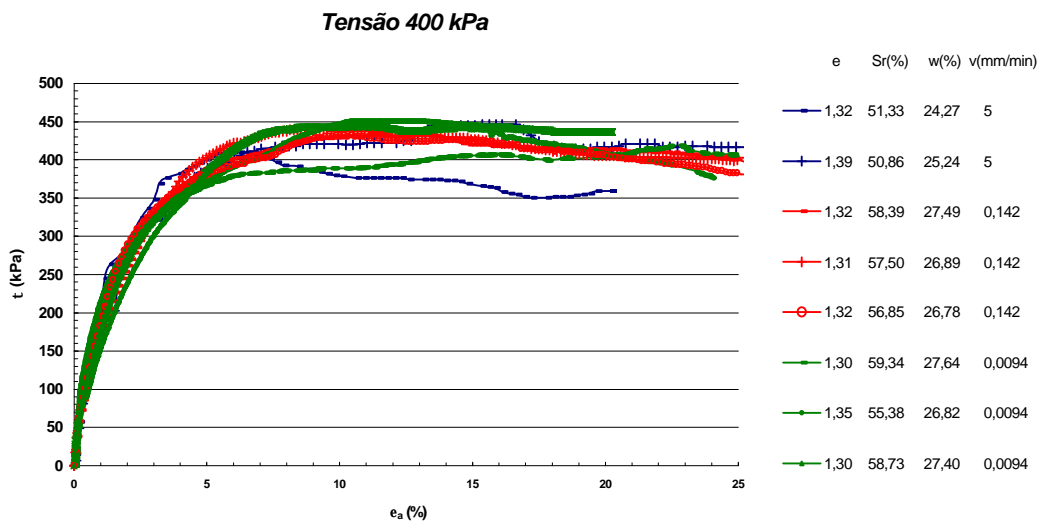


Figura A8. Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 400 kPa - Latossolo Vermelho-Amarelo natural.

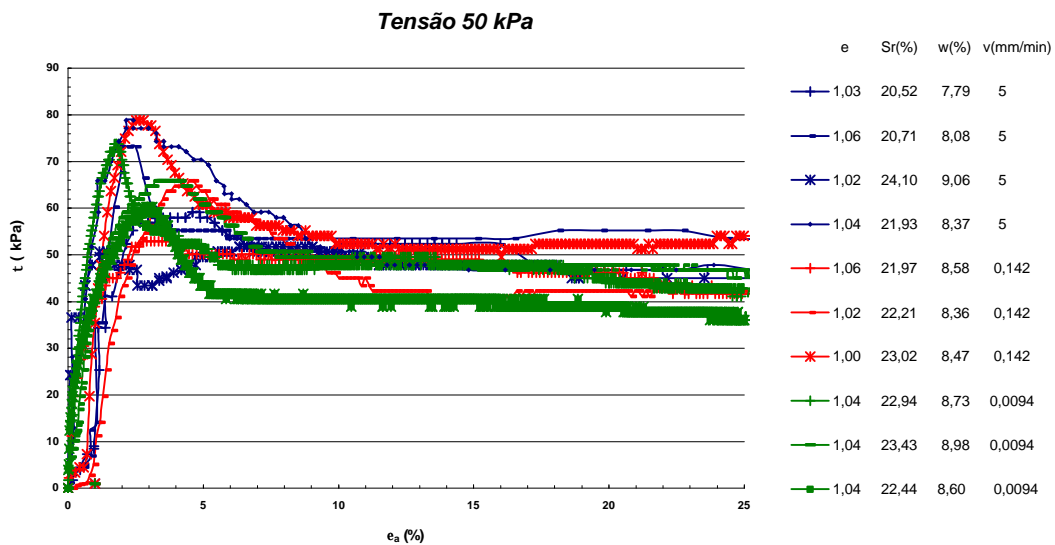


Figura A9. Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 50 kPa – Saprolítico de gnaiss natural.

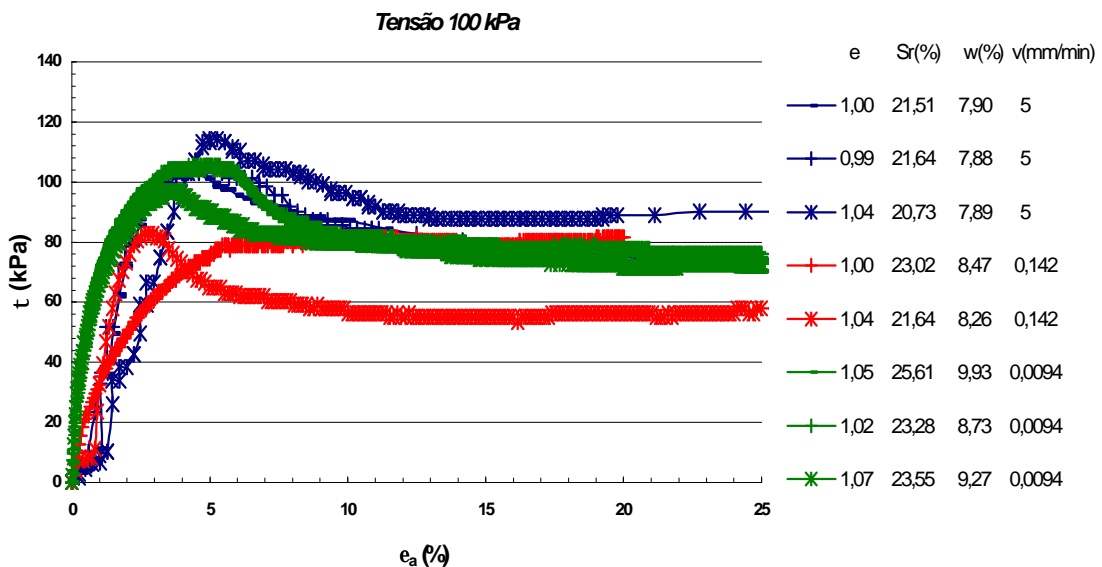


Figura A10. Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 100 kPa – Saprolítico de gnaiss natural.

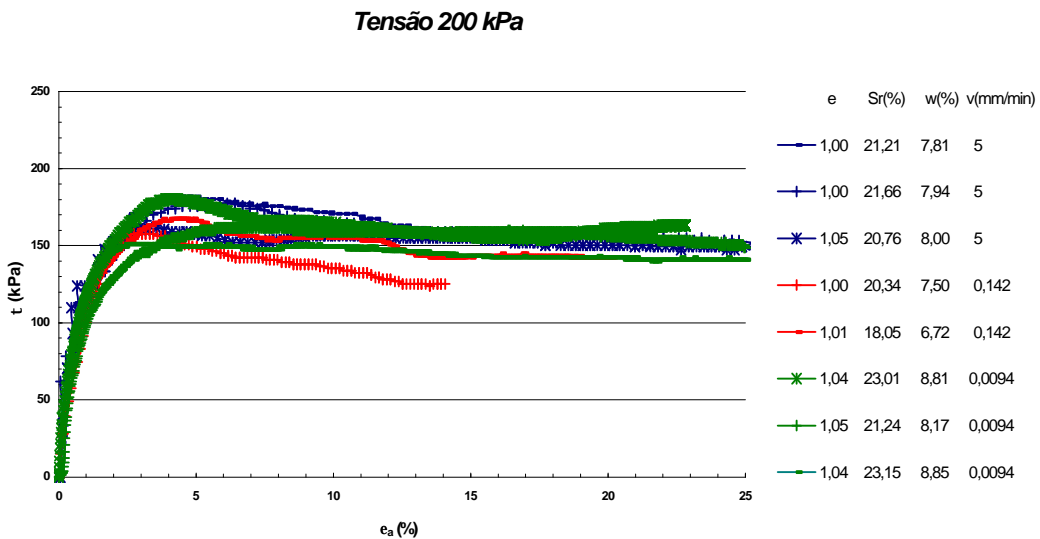


Figura A11. Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 200 kPa – Saprolítico de gnaiss natural.

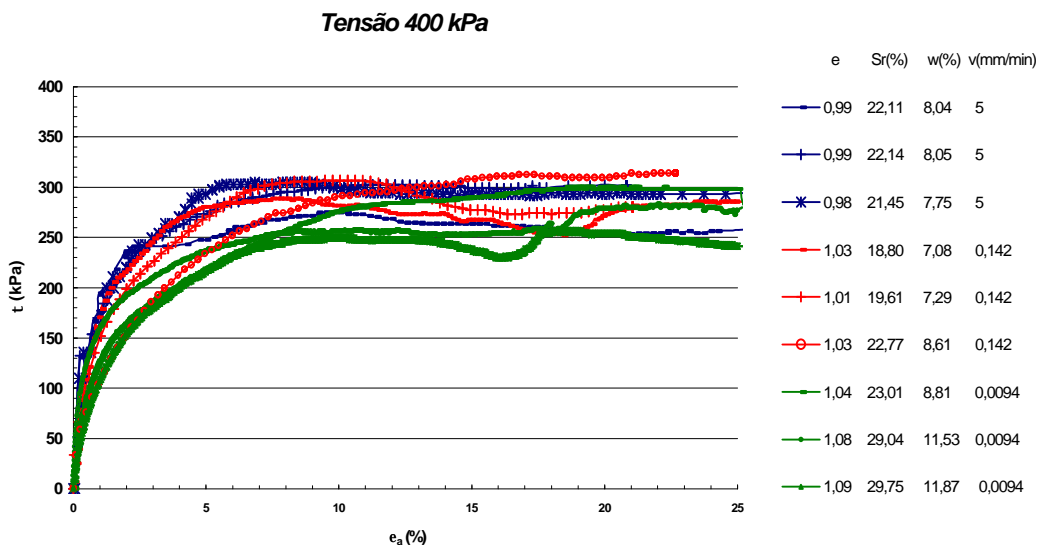


Figura A12. Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 400 kPa – Saprolítico de gnaiss natural.

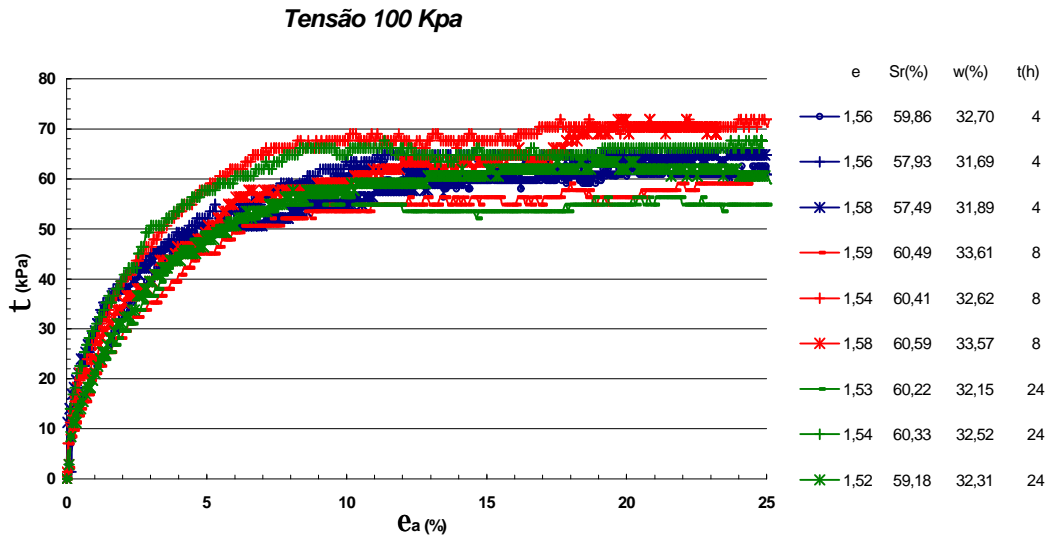


Figura A13. Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 100 kPa – Latossolo Variação Una inundado.

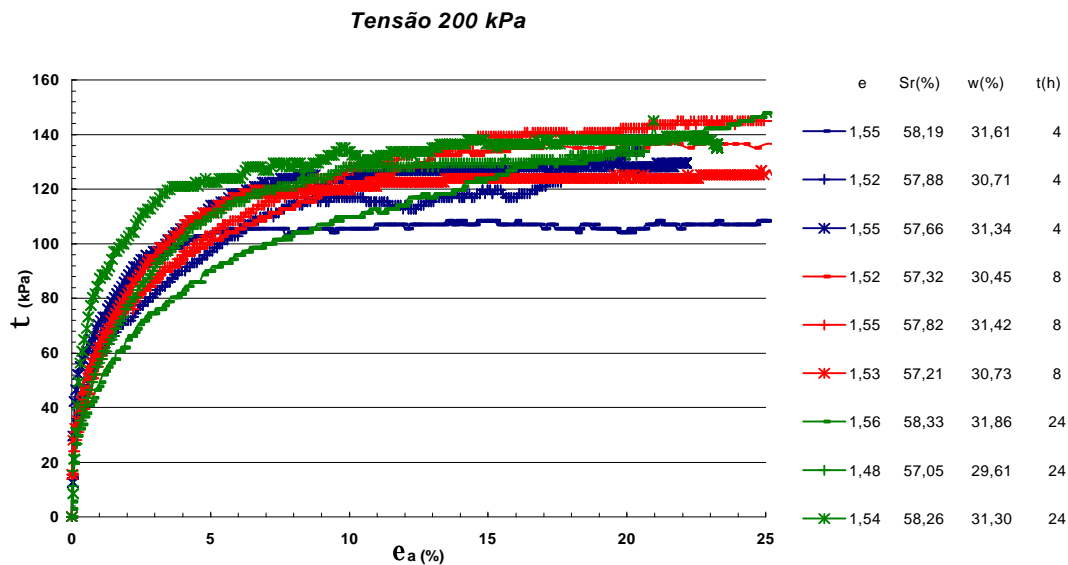


Figura A14. Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 200 kPa – Latossolo de Variação Una inundado.

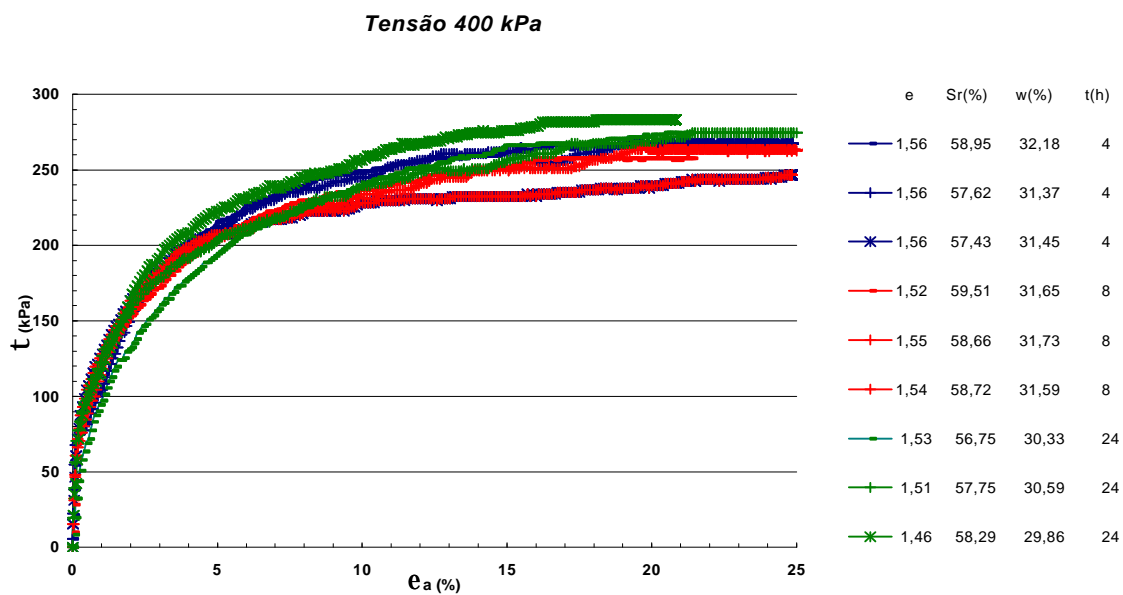


Figura A15. Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 400 kPa – Latossolo Variação Una inundado.

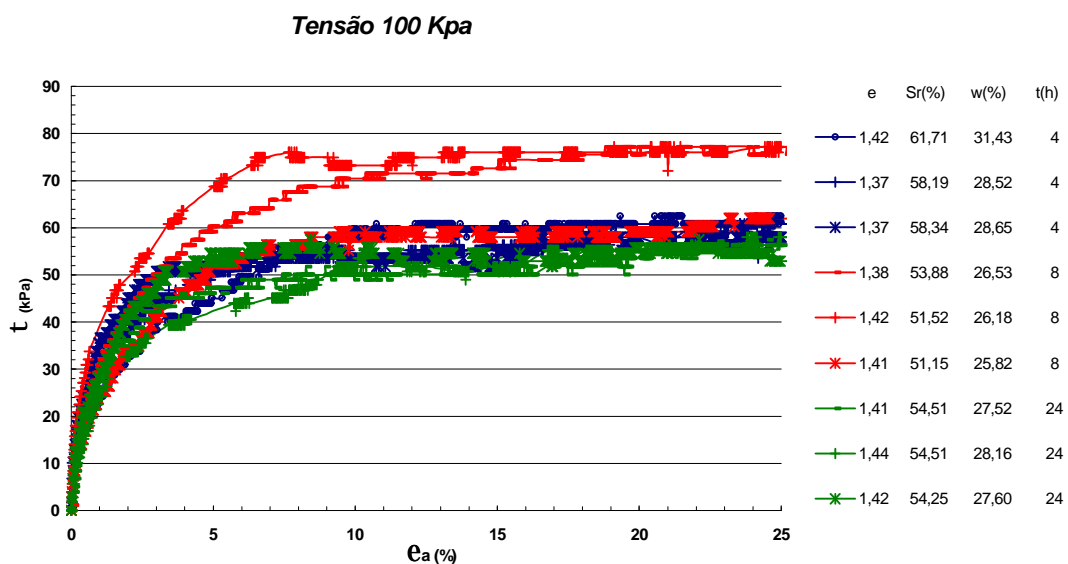


Figura A16. Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 100 kPa – Latossolo Vermelho-Amarelo inundado.

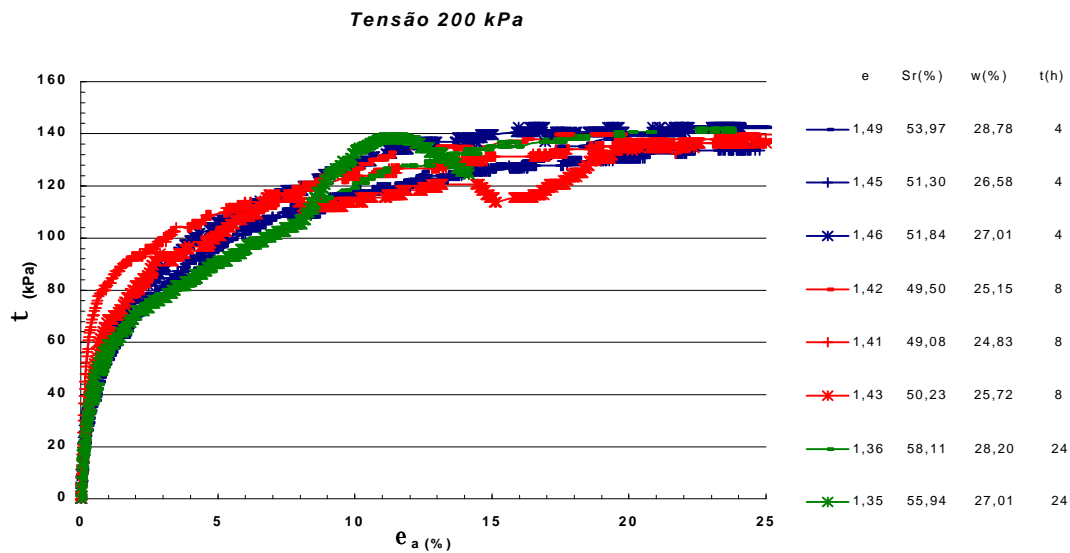


Figura A17. Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 200 kPa – Latossolo Vermelho-Amarelo inundado.

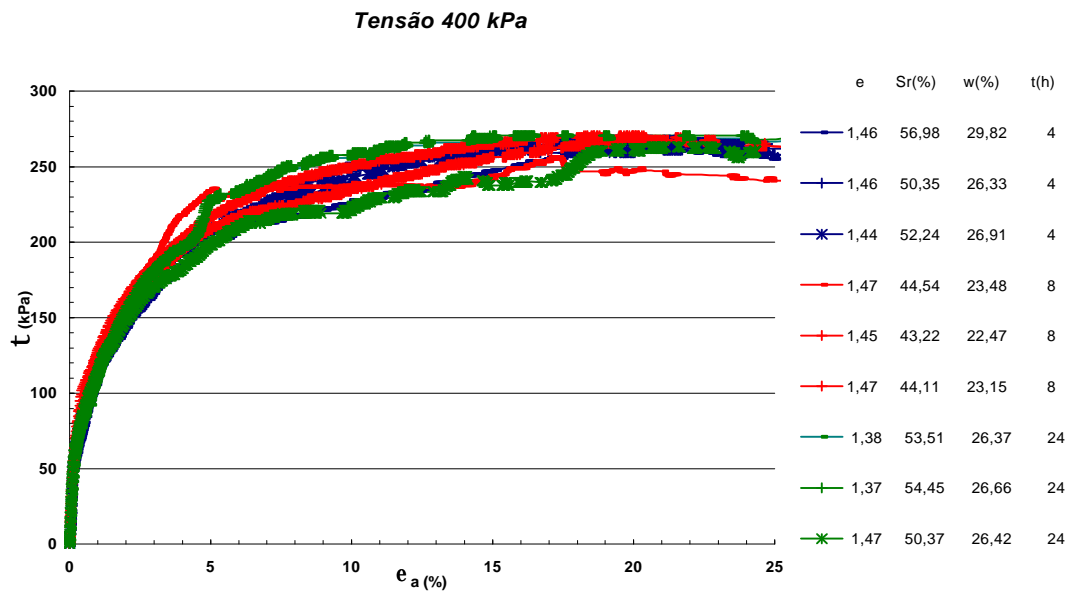


Figura A18. Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 400 kPa – Latossolo Vermelho-Amarelo inundado.

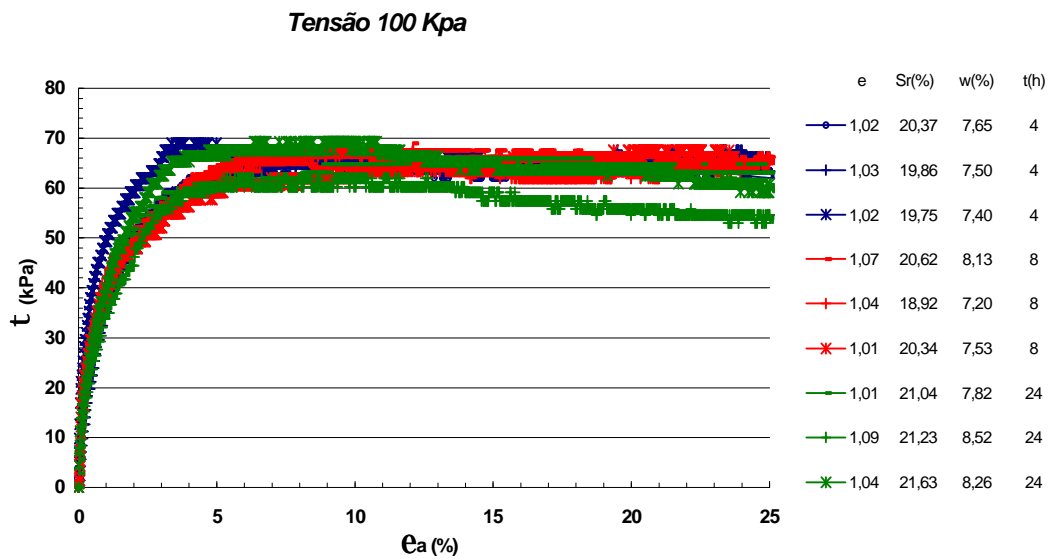


Figura A19. Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 100 kPa – Sapolítico de gnaiss inundado.

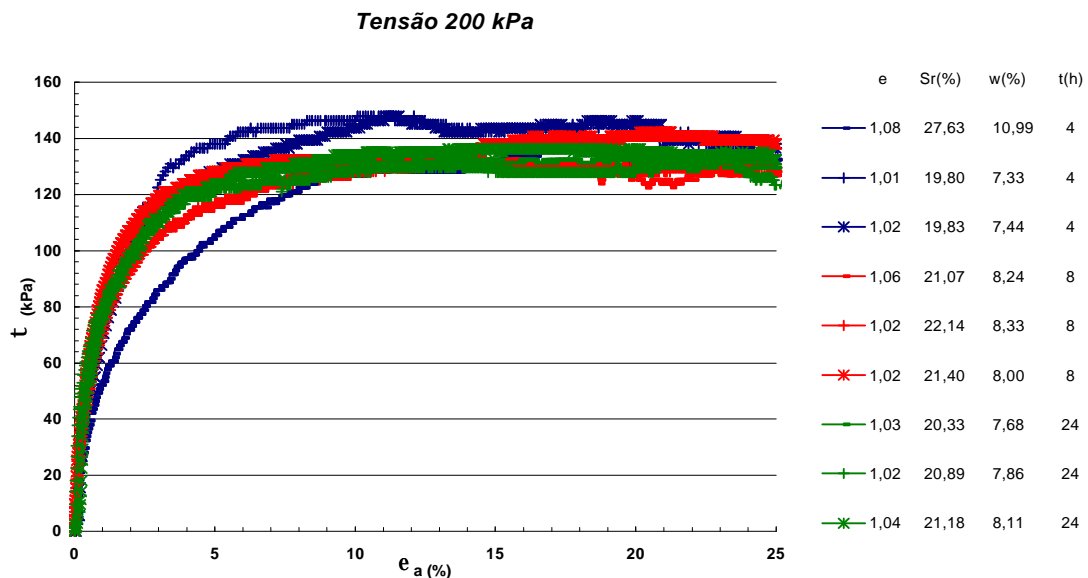


Figura A20. Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 200 kPa – Sapolítico de gnaiss inundado.

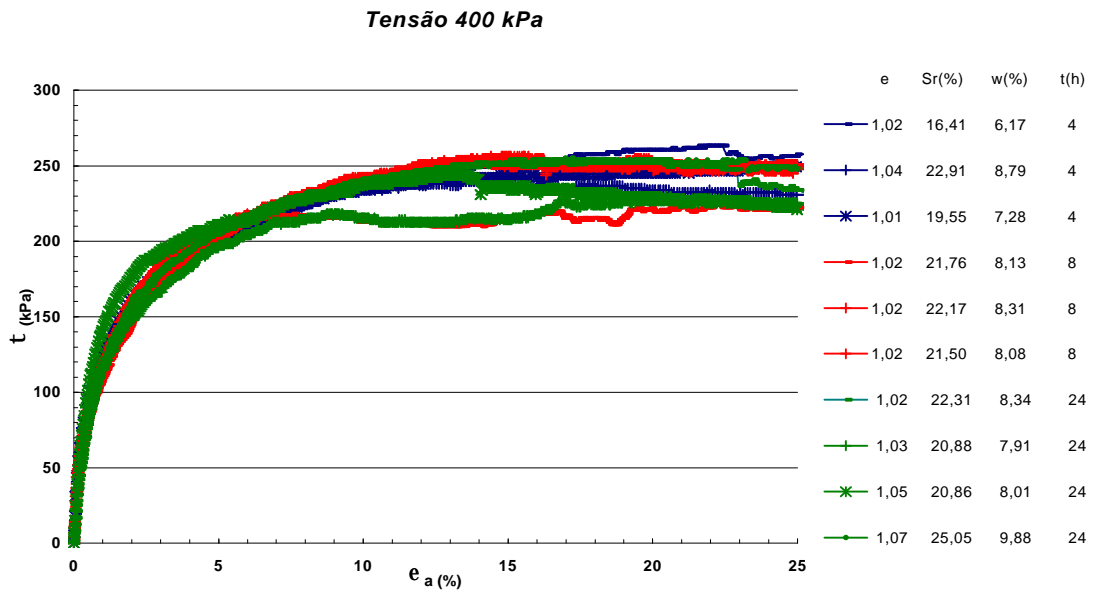


Figura A21. Curvas tensão-deformação axial de ensaios de cisalhamento direto – tensão normal de 400 kPa – Saprolítico de gnaiss inundado.

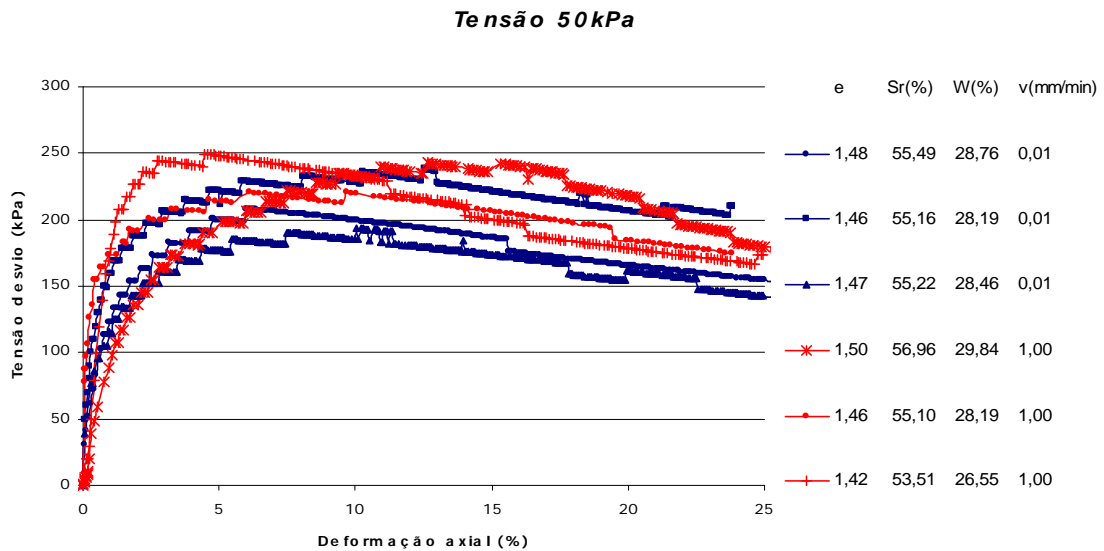


Figura A22. Curvas tensão-deformação axial de ensaios triaxiais – tensão confinante de 50 kPa – Latossolo Variação Una natural.

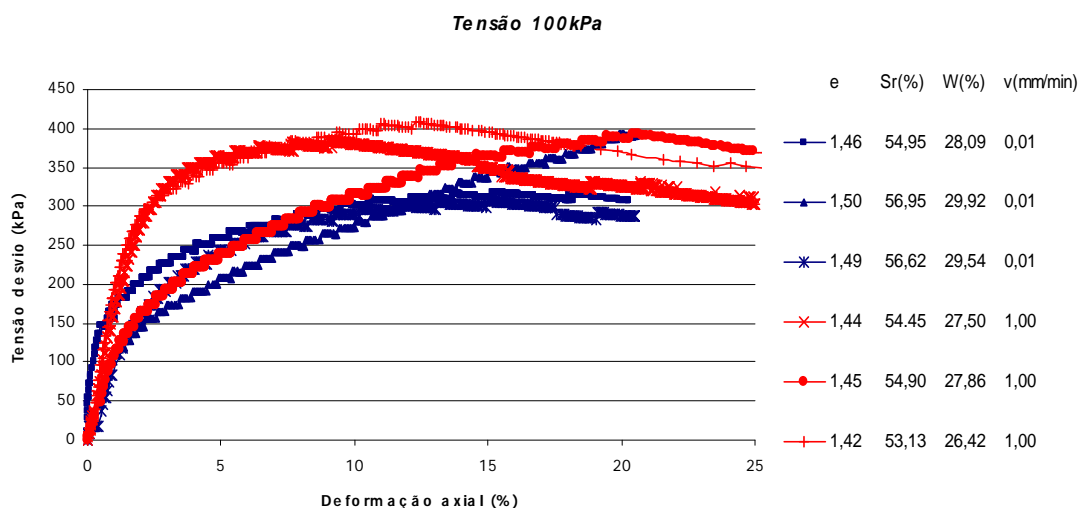


Figura A23. Curvas tensão-deformação axial de ensaios triaxiais – tensão confinante de 100 kPa – Latossolo Variação Una natural.

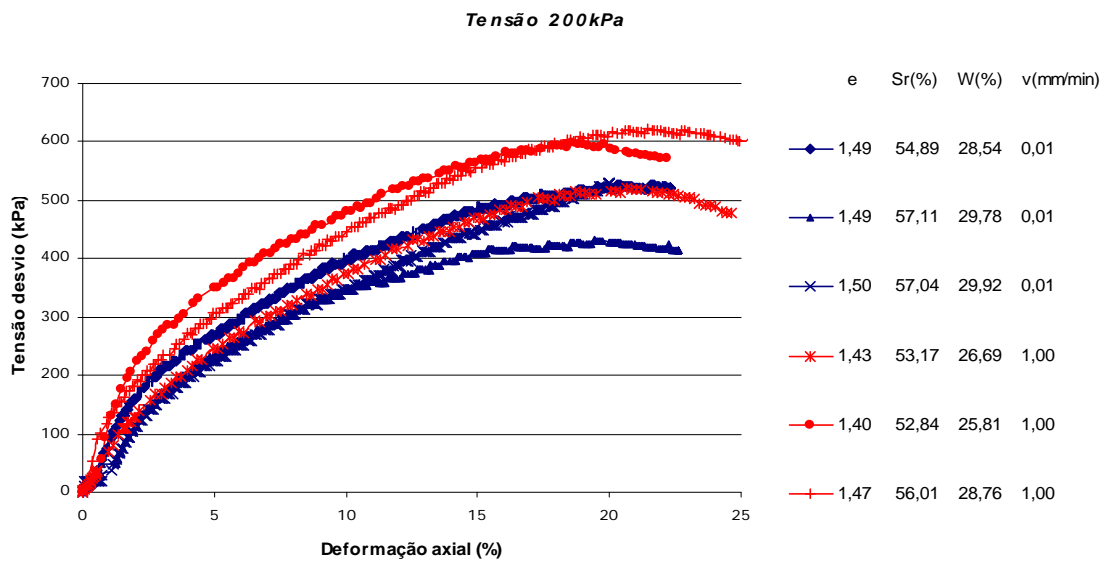


Figura A24. Curvas tensão-deformação axial de ensaios triaxiais – tensão confinante de 200 kPa – Latossolo Variação Una natural.

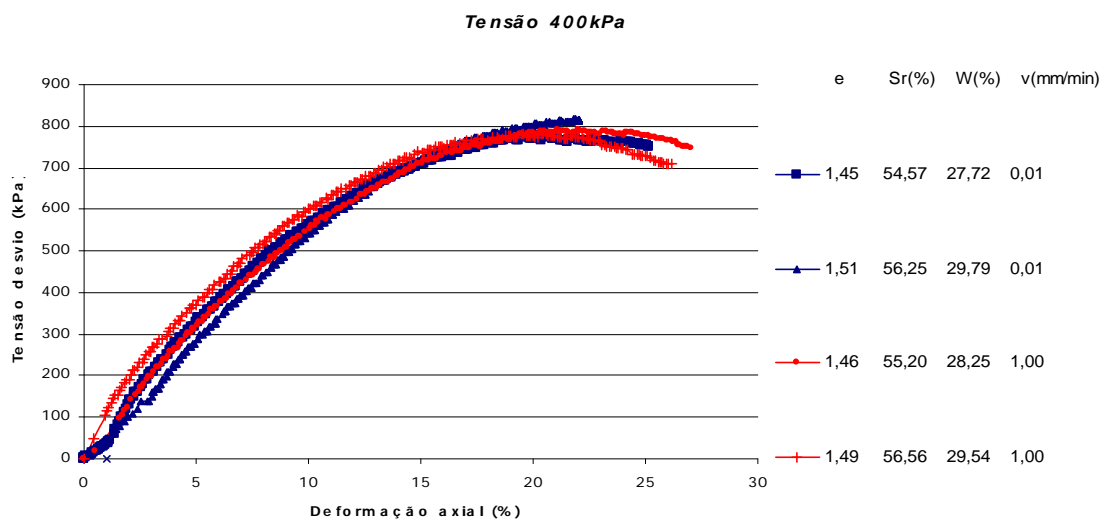


Figura A25. Curvas tensão-deformação axial de ensaios triaxiais – tensão confinante de 400 kPa – Latossolo Variação Una natural.

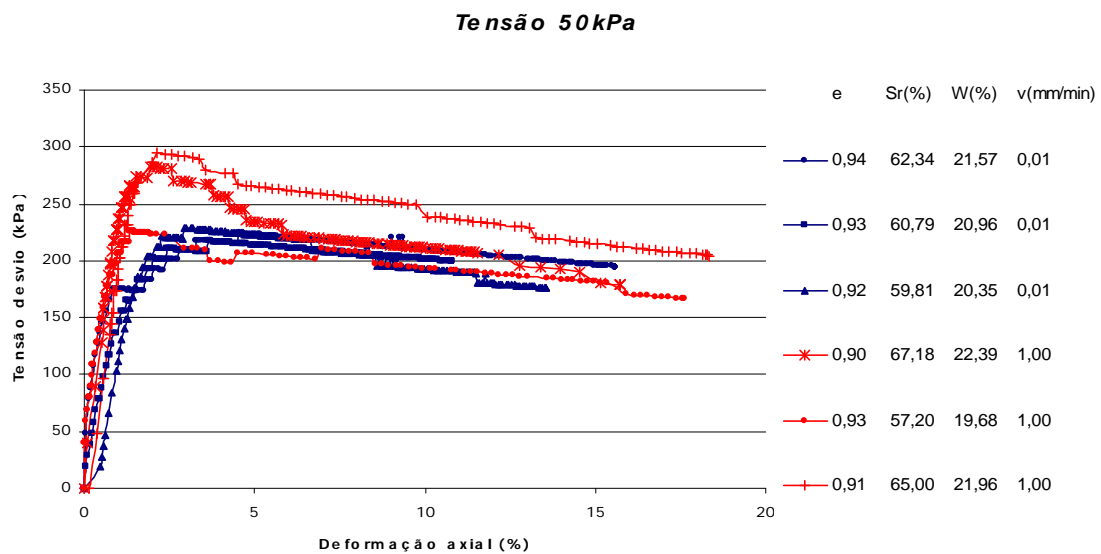


Figura A26. Curvas tensão-deformação axial de ensaios triaxiais – tensão confinante de 50 kPa – Saprolítico de gnaiss natural.

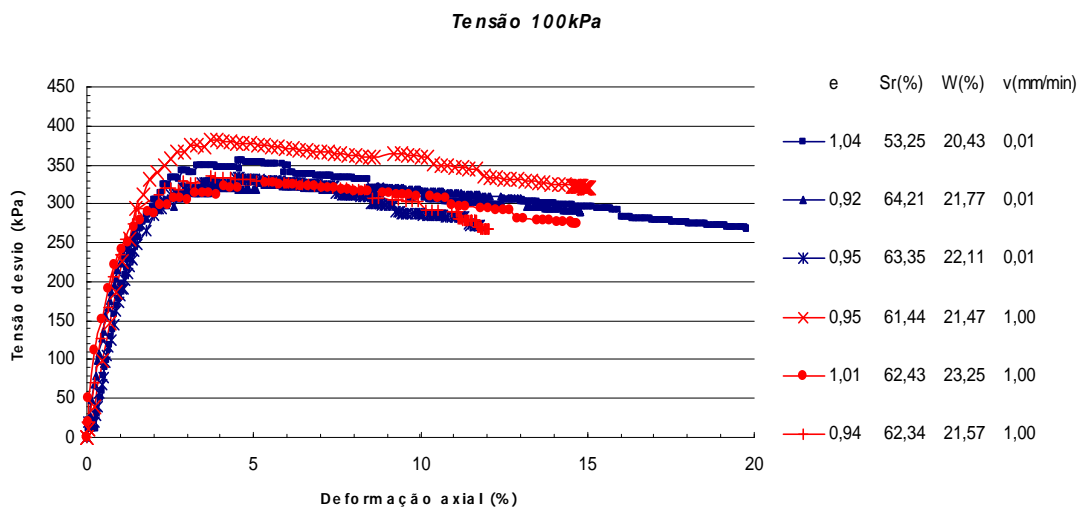


Figura A27. Curvas tensão-deformação axial de ensaios triaxiais – tensão confinante de 100 kPa – Saprolítico de gnaiss natural.

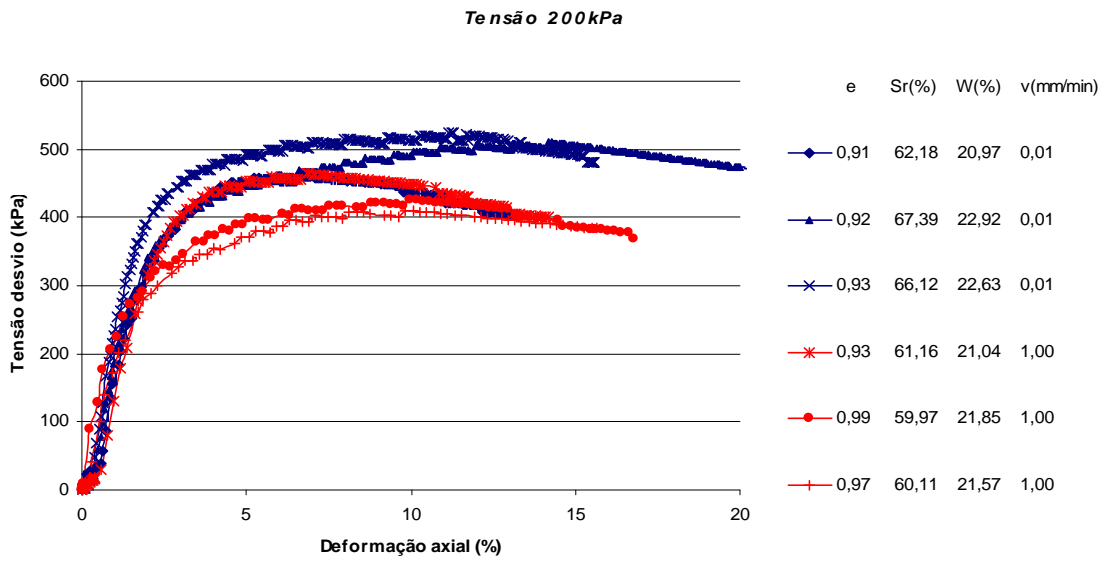


Figura A28. Curvas tensão-deformação axial de ensaios triaxiais – tensão confinante de 200 kPa – Saprolítico de gnaise natural.

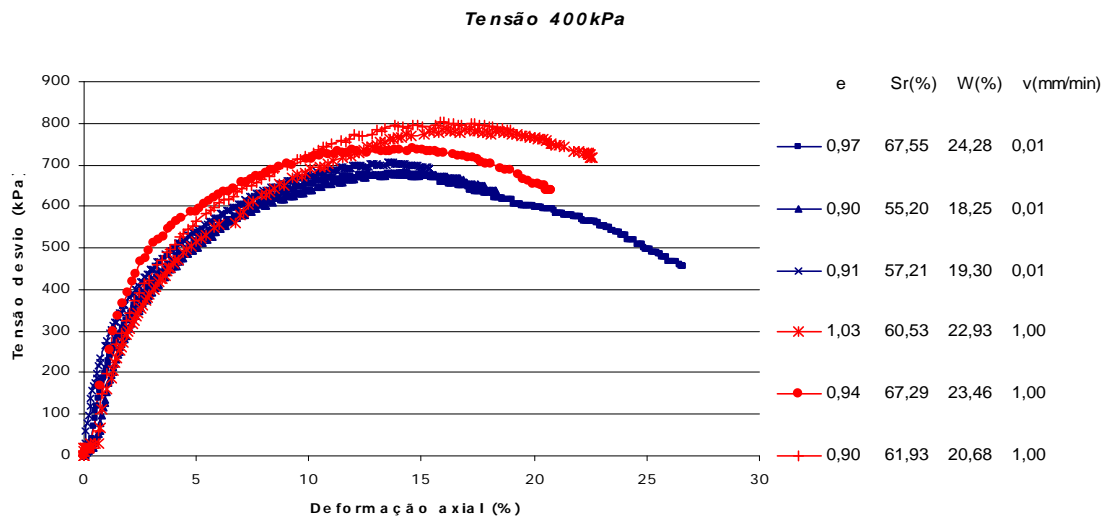


Figura A29. Curvas tensão-deformação axial de ensaios triaxiais – tensão confinante de 400 kPa – Saprolítico de gnaise natural.

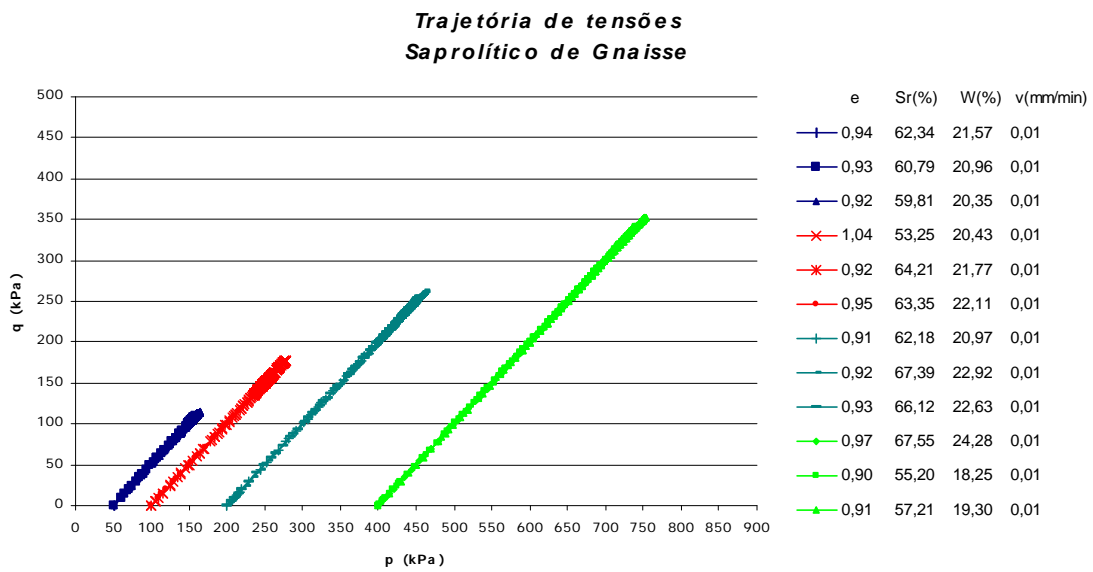


Figura A30. Trajetórias de tensões – $v=0.01$ mm/min - Saprolítico de gnaíse natural.

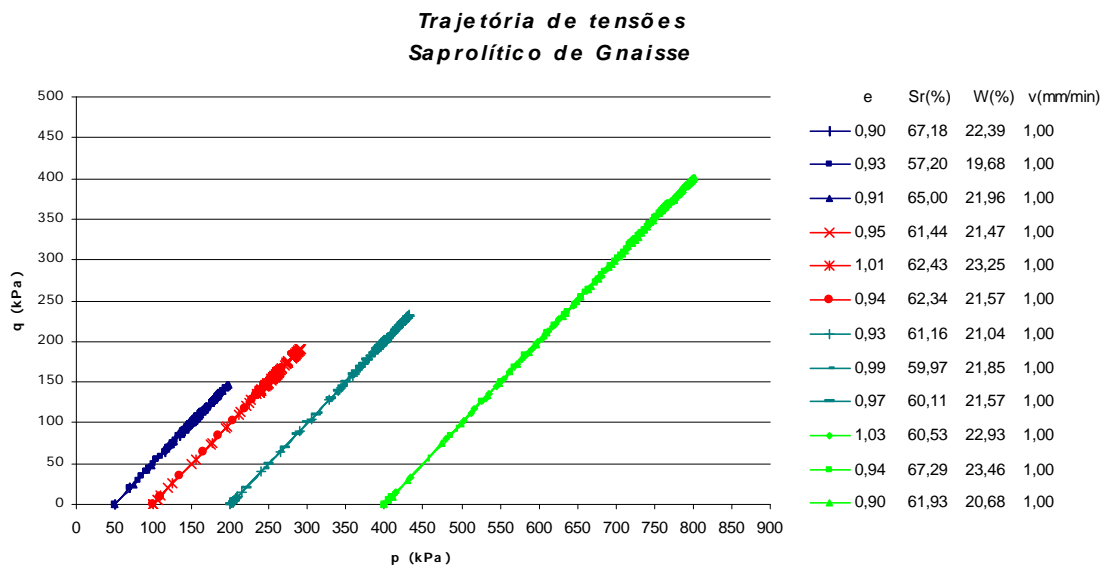


Figura A31. Trajetórias de tensões – $v=1.00$ mm/min - Saprolítico de gnaíse natural.

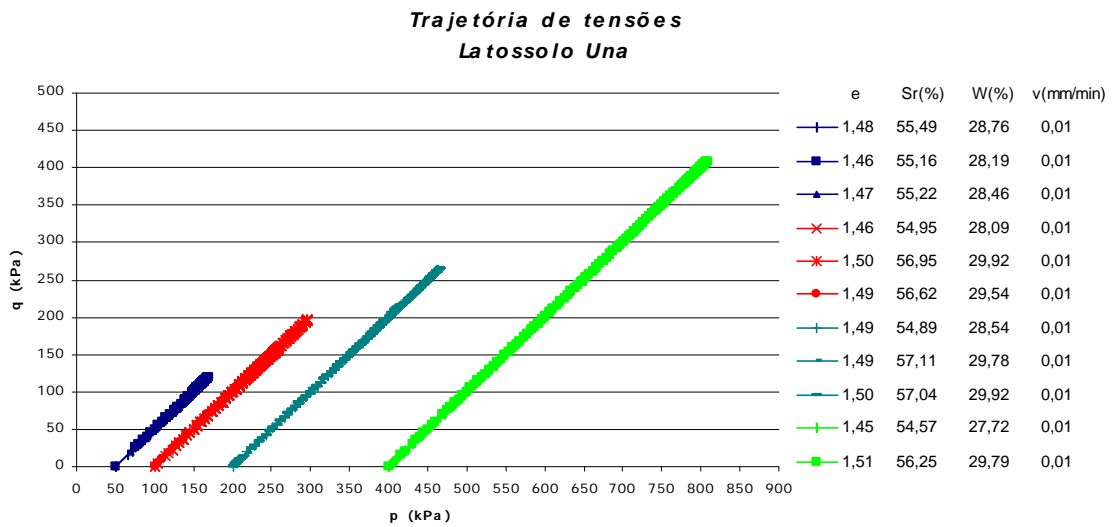


Figura A32. Trajetórias de tensões – $v=0.01$ mm/min – Latossolo Variação Una natural.

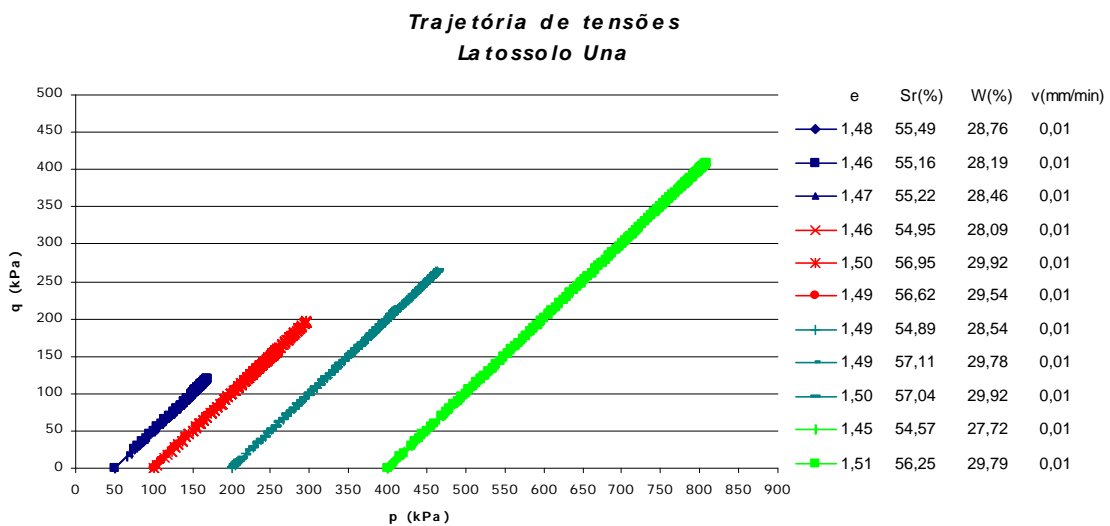


Figura A33. Trajetórias de tensões – $v=1.00$ mm/min – Latossolo Variação Una natural.