

Juan Pablo Ibañez

**Modelagem micro-mecânica
discreta de solos residuais**

TESE DE DOUTORADO

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
Programa de Pós-Graduação
em Engenharia Civil

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA
DO RIO DE JANEIRO



Juan Pablo Ibañez

**Modelagem micro-mecânica
discreta de solos residuais**

Tese de Doutorado

Tese apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio como requisito parcial para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Tácio Mauro Pereira De Campos

Co-orientador: Prof. Eurípedes do Amaral Vargas Junior

Rio de Janeiro, abril de 2008



Juan Pablo Ibañez

**Modelagem micro-mecânica
discreta de solos residuais**

Tese apresentada como requisito parcial para obtenção do título de Doutor pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo assinada.

Prof. Tácio Mauro Pereira De Campos

Presidente/Orientador
Departamento de Engenharia Civil – PUC-Rio

Prof. Eurípedes do Amaral Vargas Junior

Departamento de Engenharia Civil – PUC-Rio

Prof. Luiz Fernando Campos Ramos Martha

Departamento de Engenharia Civil – PUC-Rio

Prof. Roberto Francisco de Azevedo

UFV-MG

Prof. Fernando Antônio Medeiros Marinho

USP

Prof. Leonardo José do Nascimento Guimarães

UFPE

Prof. José Eugênio Leal

Coordenador Setorial do
Centro Técnico Científico – PUC-Rio

Rio de Janeiro, 18 de abril de 2008

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização da universidade, do autor e do orientador.

Juan Pablo Ibañez

Graduou-se em Engenharia Civil na UBA (Universidad de Buenos Aires, Argentina) em 2000. Em 2001 cursou o ‘Master internacional’ em mecânica dos solos e engenharia de fundações no CEDEX (Centro de estudios y experimentación de obras públicas) de Madri, Espanha. Em 2003 obteve o título de Mestre em Engenharia Civil no programa oferecido pelo Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio. Atualmente se desempenha como analista no laboratório de computação gráfica Tecgraf/PUC-Rio.

Ficha Catalográfica

Ibañez, Juan Pablo

Modelagem micro-mecânica discreta de solos residuais / Juan Pablo Ibañez ; orientador: Tácio M. P. De Campos ; co-orientador: Eurípedes A. Vargas Jr. – 2008.
2 v. : il. ; 30 cm

Tese (Doutorado em Engenharia Civil)– Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.
Inclui bibliografia

1. Engenharia civil – Teses. 2. Solos residuais. 3. Método dos elementos discretos. 4. Modelagem numérica. 5. Análise micro-mecânica. I. De Campos, Tácio M. P. II. Vargas Jr., Eurípedes A. III. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil. IV. Título.

CDD: 624

Agradecimentos

A Deus meu Senhor, pela sua fidelidade e misericórdia, as quais nunca faltaram nestes anos aqui no Brasil.

A Verônica, minha esposa e companheira, pelo seu doce amor, amizade e constante apóio.

A Sofia e Micaela, minhas princesinhas, presentes de Deus que enchem minha vida de amor e alegria.

A minha família em Argentina, pais, avó, irmão, sogra, cunhadas, tios, e restante da família e amigos que se preocuparam em manter os laços de amizade e carinho na distância.

Ao professor Tácio, pela orientação recebida, pela confiança depositada em mim ao longo do programa de doutorado, e pela possibilidade de pertencer ao seu grupo de pesquisa no marco do projeto PRONEX.

Ao professor Vargas, pela orientação recebida, pelo compromisso com a minha pesquisa e pelos diversos apoios ao meu desenvolvimento profissional.

Aos professores membros da banca, pela disposição para analisar esta tese e pelos aportes e sugestões dadas.

A Márcio Santi, pela oportunidade de pertencer à família do Tecgraf, e pela boa vontade e apóio manifestos para com a minha pesquisa.

Ao João Luiz e à Raquel, meus colegas *discretos*, pela sua valiosa ajuda no desenvolvimento da minha pesquisa.

Aos colegas do Tecgraf pelo convívio cordial no dia a dia e por todo o aprendizado com eles.

Ao *Andrezinho*, pela sua ajuda desinteressada que facilitou meu convívio com a linguagem Lua.

A CNPq e CAPES, pelo apóio financeiro nos primeiros anos do doutorado.

Ao TECGRAF, pelo apóio financeiro, e por me oferecer um espaço de trabalho, aprendizado e convívio que resultou um apóio fundamental para a minha pesquisa.

A todas as pessoas vinculadas ao Departamento de Engenharia Civil, pelo trato afetuoso e respeitoso que fizeram o convívio cordial e agradável.

Resumo

Ibañez, Juan Pablo; De Campos, Tácio Mauro Pereira. **Modelagem micro-mecânica discreta de solos residuais**. Rio de Janeiro, 2008. 394p. Tese de Doutorado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

O presente trabalho de pesquisa estuda a modelagem numérica de solos residuais no que se refere ao seu comportamento mecânico, a partir da análise micro-mecânica, utilizando como ferramenta de modelagem o método dos elementos discretos (MED), o qual permite a representação do solo como meio particulado 2D por meio de elementos discretos circulares. Diversos são os fenômenos micro e macro-estruturais presentes nos solos residuais, os quais condicionam sua resposta mecânica, podendo-se mencionar a dupla estrutura e dupla porosidade, a presença de uma matriz argilosa, a condição não saturada, a cimentação e quebra de grãos, e a presença de pequenos blocos de rocha não alterada. A partir do estudo destes fenômenos foram propostas formulações matemáticas que os descrevem, as quais foram implementadas no código de elementos discretos *DEMLib*. Após a calibração e validação do programa de análise implementado, a influência de cada um destes fenômenos na resposta mecânica do solo foi estudada pela simulação dos ensaios edométrico e de cisalhamento direto em amostras discretas com compactidade variada, criticando os resultados e obtendo conclusões. Em seguida estes fenômenos foram estudados de forma combinada no intuito de reproduzir a resposta de alguns solos residuais jovens e maduros. Encerrando o trabalho foram resumidas as conclusões obtidas e apontadas sugestões para um aprofundamento e desenvolvimentos subsequentes da linha de pesquisa implementada.

Palavras-chave

Solos não saturados, Solos residuais, Método dos elementos discretos, Modelagem numérica, Análise micro-mecânica.

Abstract

Ibañez, Juan Pablo; De Campos, Tácio Mauro Pereira. **Discrete micro-mechanical modeling of residual soils**. Rio de Janeiro, 2008. 394p. PhD. Thesis – Department of Civil Engineering, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

The present research studies the numerical modeling of the mechanical behavior of residual soils, by a micro-mechanical analysis, using as modeling tool the discrete elements method (DEM), which allows the representation of the soil as 2D particle assembly of circular discrete elements. There are several micro and macro structural phenomena present in residual soils, which determine its mechanical response: double structure and double porosity of soil mass, the presence of a clay-like matrix, partially saturated condition, grain cementation, grain crushing, and the presence of small blocks of not-weathered parental rock. Based on the study of these phenomena, mathematical formulations have been proposed in order to describe them, which have been implemented in the DEMlib discrete elements code. After calibration and validation of the implemented analysis program, the influence of each phenomena in soil response was studied by simulating edometrical and direct shear tests in discrete samples with several densities, criticizing the results and getting conclusions. Afterwards, these phenomena were studied in a combined way in order to reproduce the response of some young and mature residual soils. To finish up this work the conclusions obtained have been summarized and suggestions for deepening and further developing of the implemented research line have been stated.

Keywords

Unsaturated soils, Residual soils, Discrete elements method, Numerical Modeling, Micro-mechanical analysis.

Sumário

1.	Introdução ao Objeto de Pesquisa	25
2.	Caracterização dos Solos Residuais: Gênese, Composição e Comportamento Observado	29
2.1.	Gênese dos solos residuais	29
2.1.1.	Os processos intempéricos	29
2.1.2.	Intemperismo físico	34
2.1.3.	Intemperismo químico	36
2.1.4.	Perfil de intemperismo	38
2.1.5.	Grau de intemperismo	40
2.2.	Composição dos solos residuais	41
2.2.1.	Mineralogia dos solos residuais	42
2.2.2.	Formação da estrutura residual	43
2.2.3.	Estrutura dupla dos solos residuais	44
2.3.	Comportamento dos solos residuais	48
2.3.1.	Influência da estrutura residual	48
2.3.2.	Influência da anisotropia	58
2.3.3.	Influência da resistência dos grãos	61
2.3.4.	Influência da compactidade	63
2.3.5.	Influência do grau de saturação	64
2.3.6.	Influência do grau de intemperismo	69
3.	Modelagem Micro-Mecânica Discreta de Solos Residuais	71
3.1.	Modelagem contínua e discreta	71
3.1.1.	Modelagem mecânica	72
3.1.2.	Modelagem micro-mecânica	76
3.2.	Fundamentos do método dos elementos discretos (MED)	82
3.2.1.	Representação de blocos e partículas	82
3.2.2.	Representação do contato	83
3.2.3.	Algoritmo de solução	83
3.2.4.	Perspectivas de desenvolvimento	84
3.3.	Modelos de partículas em geotecnia	86
3.3.1.	Modelagem de ensaios laboratoriais	86
3.3.2.	Modelagem de meios rochosos	87
3.3.3.	Modelagem de meios particulados não saturados	87
3.3.4.	Modelagem de quebra de grãos	88
3.4.	Biblioteca <i>DEMIlib</i>	89
3.4.1.	Classes e objetos	90
3.4.2.	Algoritmo de relaxação dinâmica	92
3.4.3.	Estabilidade e convergência	95
3.5.	Modelagem discreta de solos residuais	97
3.5.1.	Modelagem discreta da dupla estrutura	97
3.5.2.	Modelagem discreta das características granulométricas	98
3.5.3.	Modelagem discreta dos fenômenos macro-estruturais	99
3.5.4.	Modelagem discreta dos fenômenos de fluxo	100
3.6.	Outras aplicações da modelagem discreta usando <i>DEMIlib</i>	100

4.	Formulações Micro-Mecânicas Discretas	102
4.1.	Modelagem de grumos argilosos	103
4.1.1.	Formulação do problema de adensamento radial	103
4.1.2.	Solução da equação de adensamento radial	107
4.1.3.	Solução com variáveis adimensionais	110
4.1.4.	Implementação numérica do elemento grumo	114
4.1.5.	Validação da formulação implementada	120
4.2.	Modelagem da cimentação de grãos	124
4.2.1.	Formulação da cimentação de contato	124
4.2.2.	Implementação da cimentação de contato	126
4.2.3.	Validação da formulação implementada	127
4.3.	Modelagem da ligação rochosa	129
4.3.1.	Formulação da ligação rochosa	130
4.3.2.	Implementação da ligação rochosa	132
4.3.3.	Validação da formulação implementada	133
4.4.	Modelagem da quebra de grãos	135
4.4.1.	Formulação do mecanismo de quebra	135
4.4.2.	Implementação da quebra de grãos	137
4.4.3.	Validação da formulação implementada	140
4.5.	Modelagem do fluxo não saturado	142
4.5.1.	Formulação do fenômeno de fluxo não saturado	143
4.5.2.	Implementação do fluxo não saturado	157
4.5.3.	Validação da formulação implementada	159
4.6.	Modelagem do fenômeno expansivo	161
4.6.1.	Expansão em solos	161
4.6.2.	O fenômeno da expansão	163
4.6.3.	Modelagem do mecanismo de expansão	171
4.6.4.	Implementação do mecanismo de expansão	174
4.6.5.	Validação da formulação implementada	176
4.7.	Melhorias na interface gráfica do programa de análise	179
5.	Validação do Modelo de Análise Micro-Mecânica	185
5.1.	Crêterios para a validação do modelo	185
5.1.1.	Roteiro de validação	185
5.1.2.	Ensaio de referênciã: cisalhamento direto	186
5.1.3.	Outras simulações do ensaio de cisalhamento direto usando MED	190
5.2.	Calibração dos parâmetros do programa	194
5.2.1.	Rigidez normal (kn)	194
5.2.2.	Rigidez tangencial (ks)	196
5.2.3.	Amortecimento (Cn, Cs)	197
5.2.4.	Massa das paredes (mw)	198
5.3.	Calibração do ensaio de referênciã	199
5.3.1.	Influência da representação do solo	199
5.3.2.	Influência do índice de vazios da amostra	203
5.3.3.	Influência da separação da caixa	205
5.3.4.	Influência da parte da caixa que desloca	208
5.4.	Validação do programa	211
5.4.1.	Resultados dos ensaios de validação	211
5.4.2.	Crítica dos resultados obtidos	221
5.4.3.	Refinamento da distribuição granulométrica	226

6.	Simulação dos Fenômenos Micro-Mecânicos presentes em Solos Residuais	233
6.1.	Objetivos das simulações	233
6.2.	Quebra de grãos	234
6.2.1.	Ensaio edométrico	235
6.2.2.	Campanha de ensaios de cisalhamento direto	238
6.2.3.	Resultados da campanha de ensaios	243
6.2.4.	Análise dos resultados	260
6.3.	Cimentação de grãos	265
6.3.1.	Ensaio edométrico	266
6.3.2.	Campanha de ensaios de cisalhamento direto	272
6.3.3.	Resultados da campanha de ensaios	278
6.3.4.	Análise dos resultados	293
6.4.	Forma dos grãos	296
6.4.1.	Ensaio edométrico	297
6.4.2.	Campanha de ensaios de cisalhamento direto	298
6.4.3.	Resultados da campanha de ensaios	298
6.4.4.	Análise dos resultados	303
6.5.	Grumos argilosos	305
6.5.1.	Ensaio edométrico	306
6.5.2.	Campanha de ensaios de cisalhamento direto	310
6.5.3.	Resultados da campanha de ensaios	311
6.5.4.	Análise dos resultados	319
6.6.	Condição não saturada	322
6.6.1.	Ensaio edométrico	323
6.6.2.	Campanha de ensaios de cisalhamento direto	328
6.6.3.	Resultados da campanha de ensaios	329
6.6.4.	Análise dos resultados	336
6.7.	Condição não saturada e grumos argilosos	341
6.7.1.	Ensaio edométrico	341
6.7.2.	Campanha de ensaios de cisalhamento direto	343
6.7.3.	Resultados da campanha de ensaios	343
6.7.4.	Análise dos resultados	346
7.	Simulação do Comportamento de Solos Residuais	348
7.1.	Comportamento mecânico de solos residuais	348
7.2.	Simulação de solos residuais jovens	356
7.2.1.	Montagem das amostras	356
7.2.2.	Ensaio edométrico	357
7.2.3.	Ensaio de cisalhamento direto	360
7.2.4.	Análise dos resultados	365
7.3.	Simulação de solos residuais maduros	369
7.3.1.	Montagem das amostras	369
7.3.2.	Ensaio edométrico	370
7.3.3.	Ensaio de cisalhamento direto	371
7.3.4.	Análise dos resultados	373
7.4.	Conclusões	374
8.	Considerações finais	375
	Referências Bibliográficas	386

Lista de Figuras

Capítulo 1

Figura 1.1	Roteiro da pesquisa.	28
------------	----------------------	----

Capítulo 2

Figura 2.1	Influência do clima na formação de perfis residuais: a) Climas úmidos e desérticos no mundo; b) Regiões quentes e temperadas no mundo; c) Características dos perfis residuais para cada região climática (Strakhov, 1967).	31
Figura 2.2	Influência do clima global na formação de argilominerais (Uehara, 1982).	32
Figura 2.3	Perfil de intemperismo: a) rocha metamórfica; b) rocha ígnea intrusiva. (adaptado de Deere & Patton, 1971).	38
Figura 2.4	Classificação da ISRM para um perfil de alteração (Little, 1969; ISRM, 1981).	39
Figura 2.5	Processo de formação dos solos residuais.	41
Figura 2.6	Cristalização e alteração para uma andesita (Bowen, 1928 & Arnold, 1984).	42
Figura 2.7	a) Distribuição do volume de poros de duas amostras de bentonita compactada (Lloret et al, 2003); b) Representação dos dois níveis estruturais.	45
Figura 2.8	Arranjos micro e macro-estruturais (Collins, 1985).	46
Figura 2.9	Representação esquemática dos níveis estruturais.	48
Figura 2.10	Comportamento do modelo de dupla estrutura no plano p-s.	49
Figura 2.11	Comportamento observado de solos residuais no ensaio triaxial: a) solo jovem; b) solo maduro (Sandroni & Maccarini, 1981).	50
Figura 2.12	a) Características físicas de solo laterítico (1m) e saprolítico (5m); b) Curva característica dos solos (Futai et al, 2004).	51
Figura 2.13	Ensaio triaxial com sucção controlada: a) solo jovem; b) solo maduro (Futai et al, 2004).	52
Figura 2.14	Imagem de microscopia eletrônica de uma areia cimentada: a) Arranjo dos grãos e incrustações cimentíceas; b) Detalhe de cimentação (Cuccovillo & Coop, 1997).	53
Figura 2.15	Esquema de compressão simples de solo fraco e altamente cimentado.	54
Figura 2.16	Esquema dos modos de cisalhamento de solos estruturados.	55
Figura 2.17	Ensaio triaxial de calcarenita natural (Coop & Atkinson, 1993).	55
Figura 2.18	Mecanismo de colapso para areias metaestáveis (Knight, 1961).	56
Figura 2.19	Índice B em função da tensão isotrópica p no estado crítico para um solo residual de granito (Lee & Coop, 1995).	62
Figura 2.20	Relação entre a densidade do solo e a resistência ao cisalhamento, para um solo residual de andesita (Howatt, 1988).	63
Figura 2.21	Influência da sucção no contato entre grãos de solo.	65
Figura 2.22	Curva característica do solo (sucção x umidade volumétrica).	65

Figura 2.23	Critério de ruptura de Mohr-Coulomb no espaço (τ, σ, s) modificado por Frenlund <i>et al</i> (1978).	66
Figura 2.24	a) Evolução da coesão aparente com a sucção; b) Envoltória de resistência não linear para estados não saturados (Lopes <i>et al</i> , 2007).	67
Figura 2.25	Fenômenos de inchamento e colapso sob umedecimento do solo.	68

Capítulo 3

Figura 3.1	Diferentes meios e suas descontinuidades.	72
Figura 3.2	Três escalas de modelagem de argilas (Murad & Cushman, 1996).	78
Figura 3.3	Modelo bimodal para argilas (Murad <i>et al</i> , 2001).	80
Figura 3.4	Modelo bimodal para meios porosos não saturados (Chateau & Dormieux, 2002).	80
Figura 3.5	a) Contato entre elementos e forças de contato geradas; b) Rigidez tipo mola-amortecedor.	83
Figura 3.6	Ciclo de cálculo do algoritmo de Relaxação Dinâmica.	84
Figura 3.7	Interface gráfica original do código de elementos discretos <i>Sand</i> .	89
Figura 3.8	Classe <i>Block</i> e derivadas.	90
Figura 3.9	Classe <i>Wall</i> e derivadas.	90
Figura 3.10	Classe <i>Link</i> e derivadas.	91
Figura 3.11	Classe <i>Damping</i> e derivadas.	91
Figura 3.12	Forças e momentos atuantes em dois elementos discretos em contato.	92
Figura 3.13	Contatos por superposição: a) Δn ; b) Δs .	94
Figura 3.14	Ciclo de cálculo por relaxação dinâmica.	94
Figura 3.15	Simulação discreta da formação de um domo salino.	101

Capítulo 4

Figura 4.1	Elemento grumo representado por um disco 2D. a) Grumo sob a ação de uma carga uniformemente distribuída; b) Elemento diferencial de grumo.	105
Figura 4.2	Funções de Bessel de primeira classe de ordem zero $J_0(\alpha_i r)$, para as seis primeiras raízes.	108
Figura 4.3	Funções de Bessel de primeira classe de ordem um $J_1(\beta_i r)$, para as seis primeiras raízes.	108
Figura 4.4	Distribuição das poro-pressões normalizadas \bar{u} no disco.	111
Figura 4.5	Distribuição do grau de adensamento Ur no disco.	112
Figura 4.6	Evolução do grau de adensamento médio U_{rm} .	112
Figura 4.7	Evolução do deslocamento radial normalizado δ_r^n .	113
Figura 4.8	Volume de água normalizado V_w^n cedido em função do fator de tempo Tr .	114
Figura 4.9	Ajuste exponencial dos deslocamentos radiais normalizados no grumo.	115

Figura 4.10	Ajuste exponencial do volume de água normalizado cedido ao meio.	115
Figura 4.11	a) Forças de contato fc_i^n e de sucção fs_i^n no elemento grumo num instante n ; b) Carregamento equivalente p_0^n como condição de contorno do elemento.	117
Figura 4.12	Adensamentos no grumo para carregamentos diferidos no tempo.	118
Figura 4.13	Adensamento sob carregamento variável. Deslocamento radial.	118
Figura 4.14	Estrutura de dados para o cálculo dos estágios de adensamento do grumo.	120
Figura 4.15	Geometria do exemplo de validação.	120
Figura 4.16	Carga de adensamento teórica e iterativa.	121
Figura 4.17	Curva de adensamento para $q = 100$.	121
Figura 4.18	Curva de adensamento semi-logaritmica para $q = 100$.	122
Figura 4.19	Curva de adensamento para os estágios $q = 100$ e $q = 300$.	122
Figura 4.20	Compressão confinada de solo com grumos: a) Configuração inicial; b, c, d) Configurações durante o adensamento; e) Configuração final; f) Configuração final para o mesmo solo sem grumos.	123
Figura 4.21	Caráter pontual da cimentação entre grãos de solo.	124
Figura 4.22	Comportamento mecânico de contato cimentado.	125
Figura 4.23	Exemplo de validação: a) Solo cimentado; b) Solo não cimentado.	128
Figura 4.24	Perfil de alteração. Blocos de rocha presentes na massa residual.	129
Figura 4.25	Modelo de viga de conexão. Esforço normal, cisalhante e momento.	130
Figura 4.26	Viga de conexão. Geometria, esforços atuantes e campo de tensões.	131
Figura 4.27	Critério de ruptura de Coulomb. Parâmetros do critério.	132
Figura 4.28	Ensaio de compressão confinada: a) Geometria inicial; b) Solo com bloco rochoso; c) Solo sem bloco rochoso.	134
Figura 4.29	Modos de ruptura de um grão de quartzo comprimido diametralmente.	136
Figura 4.30	Mecanismo de quebra de grãos: a) Grão fissurado sob carregamento; b) Ensaio de tração por compressão diametral.	136
Figura 4.31	Microscopia de grãos de solo residual. Detalhe de micro-fissuras aleatórias.	137
Figura 4.32	Montagem do ensaio de compressão diametral no elemento: a) Coleta das forças nos contatos; b) Forças resultantes segundo a direção da máxima força, e normal a esta; c) Forças do ensaio; d) Novos elementos gerados.	139
Figura 4.33	Adensamento de solo com grãos fracos: a) Configuração inicial; b,c,d) Estágios do ensaio; e) Configuração final; f) Configuração final no caso sem grãos fracos.	141
Figura 4.34	Geometria idealizada do menisco: a) Quase-contato; b) Contato estrito; c) Super-contato.	144
Figura 4.35	a) Força capilar no menisco; b) Força capilar em função do ângulo de molhado.	146
Figura 4.36	Processos de transferência de massa partícula-menisco-poro.	147

Figura 4.37	Rede de fluxo baseada nos contatos entre elementos.	149
Figura 4.38	Conectividade de fluxo entre meniscos e partículas.	150
Figura 4.39	Evolução da espessura da película de água aderida numa partícula de raio $R = 0,50\text{mm}$ em função da sucção, segundo o modelo de Kovacs (1981).	151
Figura 4.40	Rede de fluxo em bolsões de grumos argilosos.	152
Figura 4.41	Fusão de meniscos.	154
Figura 4.42	Esquema do acoplamento fluxo-mecânico.	155
Figura 4.43	Ciclo de cálculo no modelo de fluxo.	156
Figura 4.44	Estrutura de dados da rede de fluxo.	158
Figura 4.45	Ensaio edométrico com umedecimento: a) Condição inicial; b,c,d) Seqüência do ensaio.	160
Figura 4.46	Substituição do Mg^2 por Al^3 causando a carga negativa da partícula.	165
Figura 4.47	Expansão de montmorilonita de cálcio e sódio.	165
Figura 4.48	Aparelho de pressão de ar para realização do ensaio de inchamento com controle da sucção (Jimenez Salas & Alpañes, 1975).	167
Figura 4.49	Pressão de inchamento de uma amostra de solo em função da sucção para três valores de umidade inicial diferentes (Jimenez Salas & Alpañes, 1975).	168
Figura 4.50	Inchamento livre de uma amostra de solo em função da sucção (Jimenez Salas & Alpañes, 1975).	169
Figura 4.51	Ensaio de expansão confinada para 20 e 60 kPa: a) Escala normal; b) Escala logarítmica (adaptado de Jucá e Pontes Filho, 1997).	170
Figura 4.52	Superfície de estado idealizada para solos não saturados.	171
Figura 4.53	Modelo comportamental de solos com dupla estrutura.	172
Figura 4.54	a) Relação entre o espaçamento interpartículas e a pressão de inchamento para uma montmorilonita (Warkentin <i>et al</i> , 1957); b) Deformações volumétricas elásticas na microestrutura segundo o modelo de dupla estrutura.	173
Figura 4.55	Barreira contra infiltração. Condição inicial ($S_r = 4,92\%$).	177
Figura 4.56	Barreira de material não expansivo ($S_r = 5,96\%$).	177
Figura 4.57	Barreira de material expansivo ($S_r = 4,91\%$).	178
Figura 4.58	Utilidades incorporadas na interface gráfica: a) Indicador do número de ciclos e tempo de cálculo e botões para ativar a visualização da numeração de elementos, links e paredes; b) Matriz indicadora de quantidade e atributos de elementos e links.	179
Figura 4.59	Mudanças na interface gráfica do programa de análise: a) Interface do programa Sand original; b) Interface do programa DEMlib-RSM.	180
Figura 4.60	a) Visualização da numeração dos elementos discretos; b) Visualização da numeração dos contatos.	181
Figura 4.61	Visualização das magnitudes físicas nos elementos discretos: a) Velocidades; b) Forças; c) Deslocamentos.	184

Capítulo 5

Figura 5.1	Esquema do ensaio de cisalhamento direto e forças atuantes.	187
Figura 5.2	Técnica de <i>upscaling</i> .	189

Figura 5.3	Simulação de quebra de grãos sob cisalhamento (Lobo-Guerrero & Vallejo, 2005).	192
Figura 5.4	Simulação do ensaio de cisalhamento direto (Zhang & Thornton, 2007).	193
Figura 5.5	Resultados do ensaio: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal (Zhang & Thornton, 2007).	193
Figura 5.6	Parâmetros do sistema de contato entre elementos.	194
Figura 5.7	Superposição (s) de contato entre elementos discretos: a) Entre discos; b) Entre disco e parede.	195
Figura 5.8	Componentes da resistência de areias (Rowe, 1962).	197
Figura 5.9	Upscaling. Deslocamento e discretização da curva granulométrica.	199
Figura 5.10	Ensaio de cisalhamento direto em amostras de solo graduado e uniforme: a) Curva tensão cisalhante x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	201
Figura 5.11	Ensaio de cisalhamento direto em amostra uniforme: a) Arranjo inicial; b) Detalhe do arranjo denso e estável; c) Detalhe do plano de cisalhamento.	202
Figura 5.12	Técnica dos elementos fictícios: a) Amostra de solo inicial, com os elementos fictícios; b) Configuração final da amostra adensada após a retirada dos elementos fictícios.	204
Figura 5.13	a) Ensaio de cisalhamento direto com as caixas inferior e superior separadas; b) Detalhe da disposição do solo na zona da abertura das caixas.	205
Figura 5.14	Ensaio de cisalhamento direto para caixa fechada e aberta: a) Curva tensão cisalhante x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	206
Figura 5.15	a) Fuga de material pela separação da caixa durante o cisalhamento da amostra de solo; b) Detalhe da fuga de material e o volume adicional da caixa.	207
Figura 5.16	Ensaio de cisalhamento direto executado com a parte inferior da caixa fixa, e a superior deslocando.	208
Figura 5.17	Ensaio de cisalhamento direto executado com a parte superior da caixa fixa, e a inferior deslocando.	209
Figura 5.18	Forças de atrito nas paredes da caixa superior durante o ensaio.	209
Figura 5.19	Resposta do ensaio de cisalhamento direto: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	210
Figura 5.20	Resposta da simulação do ensaio de cisalhamento direto com tensão vertical igual a 100kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	213
Figura 5.21	Resposta da simulação do ensaio de cisalhamento direto com tensão vertical igual a 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	214
Figura 5.22	Resposta comparativa da simulação do ensaio de cisalhamento direto com tensão vertical igual a 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	215

Figura 5.23	Resposta comparativa da simulação do ensaio de cisalhamento direto com tensão vertical igual a 1000kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	216
Figura 5.24	Resposta comparativa da simulação do ensaio de cisalhamento direto com tensão vertical igual a 1500kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	217
Figura 5.25	Envoltória de resistência de pico.	218
Figura 5.26	Evolução do índice de vazios e durante o cisalhamento.	219
Figura 5.27	Ensaio de cisalhamento direto. Formação da área de cisalhamento no interior da amostra de solo: a) Configuração inicial; b) c) Amostra cisalhada.	220
Figura 5.28	Componentes da resistência de areias (Rowe, 1962).	223
Figura 5.29	Evolução do ângulo de atrito com o índice de vazios.	224
Figura 5.30	Curvas granulométricas de amostras com 3 e 9 tamanhos de grãos diferentes, a as suas correspondentes curvas de classificação pelo SUCS.	227
Figura 5.31	Resposta da simulação do ensaio de cisalhamento direto com tensão vertical de 300kPa para amostras muito densas com 3 e 9 tamanhos diferentes de grãos: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	229
Figura 5.32	Elemento de geometria especial formado a partir da ligação rígida de dois elementos circulares.	230
Figura 5.33	Resposta da simulação do ensaio de cisalhamento direto com tensão vertical de 300kPa para amostras muito densas com 9 tamanhos diferentes de grãos, com e sem grãos especiais: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	231

Capítulo 6

Figura 6.1	Detalhe da quebra de grãos: a) Instante da quebra de dois grãos; b) Rearranjo dos novos grãos que os substituem.	234
Figura 6.2	Quebra de grãos em amostra densa durante o ensaio edométrico.	235
Figura 6.3	a) Curva de adensamento de solo com quebra de grãos; b) Histórico de quebra de grãos com a pressão vertical.	236
Figura 6.4	Histórico de quebra de grãos durante o ensaio de cisalhamento direto, sob uma tensão vertical de 600kPa.	239
Figura 6.5	Histórico de quebra de grãos durante o ensaio de cisalhamento direto, sob uma tensão vertical de 1000kPa.	240
Figura 6.6	Histórico de quebra de grãos durante o ensaio de cisalhamento direto, sob uma tensão vertical de 1500kPa.	241
Figura 6.7	Número total de quebras nas amostras em função da tensão vertical.	242
Figura 6.8	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito fofa com quebra de grãos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	244

Figura 6.9	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra fofa com quebra de grãos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	245
Figura 6.10	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com quebra de grãos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	246
Figura 6.11	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito densa com quebra de grãos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	247
Figura 6.12	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito fofa com quebra de grãos, para tensão vertical de 1000kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	248
Figura 6.13	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra fofa com quebra de grãos, para tensão vertical de 1000kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	249
Figura 6.14	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com quebra de grãos, para tensão vertical de 1000kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	250
Figura 6.15	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito densa com quebra de grãos, para tensão vertical de 1000kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	251
Figura 6.16	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito fofa com quebra de grãos, para tensão vertical de 1500kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	252
Figura 6.17	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra fofa com quebra de grãos, para tensão vertical de 1500kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	253
Figura 6.18	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com quebra de grãos, para tensão vertical de 1500kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	254
Figura 6.19	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito densa com quebra de grãos, para tensão vertical de 1500kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	255
Figura 6.20	Envoltória de resistência do solo muito fofo com quebra de grãos.	256
Figura 6.21	Envoltória de resistência do solo fofo com quebra de grãos.	256
Figura 6.22	Envoltória de resistência do solo denso com quebra de grãos.	257
Figura 6.23	Envoltória de resistência do solo muito denso com quebra de grãos.	257
Figura 6.24	Evolução do ângulo de atrito com a tensão vertical em amostras com quebra de grãos.	258
Figura 6.25	Índice de vazios inicial e final dos solos com quebra de grãos cisalhados.	259

Figura 6.26	Contribuição do atrito, ditatância, quebra e rearranjo de grãos na envoltória de resistência de Mohr para ensaios drenados em areias (Lee & Seed, 1967).	260
Figura 6.27	Simulação de quebra de grãos sob cisalhamento (Lobo-Guerrero & Vallejo, 2005).	261
Figura 6.28	Resultados relativos à mesma amostra sem quebra: a) Ganho na resistência ao cisalhamento com o número de quebras; b) Variação no índice de vazios com o número de quebras.	263
Figura 6.29	a) Curvas de adensamento normalizada de solos com cimentação de grãos para uma resistência do cimento de $F_c = 5N$; b) Histórico de quebra de contatos cimentados com a pressão vertical.	267
Figura 6.30	Evolução da tensão virtual de pré-adensamento e o índice de compressão com a porcentagem de contatos cimentados, para amostra fofa de $F_c = 5N$.	268
Figura 6.31	a) Curvas de adensamento normalizada de solos com e sem cimentação de grãos para igual valor de e_0 ; b) Histórico de quebra de contatos cimentados com a pressão vertical.	269
Figura 6.32	Esquema de uma curva de adensamento de solos fraca e altamente cimentados.	270
Figura 6.33	Histórico de quebras de contatos cimentados em amostras fofas e muito fofas, para tensão vertical de 100 e 300kPa ($F_c = 0,5N$).	273
Figura 6.34	Histórico de quebras de contatos cimentados em amostras densas e muito densas, para tensão vertical de 300kPa.	274
Figura 6.35	Histórico de quebras de contatos cimentados em amostras fofas e muito fofas, para tensão vertical de 600kPa.	274
Figura 6.36	Histórico de quebras de contatos cimentados em amostras densas e muito densas, para tensão vertical de 600kPa.	275
Figura 6.37	Histórico de quebras de contatos cimentados em amostras densas e muito densas, para tensão vertical de 1000kPa.	275
Figura 6.38	Histórico de quebras de contatos cimentados em amostras densas e muito densas, para tensão vertical de 1500kPa.	276
Figura 6.39	Histórico de quebras de contatos cimentados em função da tensão vertical.	277
Figura 6.40	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra fofa e muito fofa com cimentação de grãos, para tensão vertical de 100kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	279
Figura 6.41	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra fofa e muito fofa com cimentação de grãos, para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	280
Figura 6.42	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com cimentação de grãos, para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	281
Figura 6.43	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito densa com cimentação de grãos, para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	282
Figura 6.44	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito fofa com cimentação de grãos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	283

Figura 6.45	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra fofa com cimentação de grãos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	284
Figura 6.46	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com cimentação de grãos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	285
Figura 6.47	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito densa com cimentação de grãos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	286
Figura 6.48	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com cimentação de grãos, para tensão vertical de 1000kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	287
Figura 6.49	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito densa com cimentação de grãos, para tensão vertical de 1000kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	288
Figura 6.50	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com cimentação de grãos, para tensão vertical de 1500kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	289
Figura 6.51	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito densa com cimentação de grãos, para tensão vertical de 1500kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	290
Figura 6.52	Envoltórias de resistência para solos com cimentação de grãos: a) Solo muito fofo; b) Solo fofo.	291
Figura 6.53	Envoltórias de resistência para solos com cimentação de grãos: a) Solo denso; b) Solo muito denso.	292
Figura 6.54	a) Esquema dos modos de cisalhamento de solos estruturados; b) Envoltória de resistência em solo residual (Vargas, 1974).	293
Figura 6.55	Ensaio triaxial de calcarenita natural (Coop & Atkinson, 1993).	294
Figura 6.56	Amostra de solo com grãos especiais formados pela junção rígida de dois elementos discretos.	296
Figura 6.57	Curva de adensamento de amostra muito fofa com e sem grãos especiais.	297
Figura 6.58	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra fofa com grãos de geometria especial, para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	299
Figura 6.59	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com grãos de geometria especial, para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	300
Figura 6.60	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra fofa com grãos de geometria especial, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	301
Figura 6.61	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com grãos de geometria especial, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	302

Figura 6.62	Envoltória de resistência para amostras com grãos especiais.	303
Figura 6.63	Amostra com grumos argilosos.	305
Figura 6.64	Curva de adensamento em amostras com grumos argilosos de diferente módulo volumétrico K_v .	306
Figura 6.65	Ensaio de expansão confinada (carga vertical de 100 e 300kPa) em amostra de argila expansiva montada com grumos <i>ativos</i> .	307
Figura 6.66	Ensaio de expansão confinada para 20 e 60 kPa (adaptado de Jucá e Pontes Filho, 1997).	308
Figura 6.67	a) Evolução do índice de compressão com o módulo volumétrico K_v ; b) Evolução da tensão virtual de pré-adensamento com o módulo volumétrico K_v .	309
Figura 6.68	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra fofa com grumos argilosos, para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	312
Figura 6.69	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com grumos argilosos, para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	313
Figura 6.70	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra fofa com grumos argilosos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	314
Figura 6.71	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com grumos argilosos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	315
Figura 6.72	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com grumos argilosos plásticos, para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	316
Figura 6.73	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com grumos argilosos plásticos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	317
Figura 6.74	Envoltória de resistência para amostras com grumos argilosos: a) Solo fofo; b) Solo denso.	318
Figura 6.75	Resultados de ensaios triaxiais drenados em amostras saturadas de um solo residual maduro argilo-arenoso (Toll & Ong, 2003).	319
Figura 6.76	a) Amostra de solo na condição não saturada. Mapa de distribuição da sucção na amostra; b) Detalhe do mapa das sucções médias nos grãos.	322
Figura 6.77	Curva de adensamento de amostras densas não saturadas.	323
Figura 6.78	Curvas de compressão e adensamento de uma amostra densa não saturada com trajetória de umedecimento súbito para simulação de colapso.	324
Figura 6.79	Ensaio de compressão isotrópica para solo saturado e não saturado: a) curvas de compressão isotrópica no plano $v - \ln p$; b) curva de escoamento no plano (p,s) (modificado de Alonso <i>et al</i> , 1990).	325
Figura 6.80	a) Ensaio edométrico em solo saturado e com umidade natural (Jennings & Knight, 1957); b) Colapso induzido por saturação (Vargas, 1992).	326

Figura 6.81	Parâmetros de adensamento em amostras densas não saturadas: a) Tensão virtual de pré-adensamento; b) Índice de compressão.	327
Figura 6.82	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com sucção controlada (25 e 50kPa), para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	330
Figura 6.83	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com sucção controlada (75, 100 e 150kPa), para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	331
Figura 6.84	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com sucção controlada (25 e 50kPa), para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	332
Figura 6.85	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com sucção controlada (75, 100 e 150kPa), para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	333
Figura 6.86	Envoltória de resistência de amostra densa com sucção controlada: a) No plano $\sigma - \tau$; b) No plano $s - \tau$.	334
Figura 6.87	Evolução dos parâmetros de resistência não saturada com a sucção aplicada: a) coesão aparente c ; b) ângulo de atrito ϕ' ; c) ângulo de resistência devido à sucção ϕ_b .	335
Figura 6.88	Curva característica da amostra densa para 300 e 600kPa de tensão vertical.	336
Figura 6.89	a) Evolução da coesão aparente com a sucção; b) Envoltória de resistência não linear para estados não saturados (Lopes et al, 2007).	337
Figura 6.90	Curva de adensamento de amostras densas com grumos e sucção aplicada.	342
Figura 6.91	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com sucção controlada (50kPa) e matriz argilosa, para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	344
Figura 6.92	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com sucção controlada (50kPa) e matriz argilosa, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	345
Figura 6.93	Envoltória de resistência da amostra densa com sucção controlada (50kPa) e matriz argilosa.	346

Capítulo 7

Figura 7.1	Comportamento observado de solos residuais no ensaio triaxial: a) solo jovem; b) solo maduro (Sandroni & Maccarini, 1981).	349
Figura 7.2	a) Características físicas de solo laterítico (1m) e saprolítico (5m); b) Curva característica dos solos (Futai et al, 2004).	350
Figura 7.3	Ensaio triaxial com sucção controlada: a) solo jovem; b) solo maduro (Futai et al, 2004).	351
Figura 7.4	Ensaio de cisalhamento direto em solo residual de folhelho da região de KwaZulu Natal, Sudáfrica (Brenner et al, 1997).	352

Figura 7.5	Resultados de ensaios triaxiais drenados com amostras saturadas; a) Solo residual jovem; b) Solo residual maduro.	353
Figura 7.6	Resultados de ensaios triaxiais com sucção controlada em solo residual jovem, para confinamentos de 50, 100 e 200kPa: a) $s = 80\text{kPa}$; b) $s = 320\text{kPa}$ (Reis & Vilar, 2004).	354
Figura 7.7	Resultados de ensaios triaxiais com sucção controlada em solo residual maduro, para confinamentos de 50 e 200kPa: a) $s = 80\text{kPa}$; b) $s = 320\text{kPa}$ (Reis & Vilar, 2004).	355
Figura 7.8	a) Curvas de adensamento normalizadas das amostras de solo residual jovem. Em detalhe a evolução no tempo da variação de altura da amostra “Jovem V”. b) Parâmetros de compressibilidade.	358
Figura 7.9	Histórico de quebras durante o ensaio edométrico em amostras de solo residual jovem: a) Quebra de cimentação; b) Quebra de grãos.	359
Figura 7.10	Detalhe de amostra de solo residual jovem.	360
Figura 7.11	Histórico de quebras de cimentação e de grãos sob cisalhamento para as sete amostras de solo residual jovem.	361
Figura 7.12	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra de solo residual jovem N ^o 1 e N ^o 2, para tensão vertical de 300kPa e sucção de 50kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	362
Figura 7.13	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra de solo residual jovem N ^o 3 e N ^o 4, para tensão vertical de 300kPa e sucção de 50kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	363
Figura 7.14	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra de solo residual jovem N ^o 5, N ^o 6 e N ^o 7, para tensão vertical de 300kPa e sucção de 50kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	364
Figura 7.15	a) Curvas de adensamento normalizadas das amostras de solo residual maduro; b) Parâmetros de compressibilidade.	370
Figura 7.16	Detalhe de amostra de solo residual maduro.	371
Figura 7.17	Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra de solo residual maduro N ^o 1, N ^o 2 e N ^o 3, para tensão vertical de 300kPa e sucção de 50kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.	372

Lista de Tabelas

Capítulo 3

Tabela 3.1	Alguns modelos constitutivos elasto-plásticos básicos (Ibañez, 2003).	75
Tabela 3.2	Alguns modelos constitutivos elasto-plásticos avançados (Ibañez, 2003).	75
Tabela 3.3	Alguns modelos para solos não saturados e estruturados (Ibañez, 2003).	76

Capítulo 4

Tabela 4.1	Valores típicos de Atividade (Nelson & Miller, 1992).	162
Tabela 4.2	Propriedades do solo que influenciam o potencial de expansão - contração (Nelson & Miller, 1992).	163
Tabela 4.3	Argilas mais comuns encontradas.	164
Tabela 4.4	Tratamento de cores aplicado aos elementos discretos.	182
Tabela 4.5	Tratamento de cores aplicado aos contatos.	183
Tabela 4.6	Tratamento de cores aplicado aos elementos parede.	183

Capítulo 5

Tabela 5.1	Índice de vazios inicial das amostras de solo usadas na validação.	211
Tabela 5.2	Índice de vazios inicial e final das amostras ensaiadas.	218
Tabela 5.3	Dados granulométricos da amostra com três tamanhos de grãos diferentes.	226
Tabela 5.4	Dados granulométricos da amostra com nove tamanhos de grãos diferentes.	227

Capítulo 6

Tabela 6.1	Campanha de ensaios para simulação da quebra de grãos. Valor inicial e final do índice de vazios 'e' em cada ensaio (Sc: resistência do grão).	238
Tabela 6.2	Valores da tensão virtual de pré-adensamento e do índice de compressão das amostras ensaiadas.	268
Tabela 6.3	Campanha de ensaios para simulação da cimentação de grãos. Valor inicial e final do índice de vazios 'e' em cada ensaio (Fc: resistência do cimento).	272
Tabela 6.4	Campanha de ensaios para simulação de solos com grãos de geometria diferenciada. Valor inicial e final do índice de vazios 'e' em cada ensaio.	298
Tabela 6.5	Campanha de ensaios para simulação de solos com grumos argilosos. Valor inicial e final do índice de vazios 'e' em cada ensaio.	310
Tabela 6.6	Variação do ângulo de atrito em amostras com grumos argilosos.	321
Tabela 6.7	Campanha de ensaios de cisalhamento com sucção controlada em amostras densas. Valor inicial e final do índice de vazios 'e' em cada ensaio.	329
Tabela 6.8	Campanha de ensaios para simulação da presença de matriz argilosa com sucção controlada. Valor inicial e final do índice de vazios 'e' em cada ensaio.	343

Capítulo 7

Tabela 7.1	Amostras discretas para a simulação de solos residuais jovens.	357
Tabela 7.2	Amostras discretas para a simulação de solos residuais maduros.	369

Lista de símbolos

A	área
A_c	atividade de minerais argilosos
c	amortecimento
c_{ap}	coesão aparente
c'	coesão efetiva
C_n	amortecimento normal
C_s	amortecimento tangencial
C_r	coeficiente de adensamento
C_c	índice de compressão
e	Índice de vazios
E	energia
e_0	índice de vazios inicial
F	força
F_c	resistência do cimento
F_w	força capilar
J_μ	função de Bessel
k	rigidez
k_n	rigidez normal
k_s	rigidez tangencial
k_r	permeabilidade radial
K, K_v	módulo volumétrico
M	momento
m	massa
m_w	massa dos elementos parede
N	esforço normal
N, F_n	forças normais
Q	esforço cisalhante
Sc	resistência à quebra dos grãos
p	tensão líquida
p_a	pressão de ar
p_w	pressão de água
q	tensão desviadora
Q	vazão
r	raio
S_r	grau de saturação
s	sucção
t	tempo
T, F_s	forças cisalhantes
u, v	velocidade
U_r	grau de adensamento
V	volume

Lista de símbolos gregos

α	coeficiente de proporcionalidade
β	compressibilidade da água
Δt	passo de tempo
δ_r	deslocamento radial
ϵ_{rr}	deformação radial
$\epsilon_{\theta\theta}$	deformação angular
ϵ_v	deformação volumétrica
$\epsilon_{r\theta}$	deformação cisalhante
γ_w	peso unitário da água
μ	fator de amortecimento
η_w	viscosidade da água
ϕ'	ângulo de atrito efetivo
ϕ_b	ângulo de resistência devido à sucção
θ	umidade volumétrica
θ	ângulo de molhado
τ	tensão cisalhante
σ'	tensão normal efetiva
σ'_{oc}	tensão virtual de pré-adensamento

1

Introdução ao Objeto de Pesquisa

Os solos de origem residual podem ser encontrados em grande parte da crosta terrestre, principalmente em associação com os climas tropicais onde os fenômenos de intemperismo são mais marcantes e os perfis de alteração podem alcançar centenas de metros. No Brasil, este tipo de solo é encontrado em amplas regiões do território nacional, apresentando características diferenciadas segundo cada sub-região.

Os perfis de alteração em geral, e os solos residuais em particular, são de especial interesse em diversos problemas geotécnicos. Conta-se, porém, com um limitado conhecimento experimental do comportamento destes solos, escasso se comparado com a diversidade e complexidade que apresentam na sua constituição mineralógico-estrutural, a qual condiciona fortemente sua resposta frente às diversas solicitações de natureza mecânica e hidráulica.

A modelagem numérica destes solos constitui também um campo de pesquisa pouco explorado no meio acadêmico, onde as poucas abordagens tentam concretamente uma modelagem baseada na extensão de modelos consagrados para os solos sedimentares. Estes modelos, formulados no marco da mecânica dos meios contínuos e inspirados inicialmente nos modelos para metais, têm sido adaptados e ampliados com formulações específicas para cada novo aspecto comportamental a se descrever; anisotropia, não saturação, micro-estrutura, cimentação, quebra de grãos e grau de alteração foram alguns destes aspectos. Esta tentativa de ampliação tornou os modelos mais complexos e com um elevado número de parâmetros, muitos destes abstratos ou fruto de ajustes matemáticos. Por tais motivos, a utilidade de muitos deles ficou restrita apenas às pesquisas no âmbito acadêmico.

O relativo fracasso da abordagem contínua deve-se principalmente a um desajuste de escalas: enquanto que os fenômenos comportamentais típicos dos solos estão enraizados nas suas características mineralógicas e feições micro-estruturais, a mecânica do contínuo procura modelá-los por meio de ajustes matemáticos do comportamento global observado na macro-escala. O entendimento desta limitação própria da concepção até aqui utilizada levou à ponderação da necessidade de uma abordagem *micro-mecânica*, onde os

fenômenos pudessem ser descritos e modelados na escala em que ocorrem. A teoria de homogeneização matemática tem sido empregada neste sentido, como ponte para levar a descrição dos fenômenos da micro-escala para a macro-escala, na modelagem contínua de solos compressíveis e não saturados.

A análise micro-mecânica, porém, encontra um ambiente de verdadeira potencialidade ao se referenciar num outro paradigma de representação, a modelagem discreta. Formulados no marco da mecânica clássica, os modelos discretos são de aparição mais recente, e se mostram como uma alternativa válida e potente. O método dos elementos discretos (MED), deixando de lado a visão clássica do solo como sendo um contínuo, oferece a possibilidade de modelá-lo ao nível das partículas constituintes, explicitando os tamanhos, contatos e arranjo delas, assim como os vazios do solo. Desta forma consegue uma aproximação do modelo à escala das partículas, onde o comportamento do solo é definido. A vantagem desta abordagem micro-mecânica discreta radica, pois, na possibilidade de explicitar a mineralogia e estrutura do solo, responsáveis pelo comportamento global da massa de solo, e assim conseguir modelar os fenômenos antes citados.

O uso do MED na atualidade se limita principalmente ao ambiente acadêmico, já que a capacidade computacional atual limita a possibilidade de modelagem de problemas geotécnicos de grande escala. Para estes problemas, não entanto, tem-se utilizado com bons resultados a modelagem híbrida - contínua no domínio geral e discreta nas regiões críticas – o que dá maior alcance à técnica.

Afortunadamente, existe hoje no Brasil um renovado interesse pelo estudo dos solos não saturados e residuais, especialmente na área experimental, na busca de uma melhor compreensão do comportamento exibido e os fenômenos envolvidos. Mas também cresce a pesquisa sobre modelos numéricos úteis para representar estes solos, sob a estratégia de modificação dos modelos do contínuo existentes para a inclusão dos fenômenos de não saturação e microestrutura.

O presente projeto de pesquisa se encaixa neste marco temático oferecendo, a partir da base conceitual existente, um caminho alternativo aos já percorridos: o emprego do método dos elementos discretos para a modelagem micro-mecânica do comportamento mecânico e hidráulico dos solos residuais. A finalidade do projeto está no interesse de avaliar fenomenologicamente tal comportamento e obter conclusões sobre a influencia dos aspectos estruturais e mineralógicos no desempenho destes solos, contribuindo assim para o enriquecimento do

conhecimento conceitual baseado na pesquisa experimental. A pesquisa procura adicionalmente avaliar a aptidão do método dos elementos discretos como ferramenta de modelagem para a análise micro-mecânica de solos.

Roteiro da pesquisa

O roteiro deste trabalho se encontra sumarizado na figura 1.1. Primeiramente, a pesquisa centra-se na compreensão da origem, composição e comportamento tipo dos solos residuais, com o objetivo de apontar os principais fatores que controlam a resposta do solo. Complementarmente, é abordado sucintamente o histórico da modelagem mecânica e micro-mecânica em formulações contínuas e discretas, apontando vantagens e limitações. O método dos elementos discretos é apresentado na sequência no intuito de conhecer a sua potencialidade de modelagem. O código *Sand*, que utiliza a biblioteca de elementos discretos *DEMLib*, é especialmente focado, por constituir o programa base no qual serão implementadas as formulações específicas para solos residuais.

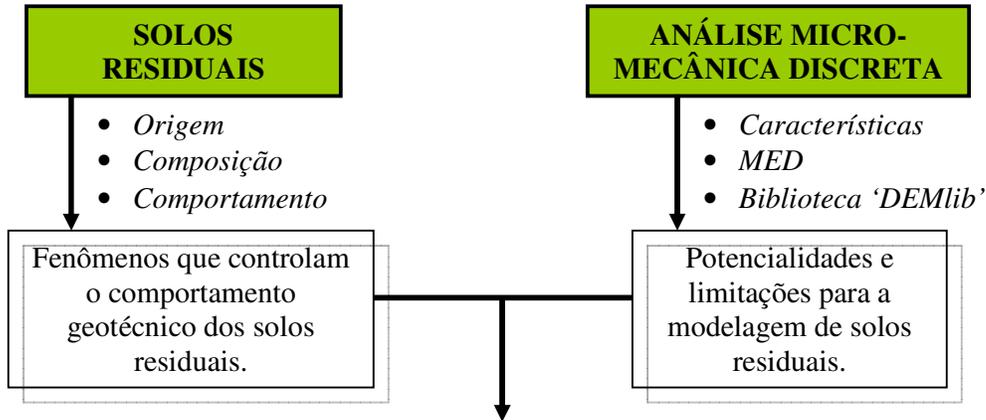
Seguidamente, a pesquisa focaliza-se na obtenção de formulações matemáticas que descrevam os fenômenos comportamentais tidos como relevantes na pesquisa do comportamento experimental observado. Uma vez em posse das formulações, estas são implementadas numericamente na biblioteca *DEMLib* e validadas a fim de garantir-se a representatividade da modelagem.

Uma vez incorporadas estas novas capacidades de modelagem, o novo código chamado *DEMLib-RSM* (Residual Soil Micro-mechanics) é calibrado e validado para a simulação de solos, tomando como ensaio de referencia o de cisalhamento direto. Logo e levada a cabo uma campanha de ensaios virtuais de solos residuais. O objetivo é duplo, analisar separadamente a influência dos distintos fenômenos comportamentais estudados, assim como reproduzir as características observadas na resposta global destes solos. A comparação com resultados experimentais equivalentes possibilita a avaliação fenomenológica e uma maior compreensão dos mecanismos envolvidos.

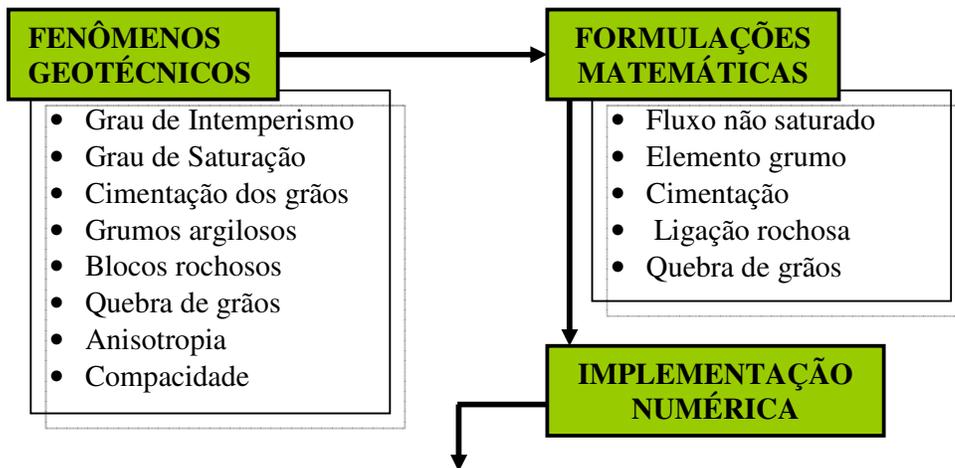
Finalmente, idéias conclusivas sobre o comportamento dos solos residuais são obtidas como fruto das simulações discretas e da análise comparativa, o que resulta numa ampliação da visão conceitual sobre estes solos. A análise micro-mecânica discreta também é avaliada, apontando suas potencialidades e limitações na modelagem de solos.

PESQUISA: Modelagem micro-mecânica discreta de solos residuais

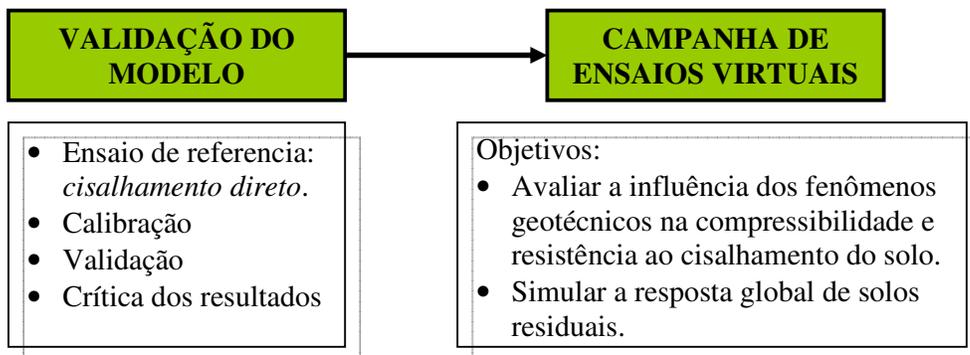
Etapa I: Pesquisa bibliográfica introdutória ao tema em questão



Etapa II: Formulações para a modelagem de solos residuais



Etapa III: Modelagem micro-mecânica discreta de solos residuais



Etapa IV: Conclusões da pesquisa

Figura 1.1: Roteiro da pesquisa.

2

Caracterização dos Solos Residuais: Gênese, Composição e Comportamento observado

Entende-se por solo residual ao material derivado dos processos de alteração e decomposição *in situ* de maciços rochosos, que não tem sido transportado do seu local original. O mesmo acontece na natureza em perfis de alteração, com uma gradação continua desde a rocha sã não alterada, passando por estágios de rocha branda e solo rijo conservando a estrutura da rocha de origem, até os solos de decomposição contendo depósitos secundários e sem mais semelhança direta com as características da rocha parental (Blight, 1997).

Fruto de uma gênese diferenciada, os solos residuais são compostos não apenas de grãos, mais de agregados e cristais de minerais alterados, pontes estabelecidas por cimentos depositados, grumos de argilominerais e partículas de resistência variada, com uma tendência à quebra e desarranjo quando submetidos a carregamentos. Por isto, um conhecimento aprofundado da gênese e composição de solo residual se faz necessário para uma cabal compreensão do seu comportamento mecânico. No que se segue, os aspectos relacionados aos processos de gênese, mineralogia e estrutura são abordados com o objetivo de esclarecer a história formativa destes solos, o que facilitará a compreensão do comportamento observado, que será discutido posteriormente.

2.1. Gênese dos solos residuais

Os processos de alteração e decomposição que os maciços rochosos sofrem quando expostos às condições atmosféricas - reunidos sob o nome de *intemperismo* - são responsáveis diretos pela gênese dos solos residuais que destes se derivam. O estudo, pois, deste fenômeno é inerente a um adequado entendimento da constituição e comportamento destes solos.

2.1.1. Os processos intempéricos

Por *intemperismo* entende-se o conjunto dos processos de alteração ambiental atuantes no meio geológico, isto é, os diferentes fenômenos presentes na superfície terrestre responsáveis pela transformação das rochas em solos. Esta

alteração devém da exposição das rochas, formadas sob determinadas condições termodinâmicas no interior da crosta terrestre, às condições atmosféricas bem diferentes daquelas, o que provoca um reajuste termodinâmico na massa rochosa na procura por uma nova configuração de equilíbrio. Neste processo, energia interna é liberada na medida que os minerais são decompostos, produzindo-se como resultado substâncias de menor energia interna, e por isso mais estáveis (Ollier, 1984; Polivanov, 1998).

Natureza do intemperismo

Os processos intempéricos podem ser agrupados de acordo com a sua natureza em três classes básicas (Mitchell, 1976):

- Os *físicos*, que conduzem à desagregação da rocha por diversos mecanismos como ser o alívio de tensões, fadiga e ruptura mecânica, acarretando a fragmentação dos seus componentes minerais sem envolver alteração química. Desta forma a rocha vai-se transformando paulatinamente em uma massa incoerente composta por grãos poliédricos com arestas vivas.
- Os *químicos*, tendo nas soluções aquosas que percolam o maciço o principal agente, alteram os minerais da rocha original nas superfícies expostas e no interior das fissuras existentes - via reações químicas, especialmente hidrólise - para formar como subprodutos os argilominerais mais estáveis.
- Os *biológicos*, levados a cabo por elementos vivos, podendo ter características de intemperismo físico (ação radicular e animal) ou químico (ação bacteriana e radicular).

Condicionantes do intemperismo

A presença e grau de atuação destes três tipos de processos intempéricos depende de quatro fatores modificadores, a saber:

a) Características climáticas locais.

Temperatura, umidade ambiente e nível de precipitações influem de forma conjunta para o desenvolvimento das características particulares de intemperismo em cada região. De uma forma geral, o intemperismo físico será proeminente em climas secos e o intemperismo químico em ambientes úmidos e quentes.

A figura 2.1 apresenta a distribuição destes três fatores climáticos no mundo. A combinação deles em cada região controla a natureza, potencia e velocidade do intemperismo, com os seguintes efeitos (Strakhov, 1967):

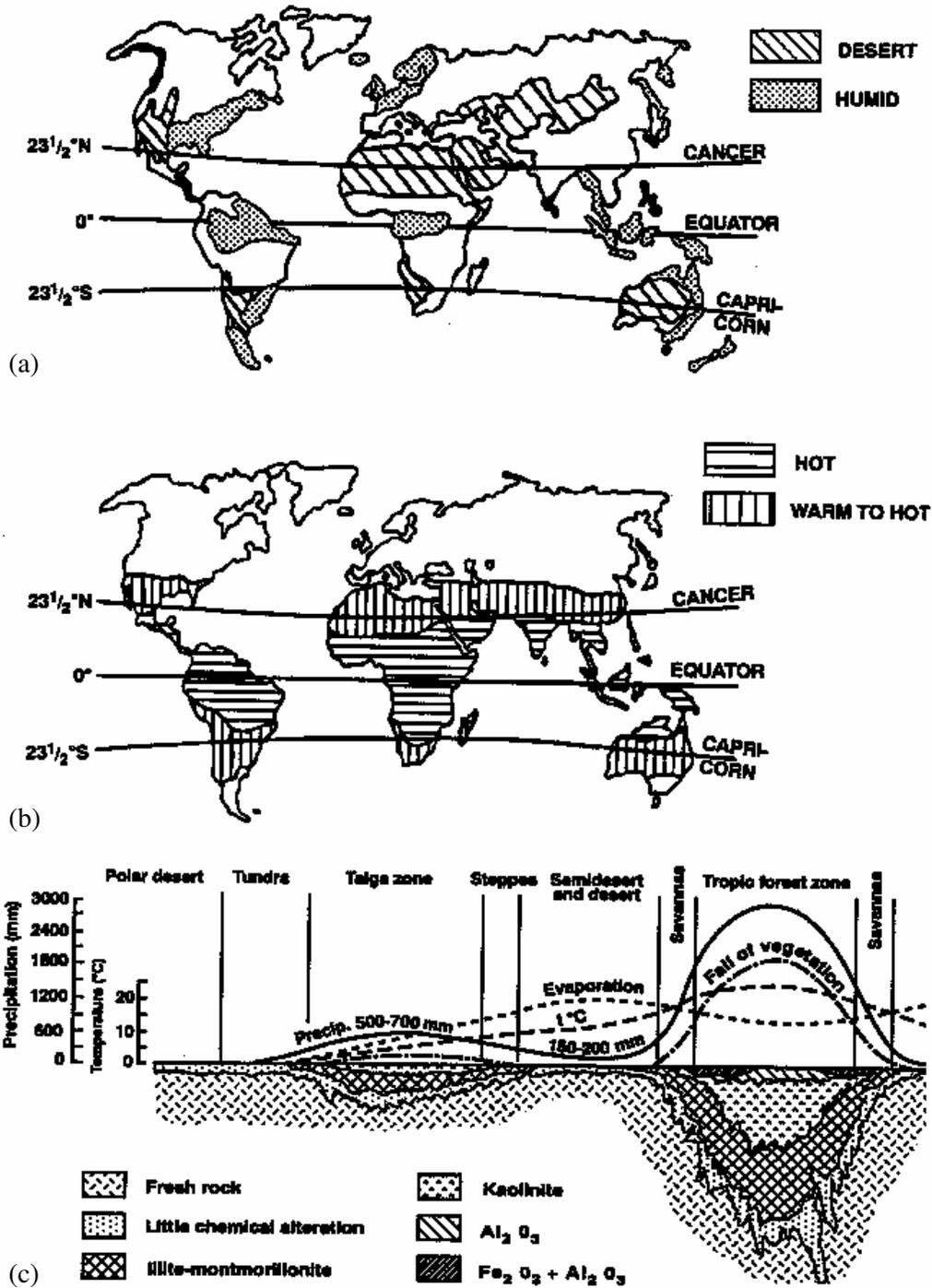


Figura 2.1: Influência do clima na formação de perfis residuais: a) Climas úmidos e desérticos no mundo; b) Regiões quentes e temperadas no mundo; c) Características dos perfis residuais para cada região climática (Strakhov, 1967).

- *Deserto polar e tundra.* Umidade e temperatura baixas retardam o intemperismo e a decomposição da matéria orgânica; baixas precipitações e *permafrost* inibem a lixiviação dos constituintes móveis.
- *Taiga.* Abundantes precipitações promovem lixiviação intensa; baixas temperaturas resultam num intemperismo lento e baixas taxas de decomposição da matéria orgânica.
- *Deserto e semi-deserto.* Altas temperaturas favorecem o intemperismo químico; baixas umidades inibem vegetação, crescimento de matéria orgânica e lixiviação dos constituintes móveis.
- *Savana e floresta tropical.* Elevadas temperaturas e umidades promovem um rápido intemperismo e lixiviação dos constituintes móveis.

Estes fatores climáticos também influem nos produtos de alteração. No gráfico da figura 2.2 se mostra um esquema orientador desta influência (variações locais acontecem por causa da topografia) proposto por Uehara (1982). Perto do equador, altas temperaturas e precipitações ao longo do ano favorecem a formação de caulinita e óxidos de baixa atividade. Nas regiões que se aproximam dos trópicos as precipitações diminuem e predominam as argilas ativas da classe das esmectitas. As zonas temperadas e frias, finalmente, favorecem a formação de outras classes, como vermiculitas, illitas e cloritas.

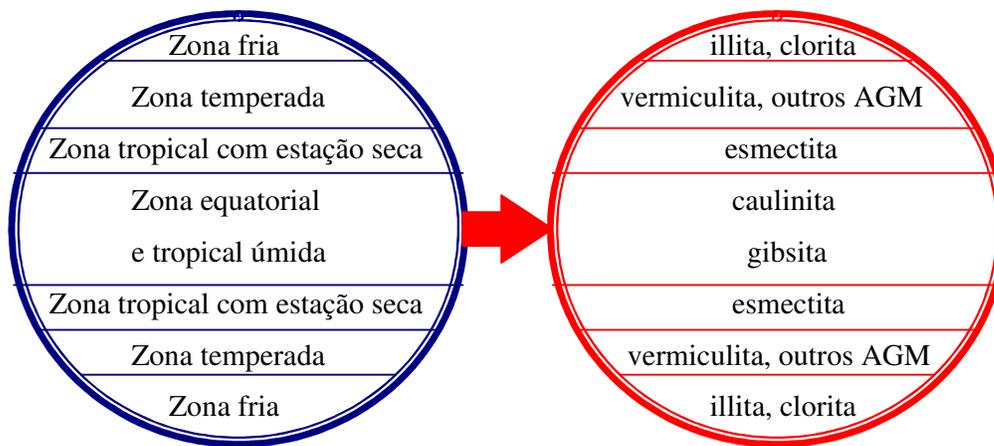


Figura 2.2: Influência do clima global na formação de argilominerais (Uehara, 1982).

b) Condições de relevo.

As topografias local e regional influem de maneira marcante no desenvolvimento do perfil residual, pelo controle que exercem sobre:

- A taxa de infiltração e de *run-off* das águas precipitadas, em função das características da superfície topográfica e do tipo de vegetação ali existente. Zonas de encosta favorecem o run-off superficial das águas enquanto que relevos planos e vales favorecem a infiltração.
- O regime hidráulico do maciço, isto é, a presença e nível do lençol freático, as características da zona não saturada (zona de areação), a direção do fluxo subterrâneo, as condições de drenagem interna e a taxa de lixiviação.

Van der Merwe (1965), baseado em análises de solos residuais de encostas e vales, aponta que em zonas com elevado run-off e boa drenagem interna desenvolvem-se argilominerais do tipo caulinita e vermiculita. Locais planos com boa drenagem mostram uma seqüência de alteração de argilominerais formada por clorita, vermiculita, montmorillonita e caulinita. Já em locais planos com drenagem ruim a seqüência não se completa predominando os argilominerais do tipo montmorillonítico.

Sob boas condições de drenagem, o relevo exerce controle também sobre a taxa de lixiviação. Brink & Kantey (1961) verificaram para perfis residuais de granito um crescimento quase linear do índice de vazios do solo com o nível de precipitação anual, o que mostra a correspondência direta entre precipitação, intensidade do intemperismo químico e a taxa de lixiviação.

c) Nível de fraturamento.

As descontinuidades dos maciços rochosos são também elementos que exercem influência sobre as características e intensidade do intemperismo, já que:

- Constituem os macro-caminhos de acesso para soluções aquosas, agentes do intemperismo químico.
- Facilitam a ação de elementos vivos, vegetação e animais, agentes de intemperismo biológico.
- Produzem um aumento da superfície exposta, deixando o maciço mais susceptível de ser alterado.

d) Características da rocha.

A caracterização da rocha origem marca a condição inicial a partir da qual acontecem os processos de alteração, e tem incidência direta na evolução e nas características do resultado final do intemperismo. Os aspectos que influem são:

- *Composição mineralógica.* As diferentes fases que compõem as rochas apresentam comportamentos (resistência mecânica, potencial REDOX, etc.) não uniformes, pelo que a alteração acontecerá com diferentes velocidades dentro da massa rochosa. Haverá também diferenciação nos produtos finais de alteração, dando lugar a solos arenosos, siltosos ou argilosos em função dos minerais parentais.
- *Permeabilidade e porosidade.* Estas duas propriedades controlam a acessibilidade e movimentação dos agentes de intemperismo químico nos núcleos rochosos, marcando assim o ritmo de alteração dos mesmos.

2.1.2.

Intemperismo físico

No intemperismo físico distinguem-se claramente dois fenômenos atuantes paralelamente, o *interno*, isto é o processo de relaxação das tensões residuais existentes no maciço, e o *externo*, incluindo o conjunto de agentes que operam desde a superfície para o interior do maciço.

O fenômeno interno

Refere-se à relaxação das tensões residuais existentes no maciço rochoso, decorrentes da sua história geológica. Menezes Filho (1993) explica este processo em quatro tópicos sequenciais detalhados a seguir:

a) Cristalização e deformação

Estes dois processos atuantes nos estágios iniciais da formação dos maciços rochosos têm efeitos contrários sobre a rede mineralógica resultante (Spray, 1969). Pela *cristalização* são formados novos minerais e outros presentes são transformados, dando lugar a uma rede termodinamicamente estável, adaptada às condições locais. Já durante os processos de *deformação* os cristais sofrem alongamentos e fraturas, pelo que a rede cristalina se descompensa energeticamente dando lugar ao surgimento de tensões residuais.

b) Campo de tensões não uniforme

Em virtude da estrutura não homogênea em termos de rigidezes, resultante dos processos citados acima, as pressões de confinamento produzem no maciço

um mapa de tensões complexo, não uniforme, com armazenamento desigual da energia de deformação nos diferentes minerais constituintes.

c) Mudança de ambiente e relaxamento

O estado tensional do maciço tende ao equilíbrio caso persistam as condições de pressão e temperatura elevadas próprias das grandes profundidades. A mudança das condições de pressão e temperatura pelo soerguimento do maciço até a superfície ou pela remoção das camadas superiores, porém, bloqueia este reajuste. As novas condições em superfície obrigam a uma redistribuição das tensões residuais no interior do maciço, mais, havendo incompatibilidade de deformação nos contatos entre grãos, acontece acúmulo de energia nesses pontos desequilibrados até se atingir a ruptura por fissuração. Desta forma acontece a progressiva relaxação das tensões e a homogeneização do meio (De Mello, 1979).

d) Alívio de tensões e expansão

Como resultado deste processo surgem as fraturas de alívio, fruto da remoção das camadas superiores. O descarregamento conduz à conseqüente aparição de fraturas tipo “casca de cebola” acompanhando o relevo. A liberação dos contatos mais desequilibrados por fissuração produz um aumento de volume, o que altera as propriedades físicas (porosidade e peso específico) do meio.

O fenômeno externo

Incluem-se aqui os agentes intempéricos que atuam desde a superfície para o interior do maciço. Cabe citar:

a) Ciclos térmicos

Em regiões de acentuada amplitude térmica as rochas podem sofrer grandes variações diárias de temperatura. O aquecimento diurno pela radiação solar produz um gradiente de temperatura na superfície dos maciços e a conseqüente dilatação, governada pelos coeficientes de dilatação térmica de cada mineral constituinte. A expansão assim sofrida não é uniforme, o que gera tensões internas na massa rochosa. Com o esfriamento noturno o fenômeno se inverte acontecendo contração, pelo que após o ciclo térmico ficam na superfície do maciço tensões e deformações residuais.

A repetição deste ciclo leva ao progressivo fendilhamento e desagregação dos minerais constituintes por fadiga. Adicionalmente, por diferenças na condutividade térmica da superfície rochosa respeito à massa interior mais protegida, se produzem tensões laterais que favorecem a esfoliação superficial.

b) Ciclos de gelo-degelo

Em regiões frias, a água de infiltração que penetra e preenche as cavidades e fissuras da rocha pode sofrer congelamento, aumentando o seu volume e funcionando como alavanca para abrir e expandir ditas fissuras e cavidades.

c) Ação radicular

Da mesma forma, as raízes vegetais podem penetrar nas fraturas do maciço e ao aumentarem o diâmetro e comprimento tendem a propagá-las. No caso das árvores, quando submetidos a esforços de tração pela ação do vento, transmitem ao maciço esforços elevados, capazes de desestabilizar blocos de rocha.

d) Cristalização de sais

Em regiões marinhas principalmente, soluções salinas podem alcançar os vazios e fissuras do maciço rochoso. Sob evaporação da água, cristais de sais precipitam formando depósitos salinos de volume maior. As pressões derivadas desta cristalização podem provocar a quebra e desagregação dos minerais.

2.1.3. Intemperismo químico

Os principais agentes do intemperismo químico o constituem a água de infiltração e os gases atmosféricos nela dissolvidos (especialmente O_2 e CO_2). Estes percolam a rede de fissuras do maciço e reagem com os minerais (primários) expostos produzindo a *transformação* destes em novos minerais (secundários), ou dissolvem-nos para uma migração por lixiviação ou para a *neoformação* de minerais por recristalização no próprio local (Polivanov, 1998).

Há dois fatores que controlam o tipo de reação química que acontece nas interfaces entre minerais de rocha e soluções aquosas, a saber:

- *pH* (medida do nível de acidez).
- *potencial REDOX* (medida da tendência a ceder o ganhar elétrons).

Diversos processos químicos podem acontecer ou não de forma simultânea, ou até de forma seqüencial, sendo detalhados a seguir (CEDEX, 2001):

a) Hidratação

Reação básica pela qual há fixação de moléculas de água nos minerais de rocha com aumento de volume, o que pela condição confinada do mineral produz uma pressão localizada que tende a abrir micro-fissuras.

b) Dissolução e hidrólise

Consiste na solubilização dos elementos que compõem os minerais pelo contato com as soluções aquosas que percolam o maciço rochoso, cuja intensidade depende da quantidade de solução circulante e da solubilidade dos diferentes minerais. Cátions metálicos são removidos mais rapidamente do que os íons de silício, ferro e alumínio. Os silicatos, porém, serão removidos principalmente por hidrólise (reação do tipo *sal + água* → *ácido + base*), pela associação dos íons H^+ e OH^- da água com os silicatos e os cátions metálicos respectivamente, havendo assim uma substituição de íons.

Os minerais removidos são aqueles situados nas esquinas dos blocos rochosos, mais expostos, o que produz o arredondamento dos blocos característico em solos residuais. Os íons liberados são lixiviados, podendo também participar na neoformação ou transformação de outros minerais.

c) Reações REDOX

Envolvem ganho ou perda de elétrons (do tipo *forma oxidada + n° elétrons* ↔ *forma reduzida*), segundo o potencial REDOX dos minerais presentes. Em ambientes com disponibilidade de oxigênio (condição aeróbia, especialmente a zona não saturada), este se combina com compostos ferrosos e manganosos para oxidá-los, dando a cor avermelhada dos solos tropicais. Já em ambientes redutores (condição anaeróbia, em zonas inundadas), o hidrogênio atua como agente redutor gerando minerais que dão aos solos cores cinzentas, azuladas e esverdeadas.

d) Carbonatação

Consiste na atuação do anidrido carbônico dissolvido na água para transformar óxidos em carbonatos e carbonatos em bicarbonatos, para sua posterior re-precipitação como tais, podendo liberar também água e gás carbônico.

2.1.4. Perfil de intemperismo

Os maciços rochosos intemperizados apresentam em geral uma seqüência de camadas que mostram o avanço da alteração em profundidade. Deere & Patton (1971) propuseram um perfil sumarizado em quatro camadas representativas (ver figura 2.3) para o caso de granito e gnaíse. Estas camadas correspondem a:

- *Rocha sã*. Setores do maciço ainda não atingidos pelo intemperismo. Os minerais apresentam-se com brilho e sem sinais evidentes de alteração.
- *Rocha alterada*. Camada onde os minerais exibem sinais evidentes de alteração (perda de brilho e cor), especialmente ao longo das juntas e falhas.
- *Solo residual jovem*. Camada de solo constituído por minerais primários e secundários, que ainda guarda características herdadas da rocha original (estrutura reliquiar). Pode conter alguns blocos rochosos na sua massa.
- *Solo maduro*. Constituído por minerais secundários (transformados e neoformados) e primários que resistiram o intemperismo, de granulação variável dependendo do tipo de rocha de origem. Trata-se geralmente de um solo homogêneo e com estrutura porosa.

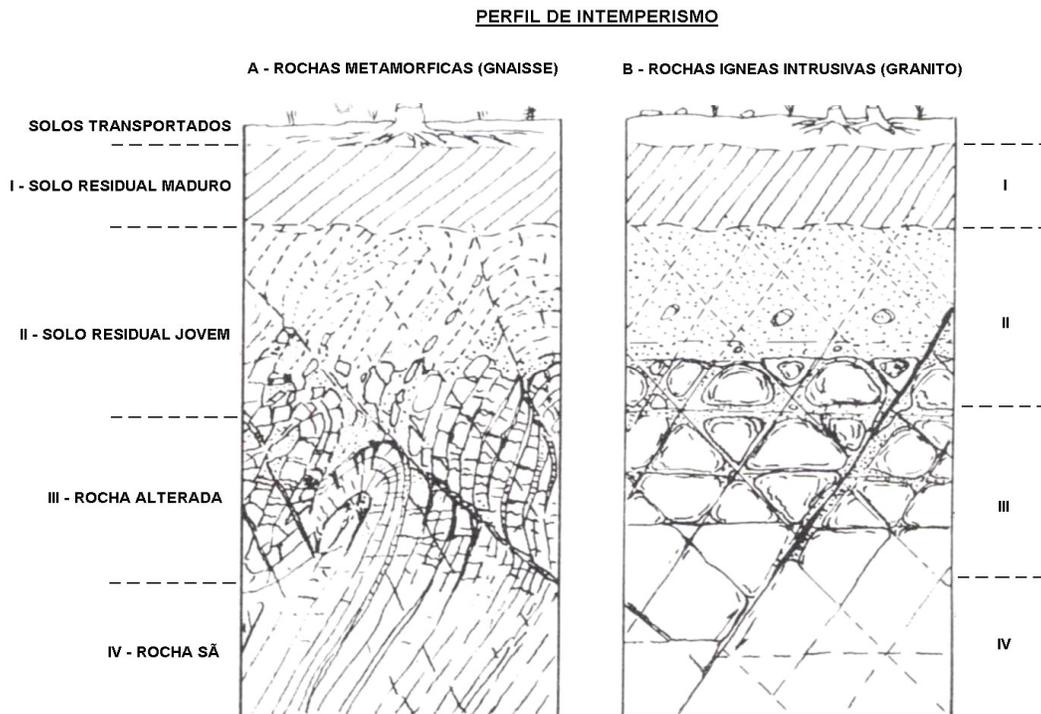


Figura 2.3: Perfil de intemperismo: a) rocha metamórfica; b) rocha ígnea intrusiva. (adaptado de Deere & Patton, 1971).

A ISRM (1981) também propôs uma seqüência para descrever perfis de alteração, discriminando seis estágios (ver figura 2.4) correspondentes a:

- (I) *rocha sã*
- (II) *levemente alterada*
- (III) *moderadamente alterada*
- (IV) *altamente alterada*
- (V) *completamente alterada*
- (VI) *solo residual*

Desta classificação, a zona I-II corresponde a rocha, a zona V-VI corresponde a solo, e a zona intermédia III-IV corresponde a material de alteração denominado de *saprolito* (rocha decomposta).

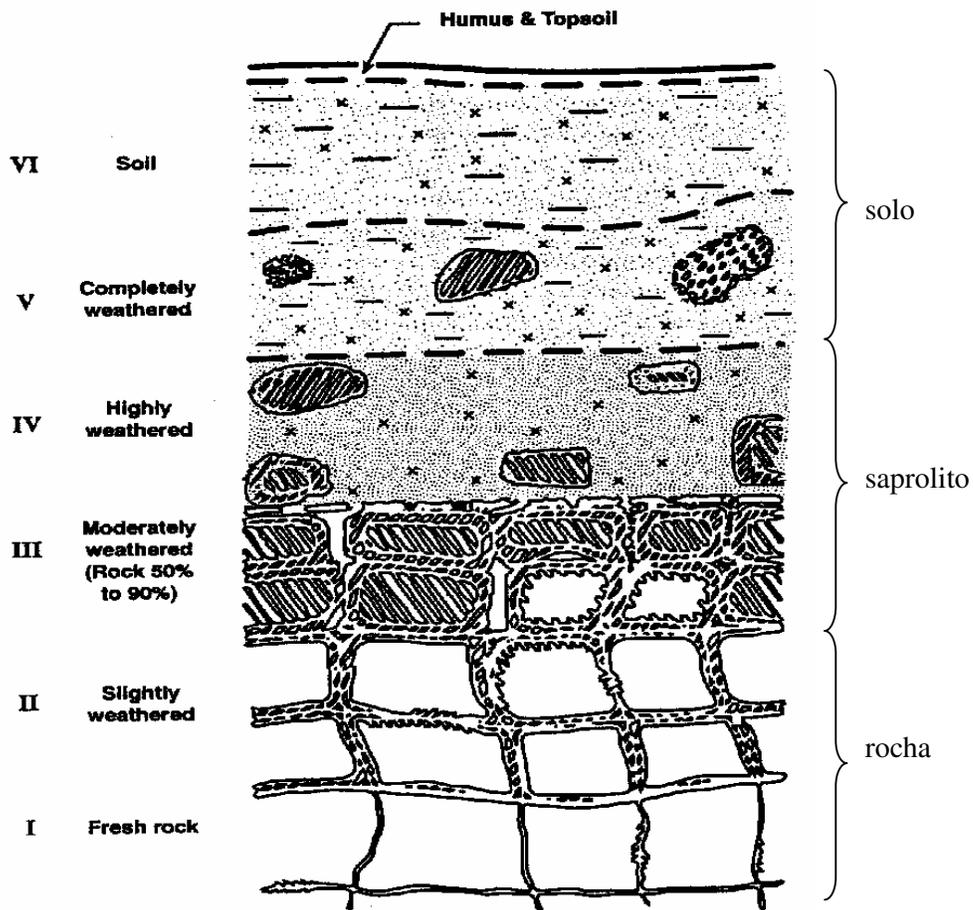


Figura 2.4: Classificação da ISRM para um perfil de alteração (Little, 1969; ISRM, 1981).

2.1.5. Grau de intemperismo

Vários tipos de índices têm sido propostos para a quantificação do avanço do intemperismo, objetivando a identificação e comparação dos estágios intermediários situados entre a condição inicial (rocha sã) e final (solo maduro). Falcão (1984) e Souza Almeida (1987) apresentam em detalhe estes índices, baseados nas propriedades físicas, químicas e mecânicas do material em estudo:

- *Índices físicos*. Baseados nas propriedades-índice da rocha, que vão mudando com o avanço do intemperismo. Os mais utilizados são o índice de alteração, índice ultrassônico, a porosidade, peso específico, dureza e resistência de ponta.
- *Índices químicos*. Baseados em relações molares entre os diferentes elementos químicos presentes que evoluem com os processos de alteração. Podemos citar os índices molares como ser sílica/alumina, sílica/óxido de ferro e bases/alumina, fator de lixiviação β e índices de intemperismo baseados na quantidade de sílica ou alcalinos.
- *Índices petrográficos*. Formulados a partir do uso de técnicas de microscopia que permitem determinar a fábrica da rocha, os minerais primários e secundários presentes e as micro-fissuras. O índice micropetrográfico calcula a proporção entre minerais primários e secundários, o índice de Lumb compara o peso específico de quartzo e feldspato, havendo também os índices de alteração do plagioclásio e dos feldspatos e o índice de microfraturas.
- *Índices mecânicos*. Baseados nas propriedades mecânicas para diferentes estados de alteração, definindo índices em função do módulo de elasticidade, resistência à compressão simples e resistência ao cisalhamento.

Estes índices podem apresentar resultados dispares dependendo do tipo de rocha analisada, o qual é reflexo da grande variabilidade do processo a ser quantificado. Em todo caso, a experiência acumulada no emprego destes índices oferece um critério de escolha dos índices mais adequado para cada tipo de rocha.

2.2.

Composição dos solos residuais

Os solos residuais representam uma grande família, com uma ampla árvore genealógica caracterizada pela variedade das composições e matizes. Estes, ao derivar-se de rochas parentais, levam em si mesmos o DNA mineralógico que herdam delas. Mas também levam sobre si, de forma reliquiar, o caráter estrutural possuído pelos maciços rochosos dos quais procedem. Com o avanço do intemperismo estes solos jovens vão se alterando, de forma que sua composição mineralógica e estrutura sofrem grandes transformações até atingirem a maturidade. A variedade de rochas de origem e das influencias ambientais produz um amplo espectro de solos resultantes. A figura 2.5 destaca este processo.

Esta variedade de solos, no entanto, apresenta certas características básicas comuns que governam o comportamento frente às solicitações, e constituem o objeto do nosso estudo. Estas características são determinadas pela *mineralogia* e *estrutura*, dois fatores fundamentais para a cabal compreensão destes solos.

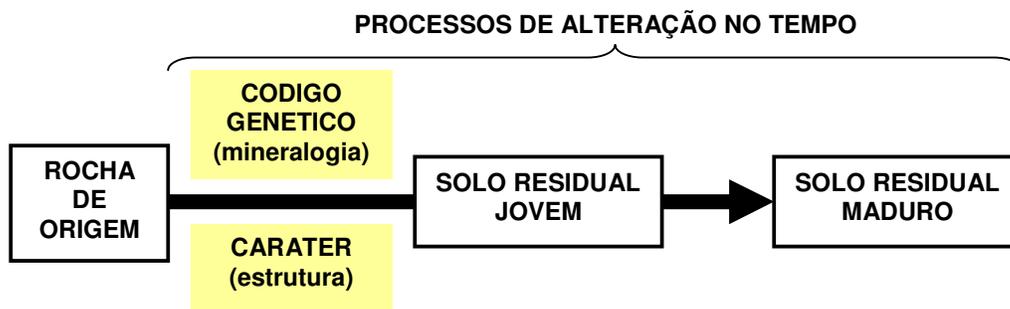


Figura 2.5: Processo de formação dos solos residuais.

A *mineralogia* do solo residual se deriva dos minerais que formam a rocha de origem (primários), que sob intemperismo sofrem diferentes decomposições e transformações para configurações mais estáveis, denominadas de minerais secundários. Granulometria, tipo e porcentagem de argilominerais, presença de materiais cimentantes e resistência dos grãos são influenciados diretamente pelas características mineralógicas.

A *estrutura* se refere à disposição física dos minerais na massa de solo. Isto inclui o arranjo dos grãos ou fábrica, a agregação e a cimentação destes, a distribuição e tamanho dos poros, e as feições reliquiares como ser foliações, fissuras ou bandas de cisalhamento.

2.2.1. Mineralogia dos solos residuais

A evolução mineralógica dos minerais primários pode ser descrita pelos processos de *decomposição*, *lixiviação* e *re-deposição*, de intensidade variável segundo as condições locais de clima e drenagem (Carvalho & Simmons, 1997).

A susceptibilidade dos minerais à ação intempérica está estreitamente ligada à energia interna associada aos mesmos, o que se deriva do processo de cristalização sofrido. Bowen (1928) analisou estes processos e propôs series de cristalização dos minerais, começando desde os que cristalizam primeiro, com temperaturas mais elevadas até os últimos a cristalizar a temperaturas mais baixas. Os primeiros apresentam energia interna mais elevada, sendo por isso os mais instáveis frente ao ataque químico. Esta relação foi comprovada por Arnold (1984) para o caso da alteração de uma andesito, como mostrado na figura 2.6.

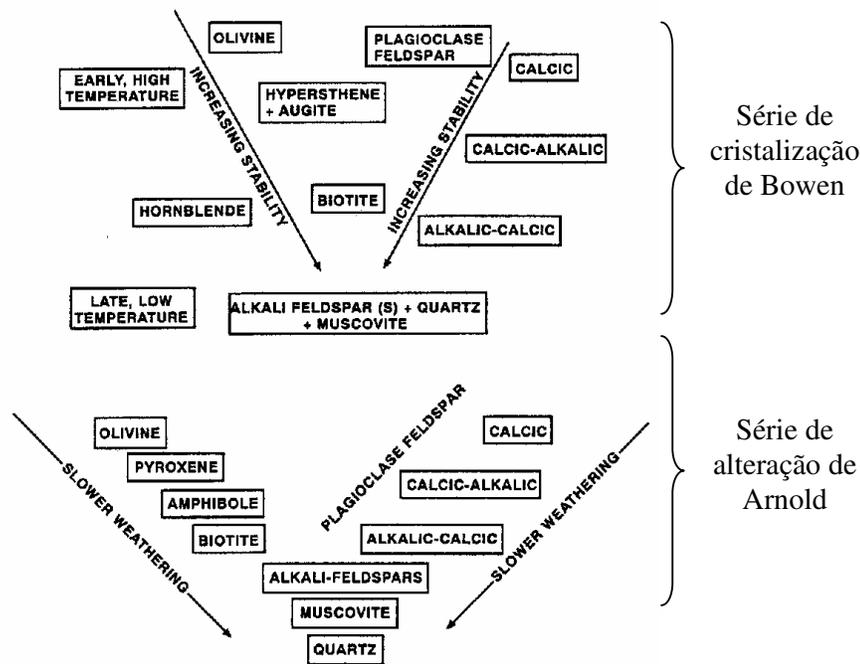
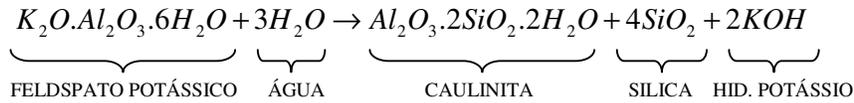


Figura 2.6: Cristalização e alteração para uma andesito (Bowen, 1928 & Arnold, 1984).

Lumb (1962) aponta quatro estágios na *decomposição* dos solos residuais de granito, durante os quais acontece alteração dos minerais feldspáticos e micáceos pela água, o que contrasta com a relativa inalterabilidade dos minerais quartzosos. A reação de alteração do feldspato potássico é apresentada de forma simplificada a seguir:



onde a sílica e o potássio são liberados na forma de colóides que podem ser removidos por lixiviação, resultando numa perda de massa.

Os estágios de alteração apresentam as seguintes particularidades:

- *Estágio 1.* Os processos acontecem nas superfícies expostas, alterando levemente feldspatos e micas mediante reações de hidratação e hidrólise, acontecendo expansão volumétrica.
- *Estágio 2.* A periferia dos blocos rochosos continua a ser decomposta, acontecendo a rápida alteração dos feldspatos e micas, restando inalterados os minerais de quartzo. Aumenta a porosidade pela lixiviação dos colóides. A gradação é pobre no início (areia e pouca argila), favorecendo a erosão interna dos argilominerais formados, até a formação de grãos de areia fina e silte pela alteração dos grãos maiores de feldspato, o que melhora a gradação e cria um filtro natural contra a erosão interna. Os grãos de quartzo permanecem intactos e preservam a estrutura e feições da rocha original.
- *Estágio 3.* A massa rochosa passa a ser uma matriz areio-siltosa composta de grãos de quartzo, feldspato, mica, além de produtos de alteração. No meio a matriz ainda existem blocos rochosos sendo alterados.
- *Estágio 4.* Os últimos blocos já foram decompostos, no entanto a textura original da rocha e suas descontinuidades ainda podem ser reconhecidas, se bem que trata-se agora de uma massa altamente incoerente.

Já os processos de *lixiviação* e *re-deposição* envolvem a remoção de minerais de sílica e alcalinos, acontecendo a conseqüente acumulação de óxidos, hidróxidos e sesquióxidos. Os minerais lixiviados são transportados e re-depositados mais tarde, dependendo das condições de fluxo interno. A laterização responde a este processo, onde minerais lixiviados e re-depositados dão lugar à camadas de solos cimentados de alta resistência mecânica perto da superfície.

2.2.2. Formação da estrutura residual

A estrutura residual dos maciços intemperizados é produto da alteração da estrutura da rocha original. Inicialmente a rocha sã apresenta uma estrutura de

fábrica mais fechada, compacta, com baixo índice de vazios, e cruzada por famílias de descontinuidades, além de redes de micro-fissuras e outras feições particulares como ser orientações preferenciais e planos de debilidade.

O *intemperismo físico* atua basicamente na ampliação e abertura destas macro e micro-descontinuidades, fomentando a desagregação da rocha e provendo novos caminhos para o ingresso dos agentes de intemperismo químico. Esta ação resulta em um aumento do volume aparente e da porosidade, assim como na queda da resistência da massa rochosa.

O *intemperismo químico*, por sua vez, ataca a integridade mineralógica da rocha avançando de maneira diferencial desde as superfícies expostas até os núcleos. Os minerais primários se transformam em novos minerais ou são dissolvidos e migram sob a forma de solução, ou ainda precipitam como novos minerais. Estes processos induzem o aumento da porosidade, o enfraquecimento e diminuição de tamanho dos grãos, e a formação de argilominerais. A gestação de uma neo-cimentação secundária por precipitação é também comum.

Assim, a estrutura residual pode ser concebida como um esqueleto poroso de minerais parentais e agregados de partículas com cimentação variável (a macroestrutura) preenchido parcialmente por um plasma poroso formado pelos minerais secundários com estrutura própria (microestrutura).

2.2.3. Estrutura dupla dos solos residuais

Os solos residuais são comprovadamente possuidores de uma dupla estrutura. Carvalho & Simmons (1997) destacam estes dois níveis estruturais, a macroestrutura formada pelos diversos grãos e pacotes de partículas com os vazios intergranulares, e a microestrutura dos próprios pacotes e os seus vazios internos. Chin & Sew (2001) sublinham a importância da micro e macro-fábrica como controladoras das características de resistência e permeabilidade.

O conceito de *dupla estrutura*, ou *dupla porosidade*, foi inicialmente introduzido para explicar os níveis de micro e macro-estrutura dos solos argilosos, no intuito de fornecer uma formulação para os fenômenos de contração e inchamento destes (Gens & Alonso, 1992). Estudos diversos sobre a fábrica dos solos argilosos (Villar 2000, Cui *et al* 2001, Lloret *et al*, 2003) revelaram nestes uma marcante dupla estrutura. A figura 2.7 mostra os resultados de uma

porosimetria por intrusão de mercúrio na qual pode-se observar uma clara distribuição bimodal do tamanho de poros, que reflete os tamanhos dominantes associados aos dois níveis básicos de estrutura.

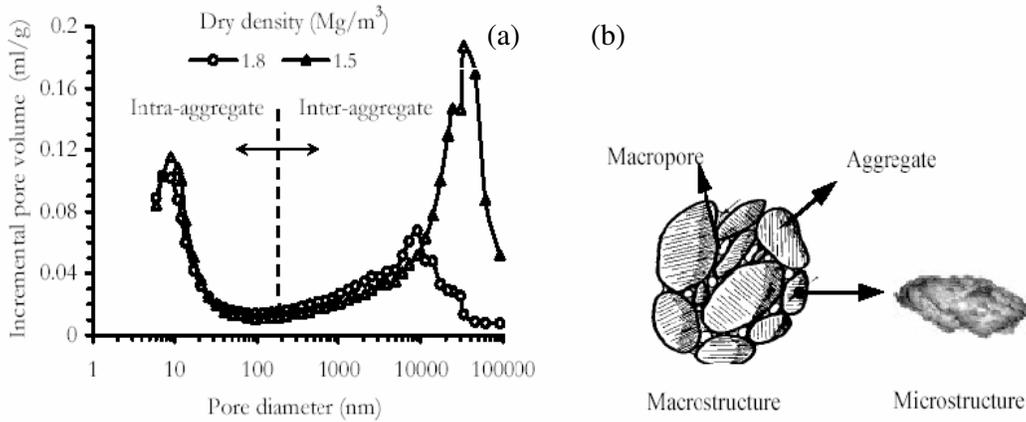


Figura 2.7: a) Distribuição do volume de poros de duas amostras de bentonita compactada (Lloret et al, 2003); b) Representação dos dois níveis estruturais.

Collins (1985) indica diferentes tipos observados para cada nível estrutural nos solos residuais (ver figura 2.8). No nível microestrutural, os minerais de argila podem se agrupar:

- *de forma dispersa* com orientação aleatória;
- *de forma paralela* com orientação preferencial;
- *constituindo grumos* que se vinculam em forma de anéis vazados;

Entretanto, as partículas de tamanho silte e areia constituem arranjos básicos com contatos limpos ou com a presença de pontes de argila.

No nível de ensemble ou macroestrutural, Collins (1985) distingue três formas básicas com nível de complexidade crescente:

- *Arranjo tipo matriz*. O arranjo elementar se faz extensivo a toda a massa de solo residual, formando uma matriz homogênea no macro-nível.
- *Arranjo tipo Agregação*. Os arranjos elementares se agrupam em pacotes que formam um esqueleto aberto de estrutura discreta.
- *Arranjo tipo Conexão*. Os arranjos elementares de argilominerais atuam como pontes materializando ligações entre os grãos de maior tamanho.

Os solos residuais em cada caso poderão apresentar alguma destas tipologias como principal, ou então uma mistura delas, podendo estes arranjos dar lugar a características heterogêneas e anisotrópicas. Estes aspectos estruturais e os mineralógicos são dinâmicos e evoluem junto aos processos de alteração.

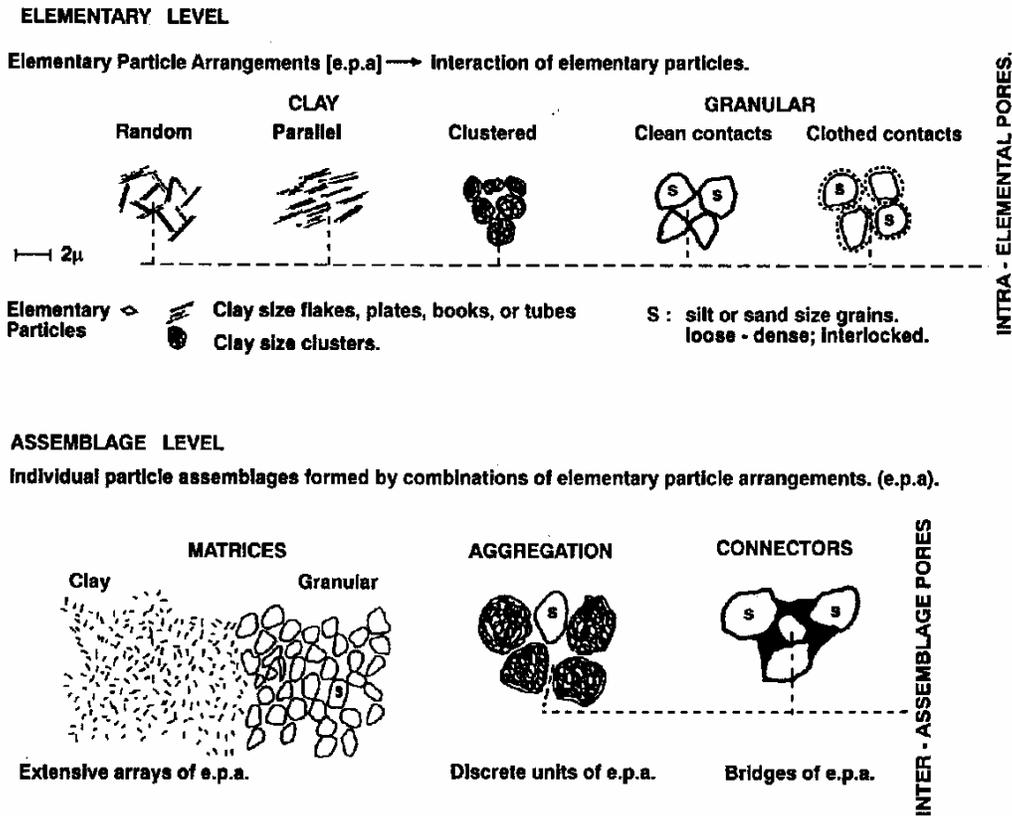


Figura 2.8: Arranjos micro e macro-estruturais (Collins, 1985).

Macroestrutura

A macroestrutura dos solos residuais, pois, apresentará de uma maneira geral as seguintes características:

- *Feições reliquias*. Fissuras, fraturas, bandeamentos, xistosidades, e demais características estruturais da rocha original permanecendo de forma reliquiar, como cicatrizes do passado que condicionam as características da fábrica do solo em formação, transmitindo-lhe heterogeneidade, anisotropia, planos de debilidade e orientações preferenciais dos grãos.
- *Partículas de composição variada*. Uma distribuição granulométrica variada, combinando minerais primários e secundários em proporções que evoluem com o grau de intemperismo alcançado. Estas partículas variam desde cristais de quartzo não alterado, grãos de feldspato de baixa resistência em processo de alteração, acumulações orientadas de micas se alterando, até grumos e pacotes compressíveis de argilominerais.

- *Grãos quebradiços*. Grãos não transportados e sob alteração, de resistência variável, sendo comuns os grãos fracos que se quebram ante pequenos esforços, gerando novas partículas de menor tamanho e maior resistência.
- *Cimentação*. Óxidos e minerais secundários fixados nos contatos entre partículas constituindo ligações fracas ou fortes segundo a sua origem, conferindo rigidez adicional à estrutura residual. Vaughan (1988) assinala que estes cimentos podem ter sua origem na deposição de carbonatos, hidróxidos ou matéria orgânica, na precipitação de silicatos anteriormente dissolvidos, ser um subproduto da alteração química de certos minerais, ou até fruto da soldagem fria dos contatos sob pressões elevadas.
- *Rede de macro-poros*. Como parte do esqueleto poroso, formando uma rede de macro-vazios conectados.
- *Não saturação*. Água preenchendo parcialmente os macrovazios na forma de meniscos nos contatos entre grãos, e armazenada nos pacotes e grumos de argilominerais.

Microestrutura

A microestrutura residual, por sua vez, se caracterizará por:

- *Agregação de argilominerais*. Grumos de argilominerais, presentes como grãos na macroestrutura, mas possuindo eles mesmos uma estrutura interna formada pelos minerais tamanho silte e argila, e a correspondente rede de micro-poros.
- *Rede de micro-poros*. Somada a rede de macro-poros, constituem uma estrutura de dupla porosidade, e serve para a estocagem de água.
- *Saturação*. Dentro destes grumos prevalece a condição saturada, a diferença do restante da massa do solo em que permanece na condição não saturada. Isto, porém, pode não se verificar algum solos, especialmente em zonas áridas.
- *Compressibilidade e estocagem de água*. Estes agregados ou grumos se diferenciam dos outros grãos da macroestrutura por serem altamente compressíveis e pela sua capacidade de estocagem de água, pelo que constituem micro-reservatórios que captarão ou cederão água à rede de macro-poros segundo as condições hidro-mecânicas imperantes.

2.3. Comportamento dos solos residuais

As características de resistência, compressibilidade e deformabilidade de um solo residual associam-se aos diversos aspectos de *constituição e estado* presentes na sua massa, cujas influências se vinculam para dar uma resposta global. Entre os aspectos constitutivos se incluem a estrutura residual, anisotropia e resistência dos grãos, entanto que os aspectos de estado são a compacidade, grau de saturação e grau de alteração (Brenner *et al*, 1997).

2.3.1. Influência da estrutura residual

Para um melhor entendimento da influência comportamental da estrutura residual, convém analisá-la nos seus aspectos *micro* e *macro* separadamente. A figura 2.9 ilustra a dupla escala da estrutura residual.

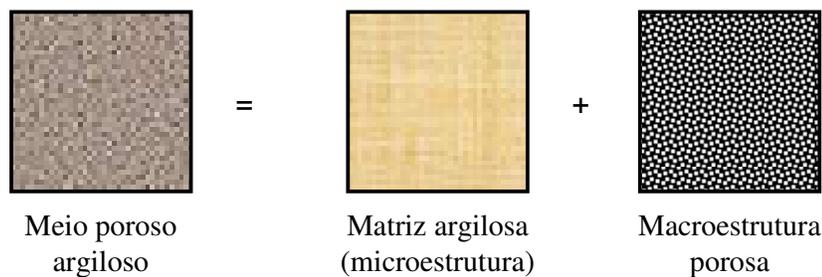


Figura 2.9: Representação esquemática dos níveis estruturais.

Microestrutura

Para modelar o comportamento de solos explicitando ambos os níveis estruturais, Alonso *et al* (1994) utilizaram o modelo BBM (Alonso *et al*, 1990) como modelo para a macroestrutura, e incluíram nele uma formulação específica para a microestrutura baseada nas seguintes assunções:

- Os fenômenos físico-químicos são reversíveis.
- A micro-fábrica não tem orientação preferencial (é isotrópica).
- As deformações na micro-estrutura são apenas volumétricas e elásticas.
- Os agregados de argila permanecem no estado saturado, o que se verifica para os níveis de sucção comuns em geotécnica.
- O princípio das tensões efetivas é válido, dada a condição de saturação.

No modelo micro-estrutural, o comportamento volumétrico é governado pela tensão volumétrica efetiva ($p + s$), onde p é a tensão volumétrica total e s a sucção mátrica. Define-se também uma *linha neutra* ($p + s = cte$) no plano p - s (ver figura 2.10), tal que para trajetórias que seguem esta linha não acontecem deformações na microestrutura. Duas linhas neutras, SI (incremento de sucção) e SD (decremento de sucção), atuam como superfícies de escoamento micro-estruturais, definindo entre elas uma região elástica. Para trajetórias de tensão que atingem alguma destas superfícies acontece expansão da mesma e verificam-se deformações plásticas. Assim, haverá deformações irreversíveis de contração se atingir a linha SI, ou de inchamento caso atinja a linha SD. O endurecimento é definido cinemático e, portanto, não haverá expansão do domínio elástico inicial durante o escoamento plástico, e sim uma translação do mesmo.

A interação entre ambos os níveis estruturais acontece na lei de endurecimento (lei de expansão) da superfície de escoamento LC (loading-collapse) para a macroestrutura, onde são incluídas as deformações da micro-estrutura para acoplar as mudanças micro-estruturais na macro-estrutura. Isto se vê na figura 2.10, onde uma trajetória de secagem na micro-estrutura gera um endurecimento na macro-estrutura (deslocamento da LC).

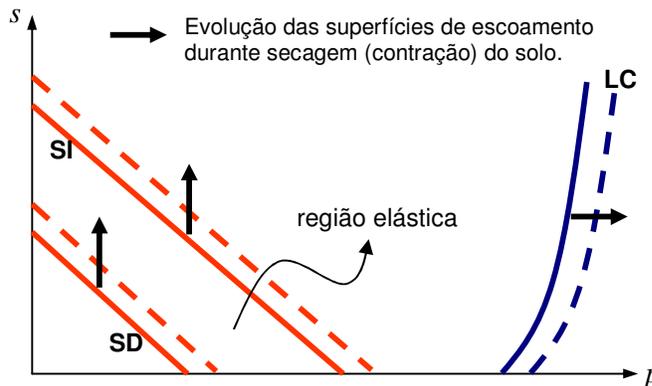


Figura 2.10: Comportamento do modelo de dupla estrutura no plano p - s .

A matriz argilosa que constitui a microestrutura dos solos residuais tem influência marcante no seu comportamento mecânico, dada suas características de alta compressibilidade e saturação, que contrasta com o esqueleto rígido e não saturado da macroestrutura. A presença e influência da matriz argilosa no solo residual crescem com o grau de intemperismo alcançado.

Maccarini (1980) e Sandroni & Maccarini (1981) apresentam resultados de ensaios de cisalhamento direto e triaxiais convencionais em amostras indeformadas de uma ocorrência de solo residual gnáissico jovem do campo experimental da PUC-Rio. Blocos para a confecção das amostras foram retirados de cinco profundidades de um poço e cinco níveis de um talude. A resposta dos ensaios triaxiais apresentou basicamente dois tipos de comportamento, os quais são sumarizados na figura 2.11.

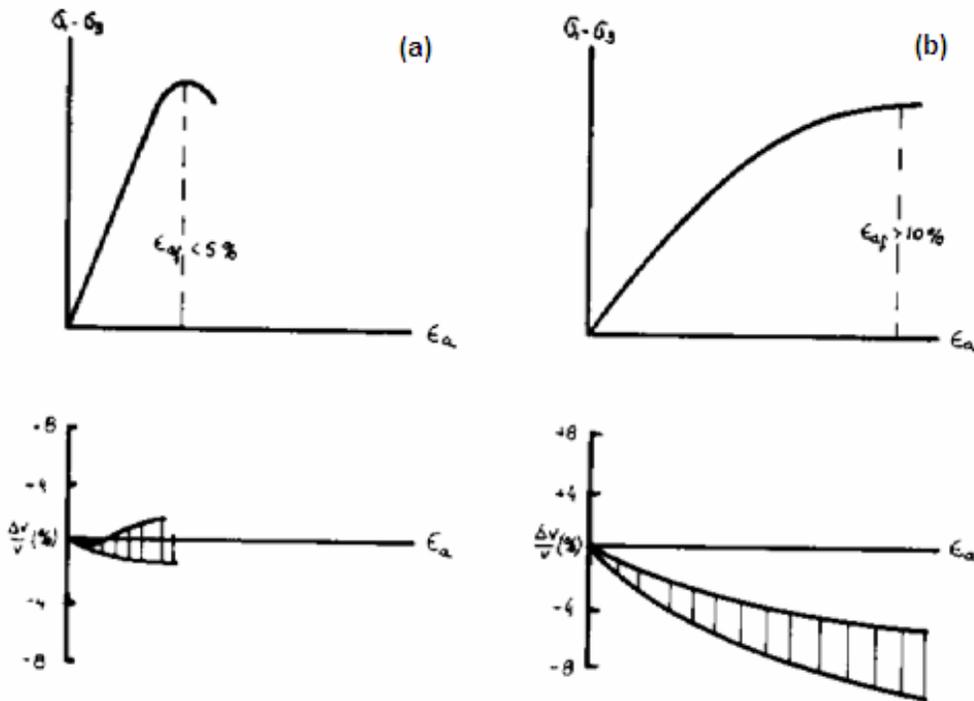


Figura 2.11: Comportamento observado de solos residuais no ensaio triaxial: a) solo jovem; b) solo maduro (Sandroni & Maccarini, 1981).

O comportamento mostrado na figura 2.11a caracteriza-se por uma relação linear entre tensão e deformação até atingir o pico de resistência para uma deformação axial não superior ao 5%, ao qual se segue uma curva de amolecimento. As deformações volumétricas variam de contrações moderadas até dilatações. Este tipo de comportamento verificou-se nos solos jovens ou com baixo nível de confinamento. Já o comportamento da figura 2.11b caracteriza-se por uma relação não linear entre tensão e deformação que atinge o seu valor máximo para deformações axiais maiores do que 10%. As deformações volumétricas são francamente contrativas. Este tipo de comportamento verificou-se nos solos maduros ou com alto nível de confinamento.

A influencia da matriz argilosa, pouco presente no solo jovem e de ampla ocorrência no solo maduro, está assim relacionada com a mudança comportamental observada, de maneira que a microestrutura pode ser considerada a principal responsável pela perda de rigidez e o aumento na deformabilidade.

Futai (2002) e Futai *et al* (2004) analisaram também a resistência ao cisalhamento não saturada de um perfil de solo residual de gnaiss da região de Ouro Preto - MG. Foram estudados dois horizontes no perfil, um *saprolito* ou solo jovem (profundidade de 5 metros) e uma *laterita* ou solo maduro (profundidade de 1 metro). As características físicas e a curva de retenção de água são mostradas na figura 2.12. A análise comparativa destes solos permite visualizar a seqüência formativa da microestrutura no perfil de alteração. No solo jovem prevalecem as frações areia e silte, com pouca presença de argila. Já no solo maduro predominam as frações areia e argila, com pouco silte. Assim, enquanto o quartzo permaneceu inalterado como areia, os minerais alteráveis passam gradativamente da fração silte para argila. Este fenômeno reflete-se na curva característica, onde o caráter *bimodal* no solo maduro indica a ausência da fração silte.

a)

Tabela 1 – Características dos solos

Características	1m	5m
Areia (%)	44	38
Silte (%)	9	54
Argila (%)	46	8
w _L (%)	57	42
I _p (%)	29	19
Índice de vazios	1,3-1,5	0,8-1,0
Densidade dos grãos	2,64	2,68
Caulinita (%)	23	42
Quartzo (%)	50	44
Óxidos, hidróxidos e amorfos (%)	19	6

b)

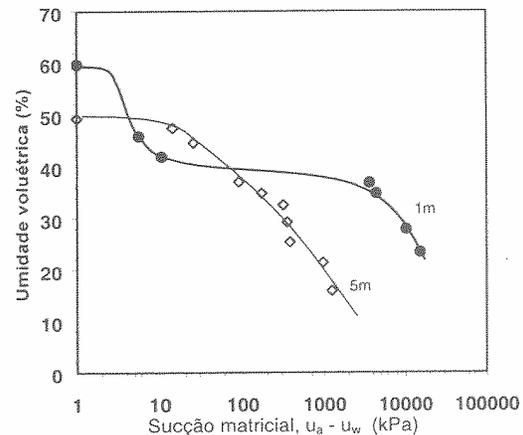


Figura 2.12: a) Características físicas de solo laterítico (1m) e saprolítico (5m); b) Curva característica dos solos (Futai *et al*, 2004).

O efeito da microestrutura também se pode apreciar nas curvas de resistência ao cisalhamento. A figura 2.13 mostra a resposta de ensaios triaxiais com sucção controlada (100kPa) para diferentes tensões de confinamento. No caso do solo maduro a matriz argilosa controlou o comportamento do solo, caracterizado pela ausência de pico na resistência e pela contração verificada nas

deformações volumétricas. Já no solo jovem os efeitos da microestrutura são atenuados, pelo que se observa uma maior resistência com formação de pico, juntamente com uma maior tendência dilatante. Desta forma, a microestrutura aparece atrelada ao amolecimento da massa de solo o que redundará em uma queda da resistência e rigidez, assim como um aumento da deformabilidade.

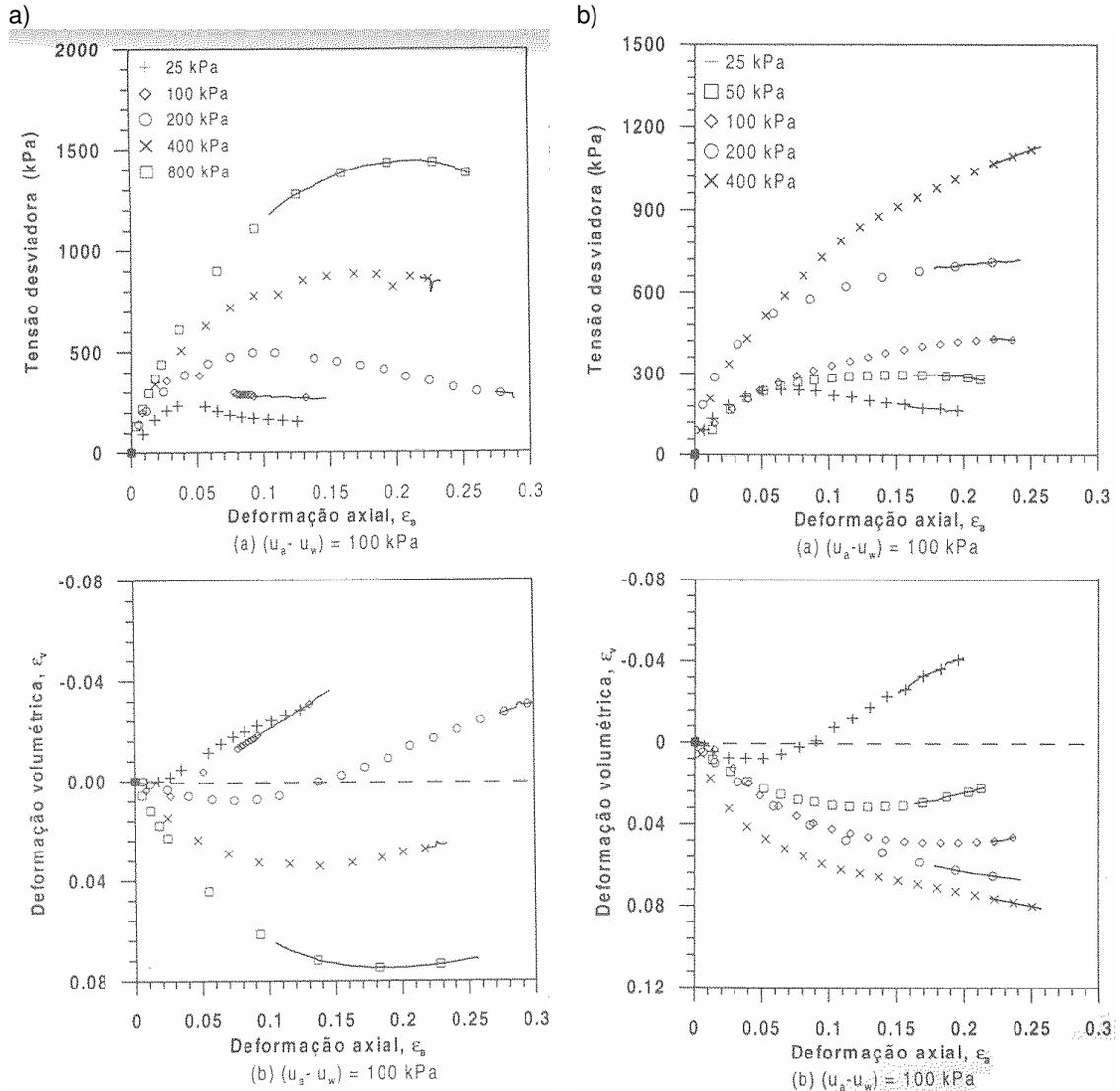


Figura 2.13: Ensaio triaxial com sucção controlada: a) solo jovem; b) solo maduro (Futai et al, 2004).

Macroestrutura

A influência da macro-estruturação do solo sobre a resistência, deformabilidade e compressibilidade pode ser entendida como a conjunção de dois efeitos principais, devidos à fábrica e à cimentação (Burland, 1990):

- *Fábrica.* Arranjo intrincado das partículas na massa residual numa organização fechada que produz um maior atrito (ver figura 2.14a).
- *Cimentação.* Ligações entre os grãos que conferem ao solo uma rigidez adicional contra as deformações (ver figura 2.14b).

Num sentido geral o conceito de estrutura está associado à variação observada no comportamento de um material no seu estado natural, intacto, em comparação com o mesmo material reconstituído, mantendo iguais os valores de porosidade, saturação e estado de tensão. A presença de estrutura neste sentido tem sido identificada também em solos transportados e rochas brandas, tratando-se sempre de processos naturais. Nesta secção, apenas os aspectos *isotrópicos* da estrutura são considerados, abordando-se a influência da anisotropia no item 2.3.2.

Leroueil & Vaughan (1990) fazem uma distinção oportuna com respeito à estrutura que pode ser induzida por efeito de tensões, através do conceito de *dano*. No caso de estruturação devido às tensões, a mesma pode ser restituída após ser danificada por uma nova aplicação de tensões, enquanto que a estrutura natural, uma vez danificada plastifica, sem poder ser reconstituída novamente.

A pesquisa sobre os efeitos da estrutura de solos tem-se desenvolvido basicamente através da comparação de amostras intactas (estruturadas) e reconstituídas (desestruturadas), assim como também de ensaios de amostras artificialmente cimentadas, variando quantidade e qualidade do cimento.

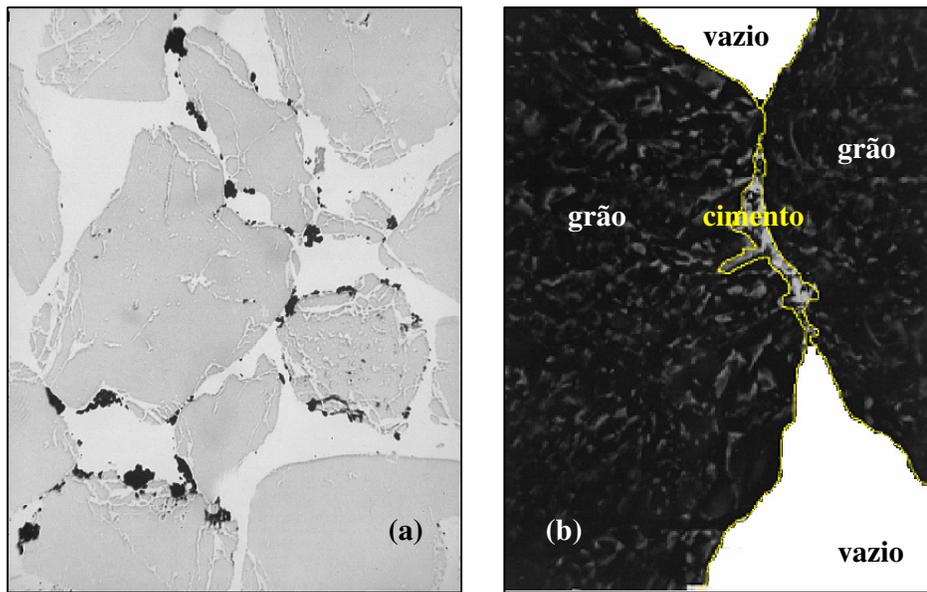


Figura 2.14: Imagem de microscopia eletrônica de uma areia cimentada: a) Arranjo dos grãos e incrustações cimentíceas; b) Detalhe de cimentação (Cuccovillo & Coop, 1997).

Coop & Atkinson (1993) e Cuccovillo & Coop (1993) analisaram a influência da resistência das ligações variando a quantidade de cimento adicionado a uma areia carbonática artificialmente cimentada. Sob compressão isotrópica observou-se que o cimento tornava o solo inicialmente mais rígido e elástico (ver figura 2.15). Desta forma, o comportamento elasto-plástico observado no mesmo solo não cimentado, com um escoamento gradual derivado da quebra de grãos, foi substituído por um comportamento elástico e mais rígido pela presença do cimento. Uma vez quebradas as ligações, o efeito da cimentação caiu rapidamente e o solo tendeu naturalmente para a linha de compressão isotrópica intrínseca correspondente ao solo não cimentado.

O efeito da cimentação pode então ser entendido, no marco da teoria do estado crítico, como uma tensão virtual de pré-adensamento equivalente à resistência das ligações, que define uma superfície de escoamento inicial em cujo interior o solo se comporta elasticamente (Vaughan, 1988).

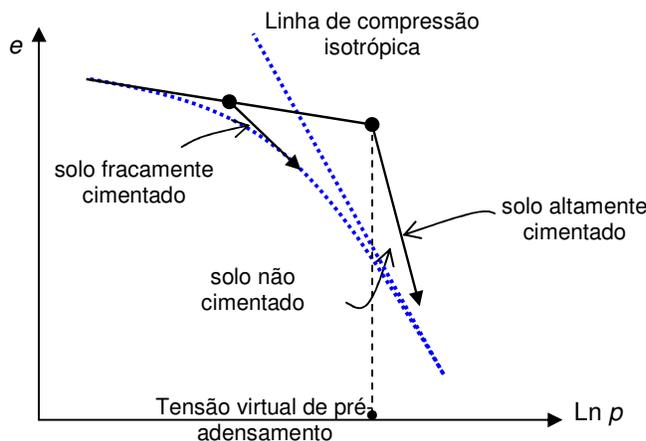


Figura 2.15: Esquema de compressão simples de solo fraco e altamente cimentado.

Sob cisalhamento, este comportamento é mostrado na figura 2.16, onde o tipo de resposta depende do confinamento inicial. Na *trajetória 1* com baixo confinamento, menor do que a resistência das ligações, o comportamento é rígido-elástico até uma ruptura de pico definida, seguida de amolecimento plástico pós-pico para atingir o estado crítico a grandes deformações. Na *trajetória 2*, para confinamentos intermédios, o escoamento acontece antes de se atingir a linha de estado crítico, pelo que não acontece pico e o atrito controla a ruptura. Na *trajetória 3* o confinamento é maior do que a resistência das ligações, que são quebradas. Assim, o comportamento é dúctil, sem influência da cimentação.

Coop & Atkinson (1993) apontam que a quebra das ligações induz uma plastificação do material, o que também acontece quando há quebra de grãos. A figura 2.17 mostra este efeito no cisalhamento de uma calcarenita natural, onde também podem ser observados os modos de cisalhamento em função do confinamento esquematizado na figura 2.16.

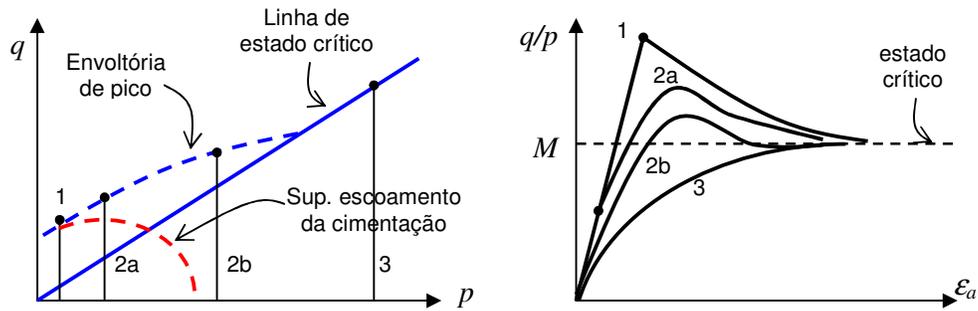


Figura 2.16: Esquema dos modos de cisalhamento de solos estruturados.

Cuccovillo & Coop (1997, 1999) estudaram no aparelho triaxial a influência da fábrica e a cimentação em areias de forma separada. Para isto empregaram uma areia carbonática cimentada com carbonato de cálcio (calcarenita), de fábrica fraca e cimentação forte, e uma areia de silício cimentada com óxido de ferro (arenito), com uma forte fábrica e fraca cimentação. Paralelamente, também foram estudadas amostras reconstituídas desses mesmos materiais. O comportamento observado está sumarizado nas conclusões deste apartado.

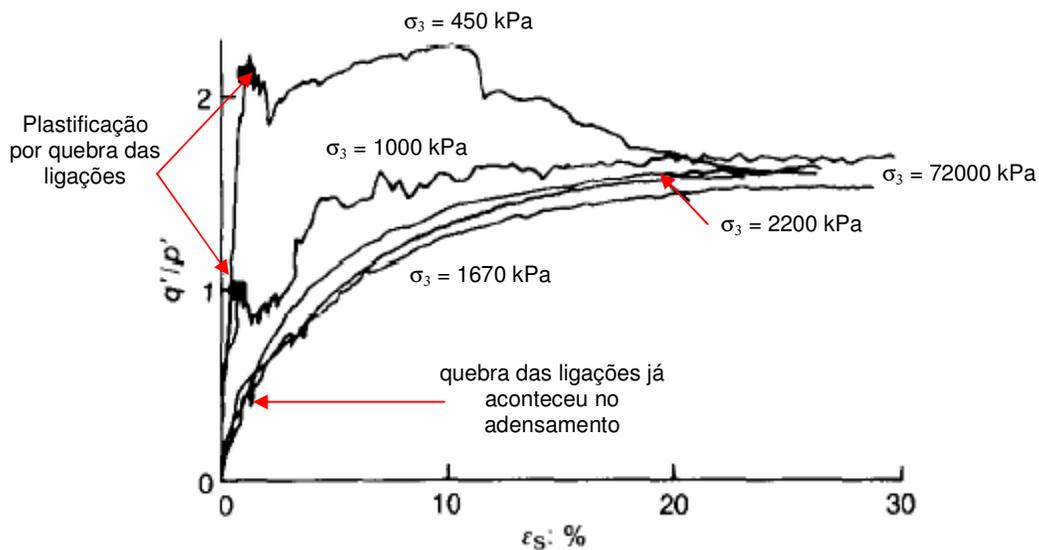


Figura 2.17: Ensaio triaxial de calcarenita natural (Coop & Atkinson, 1993).

A presença de estrutura é comum em solos residuais, reconhecida e pesquisada por vários autores, entre os quais cabe citar Vargas (1953), Sandroni (1981), Vaughan (1985), Maccarini (1987), Martins (1994), Aleixo (1998) e Martins (2001). Nestes casos um fator adicional de análise é a ação intempérica operando nos dois sentidos: provocando o surgimento de ligações por deposição de agentes cimentantes ou bem alterando ligações existentes. Nestas análises os solos acompanharam a tendência comportamental geral apontada nas pesquisas com areias natural e artificialmente cimentadas antes citadas.

Colapso

Vaughan *et al* (1988) ainda mostraram que solos residuais podem, em virtude da cimentação, manter uma estrutura metaestável, em estados situados fora da superfície de estado correspondente ao mesmo solo reconstituído. No caso de remoção ou quebra das ligações estes solos sofrem *colapso* reduzindo dramaticamente o seu volume. O fenômeno de colapso é abordado também no item 2.3.5. para o caso de ocorrência por saturação súbita da massa de solo.

Barksdale & Blight (1997) apontam a ocorrência de colapso em dois tipos de solos residuais:

- Solos silto-arenosos fracamente cimentados nos contatos;
- Solos com forte lixiviação e elevada porcentagem de quartzo, constituídos por areias argilosas ou siltosas com estrutura metaestável e porosa;

Knight (1961) propôs um esquema para explicar o mecanismo de colapso das areias colapsíveis (ver figura 2.18). A estrutura inicialmente é composta por grãos de areia interconectados por pontes silto-argilosas, formando anéis vazados cujo interior é preenchido parcialmente por argilominerais não consolidados.

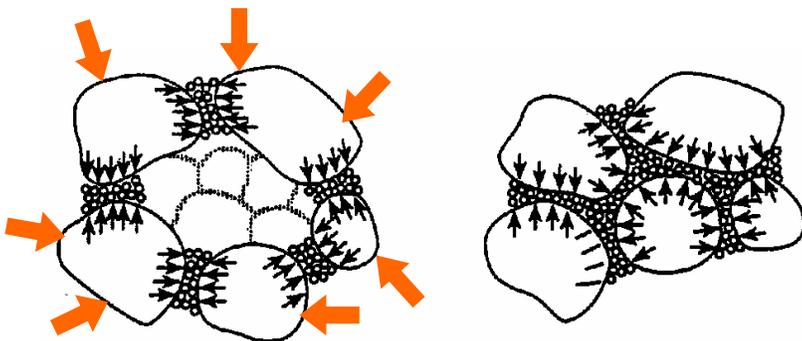


Figura 2.18: Mecanismo de colapso para areias metaestáveis (Knight, 1961).

Sob carregamento, os anéis entram em carga até que as pontes são progressivamente quebradas ou cisalhadas e o anel começa a transferir carga para o interior. O material do interior consolida para a carga a que é submetido, provocando novas deformações que são acompanhadas pelos anéis, que se voltam ainda mais ineficazes no suporte da carga, aumentando a transferência de carga para o interior e repetindo o ciclo até o fechamento dos anéis. Após o colapso dos anéis o solo passa a possuir uma estrutura densa que controlará o posterior comportamento mecânico do solo. As deformações envolvidas no processo podem ser em certos casos catastróficas.

Conclusões

As diferentes pesquisas citadas mostraram resultados que, além das variações relacionadas aos valores de porosidade, distribuição granulométrica, grau de saturação e resistência dos grãos, apresentaram um padrão de conduta consistente, o que permite a elaboração das seguintes conclusões de caráter geral:

- A estrutura residual pode ser entendida como a soma de três fenômenos, a atividade micro-estrutural nos bolsões argilosos, e a cimentação e fábrica da macro-estrutura.
- Os pacotes argilosos da micro-estrutura são compressíveis e saturados, e sob carregamento geram deformações volumétricas elasto-plásticas, além de ceder água à macro-estrutura. Isto torna o solo menos rígido e resistente assim como mais deformável.
- As deformações contrativas da matriz argilosa (micro-estrutura) se refletem em um endurecimento da massa do solo (macro-estrutura), aumentando a sua resistência.
- A cimentação contribui no estágio inicial do carregamento, enquanto não acontece escoamento plástico (quebra paulatina das ligações), conferindo ao solo comportamento elástico cuja rigidez independe do confinamento. A resistência é do tipo coesiva, até atingir o pico de resistência quando acontece ruptura frágil.
- A fábrica confere ao solo um forte mecanismo de resistência por atrito, induzindo o comportamento dilatante que acompanha a degradação da fábrica e que controla o amolecimento pós-pico.

- O efeito da estrutura se dá de forma seqüencial, onde a cimentação governa o comportamento inicial do solo até que acontece a sua degradação e a fábrica passa a controlar as características do escoamento plástico.
- O escoamento plástico do solo fortemente cimentado é marcado por uma rápida queda na rigidez e progressiva deterioração das ligações, passando o atrito a governar o comportamento pós-pico.
- No escoamento plástico do solo com forte fábrica, no entanto, o efeito da estrutura sobre a rigidez persiste mesmo com a degradação da cimentação.
- A cimentação é alvo dos processos intempéricos nos estágios mais avançados, pelo qual tende a se enfraquecer e até mesmo se desintegrar ao se atingir a maturidade do solo.
- A rigidez ao cisalhamento é maior nas amostras estruturadas do que nas amostras reconstituídas.
- Em solos com estrutura metaestável a susceptibilidade da cimentação frente a variações de umidade, esforços, deslocamentos ou vibrações, dá lugar a fenômenos de colapso, consistentes em uma rápida desestruturação da massa de solo e a conseqüente contração volumétrica.

2.3.2. Influência da anisotropia

A anisotropia inerente à própria estrutura residual dos solos influi na sua resposta, especialmente nos solos procedentes de rochas metamórficas, e em aqueles onde os minerais de mica tem forte presença. O estudo da anisotropia e dos seus efeitos no comportamento observado em solos residuais tem a ver principalmente com a análise da macroestrutura (Costa Filho e Campos, 1991). Destacam-se os seguintes fatores:

- *Anisotropia estrutural* associada à fábrica da rocha de origem, principalmente no caso de rochas metamórficas e sedimentares.
- *Feições reliquiares* herdadas do maciço originário, como ser planos de fraqueza, bandas de cisalhamento e veios de permeabilidade diferenciada.
- *Descontinuidades* polidas ou não, como ser as juntas e fissuras.
- Presença de *furos* e dutos formados por erosão interna ou atividade animal.

Estas feições anisotrópicas são mais marcantes nos solos residuais jovens, perdendo expressão em solos maduros, onde a condição isotrópica prevalece. Diversos estudos de laboratório foram realizados para analisar as características anisotrópicas dos solos residuais, de gnaisse especialmente, assim como os efeitos na resistência ao cisalhamento, deformabilidade e permeabilidade, sendo apontados a seguir alguns deles.

Maccarini (1980) analisou um solo residual jovem de gnaisse do campo experimental da PUC-Rio mediante ensaios de cisalhamento direto para umidade natural do solo e diferentes ângulos β entre o plano de ruptura e o plano de xistosidade. Os resultados mostraram pouca variação nos parâmetros de resistência, coesão e ângulo de atrito, maior tendência dilatante para $\beta = 45^\circ$, e menor deformação de ruptura para $\beta = 0^\circ$.

Costa Filho e Campos (1991) analisaram um solo residual jovem de gnaisse da região de Chapéu d'Uvas - MG mediante ensaios oedométricos e de cisalhamento direto em condição saturada e para umidade natural, e corpos de prova moldados com o seus eixos normal e paralelos ao plano de xistosidade. Também executaram-se ensaios triaxiais na condição saturada e com o plano de xistosidade horizontal e a 45° , assim como ensaios de permeabilidade. Os resultados dos ensaios oedométricos e de permeabilidade não mostraram efeitos de anisotropia, e nos ensaios de cisalhamento direto e triaxial foi obtida uma variação não significativa dos parâmetros de resistência, coesão e ângulo de atrito. Assim sendo, os autores concluíram que a anisotropia estrutural não é um fator predominante em solos com avançado estágio de intemperismo (>50% de finos).

Maciel (1991) estudou um solo residual jovem de gnaisse facoidal da região de Costa Brava, município do Rio de Janeiro, executando ensaios de cisalhamento direto e triaxial com amostras indeformadas talhadas com o eixo normal e paralelo à xistosidade. Os resultados enquanto à resistência do solo não mostraram indícios de anisotropia, o que foi atribuído a destriuição dos contatos entre grãos no micronível pelo intemperismo, onde a presença de uma matriz ferro-argilosa nas interfaces dos grãos tende a anular o efeito da anisotropia da macroestrutura.

Por outro lado, houve diferenciação nas características de deformabilidade nos ensaios triaxiais, onde as amostras com a tensão principal maior normal à xistosidade apresentaram menor deformação de ruptura, maior tendência dilatante

e maiores módulos de deformação a 2%. Efeito anisotrópico na permeabilidade só foi detectado nas amostras de solos mais jovens, onde a permeabilidade na direção da xistosidade foi 3 a 4 vezes maior do que na direção normal.

Estudos utilizando o aparelho triaxial cúbico também foram levados a cabo recentemente em solos residuais de gnaiss, sendo este equipamento mais adequado para pesquisa de anisotropia em solos porquanto permite o controle independente das três tensões principais.

Reis (1998) estudou o comportamento anisotrópico de um solo residual de gnaiss da região de Viçosa - MG, mediante ensaios de carregamentos nas três direções para umidade natural, além de ensaios de compressão hidrostática. Os resultados mostraram um comportamento isotrópico do solo em resistência, mas anisotrópico na deformabilidade, com valores dos módulos de deformação variando para cada direção do carregamento.

Aleixo (1998) analisou também o solo residual de Costa Brava, no município do Rio de Janeiro, com o equipamento triaxial cúbico, além de ensaios de compressão confinada e hidrostática. Os efeitos de anisotropia se mostraram na deformabilidade do solo residual jovem, com uma rigidez 30% maior na direção normal à xistosidade, enquanto que o solo maduro comportou-se isotropicamente. Os resultados de resistência apresentaram em todos os casos variações menores do que 10%, não se percebendo um efeito marcante de anisotropia.

Conclusões

Estes resultados marcam tendências de comportamento dos solos residuais que são apontadas a seguir:

- Os efeitos de anisotropia no solo residual diminuem na medida que aumenta o grau de intemperismo, sendo insignificantes para o solo maduro.
- A ação intempérica nos contatos e fissuras da macroestrutura provoca a formação de uma matriz de argilominerais que desarticula as feições anisotrópicas (aumentando os graus de liberdade das partículas menos alteradas) levando a um comportamento global mais isotrópico.
- A anisotropia estrutural não influi marcadamente no valor da resistência ao cisalhamento, onde as variações não ultrapassam o 10%. É de se esperar, no

entanto, maiores variações em solos residuais de rochas com foliação mais intensa, para baixos estágios de intemperismo.

- Efeitos anisotrópicos manifestam-se na deformabilidade do solo residual jovem, onde as rigidezes são maiores no caso de carregamento normal ao plano de xistosidade, junto com uma menor deformação em ruptura e uma maior tendência dilatante.
- Feições reliquiares como ser planos de fraqueza e fissuras condicionam a resposta do solo, induzindo uma direção preferencial de ruptura.
- A permeabilidade pode variar em solos residuais jovens, com baixa porcentagem de finos, onde se favorece o fluxo na direção da foliação e das fissuras com paredes pouco intemperizadas.

2.3.3. Influência da resistência dos grãos

Nas massas residuais é característica a presença de grãos e pacotes de grãos de resistência mecânica variada, produto da alteração de minerais primários com dispar resistência à alteração química (Blight, 1997). Assim sendo, é comum que aconteça a quebra dos grãos e pacotes fracos durante carregamento. Esta quebra de grãos provoca uma mudança na distribuição granulométrica do solo, havendo um corrimento da mesma para os finos, e uma tendência ao rearranjo das partículas com diminuição de volume (Hardin, 1985).

Vaughan *et al* (1988), analisando a composição interna de solos residuais, apontam o fato de que as partículas se apresentam geralmente amalgamadas em pequenos bolsões, e que grãos maiores podem se apresentar debilitados pela presença de micro-fissuras. Sob carregamento é comum a quebra destes grãos e agregados, o que gera um aumento na compressibilidade do solo.

Hardin (1985) quantificou a quebra de grãos num solo residual de granito pelo índice B , definido como a área encerrada entre as curvas granulométricas do solo antes e depois da quebra. A pesquisa mostrou que, em virtude da quebra acontecer pela ação das forças de contato, o valor de B é fortemente influenciado pela distribuição granulométrica, o índice de vazios inicial, a forma das partículas e a tensão aplicada. Verificou-se também uma relação única e de crescimento monotônico entre B e a tensão isotrópica p no estado crítico, que independe da trajetória de tensão seguida (ver figura 2.19). A separação das partículas

amalgamadas e o rompimento de grãos fissurados foram apontados como os principais mecanismos responsáveis pela contração plástica volumétrica durante uma compressão isotrópica ou cisalhamento (Lee & Coop, 1995).

Coop (1990) e Coop & Lee (1993), analisando areias carbonáticas e silíceas, indicaram a quebra de grãos como responsável pela deformação plástica sob compressão volumétrica para grandes tensões, devido ao elevado número de contatos em arranjos fechados. Neste caso são partículas inteiras sendo quebradas ao atingir seu limite de resistência.

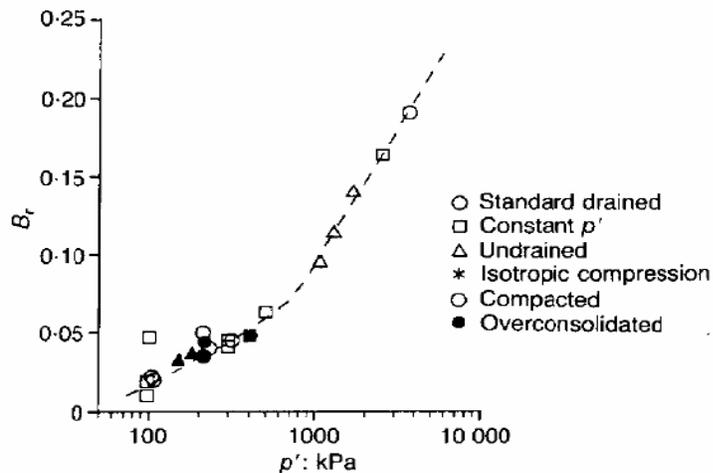


Figura 2.19: Índice B em função da tensão isotrópica p no estado crítico para um solo residual de granito (Lee & Coop, 1995).

Conclusões

A influência da resistência dos grãos pode ser resumida como segue:

- A quebra de grãos é governada pelas forças nos contatos.
- Em solos residuais a quebra se dá pela desagregação de amalgamas de partículas e o rompimento de grãos micro-fissurados.
- A quebra de grãos provoca uma mudança para os finos na curva de distribuição granulométrica do solo.
- A quebra de grãos provoca contração volumétrica plástica.
- Grãos com pontas angulosas são mais susceptíveis de quebra do que grãos arredondados.
- A quebra de grãos cresce com a tensão de confinamento.
- Arranjos fechados e fábrica intrincada favorecem a quebra de grãos.

- A quebra de grãos provoca um aumento na compactidade do solo, o que resulta num endurecimento da massa do solo e o conseqüente aumento na resistência mecânica pós-quebra.

2.3.4. Influência da compactidade

A compactidade, mensurada pela densidade ou índice de vazios, é fator com forte influencia no comportamento do solo, especialmente para casos de cimentação fraca (Brenner et al, 1997). A resistência ao cisalhamento cresce com a compactidade do solo, que diminui com o avanço do intemperismo, por causa da perda de massa. De igual forma, a compactidade tem incidência direta na magnitude das deformações volumétricas experimentadas sob carregamento.

Solos residuais jovens e maduros apresentam em geral índices de vazios elevados por causa da perda de massa, fruto dos processos de alteração e lixiviação. Conseqüentemente, contrações volumétricas devem ser esperadas sob carregamento, inclusive fenômenos de colapso se o solo é fracamente cimentado.

Howatt (1988), pesquisando solos residuais de andesita com cimentação fraca, encontrou que a resistência ao cisalhamento cresce com a densidade (ou diminuição do índice de vazios), como mostra a figura 2.20.

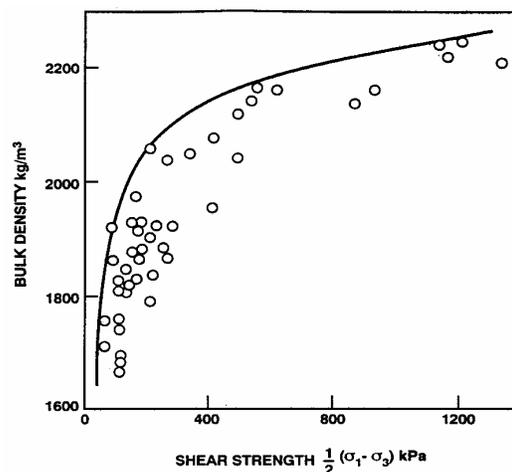


Figura 2.20: Relação entre a densidade do solo e a resistência ao cisalhamento, para um solo residual de andesita (Howatt, 1988).

Lumb (1962) explica a influência da compactidade analisando um solo residual de granito nos estados solto e denso. No estado solto, a fração grossa (areia) forma a estrutura principal do solo, com a fração fina (silte e argila)

ocupando, em estado fofo, parte dos vazios da macroestrutura. Este arranjo com alto índice de vazios, e apenas a fração grossa suportando carga, tem baixa resistência. No estado denso, porém, tem-se um arranjo fechado que combina ambas as frações, de baixo índice de vazios, produzindo elevados valores de resistência.

Conclusões

Sobre a incidência da densidade dos solos pode-se concluir:

- A resistência do solo aumenta com a diminuição do índice de vazios.
- O índice de vazios em solos residuais é variável e desconexo da história de tensões.
- O índice de vazios controla a magnitude das deformações volumétricas.
- Solos residuais jovens e maduros apresentam geralmente uma estrutura porosa devido à perda de massa por alteração e lixiviação.
- A magnitude do colapso potencial aumenta com o índice de vazios.
- No colapso acontece uma dramática redução do índice de vazios, pelo que o solo passa a estar num estado denso e a comportar-se como tal.

2.3.5. Influência do grau de saturação

O estado de não saturação tem uma incidência amplamente estudada no comportamento mecânico dos solos. A presença de meniscos nos contatos intergranulares submete à massa de solo a um estado de poro-pressão negativa – sucção – que exerce influencia na tensão efetiva, resistência e rigidez. Sem embargo, sucção e grau de saturação não guardam uma relação linear, mas que depende da distribuição de tamanho dos poros. No caso de solos com distribuição bimodal de poros, esta relação se torna mais complexa ainda (figura 2.22).

Segundo Khogo *et al* (1993), os mecanismos básicos pelos quais a sucção interfere no comportamento tensão–deformação–resistência podem ser entendidos a partir do estado de tensões nos contatos entre partículas de solos não saturados (figura 2.21). O menisco de água formado tem uma diferença de pressão com respeito à pressão no ar (sucção), que se equilibra com as tensões geradas na superfície do menisco funcionando como membrana à tração, tomando como

apóio as partículas de solo, e gerando nelas uma força de reação que, pela axisimetria do menisco, dá lugar a uma força resultante normal ao plano do contato entre as partículas (N_{capilar}), cujos efeitos são:

- um incremento nas tensões efetivas do solo;
- uma rigidez adicional no esqueleto sólido contra as forças T , que dificulta os deslocamentos relativos entre partículas;

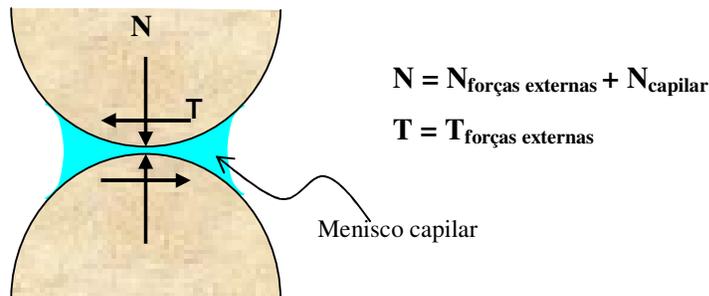


Figura 2.21: Influência da sucção no contato entre grãos de solo.

A incidência destes efeitos depende diretamente da distribuição das fases água e ar no solo. Khogo *et al* (1993) distinguem três estados de não saturação:

- (a) *Fase água descontínua*. Com baixo grau de saturação, o solo é afetado apenas pela presença das forças capilares.
- (b) *Fases água e ar contínuas*. Condição transitente onde o solo, dada a sua distribuição irregular de poros, experimenta simultaneamente as três condições - a, b e c - em sua massa, em função do tamanho de poros.
- (c) *Fase ar descontínua*. Com elevado grau de saturação, fase água contínua e contendo apenas bolhas de ar isoladas, o solo pode ser descrito em termos de tensões efetivas, semelhantemente ao caso saturado.

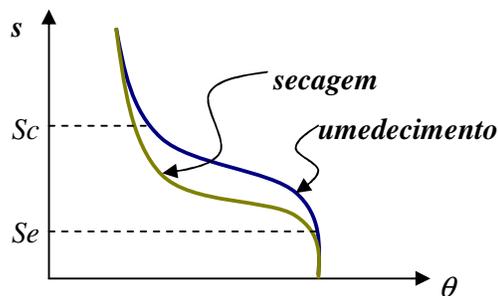


Figura 2.22: Curva característica do solo (sucção x umidade volumétrica).

Com base nesta discriminação de estados, Khogo *et al* (1993) justificam o efeito da sucção no solo para cada condição (ver figura 2.22):

- Para sucções menores à correspondente à entrada de ar Se (caso c) um incremento na sucção produz apenas um aumento na tensão efetiva.
- Para sucções maiores à correspondente à entrada de ar Se (caso b) um incremento na sucção contribui a um aumento da tensão de escoamento assim como torna o esqueleto sólido mais rígido, além de produzir um aumento na tensão efetiva.
- Para sucções muito maiores do que correspondente à entrada de ar Se , atingindo o valor crítico Sc (caso a), um incremento na sucção contribui apenas com um aumento na tensão de escoamento e rigidez do solo, sem influir na tensão efetiva.

Envoltória de resistência não saturada. Uma tentativa de modelar matematicamente este aumento na resistência ao cisalhamento com a sucção foi proposta por (Frendlund *et al*, 1978), se baseando no critério de ruptura Mohr-Coulomb, sem utilizar tensões efetivas mas variáveis de estado:

$$\tau = c' + (\sigma - p_a) \tan \phi + (p_a - p_w) \tan \phi_b \quad (2.1)$$

onde p_a representa a pressão do ar, p_w a pressão da água nos poros do solo e ϕ_b um parâmetro adicional que serve como constante de proporcionalidade entre o valor da sucção ($p_a - p_w$) e o incremento na resistência do solo (ver figura 2.23). Os efeitos da sucção se contabilizam no aumento da coesão, agora chamada de aparente, composta pela parcela efetiva c' e o acréscimo devido à sucção:

$$\tau = [c' + (p_a - p_w) \tan \phi_b] + (\sigma - p_a) \tan \phi \quad (2.2)$$

ou $\tau = c_{ap} + (\sigma - p_a) \tan \phi \quad (2.3)$

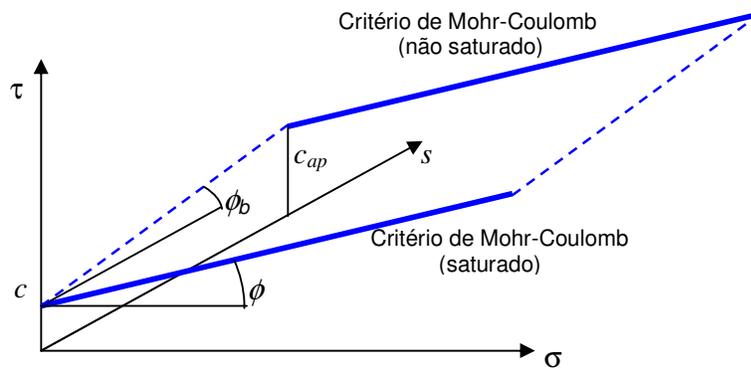


Figura 2.23: Critério de ruptura de Mohr-Coulomb no espaço (τ, σ, s) modificado por Frendlund *et al* (1978).

Escario e Sáez (1986), porém, mostraram que a linearidade entre sucção e resistência, admitida nas relações citadas, não é verificada em alguns solos, especialmente para baixas sucções. Esta observação experimental vem a respaldar o efeito diferenciado da sucção sustentado por Khogo *et al* (1993).

Esta característica também foi confirmada por De Campos (1997) ao estudar a resistência não saturada de solos residuais do Brasil. Os resultados da pesquisa mostraram que o valor de ϕ_b observado foi igual a ϕ para baixas sucções (valendo o princípio das tensões efetivas), caindo até um valor residual para altas sucções. Lopes *et al* (2007) também obtiveram uma evolução não linear, do tipo hiperbólica, para o ganho na resistência por causa da sucção, para um solo residual de filito de Belo Horizonte-MG. A figura 2.24 mostra o crescimento hiperbólico da resistência não saturada, assim como a envoltória não linear obtida para esse solo.

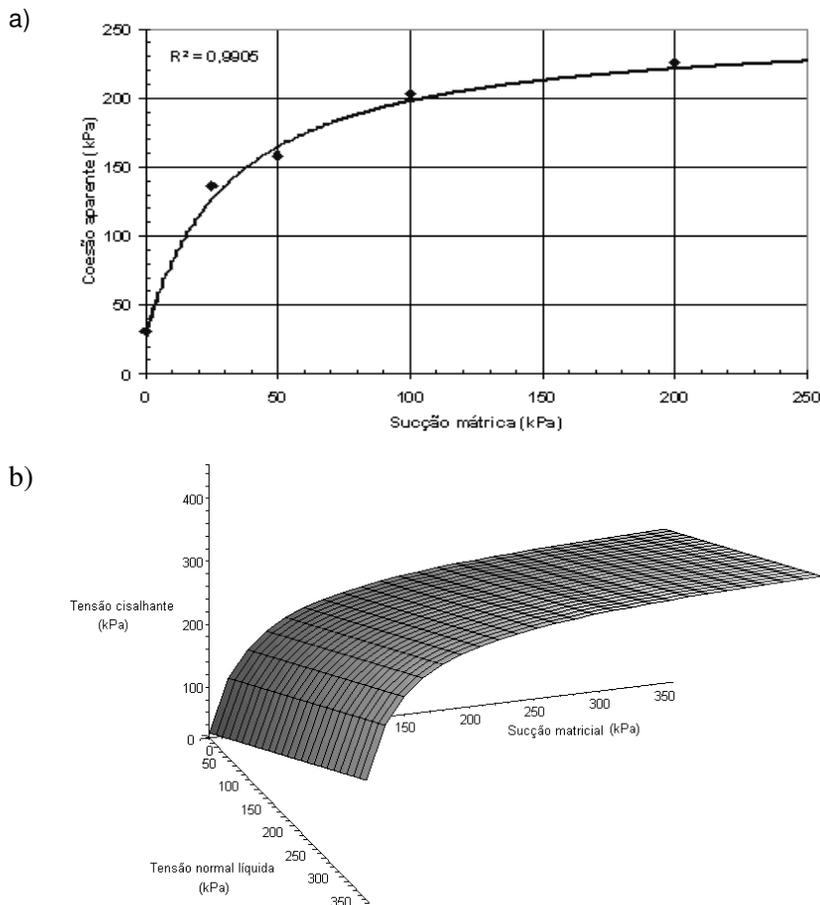


Figura 2.24: a) Evolução da coesão aparente com a sucção; b) Envoltória de resistência não linear para estados não saturados (Lopes *et al*, 2007).

Futai *et al* (2004), estudando a resistência mecânica de solos lateríticos e saprolíticos de gnaiss da região de Ouro Preto - MG, aponta similares resultados enquanto ao crescimento hiperbólico da coesão aparente com a sucção.

É importante notar que Escario e Sáez (1986) acharam uma variação do ângulo de atrito com a sucção, o que é desprezado nos diversos modelos de resistência para solos não saturados. Futai *et al* (2004) também salienta este comportamento em um solo residual de gnaiss, onde ϕ cresce com a sucção até se estabilizar para sucções mais elevadas. Também os resultados obtidos por Lopes *et al* (2007) apontaram um suave crescimento no valor do ângulo de atrito com a sucção.

A sucção tem também influencia sobre a compressibilidade do solo, tornando a massa de solo mais rígida frente às forças externas, em virtude da atração entre partículas produzida pelos meniscos. Isto se vê na menor inclinação da linha de consolidação virgem, como mostra a figura 2.25, pelo que o solo sofrerá deformações volumétricas menores do que na condição saturada. Por outro lado, variações na sucção também induzirão deformações plásticas, e para alguns solos, a saturação instantânea poderá provocar colapso ou inchamento do solo.

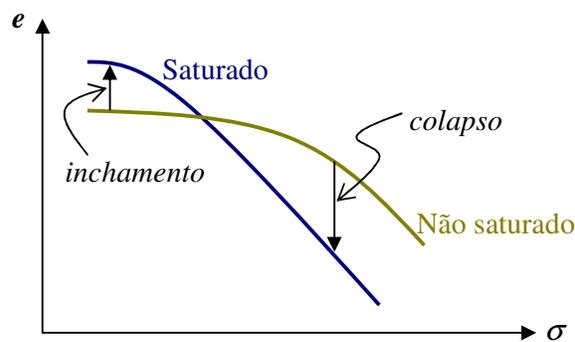


Figura 2.25: Fenômenos de inchamento e colapso sob umedecimento do solo.

Os solos não saturados tem sido estudados em laboratório por diversos autores, mediante ensaios de compressão hidrostática, oedométricos, triaxiais e de cisalhamento direto. Os valores de sucção empregados variam de zero (saturação) até valores de 1500kPa em alguns casos. Alonso *et al* (1990) fazem um resumo destas pesquisas apontando as principais características comportamentais observadas.

Conclusões

Idéias conclusivas relativas à influência da sucção no comportamento de solos são detalhadas a seguir:

- A sucção contribui para um aumento na rigidez do solo.
- Em solos com uma estrutura porosa, uma redução na sucção (umedecimento) para uma dada tensão de confinamento poderá induzir uma compressão volumétrica irreversível (colapso).
- A resposta volumétrica depende não somente dos valores de tensão e sucção inicial e final, como também da trajetória de tensão seguida.
- Solos como areias, siltes, areias argilosas, argilas arenosas ou argilas de baixa plasticidade, quando submetidos a processos de umedecimento, tendem a expandir se a tensão de confinamento for baixa, ou a colapsar, se esta for suficientemente elevada.
- Variações nos valores da sucção, como no caso de ciclos de umedecimento e secagem, induzem deformações volumétricas irreversíveis.
- Um incremento na sucção resulta num incremento na coesão mas não afeta maiormente o ângulo de atrito efetivo ϕ' no critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Este incremento na resistência do solo é não linear, com tendência a alcançar um valor máximo estável para valores elevados de sucção.

2.3.6. Influência do grau de intemperismo

A influência do grau de intemperismo sobre as propriedades índice, distribuição granulométrica, estrutura, parâmetros de resistência, deformabilidade e características de compressibilidade dos solos residuais tem sido estudada por diversos autores: Lumb (1962), Falcão (1984), Souza Almeida (1987), Menezes Filho (1993), Lee & Coop (1995), Aleixo (1998), Polivanov (1998).

A partir da análise experimental de solos residuais de diferentes origens, uma ampla variedade de respostas comportamentais foi verificada, devido aos muitos fatores atuantes que se entrelaçam para definir o tipo de resposta observada. Entretanto, algumas tendências gerais podem ser traçadas, as quais são detalhadas a seguir.

Conclusões

De todas as relações estudadas entre o grau de intemperismo e as características geotécnicas e o comportamento mecânico dos solos residuais, algumas conclusões gerais podem ser citadas:

- Verifica-se um aumento quase-linear da porosidade com o grau de intemperismo, aumentando também a sua dispersão em torno do valor médio.
- Acontece uma diminuição do módulo de elasticidade com o grau de intemperismo.
- Acontece uma diminuição da resistência ao cisalhamento com o grau de intemperismo.
- Há crescimento dos finos com o grau de intemperismo, levando à curva granulométrica a uma translação paulatina para os finos.
- Verifica-se uma tendência ao enfraquecimento da estrutura com o grau de intemperismo. A estrutura parental dá lugar à estrutura reliquiar, depois à estrutura residual (neocimentação) e finalmente acontece perda de estrutura uma vez atingida a maturidade.
- Acontece perda de massa com o aumento do intemperismo pela lixiviação, com o conseqüente aumento da porosidade, e diminuição da resistência mecânica e rigidez.
- Não se verifica uma correlação entre estrutura e história de tensões, sendo os processos intempéricos os que governam a evolução de ambas.

3

Modelagem Micro-Mecânica Discreta de Solos Residuais

Em este capítulo é abordada a questão da modelagem numérica dos solos nas suas diversas vertentes, focando a análise das suas capacidades e limitações. Também é introduzida a perspectiva de modelagem oferecida pela micro-mecânica clássica, via o método dos elementos discretos (MED), que será a utilizada na atual pesquisa (Lemos, 2004; Bolton, 2000; Bolton & Cheng, 2002).

Primeiramente é feito um apanhado histórico da evolução da modelagem geotécnica, mostrando o contraste entre a análise mecânica e a micro-mecânica e apontando as diferenças entre as concepções contínua e discreta. Logo se destacam os métodos discretos surgidos como uma alternativa – na verdade um complemento – aos métodos contínuos, no intuito de formular modelos mais achegados às características de certos problemas da engenharia. Seguidamente são apresentados sucintamente os fundamentos do MED e suas principais características e perspectivas de desenvolvimento, assim como suas aplicações no âmbito da geotécnica. Posteriormente é descrita a biblioteca de elementos discretos *DEMLib* e seu aplicativo *Sand*, usados como código base nesta pesquisa. Finalmente, são apontados os aspectos que devem ser incluídos na biblioteca para uma adequada modelagem micro-mecânica orientada aos solos residuais.

3.1.

Modelagem contínua e discreta

A mecânica dos solos tem entre seus objetivos o fornecimento de modelos que representem o comportamento dos solos nos diferentes problemas geotécnicos. Desde os primórdios desta disciplina duas linhas básicas têm orientado esta busca, a idéia do contínuo por um lado, e a concepção discreta por outro. A concepção do solo como um meio contínuo e elástico, e a representação do solo como um bloco em equilíbrio limite mobilizando sua resistência cisalhante máxima em planos pré-definidos, eram os modelos disponíveis na engenharia do início de século XX. Desde então, estas duas concepções têm acompanhado e influenciado o desenvolvimento da mecânica dos solos. No que se segue percorrem-se os diversos aportes que estas duas conceituações fizeram à modelagem mecânica de solos, e à mais recente modelagem micro-mecânica.

3.1.1. Modelagem mecânica

Modelos do contínuo

A análise mecânica em meios geológicos requer da idealização destes por modelos de representação adequados, capazes de levar em conta suas principais características morfológicas e comportamentais. Esta idealização deu-se primeiramente baseada nos conceitos da *mecânica dos meios contínuos*, fundamentalmente pela teoria da elasticidade na primeira metade do século XX. Posteriormente os modelos passaram a se basear também na teoria da plasticidade, inspirada inicialmente na plasticidade de metais, mas ganhando identidade própria com a consagração dos conceitos de endurecimento volumétrico e estado crítico.

O sucesso da teoria da plasticidade como complemento à já conhecida teoria da elasticidade foi o catalisador para o florescimento da pesquisa de modelos constitutivos, e a conseqüente proposta de formulações baseadas em ambas as teorias. Esta junção deu lugar aos modelos elasto-plásticos da mecânica dos solos clássica, aplicados com sucesso para a modelagem do comportamento de solos sedimentares em muitos problemas geotécnicos.

Havia, contudo, os problemas em que a abordagem contínua não era satisfatória, onde as descontinuidades do meio geológico determinam o comportamento global e devem ser modeladas a fim de se obter uma solução realista. Este é o caso, por exemplo, dos taludes em maciços rochosos diaclasados, para os quais os modos de ruptura são controlados pela configuração de descontinuidades, tendo as deformações internas dos blocos escassa influência.

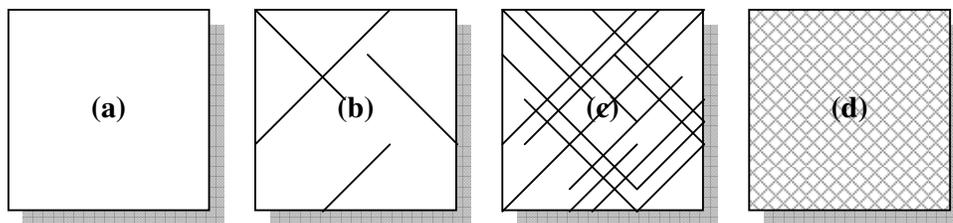


Figura 3.1: Diferentes meios e suas descontinuidades.

A figura 3.1 vem a ilustrar esta problemática na modelagem. O meio (a) é homogêneo e não apresenta descontinuidades, entanto que o meio (d) tem descontinuidades homogeneamente distribuídas numa densidade tal que formam

um padrão contínuo. Nestes casos a modelagem contínua é adequada, pois existe um padrão característico que se repete em toda a amplitude do domínio. Já os casos (b) e (c) representam casos intermédios onde as descontinuidades constituem anomalias no domínio sem guardar um padrão homogêneo, pelo qual a modelagem contínua, que ignorará estas irregularidades, não é adequada.

Modelos discretos

Os métodos de equilíbrio limite ganharam nova força nestes casos, pois incorporavam estas descontinuidades do meio na análise de ruptura, ainda que de forma bastante elementar. Iniciava-se a mecânica dos meios descontínuos ou *mecânica clástica* (Trollope, 1968), como uma forma de abordagem alternativa à mecânica do contínuo.

O desenvolvimento do método dos elementos finitos (MEF), baseado no paradigma de meio contínuo, permitiu a modelagem de problemas geotécnicos mais complexos, mas a necessidade de incluir as descontinuidades do meio na modelagem para uma correta análise continuava. Assim, Goodman *et al* (1968) propuseram o elemento de junta para modelagem de interfaces e superfícies de descontinuidade, mantendo, porém as características de inalterabilidade da conectividade, a hipótese de pequenos deslocamentos e a solução matricial.

A mecânica clástica consolidou-se como caminho alternativo com a proposta de Cundall (1971) de um método de análise de sistemas de blocos rígidos, posteriormente designado como *método dos elementos discretos* (MED). Este, baseado num poderoso algoritmo de integração das equações de movimento, permitia a modelagem de problemas mais complexos do que os abordados pelo método do equilíbrio limite. Além de discretizar cada bloco separadamente, o método possibilitava levar em conta a alteração progressiva da geometria do sistema, e a própria separação dos blocos.

Nascido no âmbito da mecânica das rochas, este método evoluiu para atender outras áreas tais como a micro-mecânica de meios particulados e fraturas de geomateriais. Isto permitiu o aperfeiçoamento do método pelos sucessivos aportes tendentes a melhorar sua capacidade de simulação dos diferentes materiais assim como o seu desempenho computacional para simulações de grande porte.

Limitações da modelagem mecânica

Os últimos trinta anos da mecânica dos solos têm mostrado um trabalho pujante na pesquisa sobre modelagem de solos, marcado pela proliferação de modelos constitutivos baseados na plasticidade e na abordagem contínua. Muitos destes modelos foram formulados para atender a modelagem de características mais complexas dos solos, como ser anisotropia, não saturação, carregamentos cíclicos, *creep*, estruturação, etc (ver tabela 3.1 a 3.3).

O resultado foi uma ampla gama de modelos constitutivos considerados avançados, com elevado grau de complexidade e acarretando duas limitações no referente aos parâmetros utilizados e à questão da representatividade. Por um lado estes modelos empregam em geral um elevado número de parâmetros, requeridos nas formulações que incorporam as novas características comportamentais. Estas formulações, partindo das abstrações da plasticidade, conjugam ajustes matemáticos de curvas de ensaios experimentais com hipóteses geométricas de representação, se servindo no processo da definição de diversos parâmetros. Estes parâmetros muitas vezes carecem de um sentido físico claro, assim como de um critério confiável para a sua determinação. É comum encontrar para eles valores sugeridos pelos autores, baseados na experiência dos casos estudados.

Adicionalmente aparece o problema da representatividade dos modelos. A incerteza centra-se sobre a aplicabilidade desses modelos sofisticados em solos diferentes daqueles utilizados para o seu desenvolvimento. Estes modelos foram desenvolvidos tomando como base o comportamento de alguns solos selecionados, que serviram também para a obtenção dos valores sugeridos para alguns parâmetros, coeficientes e expoentes da formulação. Assim sendo, o uso destes modelos em solos de características diferentes traz aparelhada a confrontação com a validade destes *valores* incorporados aos modelos.

Enquanto à capacidade destes modelos na representação dos fenômenos que se propunham representar, os resultados são dispare. Em Ibañez (2003) são apontadas detalhadamente virtudes e limitações de uma variedade de modelos analisados. Cabe destacar que todos eles descrevem na macro-escala as características comportamentais dos solos, as quais são definidas na microestrutura. Esta carência de modelagem levou os pesquisadores a trabalhar no desenvolvimento da modelagem micro-mecânica de solos.

Tabela 3.1: Alguns modelos constitutivos elasto-plásticos básicos (Ibañez, 2003).

MODELO	TIPO	CARACTERÍSTICAS	PARÂMETROS
<i>Mohr-Coulomb</i>	Elasto-perfeitamente plástico.	Critério de escoamento incorpora dependência da tensão esférica, com diferentes respostas para compressão e extensão. Pode ser ampliado para controlar a dilatância e simular endurecimento-amolecimento plásticos.	4 parâmetros. Modelo ampliado (até 11 parâmetros). De fácil obtenção e com sentido físico
<i>Drucker-Prager</i>	Elasto-perfeitamente plástico.	Critério de escoamento incorpora dependência da tensão esférica, mas prevê a mesma resposta para compressão e extensão. Pode ser ampliado para controlar a dilatância e simular endurecimento-amolecimento plásticos.	4 parâmetros. Modelo ampliado (até 11 parâmetros) De fácil obtenção e com sentido físico
<i>Generalizado</i>	Elasto-plástico endurecimento-amolecimento plásticos.	Formulação generalizada de critérios de ruptura. Inclui efeito da tensão intermediária, simula endurecimento e amolecimento plásticos.	5 parâmetros De fácil obtenção, mas sem sentido físico.
<i>HSM</i>	Elasto-plástico endurecimento a duas superfícies.	Baseado no modelo hiperbólico, mas formulado no âmbito da teoria da plasticidade. Inclui critério de ruptura Mohr-Coulomb, endurecimento com duas superfícies de escoamento, controle de dilatância.	8 a 10 parâmetros. De fácil obtenção e com sentido físico.
<i>Cam Clay Modificado</i>	Elasto-plástico com endurecimento e amolecimento.	Baseado na teoria do estado crítico. Assume superfície de escoamento elípticas. Modela o comportamento de argilas pré-adensadas (amolecimento e dilatância) e normalmente adensadas (endurecimento e contração).	5 Parâmetros. De fácil obtenção e com sentido físico.
<i>Modelo Cap</i>	Elasto-plástico com endurecimento.	Modelo de estado crítico. Incorpora uma superfície <i>cap</i> móvel e outra de ruptura fixa. Fluxo plástico associado. Superfície de ruptura combina os critérios clássicos de von Mises, Drucker-Prager ou Mohr-Coulomb.	8 parâmetros. Alguns de difícil obtenção e sem sentido físico.

Tabela 3.2: Alguns modelos constitutivos elasto-plásticos avançados (Ibañez, 2003).

MODELO	TIPO	CARACTERÍSTICAS	PARÂMETROS
<i>Lade-Kim</i>	Elasto-plástico endurecimento e amolecimento isotrópicos.	Formulação tridimensional para materiais com atrito interno. Superfície de plastificação com endurecimento tipo <i>work hardening</i> e um critério de ruptura próprio. Fluxo não associado. Inclui influência da tensão de confinamento na rigidez.	12 parâmetros. De difícil ajuste e sem sentido físico.
<i>Hierárquico</i>	Elasto-plástico endurecimento e amolecimento isotrópicos.	Formulação hierárquica permite assumir diversos critérios de ruptura. Diferentes versões incluindo fluxo associado e não associado, endurecimento cinemático e anisotropia induzida.	9 parâmetros. De difícil ajuste, alguns sem sentido físico.
<i>Matsuoka-Nakai</i>	Elasto-plástico com endurecimento isotrópico.	Formulação baseada no conceito do plano espacial mobilizado, para materiais com atrito interno. Assume superfície de escoamento e de ruptura dependentes do ângulo de atrito. Adota lei de endurecimento hiperbólica.	8 parâmetros. De fácil ajuste e com sentido físico.
<i>Superfícies aninhadas</i>	Elasto-plástico com endurecimento cinemático.	Formulação com endurecimento misto, isotrópico e cinemático. Considera n superfícies de escoamento concêntricas que se movem solidariamente. Reproduz deformações plásticas geradas durante carregamentos cíclicos. Formulações para os casos drenado e não drenado. Incorpora anisotropia do material.	Elevado número de parâmetros difícil ajuste e sem sentido físico.

Tabela 3.2: Alguns modelos constitutivos elasto-plásticos avançados (*continuação*).

MODELO	TIPO	CARACTERÍSTICAS	PARÂMETROS
<i>Superfície limite</i>	Elasto-plástico endurecimento e amolecimento cinemáticos.	Formulação anisotrópica com endurecimento misto, isotrópico e cinemático. Adota 2 superfícies de escoamento (limite e atual). Baseado no modelo Cam Clay Modificado. Simula carregamentos cíclicos. Critério de ruptura anisotrópico. Modela o comportamento elástico histerético de argilas pré-adensadas, assim como amolecimento plástico.	Utiliza 15 parâmetros de difícil ajuste, sem sentido físico.
<i>Tipo 'Bolha'</i>	Elasto-plástico endurecimento e amolecimento cinemáticos.	Incorpora uma superfície de escoamento cinemática (<i>bolha</i>) no modelo Cam Clay Modificado, que atua como superfície limite. Endurecimento misto. Comportamento elástico no interior da <i>bolha</i> . Carregamentos cíclicos com descarregamento elasto-plástico.	7 parâmetros. De fácil obtenção, com sentido físico.
<i>Hipoplástico</i>	Teoria da hipoplasticidade.	Baseado na teoria da hipoplasticidade. Utiliza uma única equação válida para situações de carregamento e de descarregamento. Faz previsão da dilatação de solos.	4 parâmetros. De fácil obtenção mas sem sentido físico.

Tabela 3.3: Alguns modelos para solos não saturados e estruturados (Ibañez, 2003).

MODELO	TIPO	CARACTERÍSTICAS	PARÂMETROS
<i>Barcelona</i>	Elasto-plástico endurecimento amolecimento	Baseado no modelo Cam clay Modificado (caso saturado), incluindo a sucção como uma segunda variável de tensão. Superfície de escoamento adicional para variações de sucção. Simula deformações por variações na sucção, colapso, expansão e o aumento de resistência com a sucção. Dilatância.	10 parâmetros. De fácil ajuste e com sentido físico.
<i>Hierárquico $\delta 1$ modificado</i>	Elasto-plástico endurecimento amolecimento	Considera os efeitos da sucção diretamente nos valores dos parâmetros do solo, definidos como dependentes da sucção. Útil para análises com sucção constante. Não simula deformações devidas a variações na sucção (colapso/expansão).	8 a 10 parâmetros. De difícil ajuste, alguns sem sentido físico.
<i>Cam Clay Estruturado</i>	Elasto-plástico endurecimento amolecimento	Baseado no modelo Cam Clay modificado, incluindo colapso dos solos estruturados. Simula amolecimento com deformação volumétrica de contração. Modela efeito da cimentação e da estrutura, e reproduz a desestruturação (colapso) sob carregamento.	8 parâmetros. De fácil ajuste e com sentido físico.

3.1.2. Modelagem micro-mecânica

A modelagem micro-mecânica constitui a mais recente linha de pesquisa na modelagem numérica de solos, impulsionada pela convicção cada vez mais crescente no meio científico geotécnico do rol fundamental da micro-estrutura e a mineralogia na definição das características comportamentais. Ambas as abordagens contínua e discreta foram utilizadas como marco de desenvolvimento de novas teorias micro-mecânicas para solos, as quais são apresentadas a seguir.

Micro-mecânica contínua

A pesquisa no campo da micro-mecânica de solos tem seu ponto de partida no conceito de *dupla porosidade* (ou também dupla estrutura) surgido recentemente de pesquisas experimentais, que vem a estabelecer uma mudança conceitual na abordagem de problemas hidro-mecânicos em solos argilosos. A teoria de homogeneização, por outro lado, é trazida para o seio da modelagem geotécnica como técnica complementar que fornece uma adequada ligação matemática entre a micro e macro-escalas, o que permite a expressão da formulação desenvolvida na macro-escala.

A *teoria da dupla estrutura* (ver mais detalhes no apartado 2.2.3) propõe basicamente que os solos argilosos são possuidores de dois níveis estruturais: o nível da micro-estrutura correspondente à matriz argilosa e sua rede de micro-poros, e o nível da macro-estrutura correspondente ao arranjo dos diferentes grãos e grumos e sua rede de macro-poros. Estes dois níveis apresentam características diferenciadas e interagem entre si mecânica e hidraulicamente para dar uma resposta global. A análise micro-mecânica postula a modelagem destes dois níveis estruturais, assim como sua interação.

a) Modelo de Barcelona com dupla estrutura

O modelo de Barcelona com dupla estrutura (Alonso *et al*, 1994) consiste na extensão do modelo de Barcelona para solos não saturados (Alonso *et al*, 1990), pela inclusão de uma formulação simples para simular o comportamento mecânico micro-estrutural.

A modelagem da micro-estrutura baseia-se nas hipóteses de isotropia do material, saturação, validade do princípio das tensões efetivas e caráter elástico-volumétrico das deformações. Assume-se também que a tensão volumétrica p e a sucção s exercem o mesmo efeito na micro-estrutura. Define-se no plano p - s uma região elástica delimitada por superfícies de escoamento micro-estruturais, de tal forma que toda vez que as tensões no solo ultrapassam tais limites acontece endurecimento do material, o qual é repassado para a superfície de escoamento macro-estrutural materializando o acoplamento hidro-mecânico entre os dois níveis.

b) Modelos micro-mecânicos homogeneizados

Outra linha de pesquisa nesta área o constituem os modelos micro-mecânicos homogeneizados (Murad & Cushman, 1996-1997; Murad *et al*, 2001; Chateau & Dormieux, 2002), caracterizados pelo uso extensivo de princípios matemáticos para o desenvolvimento das formulações, e pela aplicação da técnica de homogeneização para vincular os distintos níveis estruturais.

b.1) Modelo para argilas expansivas

Murad & Cushman (1996-1997) formularam um modelo para argilas expansivas utilizando três escalas diferentes: A *micro-escala* ao nível das plaquetas de minerais argilosos e da água adsorvida, a *meso-escala* ao nível das partículas de argila e a água ocupando os poros inter-partículas, e a *macro-escala* ao nível do arranjo dos diversos pacotes argilosos e a água ocupando os macroporos desse arranjo (ver figura 3.2). Este modelo consegue representar o inchamento de solos argilosos e adensamento secundário, ao incorporar os efeitos físico-químicos e de fluxo na micro-estrutura.



Figura 3.2: Três escalas de modelagem de argilas (Murad & Cushman, 1996).

Na micro-escala as plaquetas de argila e a água adsorvida nelas são consideradas separadamente, pelo que se modela esta escala como um contínuo com duas fases *não sobrepostas*. Os campos de forças atuantes nesta escala diferem dos definidos classicamente para a macro-escala: tensão efetiva e poro-pressão. Trata-se de forças de atração-repulsão que independem do contato direto das partes. Basicamente são três campos: as forças de atração de Van der Waals, as forças de repulsão eletrostática ou osmótica, e as forças superficiais de hidratação.

A inovação da modelagem micro-mecânica vem dada pela inclusão destas forças físico-químicas num princípio das tensões efetivas *modificado* para a micro-escala. Da mesma forma, formula-se a lei de Darcy para a micro-escala, onde se incluem gradientes de atração que levam em conta o efeito de adsorção exercido nas moléculas de água pelas plaquetas de argila.

Já na meso-escala (escala intermediária) as duas fases da micro-escala são homogeneizadas segundo a teoria de misturas híbridas aplicada a sistemas multifásicos. Mediante o uso de equações de balance volumétrico esta técnica deriva uma expressão *média* para cada propriedade das diferentes fases na totalidade do domínio do sistema. Desta forma ambas as fases passam a ser representadas como dois contínuos *sobrepostos*, cada um deles com sua respectiva densidade.

Neste marco de modelagem, a formulação é desenvolvida a partir dos postulados energéticos da termodinâmica (energia interna e entropia), obtendo-se uma expressão ampliada do princípio das tensões efetivas, com a inclusão das forças físico-químicas da micro-escala. O fenômeno do inchamento também é derivado naturalmente pela formulação termodinâmica, derivando-se uma expressão para a pressão de inchamento.

Finalmente, a técnica de homogeneização é aplicada na mistura argila-água da meso-escala para obter uma formulação unificada na macro-escala, cujas equações são discretizadas pelo método dos elementos finitos. Nesta homogeneização, o sistema de dupla porosidade é unificado, e os micro-poros (contínuo *água* na meso-escala) passam a constituir fontes ou sumidouros na fase água da macro-escala.

b.2) Modelo para adensamento secundário e “creep” em argilas

Murad *et al* (2001) propuseram também um modelo micro-mecânico para simular o processo de adensamento em argilas, focalizando especialmente os mecanismos físico-químicos responsáveis pelos fenômenos de adensamento secundário e *creep*. O solo é modelado como um contínuo poroso, deformável, na condição saturada, e com dupla porosidade. O sistema de dupla porosidade foi representado como uma matriz de células permeáveis micro-porosas cercadas de condutos interligados que simulam a rede de macro-poros (figura 3.3).

A técnica de homogeneização é aplicada para levar a formulação dual da micro-estrutura ao nível macro-estrutural, no qual as células poro-elásticas passam a atuar como fontes e sumidouros de fluxo. Desta forma, o sistema bimodal é simplificado num sistema viscoelástico de porosidade simples. O modelo provê uma formulação para os fenômenos de adensamento secundário e creep como resultado da drenagem retrasada das células poro-elásticas.

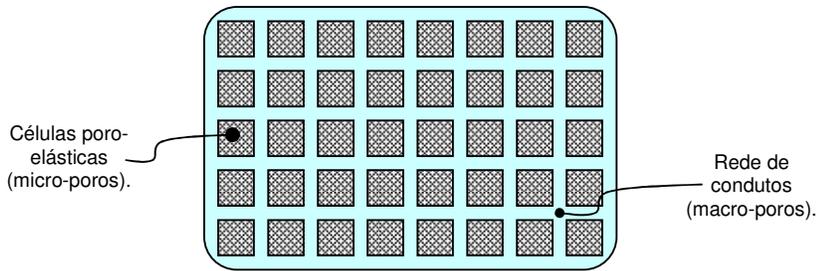


Figura 3.3: Modelo bimodal para argilas (Murad *et al*, 2001).

b.3) Modelo para fluxo saturado e não saturado em meios porosos

Chateau & Dormieux (2002) propuseram uma formulação micro-mecânica para descrever o comportamento de meios porosos saturados e não saturados. O meio poroso é modelado como um sistema bifásico sólido-poro, onde a fase sólida, assumida homogênea e linear-elástica, recebe as condições de contorno do problema (figura 3.4a). A fase poro fica preenchida com fluido sob pressão no caso saturado, enquanto que no caso não saturado fica preenchido com líquido e gás sob pressão. Para a fase poro é adotado um modelo morfológico de poros circulares e condutos que os vinculam, o qual define a distribuição e tamanho destes (figura 3.4b).

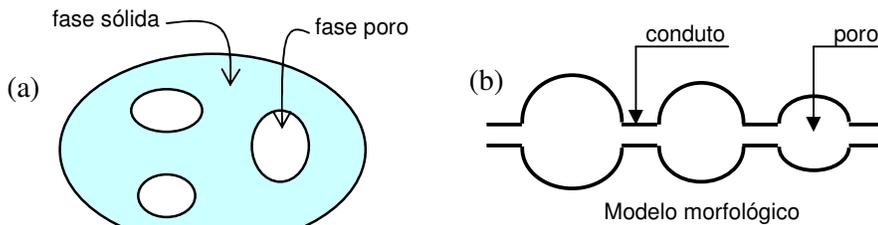


Figura 3.4: Modelo bimodal para meios porosos não saturados (Chateau & Dormieux, 2002).

Quando acontece drenagem, o problema é controlado pelo raio dos condutos, entando que durante a imbibição o problema é governado pelo raio dos poros. Desta forma, o comportamento histerético da curva característica de solos é reproduzida, da mesma forma do que as forças capilares devido à tensão superficial na interface entre líquido e gás na fase poro. Com auxílio da técnica de homogeneização a formulação é levada de forma unificada à escala macro.

Limitações da micro-mecânica contínua

Os modelos micro-mecânicos contínuos aqui apresentados significam um grande avanço na simulação do comportamento hidro-mecânico de solos. No entanto, estes modelos enfrentam limitações decorrentes das hipóteses nas quais se baseiam, entre as que podem se apontar:

- Os modelos descrevem a micro-estrutura visando apenas a formulação específica a desenvolver, ignorando assim os outros aspectos presentes nessa escala. Estas descrições, por sua vez, mudam segundo seja o foco de modelagem, pelo que estes modelos específicos tornam-se incompatíveis de atuar em forma agregada para simular vários fenômenos simultaneamente.
- Os modelos assumem em geral o comportamento elástico para a fase sólida, o que limita sua capacidade de simular cenários plásticos.
- Não são consideradas quaisquer tipo de anisotropia nos modelos.
- Os aspectos geométricos da micro-estrutura não são levados em conta, apenas define-se a fração de cada fase sobre o domínio total.

Micro-mecânica discreta

A análise micro-mecânica deve lidar com a representatividade dos meios na escala da sua micro-estrutura. Como foi visto, as técnicas de homogeneização oferecem um caminho para incluir as irregularidades presentes na escala micro, modelando o meio irregular como um meio regular equivalente. A modelagem discreta, por outra parte, concebe o meio como irregular de forma explícita, sem necessidade de critérios de homogeneização. Esta aproximação do modelo á realidade, e não da realidade ao modelo, é que torna a modelagem discreta atraente e de grande potencialidade. No que se segue apresenta-se o método dos elementos discretos, ferramenta principal deste tipo de modelagem.

3.2.

Fundamentos do método dos elementos discretos (MED)

A família dos métodos discretos deriva-se do método proposto por Cundall (1971), o qual foi concebido para simular cenários de ruptura com o objetivo de avaliar a capacidade última de sistemas geomecânicos. Para conseguir isto, o método incluiu os mecanismos de ruptura por deslizamento e abertura de descontinuidades, passando para o regime de grandes deslocamentos onde os blocos podem se separar e movimentar sem restrição. As características básicas do MED são apontadas a seguir, o que inclui a definição dos elementos discretos, seus contatos, e do algoritmo de cálculo.

3.2.1.

Representação de blocos e partículas

Inicialmente assumiu-se a característica de corpo rígido para os blocos, visando a modelagem de problemas governados por descontinuidades e envolvendo baixas tensões. Trabalhos posteriores introduziram os blocos deformáveis (Itasca, 1996), utilizando duas técnicas: a) Adotando a hipótese de que o estado de tensão é constante dentro do bloco, e derivando assim o estado de deformação do mesmo empregando alguma lei constitutiva; b) Discretizando o bloco mediante uma malha de elementos finitos a fim de calcular tensões e deformações no interior do mesmo. A primeira técnica mostrou-se pobre em resultados e não se difundiu o seu uso, enquanto a segunda tornou-se a mais utilizada, apesar do inconveniente do maior gasto computacional associado.

Uma outra vertente dos modelos discretos foi introduzida por Cundall & Strack (1979), substituindo os blocos irregulares por partículas circulares rígidas (esféricas em 3 dimensões), visando a análise micro-mecânica dos meios granulares. A técnica teve grande expansão e é usada atualmente nas mais diversas aplicações.

No presente trabalho é utilizada a partícula circular rígida como elemento discreto, ao tempo que é desenvolvida uma formulação para a partícula circular deformável, com capacidade de adensar elasticamente sob carga e de trocar água com o meio durante esse processo. Também é proposta uma partícula circular susceptível de quebra, a qual quando rompe dá lugar a duas novas partículas circulares de tamanho menor.

3.2.2. Representação do contato

A mecânica do contato é uma área complexa e sensível da modelagem discreta, que influi na interação dos elementos discretos e com isso na resposta final da modelagem. De uma forma geral opta-se por adotar a hipótese de contato puntual, onde os blocos interagem a partir do deslocamento relativo entre eles, gerando-se forças de contato quando acontece superposição, segundo uma rigidez linear-elástica amortecida (modelo *mola-amortecedor*). Definidos desta forma, os contatos podem ser gerados ou destruídos em função dos movimentos relativos, possibilitando a simulação de grandes deslocamentos (ver figura 3.5).

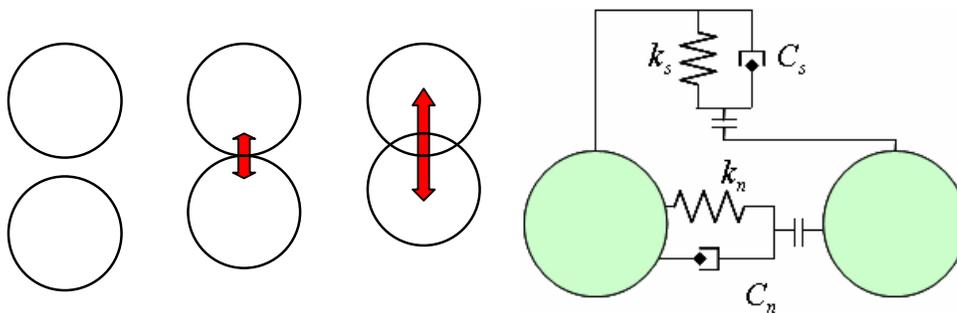


Figura 3.5: a) Contato entre elementos e forças de contato geradas; b) Rigidez tipo mola-amortecedor.

A verificação da existência e atualização dos contatos, se bem compreende operações geométricas elementares, é um assunto relevante pelo gasto computacional associado, com o que os algoritmos devem ser robustos e eficientes. Neste sentido, os elementos tipo partícula avantajam aos do tipo bloco pela sua geometria simplificada, que os torna mais atrativos.

3.2.3. Algoritmo de solução

Uma das características mais salientes dos métodos discretos é o emprego do algoritmo de *relaxação dinâmica*, que contrasta com os métodos matriciais adotados na modelagem por elementos finitos. Trata-se de uma técnica iterativa que resolve, de forma desacoplada e explícita, o sistema de equações do movimento dinâmico dos elementos. Este algoritmo é adequado para cálculos não lineares, tendo a vantagem de evitar a formação de uma matriz de rigidez, já que obtém a solução pela integração sucessiva, por diferenças finitas centrais no passo

de tempo, das equações de movimento amortecido dos elementos discretos. A magnitude do passo de cálculo (passo de tempo) garante o desacoplamento das equações do sistema. O ciclo de cálculo é sumarizado na figura 3.6.

Em se tratando de um método dinâmico, a solução estática é obtida pela adequada manipulação do amortecimento para aproximá-lo dos valores críticos, a fim de minimizar o movimento vibratório e forçar a convergência para a o valor estático. A escala de tempos envolvida no processo de integração passo a passo perde sentido físico pela manipulação do amortecimento. Isto, porém, não resta validade à solução, visto que se procura a solução em termos de deslocamentos, e não dos tempos envolvidos no processo. Quando o tempo passa a ser uma variável de importância no cálculo, como problemas envolvendo fluxo, providências devem ser tomadas para controlar o passo de tempo e tornar a solução válida.

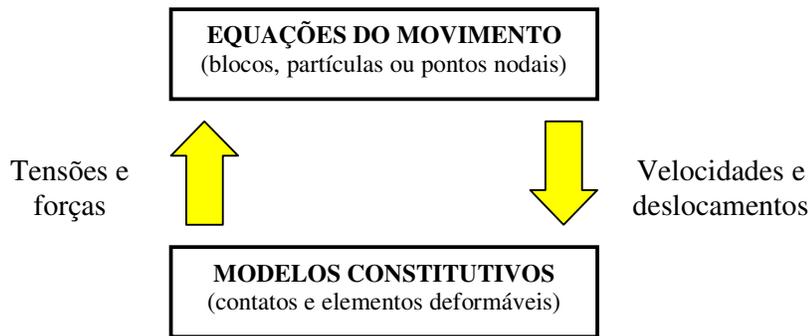


Figura 3.6: Ciclo de cálculo do algoritmo de Relaxação Dinâmica.

O caráter explícito da técnica faz da relaxação dinâmica um algoritmo condicionalmente estável, pelo que o passo de cálculo deve ser limitado a fim de garantir a estabilidade numérica. Como contrapartida, tem um bom desempenho em problemas de não-linearidade acentuada, permitindo grandes deslocamentos, atualização da geometria e contatos do sistema, assim como separação completa entre os seus elementos.

3.2.4. Perspectivas de desenvolvimento

O método dos elementos discretos tem-se desenvolvido a partir de formulações e implementações numéricas independentes, seguindo um padrão comum no sentido geral, mas com variações significativas em vários assuntos (Sitharam, 2000; Lemos, 2004). A tendência do desenvolvimento futuro do

método deveria ser para uma unificação conceitual e teórica, incluindo também os aspectos relacionados com a implementação. Alguns pontos importantes a considerar são:

- *Hipóteses do método.* Constituem o fundamento do método, pois a partir delas deriva-se a formulação matemática. Se faz necessário uma clara explicitação das hipóteses assumidas, já que estas irão definir o tipo de comportamento físico-mecânico e influenciar diretamente na resposta.
- *Algoritmo de solução.* No caso da relaxação dinâmica, que é o algoritmo mais utilizado, existem aspectos que podem dar lugar a discrepâncias na solução e que devem ser estudados. Isto inclui o cálculo e controle do passo de tempo e o tipo e manipulação do amortecimento utilizado. Surge a necessidade de entendimento da representatividade do tempo de cálculo, que pela manipulação do amortecimento deixa de se corresponder com o tempo *real* para adquirir um caráter *fictício*.
- *Validação do método.* Esta não deve ser entendida como a validação global do código, mais como uma verificação do seu correto funcionamento algorítmico, uma comprovação do cumprimento cabal das diferentes hipóteses subjacentes ao código.
- *Geração de modelos.* Neste aspecto importa a automatização da geração de modelos discretos, fundamental para modelos de grande porte, assim como a aleatoriedade da mesma. Uma geração inadequada pode, por exemplo, *rigidizar* artificialmente o modelo e dar lugar a soluções inaceptáveis. O objetivo que se persegue é que, sob certos parâmetros de entrada (como ser número total de elementos discretos) possam ser geradas diferentes configurações aleatórias que não influam no resultado final.
- *Mecânica do contato.* Em primeiro lugar importa a *conceituação matemática* do contato, que inclui o modelo mecânico adotado (mola, amortecedor, atrito, etc.) e o modelo constitutivo associado. No tocante à *representação numérica* do contato, assuntos como a possibilidade ou não de superposição de elementos e a tolerância de contato são importantes. O *gerenciamento* dos contatos, que inclui os algoritmos de detecção, atualização e destruição, é crítico no que se refere ao gasto computacional, pois condiciona o desempenho do método.

3.3. Modelos de partículas em geotecnia

A modelagem discreta particulada fez seus primeiros passos na geotécnica a partir do trabalho de Cundall & Strack (1979a, b), quando foram introduzidos os meios granulados representados por discos para a simulação de solos. Isto marcou o início da pesquisa micro-mecânica de solos, onde fenômenos tais como os mecanismos de transferência de tensões, deformações, fluxo, quebra de grãos, geração de bandas de cisalhamento e liquefação passaram a serem estudados.

A seguir são apontadas algumas pesquisas em modelagem discreta de solos e rochas utilizando elementos particulados, que servem de referência para a presente pesquisa. A ênfase é colocada nas formulações desenvolvidas para explicar os fenômenos físicos, nas hipóteses assumidas e nas novas capacidades implementadas nos códigos de elementos discretos.

3.3.1. Modelagem de ensaios laboratoriais

Os modelos de partículas convencionais, tal como introduzidos por Cundall & Strack (1979), vem sendo utilizados para a simulação de solos em ensaios virtuais, a fim de validar formulações e parâmetros com informação de experiências laboratoriais disponíveis.

Sullivan & Cui (2004) levaram a cabo ensaios de cisalhamento direto virtuais 3D para várias densidades e confinamentos, no intuito de validar a formulação discreta e calibrar os parâmetros do modelo. Os resultados mostraram um acordo global no comportamento, mas certas discrepâncias no ângulo de atrito, o que mostrou a necessidade de aperfeiçoamento da modelagem.

Katzenbach & Schmitt (2004) simularam ensaios oedométricos e triaxiais em areias com modelos de partículas 3D, empregando esferas e elementos especiais formados por duas esferas parcialmente superpostas de modo a gerar uma nova geometria. A análise comparativa dos ensaios mostrou um ajuste aceitável do modelo discreto ao comportamento experimental observado.

Iwashita & Oda (2000) analisaram o processo micro-mecânico de formação de bandas de cisalhamento em solos mediante simulações discretas, com resultado satisfatório. A modelagem foi feita utilizando elementos disco 2D, criando corpos de prova submetidos a carregamento vertical confinado. O modelo conseguiu

reproduzir a formação de uma banda de cisalhamento onde se verificou uma dilatação da massa de partículas junto com altos gradientes de rotações destas (formando um arranjo tipo colunar), até atingir a resistência máxima. Após o pico de resistência aconteceu o colapso da estrutura colunar e o conseqüente amolecimento na resistência.

3.3.2. Modelagem de meios rochosos

Os modelos discretos para meios rochosos tradicionalmente apontavam para a simulação de maciços fraturados empregando elementos tipo bloco poligonais, de maneira a explicitar as fraturas. No trabalho de Potyondy & Cundall (2004) os elementos tipo partícula são usados para a modelagem de maciços rochosos sãos, a fim de simular a geração e propagação de fraturas. Para isto define-se uma ligação de contato entre as partículas que modela a resistência rochosa, concebida como uma viga de conexão com capacidade de transmitir esforços normais, tangenciais e de momento. Desta forma são restritos todos os graus de liberdade relativos entre as partículas, levando-as a um comportamento solidário tipo bloco quase-rígido. A resistência das vigas de conexão é definida a partir de critérios de ruptura para rochas, a qual uma vez ultrapassada dá lugar à quebra da ligação e a conseqüente formação de uma fratura.

3.3.3. Modelagem de meios particulados não saturados

Na modelagem discreta de fluxo não saturado em meios particulados cabe mencionar o trabalho de Gili (1988) e Gili & Alonso (2002). O modelo proposto define, além dos elementos discretos que descrevem as partículas, as entidades poro e menisco. Os meniscos são idealizados assumindo sua superfície livre como arcos de circunferência que encontram as superfícies dos grãos em pontos de tangência, enquanto que os poros ficam definidos a partir dos vazios definidos pelo arranjo das partículas.

O modelo descreve os diferentes mecanismos de transferências de massa na fase poro, menisco, e entre elas, além das forças de interação associadas, por meio a equações de equilíbrio e balanço de massa. A rede de fluxo é constituída pela rede de meniscos formados nos contatos entre partículas, e pela distribuição de

poros obtida a partir da configuração geométrica das partículas. A detecção e cálculo do volume dos poros constitui um ponto sensível do modelo, dada a complexidade dos algoritmos envolvidos e os importantes deslocamentos experimentados pelos elementos discretos ao longo do processo de cálculo.

Uma formulação visando a modelagem da resistência mecânica em solo não saturados foi proposta por Jiang et al (2004). O modelo focaliza apenas a mecânica do contato com presença de menisco, incluindo o efeito das forças capilares no modelo mola-amortecedor que define as forças nos contatos.

3.3.4. Modelagem de quebra de grãos

No campo de simulação das deformações plásticas em solos devido à quebra de grãos sob carregamentos, deve ser citado o trabalho de Cheng *et al* (2004) onde são conformados agregados de partículas que se desintegram sob cargas. A idéia básica é a de juntar vários elementos discretos por ligações que estabelecem uma cimentação entre eles, nos termos de resistência normal e cisalhante. Na medida que os agregados de partículas são carregados estas ligações entram gradativamente em colapso ao se esgotar sua capacidade resistente, com o qual as partículas periféricas separam-se do agregado. Assim, acontece uma mudança da composição granulométrica para os finos, o que redundará num rearranjo das partículas que materializa a deformação plástica do solo.

O modelo para as ligações estipula uma rigidez adicional no contato, nas direções normal e cisalhante, com um limite de resistência em termos de forças, ultrapassado o qual a ligação quebra. Quando uma partícula perde todas suas ligações de contato, abandona o agregado e nessa separação provoca uma dilatação localizada da massa particulada, que vem a simular o fenômeno de dilatação associado à quebra, conforme esperado.

Lobo-Guerrero & Vallejo (2005) modelam este mesmo fenômeno introduzindo um elemento discreto susceptível de quebra. Estabelece-se um critério de quebra, e uma vez ultrapassado este, o elemento quebra em vários fragmentos representados por novos elementos discretos de menor tamanho. Esta técnica evita a necessidade de aglomerar elementos, o que gera um macro-elemento cujo tamanho pode resultar consideravelmente maior do que os outros elementos, o que não é desejável para a simulação.

3.4. Biblioteca *DEMlib*

Como fruto da pesquisa de modelos discretos no DEC/PUC-Rio foi desenvolvida a biblioteca *DEMlib* que implementa o MED. Escrita em linguagem C++ e fazendo uso extensivo da programação orientada a objetos (POO), *DEMlib* é um conjunto de classes que definem os objetos básicos do método.

O programa *Sand* é um aplicativo gráfico associado à biblioteca *DEMlib*, que faz uso dela para a simulação de meios granulares (Velloso *et al*, 2003). O mesmo foi desenvolvido usando linguagem de programação C e C++, com auxílio do kit de interface IUP/LED e o sistema gráfico CD (ambos desenvolvidos no laboratório de computação gráfica Tecgraf/PUC-Rio) pelos quais oferece uma saída gráfica que possibilita a visualização a cada passo de cálculo, com informação sobre forças, velocidades, deslocamentos e contatos (ver figura 3.7). A geração dos modelos é resolvida com auxílio da linguagem de programação *Lua* que possibilita, via arquivo de entrada escritos nessa linguagem, a geração de modelos especificando número e tamanho de elementos de acordo com regras definidas pelo usuário.

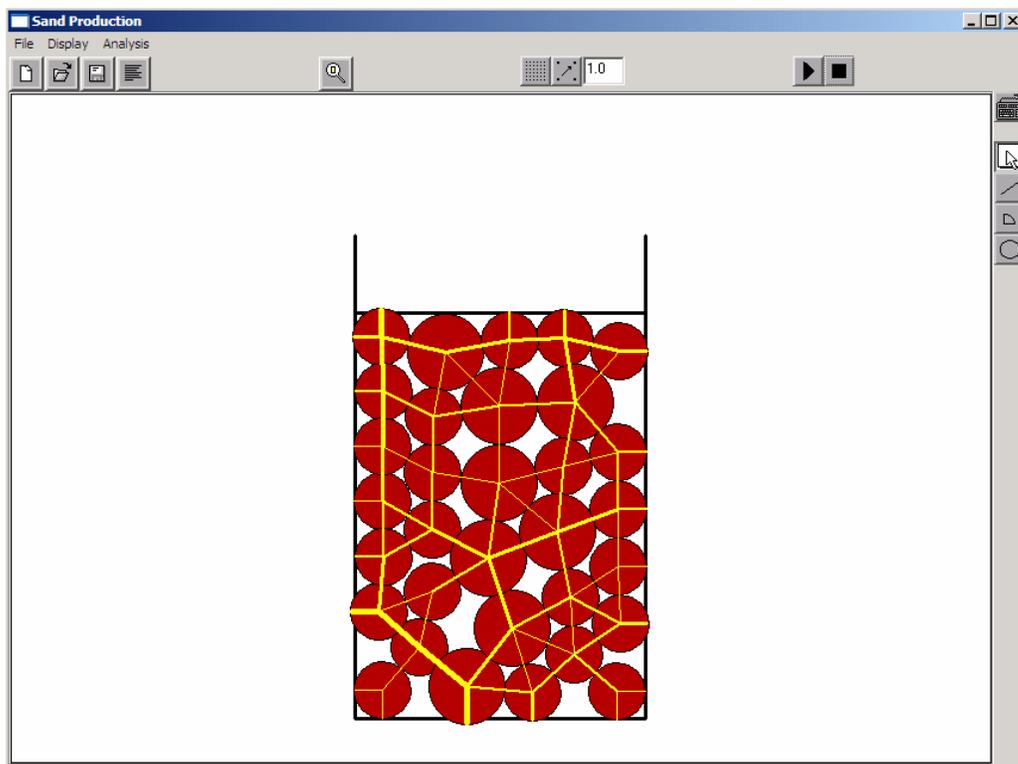


Figura 3.7: Interface gráfica original do código de elementos discretos *Sand*.

3.4.1. Classes e objetos

A biblioteca *DEMLib* é composta por uma série de classes *raiz* e *derivadas* que definem todos os objetos da modelagem discreta. As classes raiz definem os atributos e operações básicas dos objetos, e destas são derivadas classes especializadas que definem atributos e operações dos objetos mais complexos. Estas classes são detalhadas a seguir:

- **Classe Block.** Esta classe raiz define o objeto *elemento discreto* de uma forma genérica, estabelecendo as características geométricas e físicas gerais. A partir de *Block* derivam-se *Polygon* que define elementos de geometria poligonal, e *Disc* que define os elementos tipo disco 2D. A partir de *Disc*, por sua vez, é derivada a classe *Sphere* que define o elemento esfera para simulações 3D (ver figura 3.8).

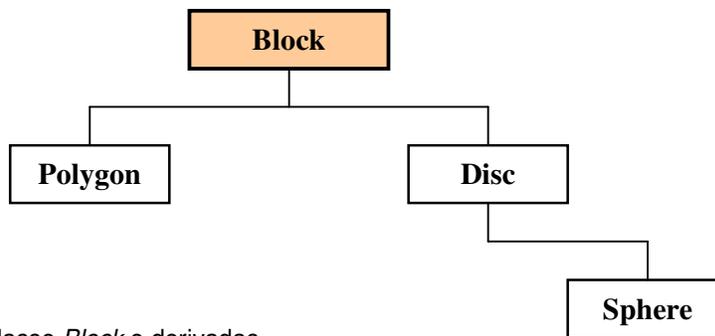


Figura 3.8: Classe *Block* e derivadas.

- **Classe Wall.** Esta classe raiz define o objeto *parede* rígida que serve para delimitar o domínio de modelagem, sua geometria e mobilidade sob carga ou velocidade imposta. Para especificações geométricas especiais são derivadas as classes *LineWall* que define paredes lineares, *ArcWall* que define paredes do tipo arco de círculo, *PlaneWall* que define paredes planas 3D, e *SplineWall*, que define paredes de geometria irregular (figura 3.9).

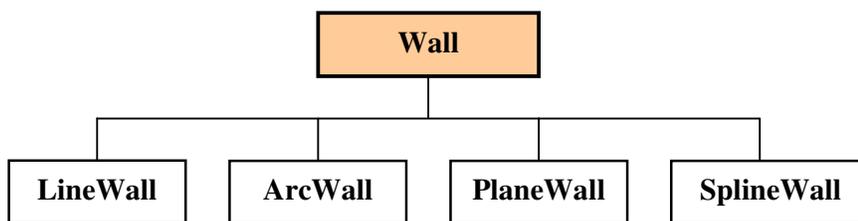


Figura 3.9: Classe *Wall* e derivadas.

- **Classe Link.** Esta classe raiz define o objeto *contato* entre dois elementos quaisquer de uma forma genérica, deixando para as classes derivadas a especificação do tipo de contato, comportamento mecânico e características geométricas. Assim, a classe *DiscLink* especifica o tipo de contato que acontece entre dois discos, *PolygonLink* descreve o contato entre dois elementos poligonais, enquanto que *WallLink* formula o contato entre elemento discreto e parede. A classe *Link3D* é derivada para a definição genérica do contato a três dimensões, e dela deriva-se a classe *SphereLink* para especificar o contato entre elementos tipo esfera (figura 3.10).

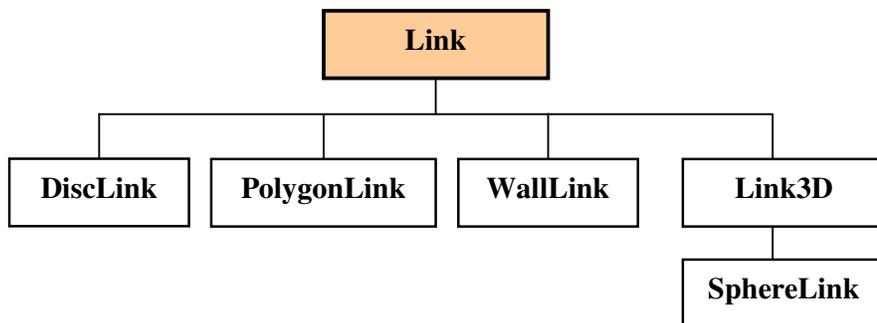


Figura 3.10: Classe *Link* e derivadas.

- **Classe Box.** Esta classe é encarregada de dividir o domínio de modelagem em subdomínios ou celas que encerram os distintos elementos discretos e paredes, e servem para dar eficiência ao algoritmo de detecção e atualização dos contatos. A mesma contempla os casos de duas e três dimensões.
- **Classe Damping.** Esta classe define a formulação geral do amortecimento a ser usado pelo algoritmo de relaxação dinâmica. A especificação dos tipos de amortecimento disponíveis é feita nas classes derivadas *AutoLocal* e *Rayleigh*, da qual se deriva a classe *AutoGlobal* (figura 3.11).

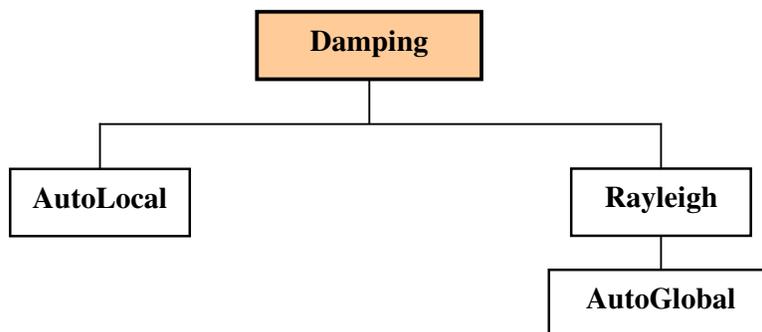


Figura 3.11: Classe *Damping* e derivadas.

3.4.2. Algoritmo de relaxação dinâmica

O cálculo por relaxação dinâmica (RD) se resume basicamente à resolução da segunda lei de Newton (lei do movimento) para cada elemento discreto do sistema. Figueiredo (1991) faz uma descrição detalhada sobre RD, abordando todos os aspectos relacionados com o algoritmo de cálculo, estabilidade, convergência e as diferentes abordagens para sua otimização.

A figura 3.12 apresenta dois elementos discretos genéricos que se acham em contato, onde são explicitadas as diversas forças atuantes neles. Para cada um destes elementos a equação da segunda lei de Newton para cada grau de liberdade pode ser expressa:

$$m(\ddot{x}_i)_N = (F_i)_N \quad i = 1, 2, 3 \quad (3.1a)$$

$$I(\ddot{\theta}_i)_N = (M_i)_N \quad (3.1b)$$

onde m é a massa e I o momento de inércia com respeito ao centro de gravidade dos elementos. As forças F_x , F_y e o momento M atuam no centro de gravidade dos elementos e são resultantes das forças F_n e F_t desenvolvidas nos contatos.

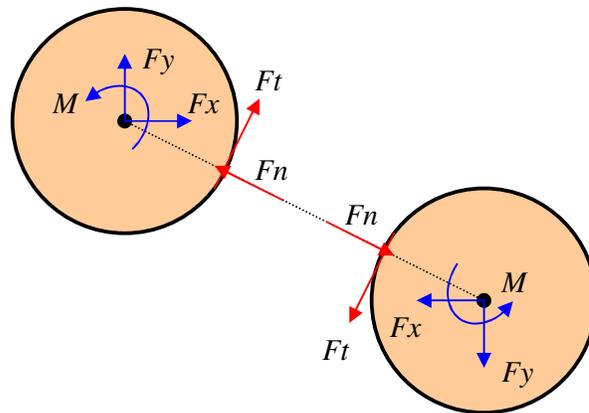


Figura 3.12: Forças e momentos atuantes em dois elementos discretos em contato.

Assumindo aceleração constante do elemento discreto para um dado intervalo de tempo, sua velocidade para cada grau de liberdade pode ser calculada por integração da respectiva aceleração por diferenças finitas centrais:

$$(\dot{x})_{N+1/2} = (\dot{x})_{N-1/2} + \frac{(F_i)_N \Delta t}{m} \quad (3.2a)$$

$$(\dot{\theta})_{N+1/2} = (\dot{\theta})_{N-1/2} + \frac{(M_i)_N \Delta t}{I_i} \quad (3.2b)$$

De forma análoga são obtidos os deslocamentos e rotações do centro de gravidade dos elementos como

$$(x)_{N+1} = (x)_N + (\dot{x})_{N+1/2} \Delta t \quad (3.3a)$$

$$(\theta)_{N+1} = (\theta)_N + (\dot{\theta})_{N+1/2} \Delta t \quad (3.3b)$$

A partir dos deslocamentos de corpo rígido obtidos para os elementos discretos, interessa conhecer os deslocamentos relativos entre elementos que possibilitarão a detecção de contatos e o cálculo das forças associadas. Os deslocamentos normal e tangencial entre elementos são calculados segundo

$$(\Delta n)_{N+1/2} = (\dot{x}_{Bi} - \dot{x}_{Ai})_{N+1/2} n_i^c \Delta t \quad (3.4a)$$

$$(\Delta s)_{N+1/2} = (\dot{x}_{Bi} - \dot{x}_{Ai})_{N+1/2} t_i^c \Delta t - (\dot{\theta}_{Ai} R_A + \dot{\theta}_{Bi} R_B)_{N+1/2} \Delta t \quad (3.4b)$$

onde n_i^c e t_i^c são os vetores unitários na direção normal e tangencial respectivamente, utilizados para projetar os vetores velocidade \dot{x} . Uma vez em conhecimento dos deslocamentos relativos, é possível determinar as forças geradas nos contatos entre elementos.

O cálculo das *forças de contato* baseia-se na hipótese de que pode acontecer superposição de elementos, e que forças são geradas na medida que acontece superposição, cujas magnitudes vêm dadas por uma lei de rigidez adotada. A figura 3.13 mostra como acontece o contato por superposição (dado pelos valores de superposição normal Δn e tangencial Δs). Na biblioteca *DEMlib* assume-se uma lei de rigidez linear para forças normais e cisalhantes, definidas pelos parâmetros k_n e k_s , pelo que estas são dadas por

$$(Fn)_{N+1} = (Fn)_N + k_n (\Delta n)_{N+1/2} \quad (3.5a)$$

$$(Fs)_{N+1} = (Fs)_N + k_s (\Delta s)_{N+1/2} \quad (3.5b)$$

Este tipo de contato baseado na superposição de elementos não admite o desenvolvimento de forças de tração, já que sem superposição não há força de contato. As forças cisalhantes, por sua vez, estão condicionadas pelas forças normais ao assumir a resistência de atrito para os elementos, que estabelece um limite em função do parâmetro ângulo de atrito ϕ :

$$F_{s_{\max}} = Fn \cdot \tan \phi \quad \text{e} \quad Fs \leq F_{s_{\max}} \quad (3.6)$$

Desta forma, as forças cisalhantes nos contatos não poderão se desenvolver além do valor máximo dado pelo mecanismo de atrito.

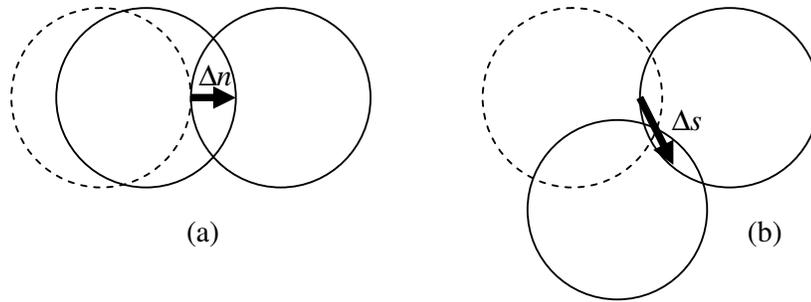


Figura 3.13: Contatos por superposição: a) Δn ; b) Δs .

Assim definido o comportamento dos contatos entre elementos, estes surgirão e desaparecerão entre os diferentes elementos do sistema em função da ocorrência ou não de superposição entre eles para cada passo de cálculo.

Ciclo de cálculo

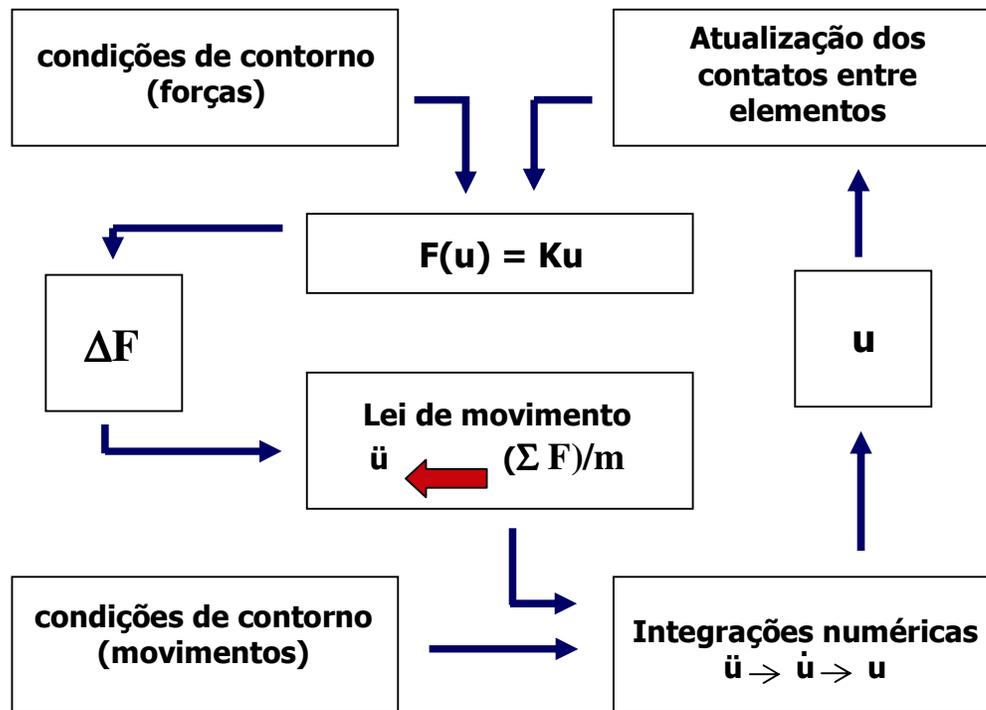


Figura 3.14: Ciclo de cálculo por relaxação dinâmica.

O ciclo de cálculo do algoritmo de RD é mostrado em detalhe na figura 3.14. Num determinado instante, ter-se-á uma configuração onde cada elemento terá forças desequilibradas aplicadas, que darão início a um novo ciclo de movimento. Pela aplicação da lei de movimento, podem ser calculadas as

acelerações correspondentes às forças desequilibradas em cada elemento, e por integração numérica (diferenças finitas centrais) as velocidades e deslocamentos. Em posse dos deslocamentos, são atualizados os contatos entre elementos, e em função da superposição de elementos haverá novas forças de contato, segundo a rigidez mola-amortecedor. Esta nova configuração de forças desequilibradas no modelo dará lugar a um novo ciclo de movimento.

3.4.3. Estabilidade e convergência

Em se tratando de um algoritmo iterativo explícito, o mesmo é *condicionalmente estável*, pelo que certas restrições devem ser impostas sobre o passo de tempo Δt a fim de garantir uma solução válida. Basicamente Δt deve ser tal que assegure que a perturbação (vibração mecânica) de um elemento discreto não se propague a outros. Desta forma garante-se o *desacoplamento* das equações de movimento para cada elemento, o que evita a montagem de uma matriz de rigidez. Esta limitação vem dada pela velocidade de propagação das vibrações mecânicas, a qual é função das propriedades de rigidez e inércia dos elementos.

A otimização do passo de tempo obtém-se resolvendo o problema de autovalores para as equações das forças desequilibradas. No caso de um sistema massa-mola de um grau de liberdade, a condição é dada por

$$\Delta t \leq 2\sqrt{m/k} \quad (3.7)$$

onde m é a massa do sistema e k a rigidez da mola.

A fim de se obter a solução estática ao problema, a equação de movimento deve ser amortecida, de modo a dissipar a energia cinética das oscilações, pois de caso contrário o movimento vibratório continuaria indefinidamente. O amortecimento assumido é viscoso, proporcional à velocidade, com o qual a equação de movimento (eq 3.1) fica

$$m(\ddot{x}_i)_N + c(\dot{x}_i)_N = (F_i)_N \quad (3.8)$$

onde c é o coeficiente de amortecimento, assumido geralmente proporcional á massa, segundo

$$c = \alpha m \quad (3.9)$$

Como o interesse está na solução estática e não na dinâmica (transiente), o tempo, as massas inerciais e o amortecimento introduzido não precisam corresponder a valores reais, pois não interferem no valor da solução estática.

Com isto, os mesmos são manipulados consistentemente com a condição de estabilidade, na procura de diminuir o número de iterações requerido para a convergência para a solução final. O objetivo, pois, se centra em aplicar amortecimentos próximos do valor crítico para minimizar as oscilações, e ponderar as massas inerciais com o intuito de maximizar o incremento temporal.

Esta ponderação de massas, porém, se torna inadequada quando se procura mensurar as forças geradas no sistema discreto, para o qual as massas dos elementos devem ser as correspondentes ao material que representam a fim de obter magnitudes de força com sentido físico.

Tipos de amortecimento

Os dois procedimentos de amortecimento implementados na biblioteca *DEMLib*, *AutoGlobal* e *AutoLocal*, são do tipo *adaptativos*, isto é, ajustam o valor do amortecimento c a cada passo de cálculo, buscando otimizar a convergência para a solução estática.

O método *AutoGlobal* utiliza o amortecimento proporcional a massa descrito na eq. 3.9, mas ajusta a cada passo o fator de proporcionalidade α com o objetivo de alcançar o valor crítico, para o qual a potência amortecedora igualaria-se à taxa de variação da energia cinética. O método, pois, consiste em monitorar a razão entre a energia ΔE_{am} dissipada nos amortecedores e a energia cinética ΔE_{cin} no modelo, e corrigir α conseqüentemente a fim de que esta razão tenda à unidade:

$$\text{Se: } (\Delta E_{am} / \Delta E_{cin}) > 1 \quad \begin{cases} \text{então } \alpha = \alpha / 1.05 \\ \text{senão } \alpha = 1.05\alpha \end{cases} \quad (3.10)$$

Assim que o modelo tende para a solução estática e a energia cinemática tende a zero, o método força que o mesmo aconteça com a energia de amortecimento, com o qual minimiza-se o surgimento de forças espúrias.

Já no método *AutoLocal* o cálculo do amortecimento é feito localmente para cada elemento. Neste caso, a força dos amortecedores f_m são proporcionais às

forças desequilibradas f , com um sentido contrário à velocidade tal que provoque um decremento nas oscilações.

A eq. 3.11 descreve este critério, onde μ é o fator de amortecimento próximo da unidade, tipicamente 0,80. O método tem a vantagem da sua simplicidade, já que o fator é adimensional e independente de qualquer propriedade do meio, mas é sub-amortecido por definição, com o qual sempre haverá oscilações quando as forças desequilibradas não forem nulas.

$$f_{am} = (-\mu) \left[f \frac{\dot{u}}{|\dot{u}|} \right] \quad (3.11)$$

3.5. Modelagem discreta de solos residuais

Para uma adequada modelagem micro-mecânica discreta de solos residuais, se faz necessário a inclusão na biblioteca *DEMlib* das características e fenômenos apontados como relevantes pela pesquisa experimental de solos residuais. Estes aspectos são detalhados a seguir, e estão relacionados com:

- Dupla Estrutura
- Características granulométricas
- Fatores macro-estruturais
- Fenômenos de fluxo

3.5.1. Modelagem discreta da dupla estrutura

A teoria da dupla estrutura é adotada como marco de referência para o entendimento dos solos residuais. Na abordagem discreta também é possível explicitar os dois níveis de estrutura, onde:

- A *macroestrutura* fica definida pelo arranjo do conjunto dos elementos discretos que simulam os diferentes grãos e grumos que formam o esqueleto e definem uma rede de macro-poros.
- A *microestrutura* é modelada nos elementos discretos que representam os grumos argilosos, nos quais são incorporadas as capacidade de adensamento e troca de água com o exterior, a fim de representar a estrutura e atividade das partículas argilosas, assim como a rede de micro-poros.

Para desenvolver a formulação do comportamento micro-estrutural são resgatadas as hipóteses assumidas pela teoria de dupla estrutura, a fim de servir como ponto de partida. Estas são:

- Processos reversíveis.
- Sem orientação preferencial.
- Deformações volumétricas e elásticas.
- Condição saturada.
- Princípio das tensões efetivas válido.

A partir destas assunções, serão derivadas as formulações correspondentes aos problemas de adensamento sob carga, expansão em descarga, inchamento por umedecimento e contração por secagem.

3.5.2.

Modelagem discreta das características granulométricas

A composição granulométrica dos solos residuais apresenta uma diversidade de tipos e tamanhos de partículas, sendo um fator de ampla influência no comportamento mecânico do mesmo. A partir da limitação imposta pela representação discreta das partículas apenas por meio de discos, serão modelados as seguintes características:

- *Tamanho e forma das partículas.* O tamanho das mesmas pode ser ajustado definindo o raio dos discos segundo o raio equivalente das partículas. Enquanto à forma das partículas, serão criados elementos de geometria especial a partir da junção rígida de dois elementos circulares de igual ou diferente raio.
- *Mineralogia das partículas.* Faz-se uma distinção básica entre minerais primários (quartzo, feldspato e outros) e secundários ou argilominerais. Os primários são rígidos e resistentes e os secundários são mais deformáveis e formam bolsões saturados. Assim, pode-se modelar com discos rígidos os minerais primários e com elementos grumo para os secundários. Enquanto aos minerais em alteração, menos resistentes e quebradiços, estes serão modelados mediante elementos especiais que podem quebrar sob carga.

3.5.3.

Modelagem discreta dos fenômenos macro-estruturais

Os fenômenos da macro-estrutura são os referidos ao esqueleto sólido e influem diretamente no comportamento volumétrico assim como na resistência. Estes são detalhados seguidamente:

- *Compacidade.* Esta característica, expressada pelo índice de vazios, descreve junto com os valores de tensão e sucção o estado do solo (segundo a teoria do estado crítico estendida aos solos não saturados). A compacidade pode ser modelada a partir do ajuste do índice de vazios no modelo discreto, que por sua vez é feito controlando o número de elementos discretos para uma dada área de modelagem.
- *Arranjo.* O arranjo das partículas na massa de solo tem a ver com a disposição geométrica das diversas partículas constituintes. Configurações densas ou soltas, camadas, veios e outras características são típicas em solos residuais, e podem ser modeladas com uma geração ‘inteligente’ do meio discreto, incluindo restrições geométricas que descrevam estes arranjos.
- *Cimentação de grãos.* A cimentação restringe o movimento relativo das partículas, oferecendo à massa de solo uma maior rigidez. Esta característica pode ser modelada operando no comportamento dos contatos entre partículas, a fim de definir ligações que simulem a resistência ao movimento relativo por parte da cimentação.
- *Quebra de grãos de baixa resistência.* Este fenômeno, comum em grãos de feldspato alterado, se dá na massa de solo residual sob carregamento, e altera a distribuição granulométrica pela desintegração dos grãos afetados. Pode ser modelado pela implementação de um elemento discreto susceptível de quebra, o qual se desintegra quando um certo critério de ruptura é ultrapassado, desaparecendo e dando lugar a novos elementos discretos de menor tamanho que o substituem.
- *Blocos rochosos.* A presença de blocos de rocha na massa de solo residual é comum para baixos graus de intemperismo, isto é, nos solos jovens. A simulação discreta destes blocos remanescentes pode ser obtida pela implementação de contatos entre elementos discretos que reproduzam a

ligação rochosa, restringindo os movimentos relativos entre os elementos para os três graus de liberdade.

- *Anisotropia, bandeamentos, laterização e graus de intemperismo.* Todos estes aspectos macro-estruturais podem ser simulados a partir da manipulação adequada das implementações específicas já descritas.

3.5.4.

Modelagem discreta dos fenômenos de fluxo

- *Fluxo não saturado.* A simulação do fluxo não saturado na massa residual será realizada pela implementação discreta das equações de fluxo na condição não saturada, utilizando para isto uma rede de fluxo gerada a partir da informação geométrica do conjunto de elementos discretos.
- *Fluxo entre micro e macro-estrutura.* O fluxo de intercâmbio entre a micro-estrutura, definida pelos grumos, e a macro-estrutura, definida pela rede de meniscos, é controlado pelas condições de tensão e sucção presentes.
- *Fenômenos de colapso e expansão.* A partir da modelagem discreta de micro e macro-estrutura é possível simular o comportamento sob ciclos de umedecimento e secagem, assim como os fenômenos volumétricos de expansão e colapso.

3.6.

Outras aplicações da modelagem discreta usando DEMlib

Além do emprego na presente pesquisa, a biblioteca *DEMlib* tem sido utilizada em outras aplicações geotécnicas e geológicas, como serem:

- Produção de areia em poços de petróleo (Velloso *et al*, 2003);
- Cravação de estacas em meio granular (Campos *et al*, 2005);
- Interação de uma camada de sal com outra camada rochosa superior, na simulação de um domo salino. Esta simulação é do tipo híbrido, onde o sal é modelado discretamente, e a camada superior é modelada por elementos finitos (ver figura 3.15). Para a modelagem do sal se utilizou a implementação, detalhada no seguinte capítulo, da cimentação de contato entre grãos, que se adaptou para simular o comportamento viscoso do sal por meio de um *contato viscoso* entre elementos discretos.

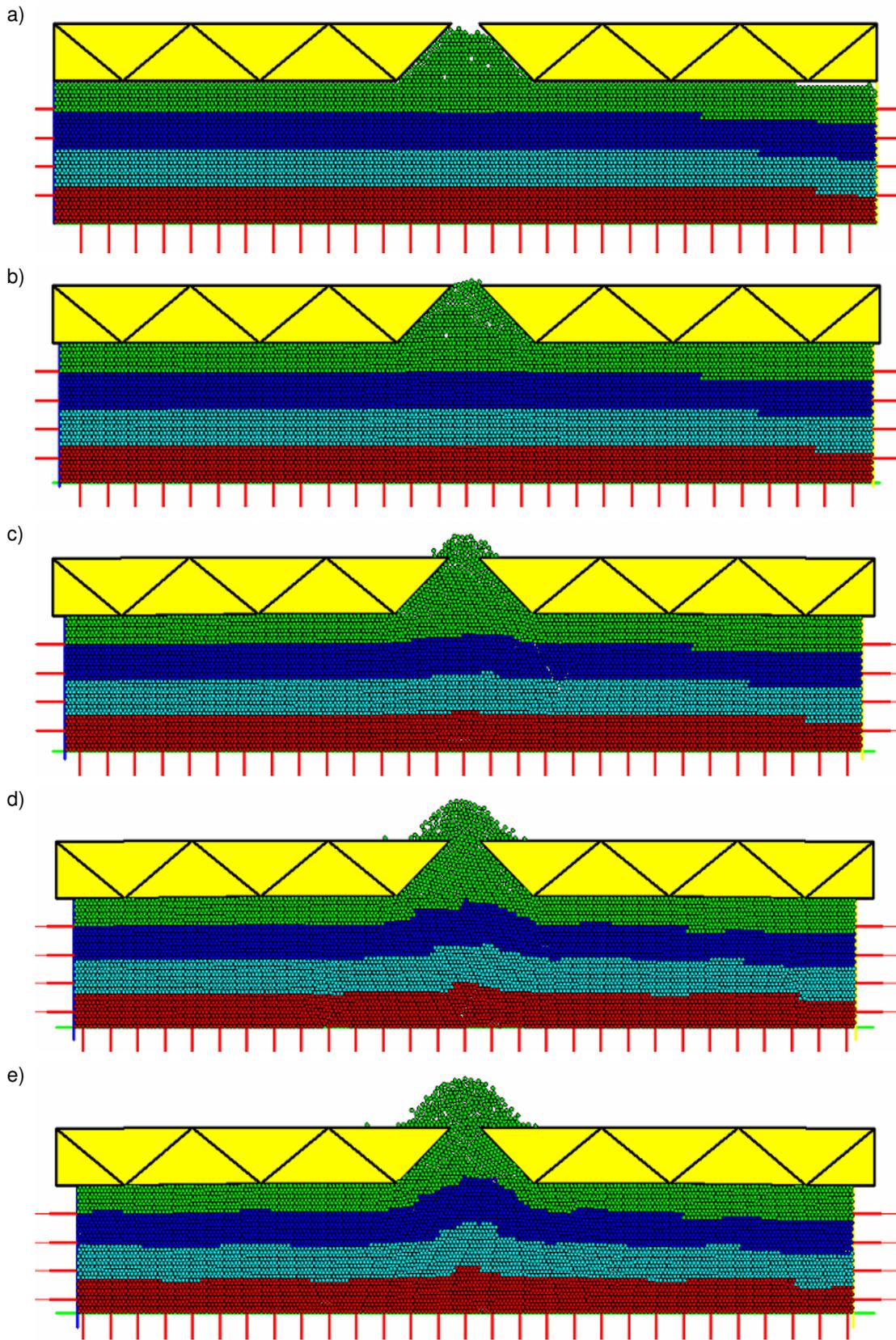


Figura 3.15: Simulação discreta da formação de um domo salino.

4 Formulações Micro-Mecânicas Discretas

As implementações que possibilitarão a simulação discreta de solos residuais são detalhadas nesta seção. Para cada caso partiu-se do entendimento do problema físico em questão, e mediante a adoção de hipóteses comportamentais e o uso das equações básicas que descrevem o problema, derivaram-se as formulações matemáticas correspondentes. Estas foram logo implementadas na biblioteca *DEMLib* para a obtenção de soluções numéricas que foram validadas com as respectivas soluções teóricas através de exemplos simples de aplicação.

Em primeiro lugar é apresentada a implementação do elemento discreto tipo *grumo*, cuja formulação baseia-se na teoria de adensamento unidimensional de Terzaghi. Trata-se de um elemento elástico com capacidade de adensamento e expansão, e portanto com capacidade de trocar água com o meio.

A seguir detalha-se a implementação da *cimentação* de grãos. A mesma é incorporada no contato entre elementos como uma capacidade para suportar tração e cisalhamento até o limite de ruptura do cimento.

A implementação da *ligação rochosa* se detalha depois, a qual está baseada no mecanismo de viga de conexão para a restrição dos movimentos relativos entre elementos. O critério de ruptura para rochas tipo Coulomb efetua o controle de ruptura das ligações.

A implementação da *quebra de grãos* é feita em elementos discretos que são susceptíveis de quebra. O critério de ruptura está baseado no ensaio brasileiro de tração por compressão diametral. Quando o elemento quebra parte-se em outros dois elementos de dimensão tal que há preservação da massa.

Seguidamente é apresentada a implementação do *fluxo não saturado*. A formulação teórica é aplicada a uma rede de meniscos interconectados que modela os macro-vazios entre os elementos discretos, combinada com os grumos que modelam o fluxo na micro-estrutura. As forças calculadas nos meniscos formados nos contatos são transferidas para os elementos vizinhos, formalizando o acoplamento fluxo-mecânico do modelo.

Finalmente apresenta-se a implementação do fenômeno de *expansão de argilominerais*, cuja formulação é uma adaptação do elemento tipo grumo para o caso de minerais ativos.

4.1. Modelagem de grumos argilosos

Neste apartado define-se o elemento discreto compressível, o *grumo*, que tem a faculdade de adensar ou expandir sob ação das forças de contato e da sucção, intercambiando água com o meio.

4.1.1. Formulação do problema de adensamento radial

Hipóteses do problema

O adensamento unidimensional de uma camada de solo compressível constitui um dos problemas fundamentais da mecânica de solos, cuja resolução clássica deve-se a Terzaghi (1936). A teoria de Terzagui para adensamento unidimensional envolve uma serie de hipóteses que viabilizam a solução teórica (Jimenez Salas & Alpañes, 1975), as quais são detalhadas a seguir:

1. O solo é inicialmente homogêneo.
2. Saturação completa do solo.
3. Despreza-se a compressibilidade dos grãos de solo e da água.
4. Assume-se que o cálculo diferencial é aplicável a meios constituídos por partículas de tamanho finito.
5. Compressão unidimensional.
6. Fluxo unidimensional.
7. A lei de Darcy é válida.
8. O índice de vazios depende apenas da tensão efetiva.
9. A permeabilidade e o módulo oedométrico permanecem constantes durante todo o processo de adensamento.

O problema que nos ocupa trata do adensamento de um cilindro de seção circular e comprimento infinito (problema plano). Havendo simetria radial, o problema torna-se unidimensional, sendo função apenas do raio. Assim sendo, a teoria de Terzagui é aplicável, pois as hipóteses antes citadas continuam sendo válidas, sendo apenas necessário reformulá-la para o domínio circular.

Sabe-se que o fenômeno do adensamento é o processo de dissipação de uma configuração de excesso de poro-pressão gerada no solo por algum motivo. A teoria de Terzaghi foi formulada para resolver o caso unidimensional, quando o

motivo é um carregamento externo constante p , e para a condição saturada do solo (o que permite a aplicação do princípio das tensões efetivas (PTE) para a obtenção da equação do adensamento unidimensional). No caso do grumo, no entanto, estamos interessados numa formulação que resolva também o caso do adensamento por variação na sucção do solo s , isto é, por uma diferença de poro-pressão entre o interior do grumo e sua vizinhança.

Khogo *et al* (1993) analisaram a extensão do PTE para o domínio não saturado, chegando à conclusão de que o mesmo é válido também para baixas sucções, isto é, menores do que o valor de entrada de ar, para as quais a fase água é contínua no solo. Adotando esta extensão do PTE, pois, pode-se obter uma formulação que atenda ambos tipos de adensamento.

Um outro aspecto a ser considerado refere-se à relação tensão-deformação a utilizar na formulação do adensamento. No modelo de dupla estrutura proposto por Alonso *et al* (1994) define-se a tensão volumétrica efetiva $p_v^e = (p + s)$, onde $p = p_{tot} - p_{ar}$ é a tensão isotrópica líquida. Neste modelo acontecem deformações volumétricas elásticas quando há variação de p_v^e segundo uma relação linear $\Delta \varepsilon_v^e = \Delta p_v^e / K$. Com a utilização da tensão volumétrica efetiva assume-se que tanto p quanto s exercem o mesmo efeito deformacional sobre o grumo, expresso através do módulo volumétrico K .

Assim, assumindo para o comportamento do grumo os critérios descritos por Khogo *et al* (1993) e Alonso *et al* (1994), pode-se desenvolver uma formulação unificada de adensamento radial a partir da teoria de Terzaghi de adensamento unidimensional.

No que segue desenvolve-se a formulação para a obtenção da equação diferencial que governa o adensamento de um grumo elástico submetido a uma pressão externa p_0 definida como uma tensão volumétrica efetiva.

Equação do adensamento radial

A figura 4.1a apresenta uma porção unitária do cilindro compressível submetido a uma pressão uniformemente distribuída genérica p_0 . Um anel diferencial deste disco unitário é mostrado na figura 4.1b, sobre o qual há de se desenvolver a análise que se segue.

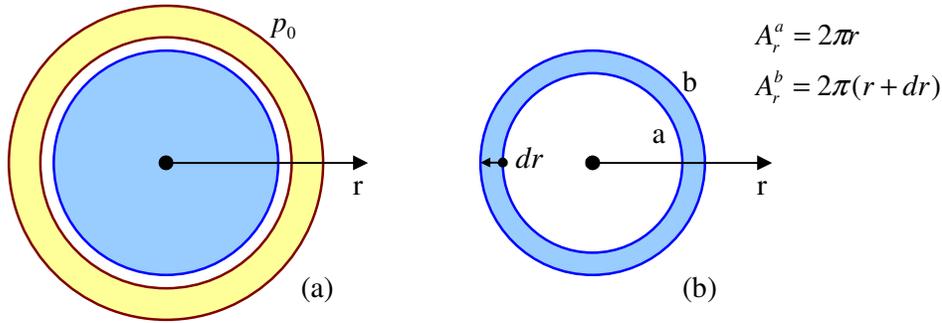


Figura 4.1: Elemento grumo representado por um disco 2D: a) Grumo sob a ação de uma carga uniformemente distribuída; b) Elemento diferencial de grumo.

O fluxo dentro do disco define-se, conforme a hipótese 7, pela lei de Darcy, sendo que este ocorre apenas na direção radial (hipótese 6). Esta lei na direção radial é dada por

$$v_r = -k_r \frac{\partial h}{\partial r} \quad (4.1)$$

No anel diferencial de solo, a velocidade nas suas faces a e b são respectivamente

$$v_r^a = -k_r \frac{\partial h}{\partial r} \quad (4.2a)$$

$$v_r^b = v_r^a + dv_r = -k_r \frac{\partial h}{\partial r} - \frac{\partial}{\partial r} \left[k_r \frac{\partial h}{\partial r} \right] dr \quad (4.2b)$$

O volume de água que atravessa qualquer seção circular do disco vem dado por $V_r^w = Q_r t$ onde Q é a vazão calculada $Q_r = v_r \cdot A_r$. Para as faces a e b tem-se

$$Q_r^a = v_r^a \cdot A_r^a = -k_r \frac{\partial h}{\partial r} r \cdot (2\pi r) \quad (4.3a)$$

$$Q_r^b = v_r^b \cdot A_r^b = -2\pi k_r \left[\frac{\partial h}{\partial r} + \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} dr \right] \cdot (r + dr) \quad (4.3b)$$

A variação do volume de água no anel diferencial, para uma variação unitária do tempo, expressa-se como a diferença entre as vazões $\Delta V_r^w = (Q_r^b - Q_r^a)$, segundo

$$\Delta V_r^w = (Q_r^b - Q_r^a) \cdot \Delta t = 2\pi k_r \left[-\frac{\partial h}{\partial r} dr - r \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} dr - \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} dr^2 \right] \cdot \Delta t \quad (4.4)$$

onde o último termo diferencial do lado direito é de uma ordem superior, podendo ser cortado da equação sem maior incidência no resultado final. Este volume de água que entra ou sai em unidade de tempo é, por hipótese, igual à variação de volume no solo no mesmo período de tempo. Partindo da definição da deformação

volumétrica $\varepsilon_v = \Delta V / V_0$, sendo V_0 o volume de referência, igualam-se ambas as expressões para ΔV como segue

$$2\pi k_r \left[-\frac{\partial h}{\partial r} dr - r \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} dr \right] \cdot \Delta t = \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} V_0 \cdot \Delta t \quad (4.5)$$

Assumindo a expressão aproximada $V_0 = 2\pi r dr$ e sabendo que $\Delta t = 1$, tem-se

$$2\pi k_r \left[-\frac{\partial h}{\partial r} - r \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} \right] \cdot dr = 2\pi r \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} dr \quad (4.6)$$

o que, cortando os termos iguais a ambos os lados da equação, resulta em

$$k_r \left[-\frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} - \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} \right] = \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \quad (4.7)$$

A *carga hidráulica*, por sua vez, define-se $h = z + u / \gamma_w$. Assumindo o referencial coincidindo com o eixo do disco, a carga de elevação z é nula e então $h = u / \gamma_w$, sendo u a poro-pressão e γ_w o peso específico da água. Desta forma reescreve-se a equação anterior em função de u

$$-\frac{k_r}{\gamma_w} \left[\frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right] = \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \quad (4.8)$$

Por outro lado, assumindo como linear o comportamento mecânico do solo, a relação constitutiva que vincula tensões esféricas efetivas e deformações volumétricas fica definida pelo módulo volumétrico K , segundo $p' = K \varepsilon_v$. Derivando no tempo esta expressão, tem-se

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = \frac{1}{K} \frac{\partial p'}{\partial t} \quad (4.9)$$

Pela aplicação do *princípio das tensões efetivas*, onde $p' = p - u$, a equação (4.9) pode ser expressada em função da poro-pressão como

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = -\frac{1}{K} \frac{\partial u}{\partial t} \quad (4.10)$$

Substituindo esta no termo da direita da equação (4.8), obtém-se a *equação geral* que governa do adensamento de um disco com simetria radial

$$C_r \left[\frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right] = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (4.11)$$

onde $C_r = \frac{k_r K}{\gamma_w}$ é o coeficiente de adensamento radial.

4.1.2. Solução da equação de adensamento radial

A solução da equação de difusão para coordenadas cilíndricas e simetria radial (equação 4.11) já foi estudada para casos de difusão de calor (Carslaw & Jaeger, 1959), sendo aplicável também para o caso do adensamento. A partir da obtenção de uma função solução para a distribuição da poro-pressão no domínio do disco e no tempo, podem ser calculadas a variação do raio do disco e o volume de água expelido durante todo o processo de adensamento.

A condição inicial do problema vem dada por:

$$u(r, t = 0^+) = p_0 \quad (4.12)$$

isto é, a poro-pressão no disco é igual à carga externa aplicada p_0 no início do processo, dadas as hipóteses de saturação (2) e incompressibilidade (3). Já as condições de contorno são dadas por:

$$u(r = a, t) = 0 \quad (13a)$$

$$u'(r = 0, t) = 0 \quad (13b)$$

ou seja, a poro-pressão é nula na circunferência externa do disco durante o adensamento dado que o grumo pode intercambiar água com o exterior, e no centro do disco a função solução para a poro-pressão é contínua.

A solução da equação (4.11) obtém-se por separação de variáveis segundo $U(r, t) = R(r) \cdot T(t)$, com o qual esta desdobra-se em duas equações, a saber

$$T' - \beta T = 0 \quad (4.14)$$

$$(rR')' + \lambda^2 rR = 0 \quad (4.15)$$

sendo esta última equação conhecida como *equação de Bessel*. A solução da equação (4.14) é da forma exponencial,

$$T(t) = e^{\beta t} \quad (4.16)$$

enquanto que a equação de Bessel encontra solução pela aplicação do *método de Frobenius* (Powers, 1972), pelo desenvolvimento de $R(r)$ em séries de potências para finalmente obter a família de funções solução $J_\mu(\lambda r)$, chamadas de *funções de Bessel* de primeira classe de ordem μ :

$$J_\mu(\lambda r) = \left[\frac{\lambda r}{2} \right]^\mu \sum_{m=0}^{\infty} \frac{(-1)^m}{m!(\mu + m)!} \left[\frac{\lambda r}{2} \right]^{2m} \quad (4.17)$$

Estas funções têm infinito número de raízes e tendem a zero para r tendendo a infinito. A figura 4.2 mostra as funções $J_0(\alpha_i r)$ para as seis primeiras raízes, sendo α_i raízes tal que $J_0(\alpha_i a) = 0$, onde a o raio do disco em nosso problema. Já a figura 4.3 apresenta as funções $J_1(\beta_i r)$, também para as seis primeiras raízes β_i .

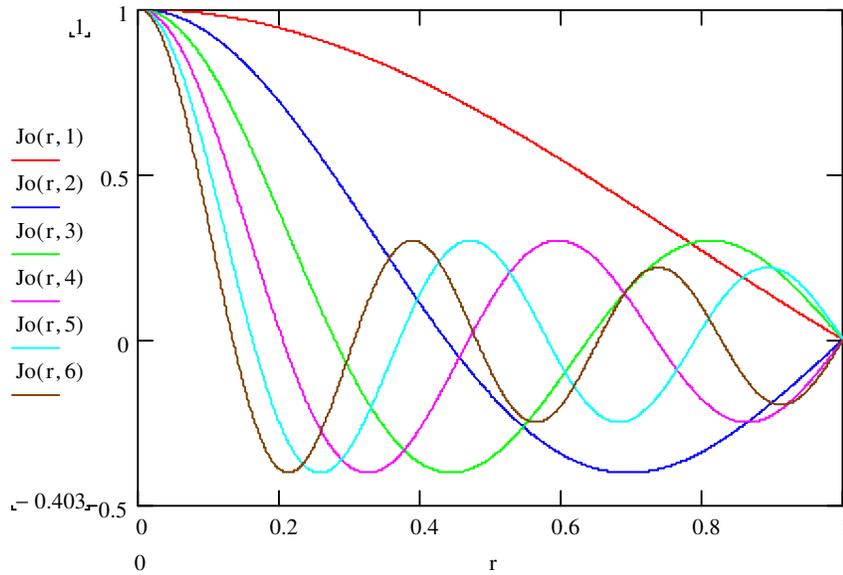


Figura 4.2: Funções de Bessel de primeira classe de ordem zero $J_0(\alpha_i r)$, para as seis primeiras raízes.

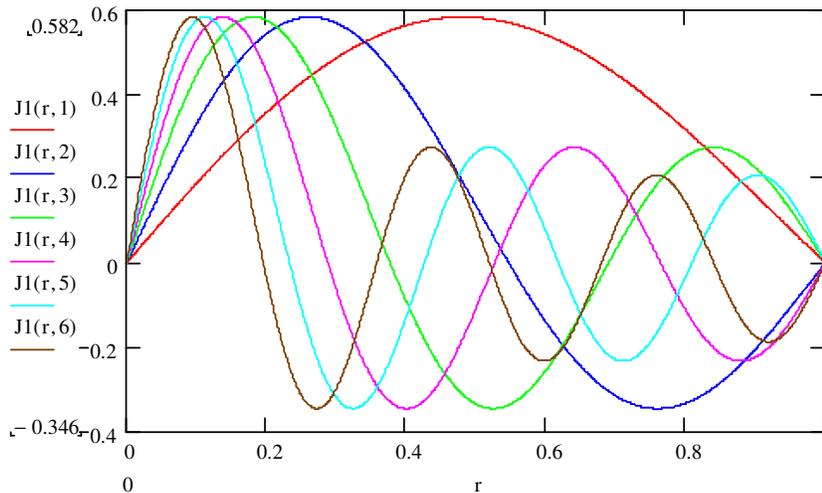


Figura 4.3: Funções de Bessel de primeira classe de ordem um $J_1(\beta_i r)$, para as seis primeiras raízes.

Assim, a condição inicial do problema descrita na equação (9) aproxima-se por uma combinação linear de funções de Bessel de grau zero

$$p_0 = A_1 J_0(\alpha_1 r) + A_2 J_0(\alpha_2 r) + \dots \quad (4.18)$$

onde os parâmetros A_n , por sua vez, são dados pela equação integral

$$A_n = \frac{2p_0}{a^2 J_1^2(\alpha_n a)} \int_0^a r J_0(\alpha_n r) dr \quad (4.19)$$

Finalmente, a expressão para a poro-pressão fica

$$u(r,t) = \frac{2p_0}{a} \sum_{n=1}^{\infty} e^{-c_n \alpha_n^2 t} \frac{J_0(\alpha_n r)}{\alpha_n J_1(\alpha_n a)} \quad (4.20)$$

Uma vez obtida uma expressão para a distribuição espaço-temporal da pressão de poros, podem ser calculados o deslocamento radial e o volume de água expulso ao exterior ao longo do processo de adensamento.

A partir da equação (4.10) é possível obter a deformação volumétrica no grumo pela integração no tempo das poro-pressões, segundo

$$\varepsilon_v = -\frac{1}{K} \int_0^t \frac{\partial u}{\partial t} dt = \frac{1}{K} [u(t) - u(0)] \quad (4.21)$$

Sabe-se que pela condição de simetria radial o único deslocamento não nulo é o radial δ_r , do qual são derivadas as deformações radial e angular segundo

$$\varepsilon_{rr} = \frac{\partial \delta_r}{\partial r} \quad (4.22a)$$

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{\delta_r}{r} \quad (4.22b)$$

enquanto que as deformações cisalhantes $\varepsilon_{r\theta}$ são nulas. Assim sendo, a deformação volumétrica pode ser calculada como

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{rr} + \varepsilon_{\theta\theta} = \frac{\partial \delta_r}{\partial r} + \frac{\delta_r}{r} \quad (4.23)$$

ou, escrito de outra forma

$$\frac{\partial \delta_r}{\partial r} = -\left(\frac{\delta_r}{r} + \varepsilon_v \right) \quad (4.24)$$

cuja solução vem dada por

$$\delta_r(t) = -Ar - \int_0^r \varepsilon_v \cdot dr \quad (4.25)$$

onde A é uma constante a ser determinada. Considerando a condição inicial, deve-se cumprir que o deslocamento radial é nulo para deformação volumétrica nula, pelo que $A = 0$. Os deslocamentos radiais ficam definidos então como

$$\delta_r(t) = -\int_0^r \epsilon_v \cdot dr \quad (4.26)$$

Por outro lado, a partir do deslocamento radial pode-se calcular o volume de água cedido pelo grumo como a variação de área do disco,

$$V_w = 2\pi \int_{a-\delta_r}^a r dr \cong 2\pi a \delta_r \quad (4.27)$$

4.1.3. Solução com variáveis adimensionais

Aos fins da implementação da solução no programa de elementos discretos se faz necessária uma sistematização da mesma mediante variáveis adimensionais que forneça uma solução padrão aplicável aos diferentes elementos tipo grumo pelo simples ajuste dos parâmetros que o definem: raio, módulo volumétrico, e permeabilidade ou coeficiente de adensamento.

Para este fim, são definidas como variáveis adimensionais o fator de tempo Tr , o raio normalizado \bar{r} e o grau de adensamento Ur , segundo

$$Tr = \frac{Cr \cdot t}{a^2} \quad \frac{(L^2/T)(T)}{(L)^2} = adim \quad (4.28a)$$

$$\bar{r} = \frac{r}{a} \quad \frac{(L)}{(L)} = adim \quad (4.28b)$$

$$Ur = \frac{\epsilon_v^t}{\epsilon_v^{final}} = 1 - \frac{u^t}{u^{inicial}} \quad (4.28c)$$

$$\bar{u} = u / p_0 \quad (4.28d)$$

A variável Tr é uma medida normalizada do tempo de adensamento, variando de 0 a infinito, enquanto que \bar{r} varia de 0 (centro do disco, onde $r = 0$) até 1 (borda do disco, onde $r = a$). Já Ur representa a parcela do adensamento total que já aconteceu ao instante t para cada ponto do disco, variando de 0 a 1 (podendo ser expressa também em porcentagem), enquanto que \bar{u} é a poro-pressão normalizada pelo seu valor inicial p_0 , e varia de 0 a 1.

Pela equação (4.28c) e (4.12) obtém-se que $u = p_0(1-Ur)$, sendo as suas derivadas respeito de r e t $\partial u / \partial r = -p_0 \cdot \partial Ur / \partial r$, $\partial^2 u / \partial r^2 = -p_0 \cdot \partial^2 Ur / \partial r^2$ e $\partial u / \partial t = p_0 \cdot \partial Ur / \partial t$ respectivamente. Incluindo as equações (4.28a) e (4.28c) na equação governante (4.11), esta fica

$$C_r p_0 \left[\frac{1}{r} \frac{\partial U_r}{\partial r} + \frac{\partial^2 U_r}{\partial r^2} \right] = \frac{\partial U_r}{\partial Tr} \frac{C_r p_0}{a^2} \quad (4.29)$$

Cortando os termos C_r e p_0 , e incluindo a equação (4.28b) temos finalmente

$$-\left[\frac{1}{\bar{r}} \frac{\partial U_r}{\partial \bar{r}} + \frac{\partial^2 U_r}{\partial \bar{r}^2} \right] = \frac{\partial U_r}{\partial Tr} \quad (4.30)$$

que descreve a equação governante em variáveis adimensionais. Em termos da poro-pressão normalizada, a expressão (4.30) fica

$$\left[\frac{1}{\bar{r}} \frac{\partial \bar{u}}{\partial \bar{r}} + \frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial \bar{r}^2} \right] = \frac{\partial \bar{u}}{\partial Tr} \quad (4.31)$$

A solução da equação (4.31) é similar à obtida para a equação (4.11),

$$\bar{u}(\bar{r}, Tr) = 2 \sum_{n=1}^{\infty} e^{-\alpha_n^2 Tr} \frac{J_0(\alpha_n \bar{r})}{\alpha_n J_1(\alpha_n)} \quad (4.32)$$

A mesma é mostrada na figura 4.4, onde a série foi truncada em $n = 10$.

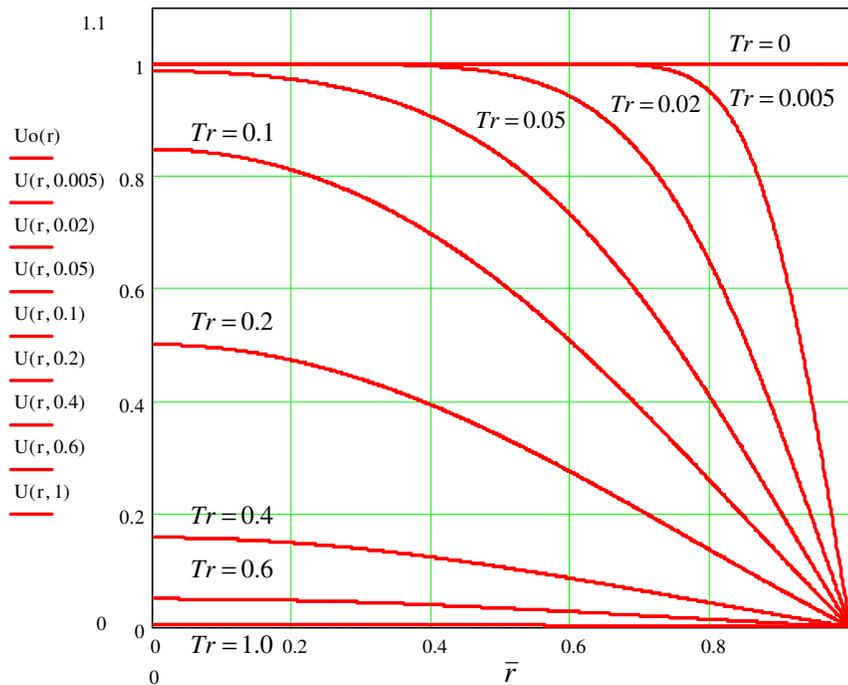


Figura 4.4: Distribuição das poro-pressões normalizadas \bar{u} no disco.

Enquanto à solução da equação (4.30), uma expressão do grau de adensamento é obtida a partir da equação (4.32) como

$$U_r(\bar{r}, Tr) = 1 - \frac{u(\bar{r}, Tr)}{p_0} \quad (4.33)$$

A evolução do grau de adensamento no domínio do problema e no tempo normalizado Tr é mostrada na figura 4.5.

O grau de adensamento médio U_{r_m} é obtido por integração do grau de adensamento Ur ao longo do raio normalizado \bar{r} ,

$$U_{r_m}(Tr) = \int_0^1 Ur(\bar{r}, Tr) d\bar{r} \tag{4.34}$$

e sua evolução no tempo normalizado Tr mostra-se na figura 4.6.

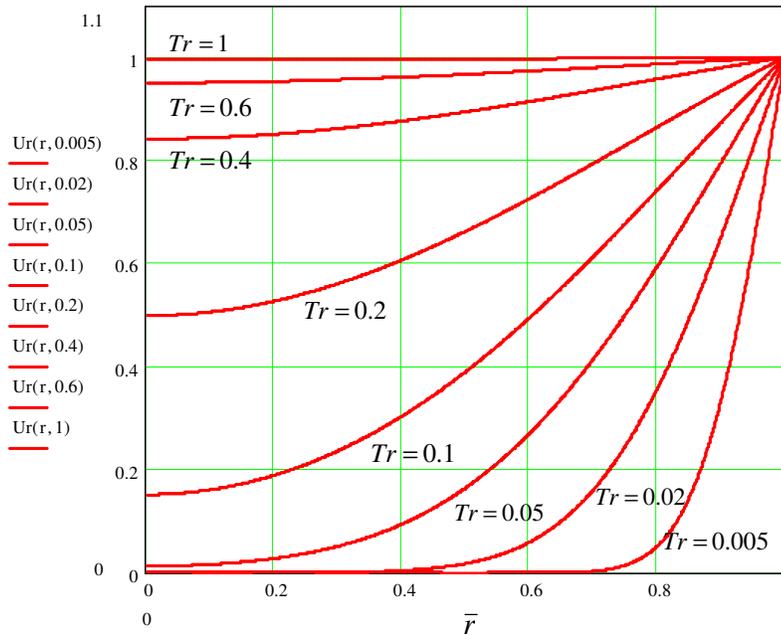


Figura 4.5: Distribuição do grau de adensamento Ur no disco.

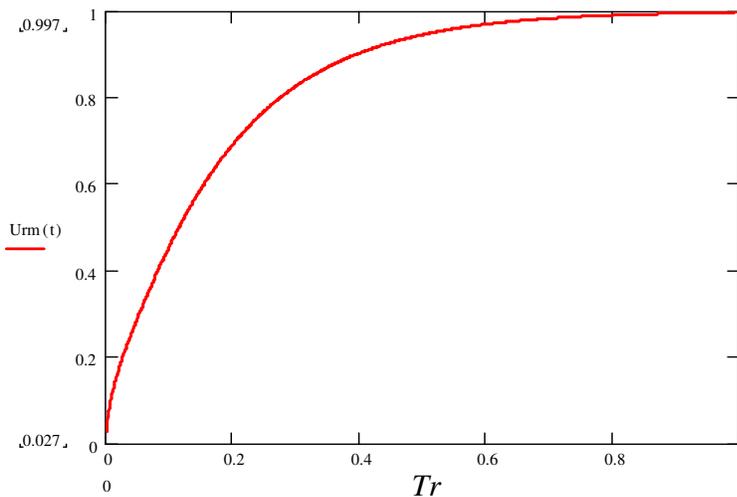


Figura 4.6: Evolução do grau de adensamento médio U_{r_m} .

O deslocamento radial normalizado dos pontos da circunferência exterior (a variação de raio do grumo) é obtido da equação (4.26) por integração em \bar{r} para todo o domínio, utilizando um módulo K unitário, segundo

$$\delta_r^n(Tr) = -\int_0^1 [\bar{u}(\bar{r}, Tr) - 1] \cdot d\bar{r} \quad (4.35)$$

A evolução de δ_r^n no tempo normalizado se mostra na figura 4.7.

Os deslocamentos reais δ_r são obtidos pela expressão

$$\delta_r(Tr) = \frac{p_0 a}{K} \delta_r^n(Tr) \quad (4.36)$$

sendo K o módulo volumétrico do grumo.

Finalmente, o volume de água cedido pelo grumo, na forma normalizada, é obtido a partir da equação (4.27) e (4.35) segundo a expressão

$$V_w^n = 2\pi \int_{1-\delta_r^n}^1 \bar{r} d\bar{r} \cong 2\pi \delta_r^n \quad (4.37)$$

A evolução do volume de água cedido durante o processo de adensamento é apresentada na figura 4.8. Para obter o volume real cedido pelo grumo, a partir das equações (4.27), (4.36) e (4.37) deriva-se a expressão

$$V_w = 2\pi a \delta_r = \frac{p_0 a^2}{K} V_w^n \quad (4.38)$$

Cabe destacar que para um fator de tempo igual à unidade o processo de adensamento está praticamente concluído ($U_{rm} = 0.998$), pelo qual considera-se $Tr = 1$ como o limite para o processo de adensamento.

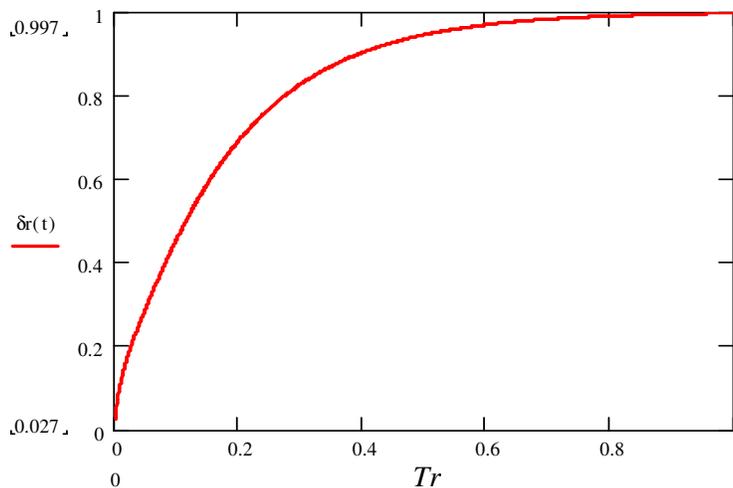


Figura 4.7: Evolução do deslocamento radial normalizado δ_r^n .

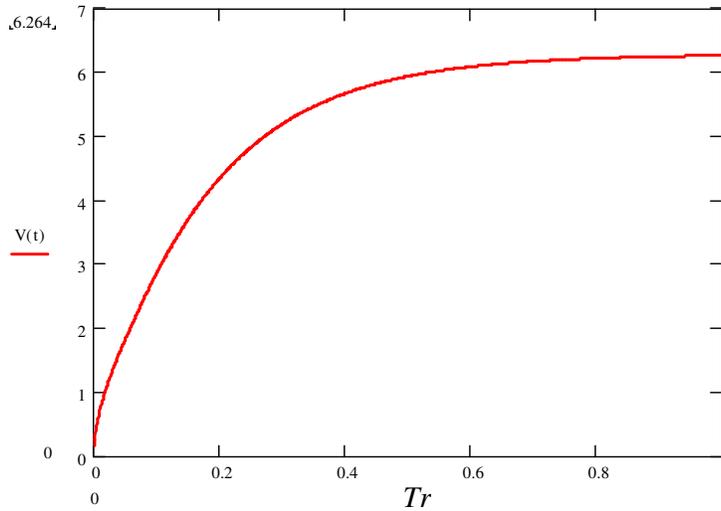


Figura 4.8: Volume de água normalizado V_w^n cedido em função do fator de tempo Tr .

4.1.4. Implementação numérica do elemento grumo

A implementação da solução do adensamento do elemento grumo na biblioteca *DEMLib* requer de algumas considerações prévias com respeito às funções solução, a identificação da condição de contorno e o controle da suas variações ao longo do processo de cálculo, assim como a estrutura de dados adotada no código. Estes aspectos são detalhados a seguir.

Ajuste das funções solução

A formulação requerida para definir o adensamento do grumo como elemento discreto é a relativa à variação do raio do grumo e ao volume de água que intercambia com o exterior. A equação (4.35) que define os deslocamentos radiais no grumo foi ajustada, para simplicidade na implementação, por uma função exponencial negativa da forma

$$f_{AJUSTE} = A(1 - e^{-\alpha Tr}) \quad (4.39)$$

O parâmetro A nesta função é o valor assintótico da função, e se define a partir do valor do deslocamento para $Tr=1$. O parâmetro α por sua vez controla a velocidade de queda da exponencial negativa, e portanto a curvatura da função, sendo ajustado pela minimização dos erros. O ajuste, neste caso, forneceu os parâmetros $A=1.0$ e $\alpha=6.20$, com o qual o ajuste do deslocamento radial ficou

$$\delta_{RN}^{AJUSTE} = 1 - e^{-6.20Tr} \quad (4.40)$$

A figura 4.9 mostra o ajuste conseguido. A fim de obter os deslocamentos reais deve-se aplicar o fator de conversão conforme a equação (4.36), segundo

$$\delta_R = \frac{p_0 a}{K} \delta_{RN}^{AJUSTE} \tag{4.41}$$

De igual forma, a solução adimensional para o volume de água cedido pelo grumo dada pela equação (4.37) ajustou-se por uma função exponencial negativa, onde os parâmetros obtidos foram $A = 6.28$, e $\alpha = 6.2$ (ver figura 4.10).

$$V_{WN}^{AJUSTE} = 6.28(1 - e^{-6.2Tr}) \tag{4.42}$$

De acordo com a equação (4.38), o volume de água real calcula-se

$$V_w = \frac{p_0 a^2}{K} V_{WN}^{AJUSTE} \tag{4.43}$$

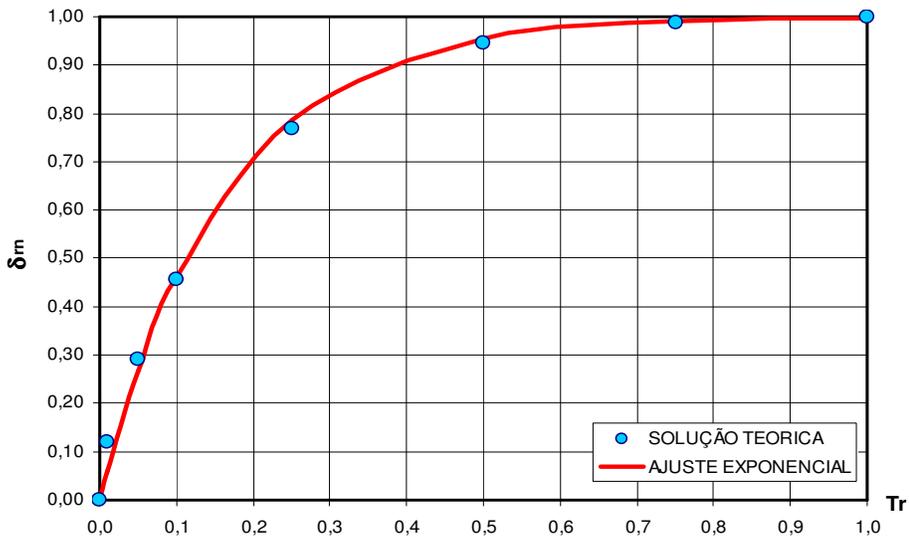


Figura 4.9: Ajuste exponencial dos deslocamentos radiais normalizados no grumo.

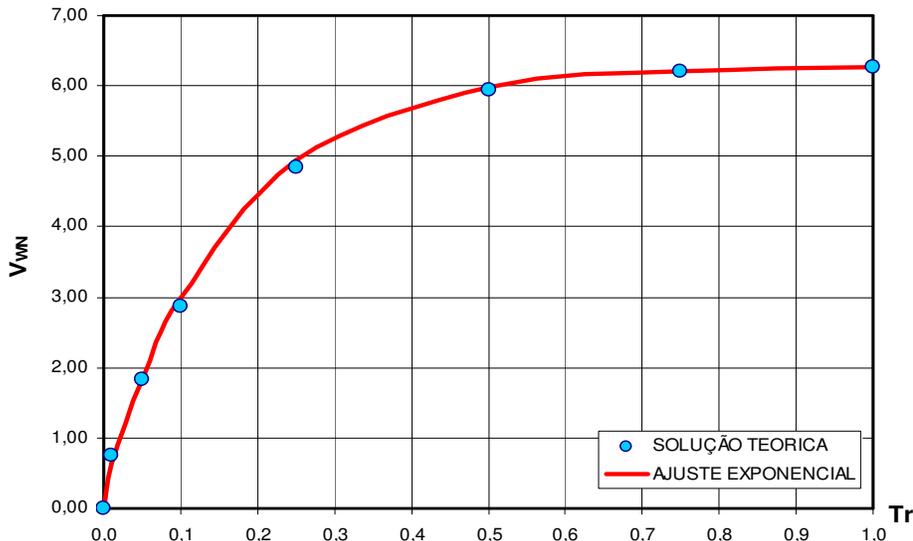


Figura 4.10: Ajuste exponencial do volume de água normalizado cedido ao meio.

Em virtude do comportamento elástico assumido para o grumo, o problema de expansão sob descarga é modelado pela mesma solução com de p_0 negativos, desde que o módulo K é o mesmo para adensamento e expansão.

Adensamento sob estágios sucessivos de carga e descarga

A condição de contorno do elemento grumo, isto é, a pressão uniformemente distribuída ao longo da circunferência externa do disco, deve ser obtida a cada instante n como uma somatória de:

- carregamento p^n equivalente às forças fc_i^n de contato desse elemento com os elementos vizinhos, segundo

$$p^n = \frac{1}{2\pi a} \sum_{i=1}^m fc_i^n \quad (4.44a)$$

- valor médio da sucção s^n atuante no grumo, obtido a partir dos valores das forças de sucção fs_i^n nos meniscos dos contatos desse elemento, segundo

$$s^n = \frac{1}{2\pi a} \sum_{i=1}^m fs_i^n \quad (4.44b)$$

A tensão volumétrica efetiva define-se $p_0^n = p^n + s^n$ (ver figura 4.11).

A hipótese de elemento elástico permite a aplicação do *princípio de superposição* de efeitos para resolver o problema do adensamento com estágios de carga mediante uma somatória de adensamentos e expansões parciais.

Inicialmente, pois, ter-se-á uma configuração tal dos elementos discretos que produzirá m contatos com as respectivas forças fc_i^1 , e por aplicação da equação (4.44) poderá calcular-se a condição de contorno como

$$p_0^1 = \frac{1}{2\pi a} \sum_{i=1}^m fc_i^1 \quad (4.45)$$

que dará início ao processo de adensamento do grumo. Ao próximo intervalo de tempo, os contatos são atualizados podendo acontecer variação no número de contatos (variação de m) assim como na intensidade das forças neles, dando lugar a uma nova condição de contorno

$$p_0^2 = \frac{1}{2\pi a} \sum_{i=1}^m fc_i^2 \quad (4.46)$$

Pode acontecer do novo valor de p_0 ser igual, maior ou menor que o anterior, apresentando assim três cenários diferentes:

- $p_0^2 = p_0^1$: o adensamento continua a acontecer sob as condições iniciais.
- $p_0^2 > p_0^1$: além do adensamento sob as condições iniciais, um novo processo de adensamento se inicia de forma superposta para a carga diferencial $\Delta p_0^2 = p_0^2 - p_0^1$.
- $p_0^2 < p_0^1$: além do adensamento sob as condições iniciais, se inicia de forma superposta uma expansão (processo inverso) para a carga diferencial $\Delta p_0^2 = p_0^2 - p_0^1$.

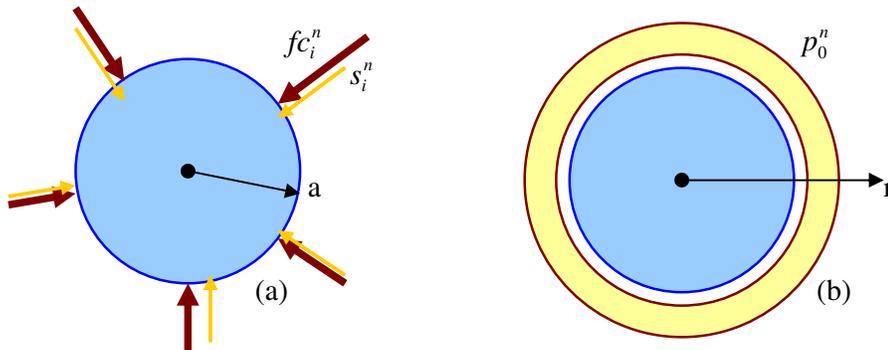


Figura 4.11: a) Forças de contato fc_i^n e de sucção fs_i^n no elemento gramo num instante n ; b) Carregamento equivalente p_0^n como condição de contorno do elemento.

Assim, para n intervalos de tempo, a solução geral obtém-se pela superposição de no máximo n processos de adensamento ou expansão, segundo

$$\delta_r^n(t) = \sum_{k=1}^n \delta_r^k(\Delta p_0^k, t - t^k) \quad (4.47)$$

Exemplo. A superposição dos estágios de adensamento e expansão é mostrada no exemplo que se segue, num solo com as seguintes características: $a = 0.30\text{cm}$; $kr = 10^{-7}\text{cm/s}$; $K = 30000\text{g/cm}^2$. A história de cargas imposta foi uma sucessão de incrementos de carga acumulativos e diferidos no tempo segundo a seguinte ordem:

$$\begin{aligned} \Delta p_0^1(t = 0\text{s}) &= +50\text{g/cm}^2; & \Delta p_0^2(t = 8\text{s}) &= +25\text{g/cm}^2 \\ \Delta p_0^3(t = 15\text{s}) &= -40\text{g/cm}^2; & \Delta p_0^4(t = 25\text{s}) &= +20\text{g/cm}^2 \end{aligned}$$

Os processos de adensamento para cada estágio de carga foram calculados separadamente a partir da solução adimensional, e são mostrados na figura 4.12. No caso do terceiro estágio de carga acontece expansão. A solução geral é obtida pela superposição dos 4 processos de adensamento gerados pelos sucessivos acréscimos de carregamento periférico Δp_0^i que atualizam a condição de contorno. A mesma é mostrada a figura 4.13.

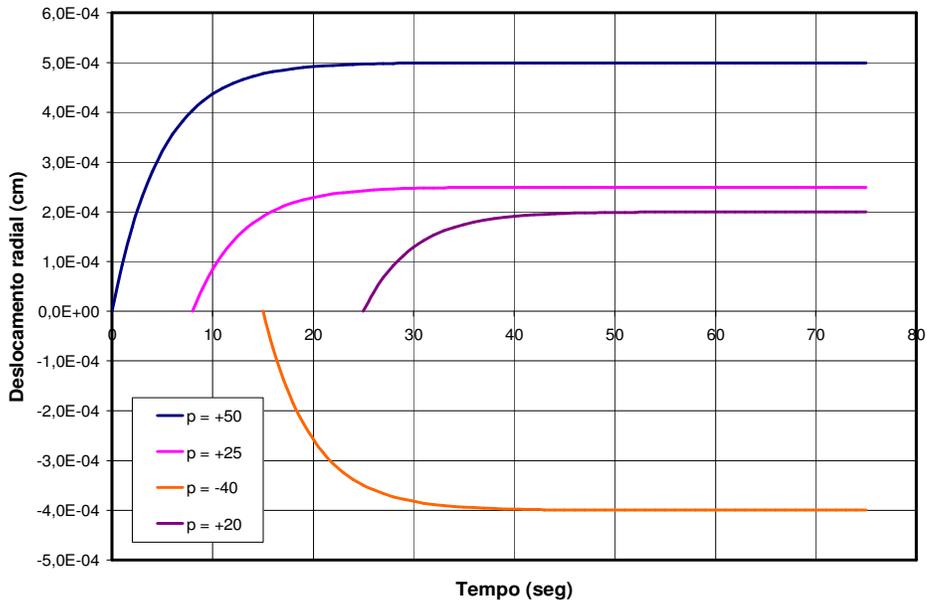


Figura 4.12: Adensamentos no grumo para carregamentos diferidos no tempo.

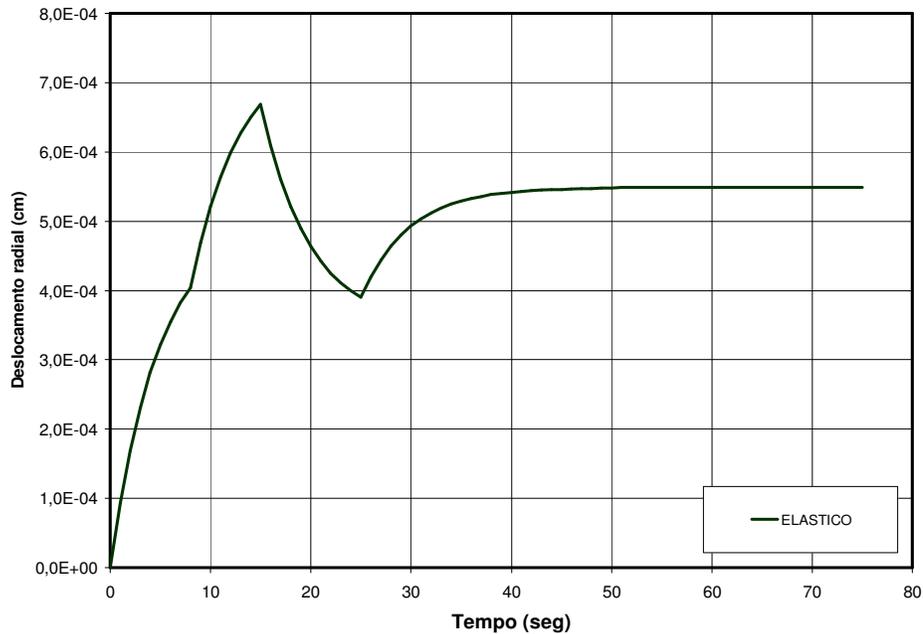


Figura 4.13: Adensamento sob carregamento variável. Deslocamento radial.

Estrutura de dados da implementação

O elemento grumo foi implementado como uma ampliação dos atributos do elemento disco 2D, que foi reformulado passando a ter duas utilidades: a) Como elemento rígido, e b) Como elemento compressível.

Os *parâmetros* do elemento grumo introduzidos no código são

- A permeabilidade radial Kr ;
- O módulo de deformação volumétrico Kv ;

que possibilitam a obtenção do coeficiente de adensamento radial Cr .

A *configuração* dos grumos, isto é, a sua distribuição no domínio do modelo, é controlada pelo parâmetro *Cluster* passado no arquivo de entrada, o qual define quais discos são rígidos e quais são grumos. Os tipos de configuração que podem ser adotados são do tipo:

NENHUM disco é grumo;

TODOS os discos são grumos;

Uma PORCENTAGEM determinada de discos tipo grumo aleatoriamente distribuídos no domínio;

Uma BANDA do domínio de determinada espessura e inclinação é composta por grumos;

A *estrutura de dados* utilizada para os estágios de adensamento consta de uma lista simplesmente encadeada, onde cada nó da mesma representa um estágio, guardando a informação necessária para o cálculo do adensamento (ver figura 4.14). A cada novo passo de cálculo, um novo nó é encadeado no final da lista para o novo acréscimo de carga, e o cálculo do adensamento para o novo passo de tempo é feito para todos os nós da lista. Na medida que os estágios completam o 100% do adensamento, os nós correspondentes são retirados do início da lista, guardando o valor do adensamento. O adensamento total do grumo é dado pela somatória dos adensamentos parciais dos estágios em andamento (nós da lista), mais o adensamento final armazenado correspondente aos nós já removidos.

O *passo de cálculo* do adensamento foi definido como sendo o acumulado de m passos de cálculo da relaxação dinâmica. Assim, o passo de tempo de adensamento é a somatória dos m passos de tempo da relaxação dinâmica, e o acréscimo genérico de carga de adensamento é igual à somatória dos m acréscimos de carga da relaxação dinâmica.

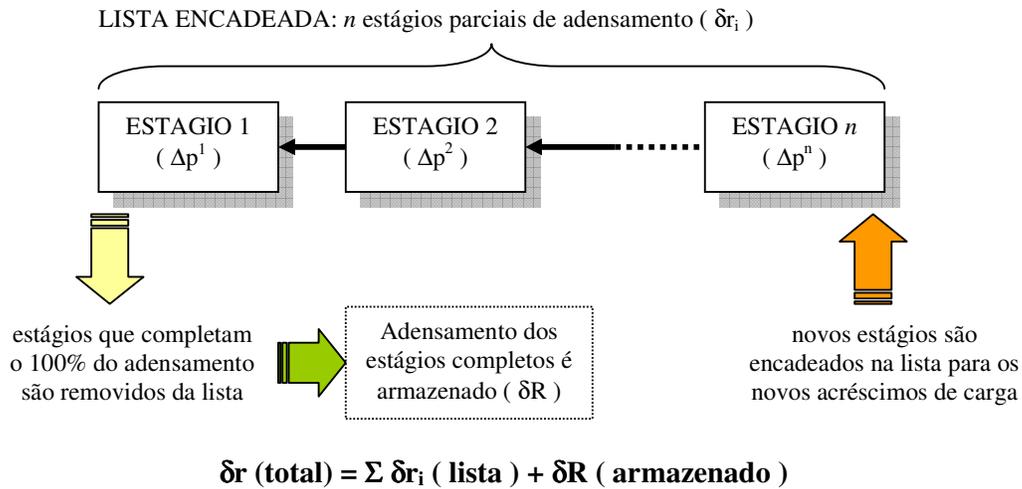


Figura 4.14: Estrutura de dados para o cálculo dos estágios de adensamento do grumo.

4.1.5. Validação da formulação implementada

A formulação implementada na biblioteca *DEMLib* foi validada rodando exemplos simples, pela comparação da solução numérica com a correspondente solução teórica. A figura 4.15 apresenta um desses problemas, consistente em três discos apoiados numa base fixa e carregados por uma parede móbil com carregamento uniformemente distribuído. O exemplo foi resolvido para os seguintes valores dos parâmetros:

- raio dos discos $r = 4,0$
- comprimento da parede móbil $L = 30$
- carga aplicada $q = 100$ e 300
- Coef. Permeabilidade $Kr = 10^{-4}$
- Módulo Compress. Vol. $Kv = 10^4$

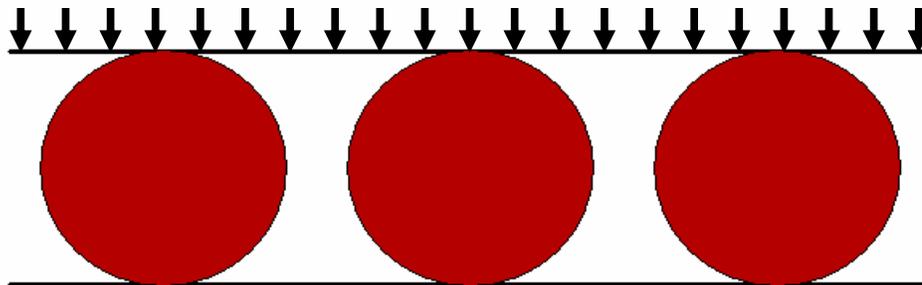


Figura 4.15: Geometria do exemplo de validação.

Os resultados obtidos para cada disco do exemplo mostraram ajuste satisfatório com a solução teórica para um disco submetido à mesma carga de adensamento, isto é $p = (1/3)(2.q.L)/(2.\pi.r)$. No caso da solução teórica esta carga

é aplicada de forma constante no tempo, mas na solução numérica a carga é transmitida iterativamente, oscilando com amortecimento em torno do valor da carga estática p , como mostrado na figura 4.16. Esta discrepância, no entanto, não afeta o ajuste entre a solução numérica e teórica dado o elevado número de passos de cálculo utilizados.

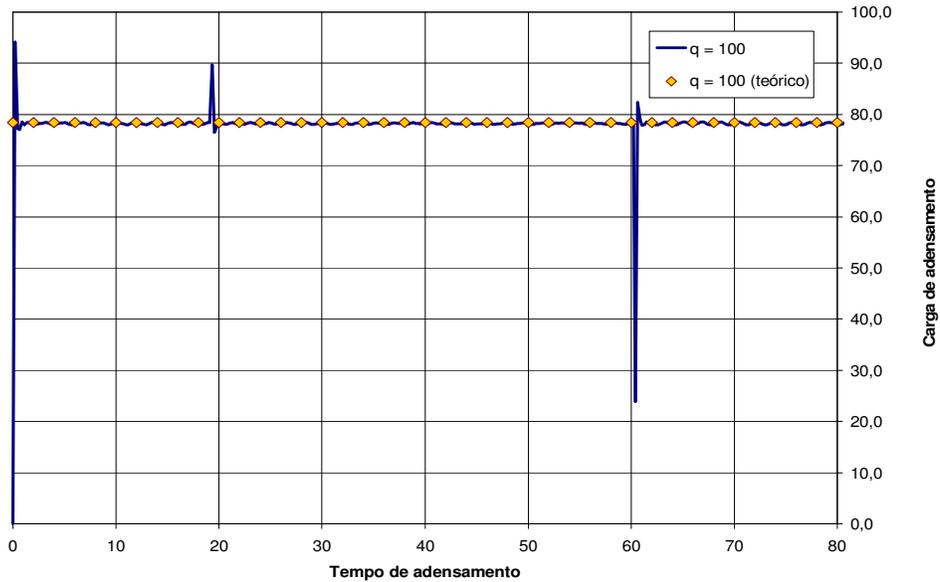


Figura 4.16: Carga de adensamento teórica e iterativa.

A figura 4.17 mostra a variação do raio do disco para o estágio de adensamento sob carga $q = 100$, entanto que a figura 4.18 mostra a mesma curva em gráfico semi-logaritmico.

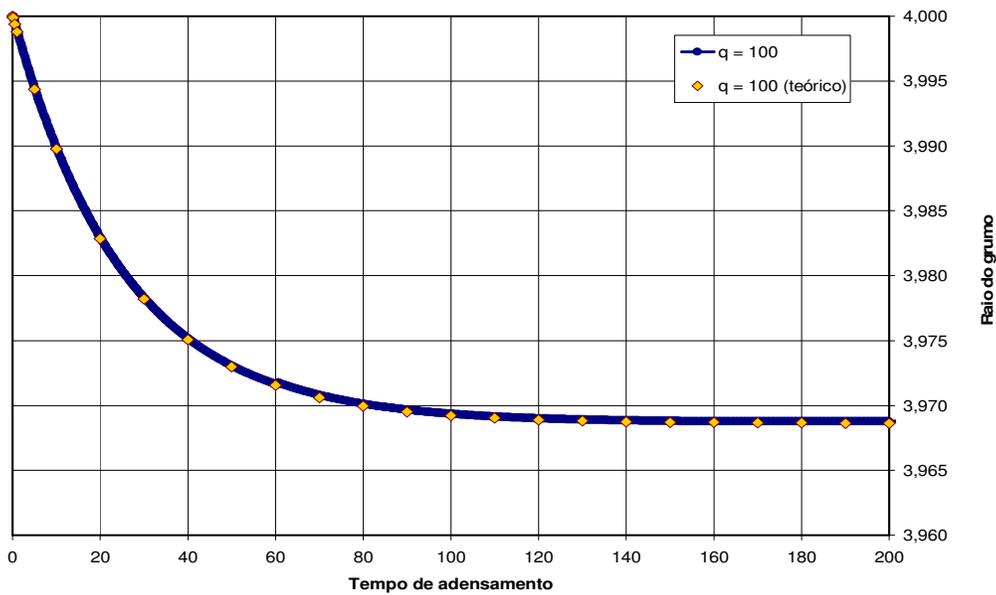


Figura 4.17: Curva de adensamento para $q = 100$.

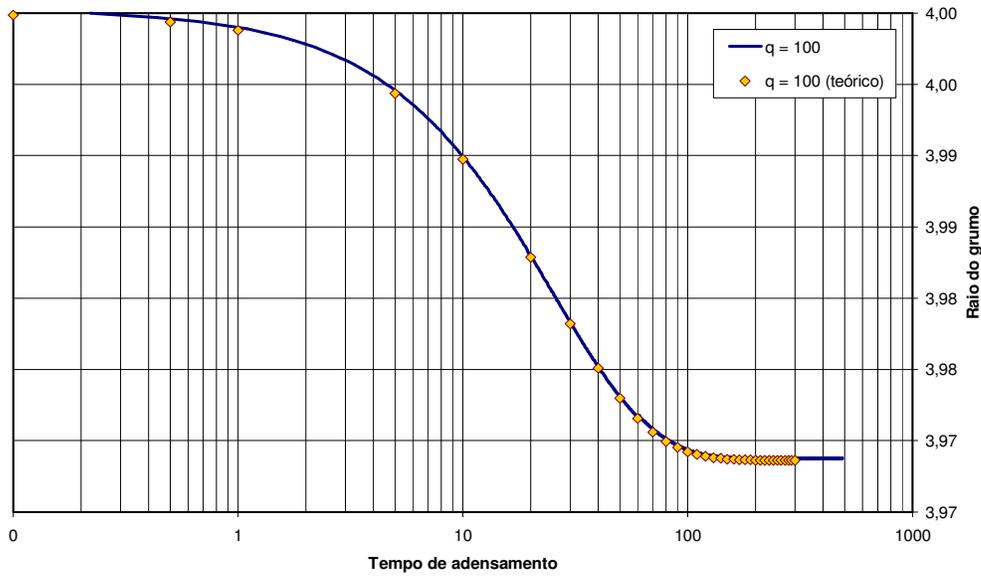


Figura 4.18: Curva de adensamento semi-logarítmica para $q = 100$.

Já a figura 4.19 apresenta a variação de raio para dois estágios consecutivos, para $q = 100$ e 300 respectivamente.

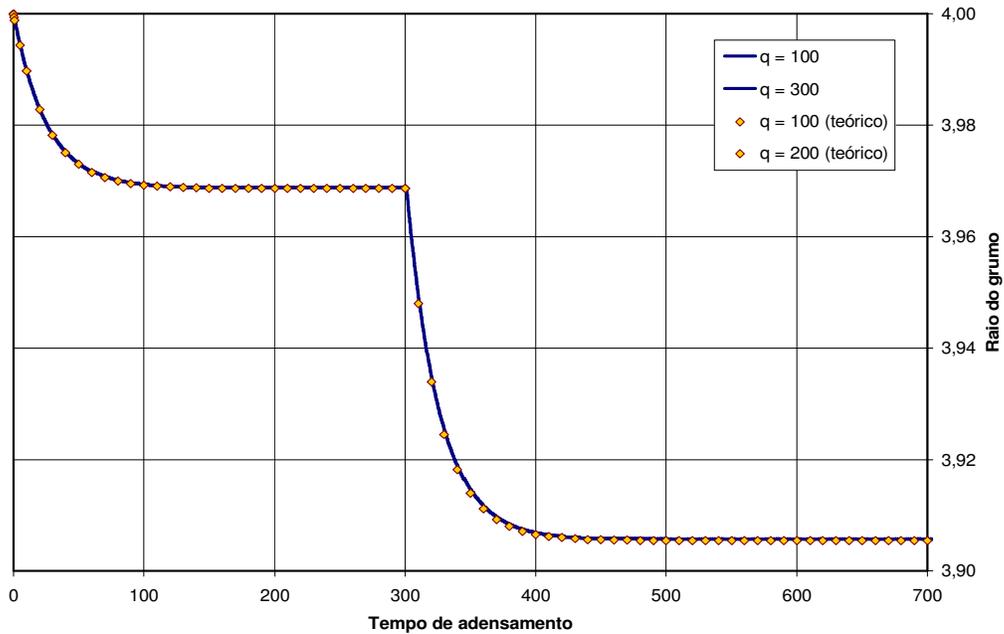


Figura 4.19: Curva de adensamento para os estágios $q = 100$ e $q = 300$.

A fim de visualizar o comportamento da formulação implementada mostra-se na figura 4.20 uma seqüência de carregamento confinado onde a porção central do domínio é composta por elementos compressíveis, sendo o restante das partículas rígidas. Durante o processo de adensamento dos elementos tipo grumo, estas vão diminuindo de tamanho, pelo que as partículas se reorganizam e

acontece o adensamento global do modelo (b, c, d). Assim que os grumos completam seus respectivos adensamentos, o modelo tende rapidamente para a sua configuração final (e). A influência dos grumos se aprecia comparando com a solução obtida no caso de todas as partículas serem rígidas (f).

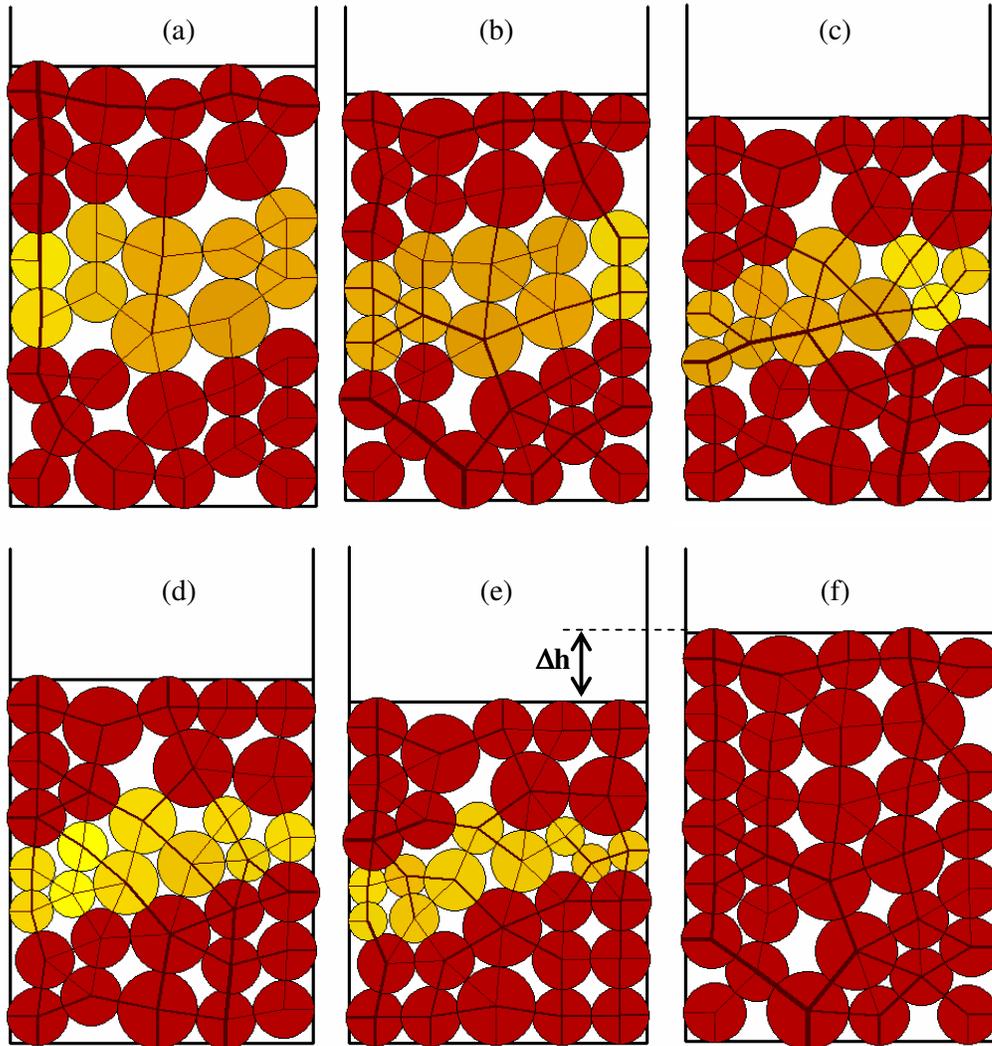


Figura 4.20: Compressão confinada de solo com grumos. a) Configuração inicial; b, c, d) Configurações durante o adensamento; e) Configuração final; f) Configuração final para o mesmo solo sem grumos.

Conclusões

Uma formulação adimensional de um elemento discreto circular elástico e compressível foi derivada a partir da teoria de adensamento unidimensional de Terzaghi, a qual atende o caso de carregamento variável no tempo. Esta formulação tem sido implementada na biblioteca *DEMLib* e validada mediante a comparação da solução numérica e teórica para vários exemplos.

4.2. Modelagem da cimentação de grãos

4.2.1. Formulação da cimentação de contato

Um outro fenômeno presente nas massas de solo residual é a existência de diversas formas de cimentação nos espaços intergranulares, o que confere certa resistência aos contatos entre partículas e redundando numa maior rigidez e nível de estruturação do solo. Como já foi explicado, a origem da cimentação em solos residuais responde a processos variados, mas podem ser analisados em conjunto no que se refere ao seu comportamento mecânico.

Cimentação pontual. A primeira hipótese assumida tem a ver com o caráter pontual da cimentação, isto é, que ela se concentra geometricamente apenas em um ponto. Como se pode apreciar na microscopia da figura 4.21, a cimentação aloja-se nos espaços entre partículas ocupando áreas pequenas, desprezíveis se comparadas com a área de contorno livre dos grãos. Isto se deve basicamente à forma irregular dos grãos, o que favorece o contato pontual entre eles, e é nesses pontos de contato precisamente que acontece a deposição dos agentes cimentantes que percolam em solução, ou a soldagem por causa das elevadas pressões intergranulares atuantes.

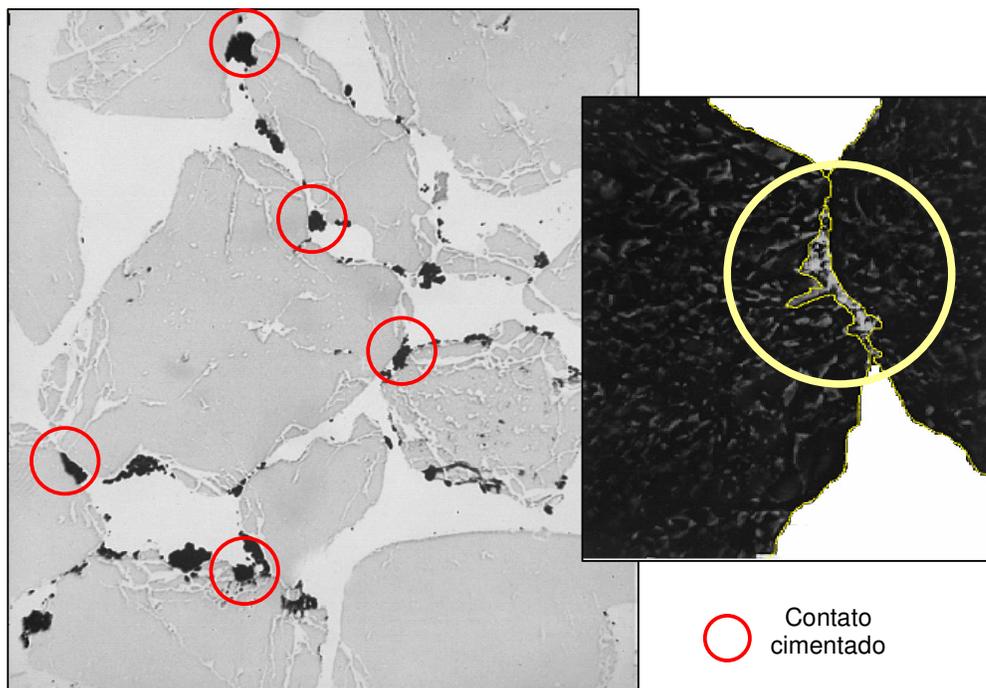


Figura 4.21: Caráter pontual da cimentação entre grãos de solo.

Cimentação fraca. Derivada da característica de cimentação pontual, e no referente à capacidade de resistência mecânica, surge a segunda hipótese a considerar, a de cimentação fraca. A figura 4.22 mostra o modelo mecânico adotado para o contato cimentado pontual entre dois grãos de solo, onde forças pontuais de tração N_c e cisalhamento Sc geram-se em oposição à tendência de movimento relativo segundo os dois graus de liberdade. Por outro lado o terceiro grau de liberdade, correspondente à rotação, não é impedido pela existência do cimento, com o que o grão pode girar livremente em torno do ponto de contato. O fato do contato cimentado não conseguir impedir a rotação relativa dos grãos, mas apenas a sua translação, dá a cimentação o nome de *fraca*.

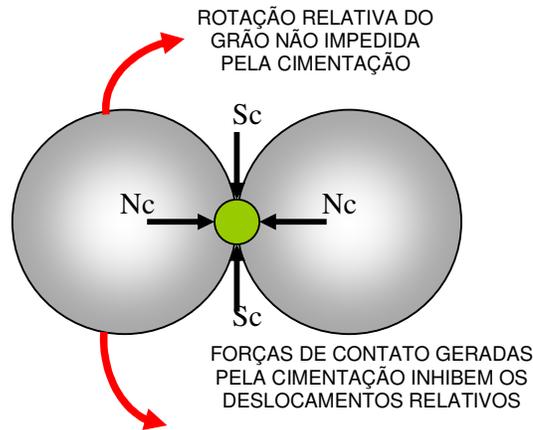


Figura 4.22: Comportamento mecânico de contato cimentado.

Cimentação Solúvel. Um terceiro aspecto da cimentação em solos residuais se relaciona à sua susceptibilidade ou não à presença de água na massa de solo. Sabe-se que certos cimentos como os carbonáticos são solúveis em contato com água dando lugar a uma perda da cimentação por saturação, fenômeno que pode ocasionar colapso da estrutura de solo. Outros tipos de cimentação, no entanto, não se alteram em contato com água. Assim, para incluir os efeitos de colapso por perda da cimentação, se faz necessário contemplar a solubilidade ou não do cimento.

A partir das hipóteses de cimentação *pontual* e *fraca*, e da condição de *solubilidade*, é possível desenvolver a formulação matemática que descreva o comportamento do contato cimentado. Potyondy & Cundall (2004) propuseram um modelo de ligação simples que combina as hipóteses de contato pontual e fraco, com resultados satisfatórios. Este tipo de ligação é de fácil implementação

na biblioteca *DEMlib*, já que o contato entre elementos discreto é definido pontual. A cimentação é incorporada, pois, como um atributo especial para o contato entre elementos.

A partir da figura 4.22, pode-se entender o efeito do cimento como uma resistência à tração e ao cisalhamento definidas pelas forças N_c e Sc respectivamente. Quando forças de tração e cisalhamento solicitam o contato, a cimentação gera forças opostas (de igual módulo e sentido contrário) até o limite de resistência dado por N_c e Sc . Superado qualquer um destes limites a cimentação quebra e o contato passa a se comportar normalmente, isto é, sem resistência à tração e com resistência de atrito para cisalhamento. Ou seja,

$$\begin{array}{ll} \text{Se: } F_{\text{TRAÇÃO}} \leq N_c & N_{\text{CIMENTO}} = - F_{\text{TRAÇÃO}} \\ \text{Se: } F_{\text{CISALHAMENTO}} \leq Sc & S_{\text{CIMENTO}} = - F_{\text{CISALHAMENTO}} \\ \text{Se: } F_{\text{TRAÇÃO}} > N_c \text{ ou } F_{\text{CISALHAMENTO}} > Sc & N_c = S_c = 0 \end{array}$$

4.2.2. Implementação da cimentação de contato

A formulação da cimentação foi implementada na biblioteca *DEMlib*, incorporando-a como atributo dos contatos (*links*) entre elementos discretos, não assim nos contatos entre elementos discretos e paredes. Desta forma os *links* entre elementos podem se comportar de duas formas: a) como contato não cimentado, desenvolvendo apenas resistência à compressão e ao cisalhamento pelo mecanismo de atrito; b) como contato cimentado, desenvolvendo, além de resistência à compressão, resistência à tração e ao cisalhamento por causa do agente cimentante. Assim que a resistência pelo cimento é vencida, a ligação cimentícia é quebrada e qualquer novo contato que vier acontecer será do tipo não cimentado.

O *parâmetro* de entrada que define a cimentação dos contatos é a resistência do cimento F_c , entendida como uma força pontual de ruptura, cisalhante ou de tração, que produz a quebra da ligação.

A *configuração* da cimentação, isto é, a distribuição dos *links* cimentados no domínio do modelo, é controlada pelo parâmetro *Cement* passado no arquivo de entrada, o qual define quais *links* são cimentados e quais não. Os tipos de configuração que podem ser adotados são do tipo:

NENHUM *link* está cimentado;

TODOS os *links* estão cimentados;

Uma PORCENTAGEM determinada de *links* cimentados aleatoriamente distribuídos no domínio;

Uma BANDA do domínio de determinada espessura e inclinação é composta por *links* cimentados.

Estes *links*, por sua vez, podem ser definidos como solúveis ou não, onde nos primeiros a ligação do cimento é removida assim que é atingida a condição saturada nessa parte do domínio.

Enquanto à *estrutura de dados* da cimentação, cada objeto *link* armazena inicialmente um valor de estado:

- (0) *link não cimentado*
- (1) *link cimentado não solúvel*
- (-1) *link cimentado solúvel*

Quando as forças nos contatos são recalculadas, é feita a consulta sobre o estado de saturação a fim de desativar (valor de estado = 0) ou não os *links* susceptíveis. Em seguida é feito o controle de forças para o caso de *links* cimentados, e caso haja ruptura do cimento o *link* é desativado. Finalmente é feito o controle dos *links* não cimentados, onde as forças cisalhantes estão limitadas pelo valor máximo da força de atrito, e os *links* são destruídos caso haja separação dos elementos.

4.2.3.

Validação da formulação implementada

A validação da implementação da cimentação no código *DEMlib* foi realizada rodando alguns exemplos de geometria simples e com poucos elementos, onde forças de tração ou cisalhamento eram induzidas de forma controlada nos contatos cimentados até atingir a ruptura dos mesmos. Após a quebra da cimentação por tração ou cisalhamento, o comportamento dos contatos passava a ser o normal, sem qualquer resistência por agentes cimentantes.

A modo ilustrativo a figura 4.23 mostra um solo cimentado submetido a compressão confinada para duas configurações: a) todos os contatos estão cimentados; b) os contatos não estão cimentados. Na análise comparativa do resultado obtido, observa-se a influência da cimentação na estruturação do solo e na limitação das deformações volumétricas.

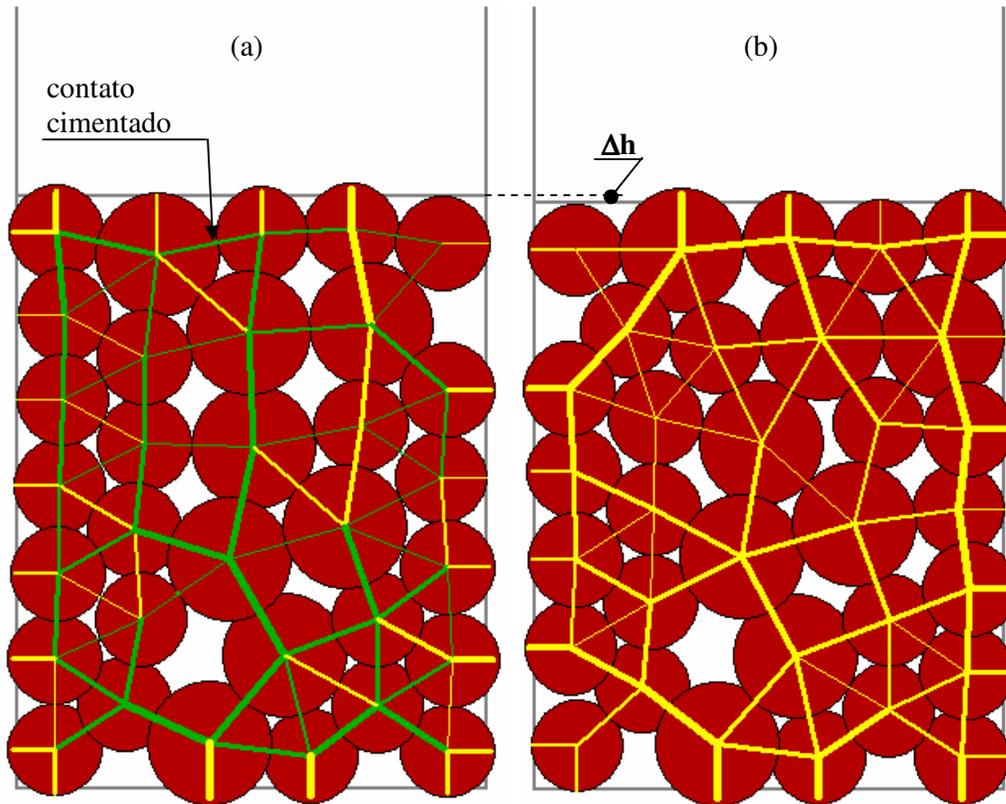


Figura 4.23: Exemplo de validação: a) Solo cimentado; b) Solo não cimentado.

Conclusões

Uma formulação para a simulação de contatos cimentados entre elementos discretos foi desenvolvida a partir das hipóteses de contato pontual e fraco, e da condição de solubilidade, baseadas em observações sobre o comportamento micro-estrutural de grãos cimentados. A formulação foi implementada na biblioteca *DEMlib* e validada com sucesso, precisando de apenas dois parâmetros de entrada, o valor da resistência do cimento e o tipo de configuração para a geração automática dos contatos cimentados no domínio de modelagem.

Os exemplos de validação mostraram que a presença de contatos cimentados tende a manter as posições relativas entre as partículas e a limitar as deformações no modelo, materializando assim o efeito de estruturação.

4.3. Modelagem da ligação rochosa

Os solos residuais jovens caracterizam-se por conter na sua massa blocos da rocha mãe ainda não alterados. Trata-se de blocos arredondados correspondentes aos núcleos dos módulos rochosos que compõem os maciços fraturados, como mostra o perfil de alteração esquematizado na figura 4.24. O intemperismo diferencial, atuando a partir das fraturas e descontinuidades, vai alterando estes módulos superficialmente, num processo que continua até a total desintegração dos blocos ao se atingir a maturidade do solo.

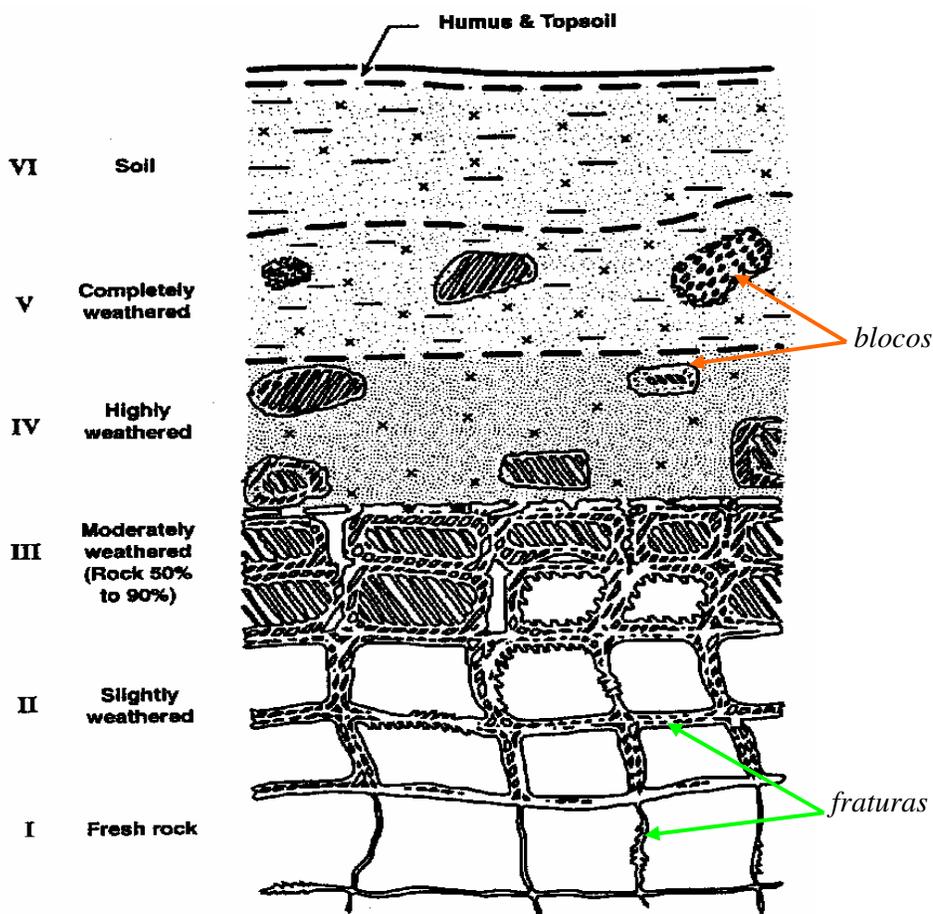


Figura 4.24: Perfil de alteração. Blocos de rocha presentes na massa residual.

Em se tratando de macro-elementos rígidos dentro de uma massa mais deformável e desagregada, estes blocos rochosos influem na deformabilidade das massas residuais jovens, pelo que se torna importante modelar discretamente esta característica.

4.3.1. Formulação da ligação rochosa

A modelagem discreta de blocos rochosos a partir de elementos discretos tipo disco é abordada por Potyondy & Cundall (2004), onde o objetivo é a modelagem de rochas visando à abertura e propagação de fraturas. A formulação detalhada a seguir segue os lineamentos traçados pelos autores.

A idéia básica para representar corpos rígidos e indeformáveis é a de aglutinar diversos elementos discretos mediante contatos especiais que impeçam o deslocamento e rotação relativos entre eles. Estes contatos, pois, devem ser capazes de transmitir os esforços de compressão, tração, cisalhamento e momento, o que pode ser materializado por uma viga de conexão que vincule cada par de elementos discretos. Este conceito é ilustrado na figura 4.25.

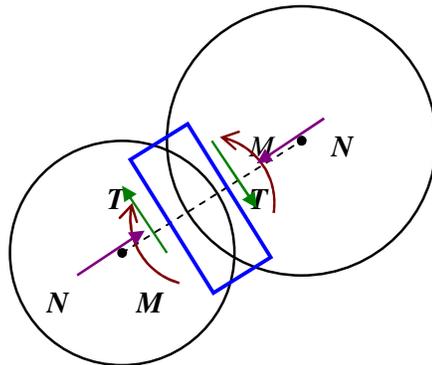


Figura 4.25: Modelo de viga de conexão. Esforços normal, cisalhante e momento.

Este contato tipo viga atua *paralelamente* ao contato básico por superposição, e seus efeitos são somados a fim de obterem-se as forças totais incidentes nos elementos. A geometria desta viga é mostrada na figura 4.26, junto com os esforços transmitidos por ela. São assumidas as seguintes características:

- O comprimento L da viga se aproxima de zero, a fim de reproduzir o comportamento tipo junta.
- A altura H da viga é assumida como sendo igual ao menor dos diâmetros das partículas que vincula.
- A espessura da viga é unitária, com o qual a área A da viga é igual a H .
- O momento de inércia da seção transversal da viga é $I = (2/3)(H/2)^3$.
- O comportamento da viga é elástico, definido pelas rigidezes normal (k_N) e tangencial (k_T) que são assumidas constantes.

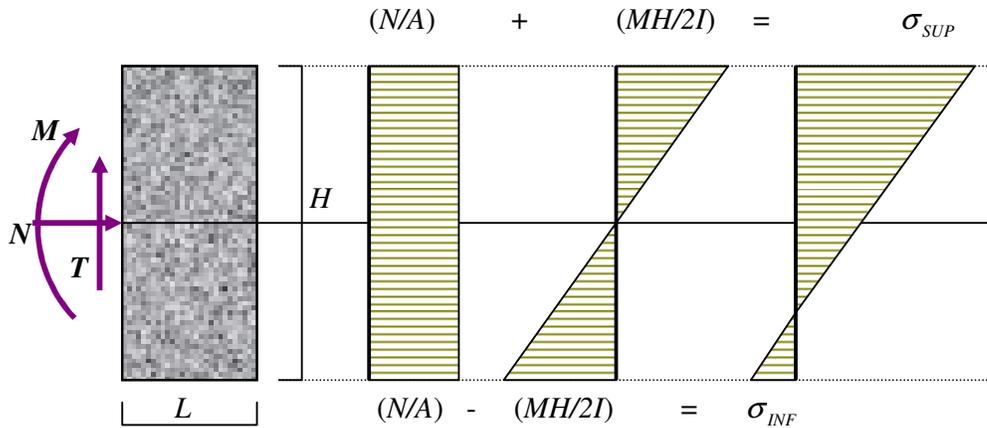


Figura 4.26: Viga de conexão. Geometria, esforços atuantes e campo de tensões.

Os esforços na viga são gerados a partir dos deslocamentos normal (ΔU_N) e tangencial (ΔU_T), assim como da rotação ($\Delta \theta$) relativas entre os elementos discretos vinculados, segundo:

$$\Delta N = k_N \Delta U_N \quad (4.48)$$

$$\Delta T = k_T \Delta U_T \quad (4.49)$$

$$\Delta M = k_N I \Delta \theta \quad (4.50)$$

A partir destes esforços podem ser calculadas as máximas tensões atuantes na viga, segundo

$$\sigma_{\max}^c = \frac{N}{A} + \frac{MH}{2I} \quad \text{máxima compressão} \quad (4.51)$$

$$\sigma_{\max}^t = \frac{N}{A} - \frac{MH}{2I} \quad \text{máxima tração} \quad (4.52)$$

$$\tau_{\max} = \frac{T}{A} \quad \text{máxima tensão cisalhante} \quad (4.53)$$

No tocante a um critério de ruptura que defina os máximos esforços admissíveis, este deve ser entendido como um critério de ruptura para rocha, onde a seção da viga de contato constitui o plano de falha pré-estabelecido. Entre tais critérios destacam-se o de *Coulomb*, *Griffith* e *Hoek & Brown* (Serrano, 2000).

Adotou-se, neste caso, o critério de *Coulomb*, pela sua simplicidade conceitual, de formulação e de implementação. O critério, proposto inicialmente para solos em 1773, estabelece uma relação linear entre tensões normal (σ) e cisalhante (τ) no plano de ruptura (R), dada por:

$$\tau_R = c + \sigma_R \tan \phi \quad (4.54)$$

onde c (coesão) e ϕ (ângulo de atrito) são os parâmetros de resistência do critério, como mostra a figura 4.27. Adicionalmente, adota-se uma tensão limite de tração T_0 que define um cut-off para o critério. Desta forma, quando alguma das tensões atuantes na viga ultrapassa os valores limites de tração ou cisalhamento, acontece ruptura da viga de conexão e a desagregação dos dois elementos.

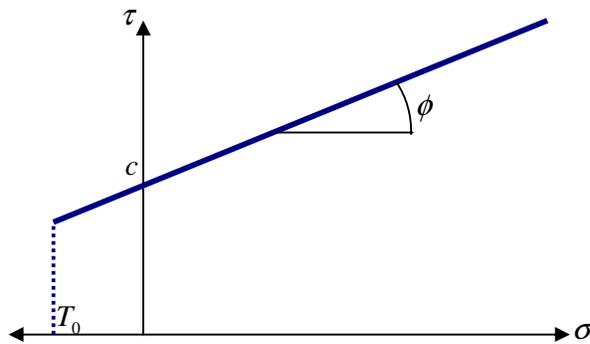


Figura 4.27: Critério de ruptura de Coulomb. Parâmetros do critério.

4.3.2. Implementação da ligação rochosa

A implementação do contato tipo viga de conexão para a simulação da ligação rochosa foi realizada na classe *Link*, e na sua classe derivada *DiscLink*, incorporando-a na formulação dos contatos entre elementos discretos, não assim nos contatos entre elementos discretos e paredes. Desta forma os *links* entre elementos podem se comportar, além de como contatos cimentados ou não cimentados, como contatos rochosos. A resistência devido à ligação rochosa atua paralelamente à resistência desenvolvida pelo contato básico.

O parâmetro de material *RockMaterial* permite escolher o tipo de rocha a ser usado na modelagem, entre as opções de rochas disponíveis no código:

- 0 - GRANITO
- 1 - GNAISSE
- 2 - ARENITO

Estas rochas têm os seus módulos de rigidez e parâmetros de ruptura de Coulomb definidos no código, assumidos como valores médios obtidos experimentalmente e disponíveis na literatura (Goodman, 1980; Serrano, 2000).

A *configuração* da ligação rochosa no domínio do modelo é controlada pelo parâmetro *Rock* passado no arquivo de entrada, o qual define quais *links* são contatos rochosos e quais não. Os tipos de configuração que podem ser adotados são do tipo:

NENHUM *link* é contato rochoso;

TODOS os *links* são contatos rochosos;

Uma PORCENTAGEM determinada de *links* rochosos aleatoriamente distribuídos no domínio;

Uma BANDA do domínio de determinada espessura e inclinação é composta por *links* rochosos.

Enquanto à *estrutura de dados*, cada objeto *link* armazena inicialmente um valor de estado:

- (0) *link não rochoso*
- (1) *link rochoso*

Quando as forças nos contatos são recalculadas, é feito o controle de forças para o caso de *link* rochoso, e caso os critérios de ruptura por tração ou cisalhamento sejam ultrapassados, acontece ruptura e o *link* rochoso é desativado.

4.3.3. Validação da formulação implementada

A validação da implementação da ligação rochosa no código *DEMLib* foi realizada rodando alguns exemplos de geometria simples e com poucos elementos, onde forças de tração, cisalhamento e momento eram induzidas de forma controlada nos contatos até atingir a ruptura dos mesmos. Após a quebra da viga de conexão, o comportamento dos contatos passa a ser o normal, sem qualquer resistência rochosa.

A modo ilustrativo a figura 4.28 mostra resultados de um ensaio de compressão confinada (a), para os casos de um modelo onde alguns elementos discretos formam um bloco rochoso (b), e o mesmo modelo sem blocos rochosos (c). A comparação dos resultados mostra o efeito da presença de ligações rochosas, as quais induzem um comportamento de corpo rígido no conjunto, o que limita as deformações dentro do bloco rochoso, além de influir no rearranjo do restante das partículas sob carregamentos.

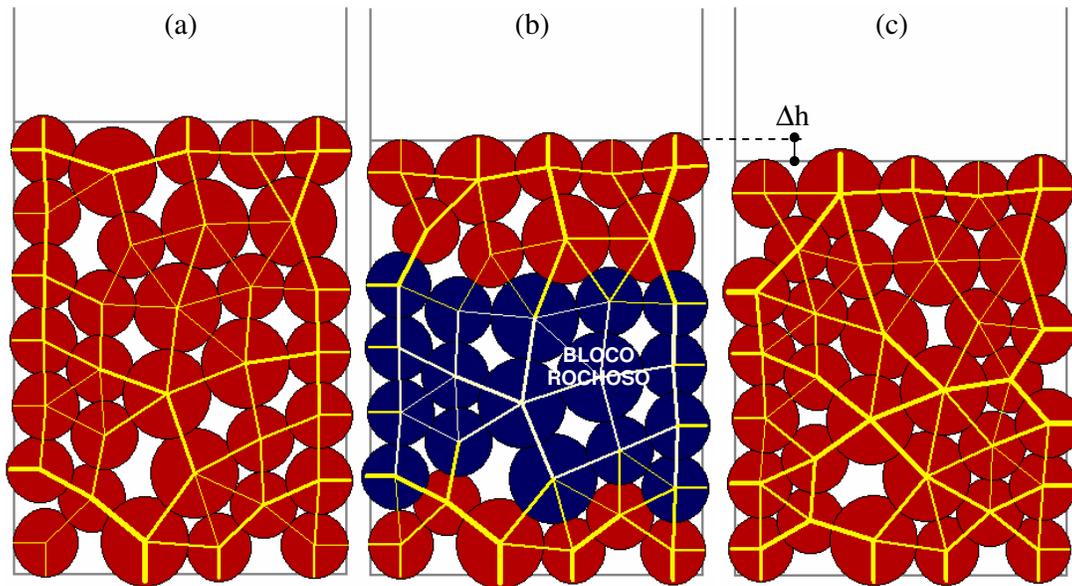


Figura 4.28: Ensaio de compressão confinada: a) Geometria inicial; b) Solo com bloco rochoso; c) Solo sem bloco rochoso.

Conclusões

Uma formulação para a simulação de contatos rochosos entre elementos discretos foi desenvolvida por meio do modelo de viga de conexão, incorporando o critério de ruptura de Coulomb para definir a condição limite de colapso da conexão.

A formulação foi implementada na biblioteca *DEMlib* e validada com sucesso, precisando de apenas dois parâmetros de entrada, a classe de rocha assumida e o tipo de configuração para a geração automática dos contatos rochosos no domínio de modelagem.

4.4. Modelagem da quebra de grãos

Em solos residuais destaca-se a presença de amalgamas de partículas e grãos micro-fissurados de baixa resistência, produto dos diversos processos de alteração. Quando submetidos a carregamentos, acontece a desagregação das amalgamas e o rompimento dos grãos fracos, provocando contração volumétrica plástica e uma mudança para os finos na curva de distribuição granulométrica. Este fenômeno é governado pelas forças atuantes nos contatos entre partículas, com o qual a sua ocorrência cresce com a tensão de confinamento. De igual forma, arranjos fechados e fábrica intrincada o favorecem.

4.4.1. Formulação do mecanismo de quebra

Diversos autores têm abordado o fenômeno de quebra de grãos em análise micro-estrutural de areias, onde para pressões suficientemente elevadas a massa de solo experimenta uma compactação produzida pela fratura frágil dos grãos, e o conseqüente rearranjo intergranular. O problema da ruptura de um grão isolado, geralmente de quartzo, tem sido abordado tanto teórico quanto experimentalmente. A análise Hertziana oferece uma solução analítica para a distribuição de tensões no interior de um sólido elástico, isotrópico e homogêneo. Uma descrição e discussão aprofundada desta formulação é apresentada em Brzesowsky (1995).

Na pesquisa experimental, por outro lado, foram levados a cabo ensaios de compressão de esferas e grãos de diversos materiais, incluindo monocristais de quartzo. Estes foram carregados diametralmente entre duas placas rígidas até ruptura (Gallagher, 1976). Quatro configurações de ruptura foram distinguidas nestes ensaios, conforme mostrado na figura 4.29.

O fenômeno que nos ocupa, porém, se refere a grãos micro-fissurados, amalgamas de partículas e minerais alterados, onde a superfície de ruptura está pré-definida pelos planos de fraqueza e fissuração. Nesta condição, quando o campo de trações normal a dito plano de fraqueza vence sua baixa resistência, acontece a quebra. Este mecanismo assemelha-se ao modo (d) da análise experimental da figura 4.29, e coincide com a ruptura experimentada no ensaio brasileiro de tração por compressão diametral, mostrado na figura 4.30.

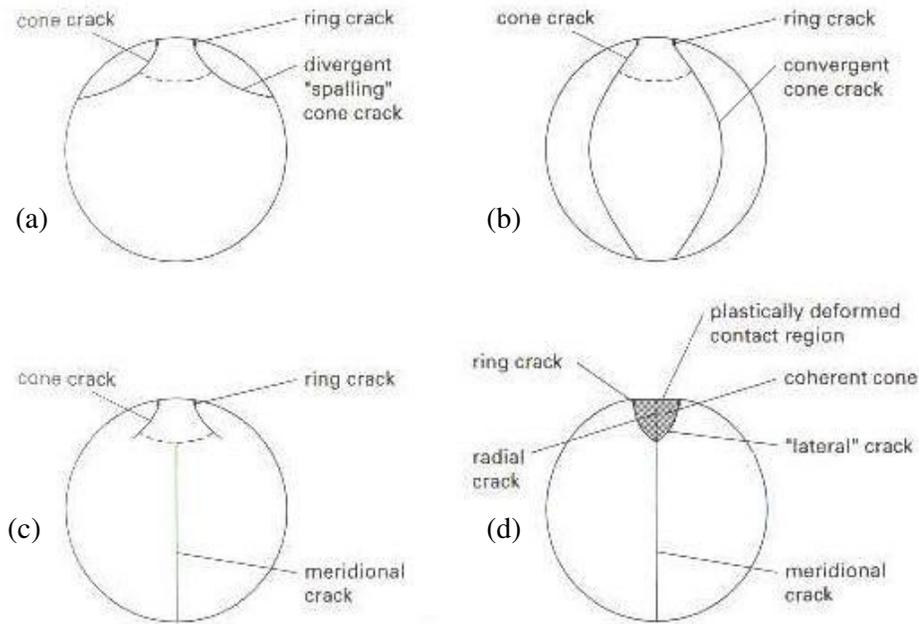


Figura 4.29: Modos de ruptura de um grão de quartzo comprimido diametralmente.

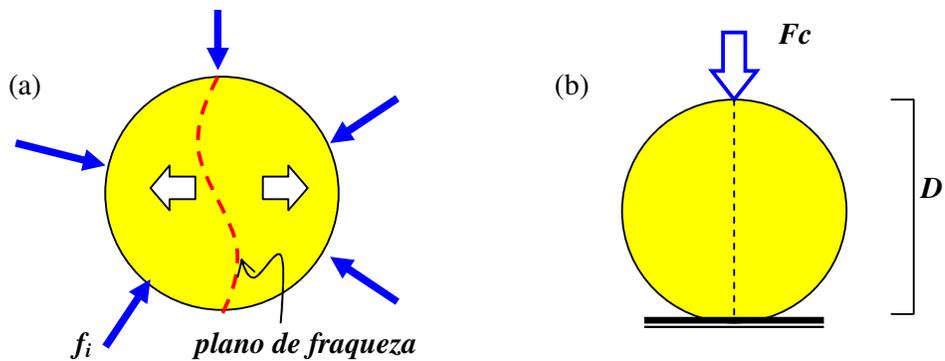


Figura 4.30: Mecanismo de quebra de grãos: a) Grão fissurado sob carregamento; b) Ensaio de tração por compressão diametral.

A ruptura neste ensaio acontece por tração, a partir do campo de trações gerado pelo carregamento diametral, que atua na direção normal ao plano de carga. O valor desta tração em ruptura é dado pela expressão:

$$\sigma_t = \frac{2f_c}{\pi Dt} \quad (4.55)$$

onde f_c é a força compressiva aplicada, enquanto que D e t são respectivamente o diâmetro e comprimento do corpo de prova.

Adicionalmente, deve-se salientar o caráter aleatório destas micro-fissuras e planos de fraquezas dentro do grão, o que pode ser apreciado na microscopia da figura 4.31. Assim sendo, estas micro-fissuras poderão se propagar em qualquer direção dentro do grão, dependendo da configuração de forças solicitantes.

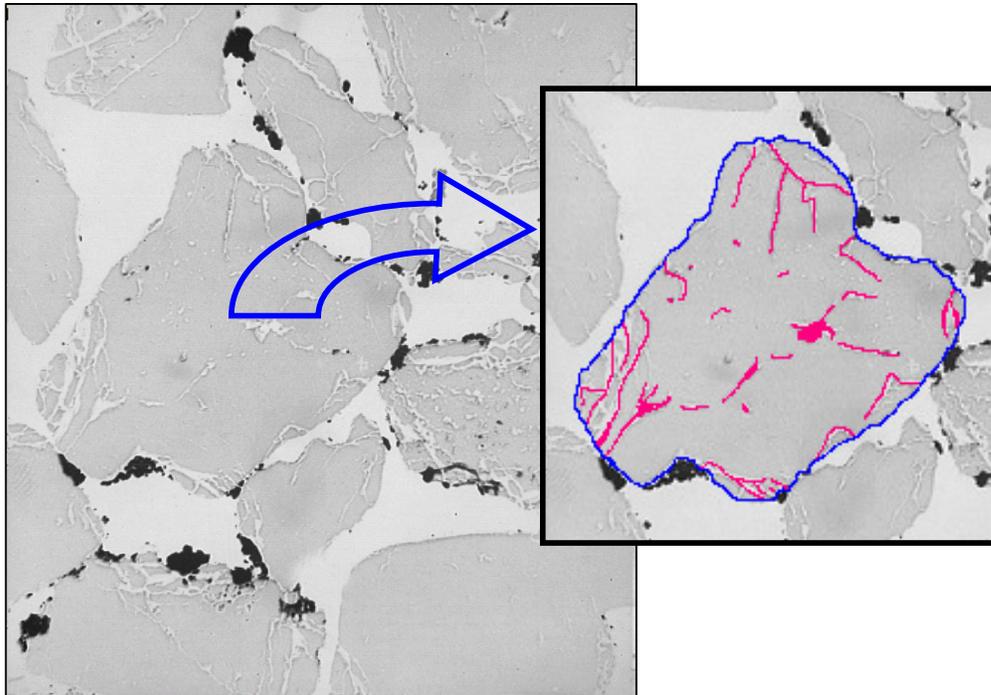


Figura 4.31: Microscopia de grãos de solo residual. Detalhe de micro-fissuras aleatórias.

A partir deste comportamento observado, e na procura de uma descrição simples do problema, foram assumidas as seguintes hipóteses:

- O comportamento do grão é rígido até a ruptura, sem qualquer deformação durante o carregamento.
- O grão se encontra debilitado pela presença de micro-fissuras de orientação aleatória conformando planos de fraqueza que controlam a ruptura.
- A ruptura acontece quando, devido à compressão diametral numa dada direção, é gerado um campo de trações cujo valor ultrapassa o limite de resistência nos planos de fraqueza, segundo o critério do ensaio brasileiro.

4.4.2. Implementação da quebra de grãos.

A formulação da quebra de grãos foi implementada na classe *Disc*, como um atributo adicional dos elementos. O processamento das forças de contato para efetuar o controle de quebra foi incluído na classe *DiscLink*. Caso haja quebra o elemento é quitado, dando lugar a dois novos elementos tipo disco no seu lugar.

A *resistência* à tração S_{crush} nos planos de fraqueza dos grãos é passada como parâmetro no arquivo de entrada.

O parâmetro de configuração *Crushing* define quais elementos do modelo são susceptíveis de quebra. Os tipos de configuração que podem ser adotados são:

NENHUM *elemento* pode quebrar;

TODOS os *elementos* podem quebrar;

Uma PORCENTAGEM determinada de *elementos* do domínio podem quebrar;

Uma BANDA do domínio de determinada espessura e inclinação é composta por *elementos* que podem quebrar.

Controle de quebra

Especial atenção merece o algoritmo para o cálculo das forças internas atuantes no elemento e o controle de quebra. O objetivo básico é montar um ensaio de compressão diametral no elemento discreto, para o qual é preciso definir a direção e magnitude do carregamento. A figura 4.32 mostra o processo.

Em primeiro lugar são coletadas numa lista as forças normais geradas nos contatos do elemento para um dado passo de cálculo, junto com o seu ângulo de incidência. Seguidamente encontra-se a máxima força da lista, cuja direção será a direção de compressão diametral a que será submetido o elemento.

Uma vez definida a direção de carregamento, todas as forças são decompostas em quatro forças resultantes, duas na direção do carregamento (f_0 e f_2), e duas normais (f_1 e f_3). Dado que em geral teremos $f_0 \neq f_2$ e $f_1 \neq f_3$, a força compressiva do ensaio será a mínima das forças atuantes na direção do carregamento, isto é,

$$f_c = \text{MIN}(f_0, f_2) \quad (4.56)$$

sendo que a força desequilibrada $\Delta f_c = f_0 - f_2$ será a responsável pelo movimento do elemento. De igual maneira a força normal que atuará como um confinamento adicional no ensaio será dada por

$$f_n = \text{MIN}(f_1, f_3) \quad (4.57)$$

e a força desequilibrada $\Delta f_n = f_1 - f_3$ contribuirá para o movimento do elemento.

A tensão de tração que se deriva do carregamento diametral é calculada pela expressão (4.55) para espessura t igual a 1,

$$\sigma_t = \frac{2f_c}{\pi D} \tag{4.58}$$

a qual poderá ser atenuada pela tensão confinante dada por

$$\sigma_n = f_n / D \tag{4.59}$$

O critério de quebra vem dado pela resistência à tração do elemento, ou seja

$$\text{Se } (\sigma_t - \sigma_n) < S_{crush} \text{ não há quebra}$$

$$\text{Se } (\sigma_t - \sigma_n) \geq S_{crush} \text{ acontece a quebra}$$

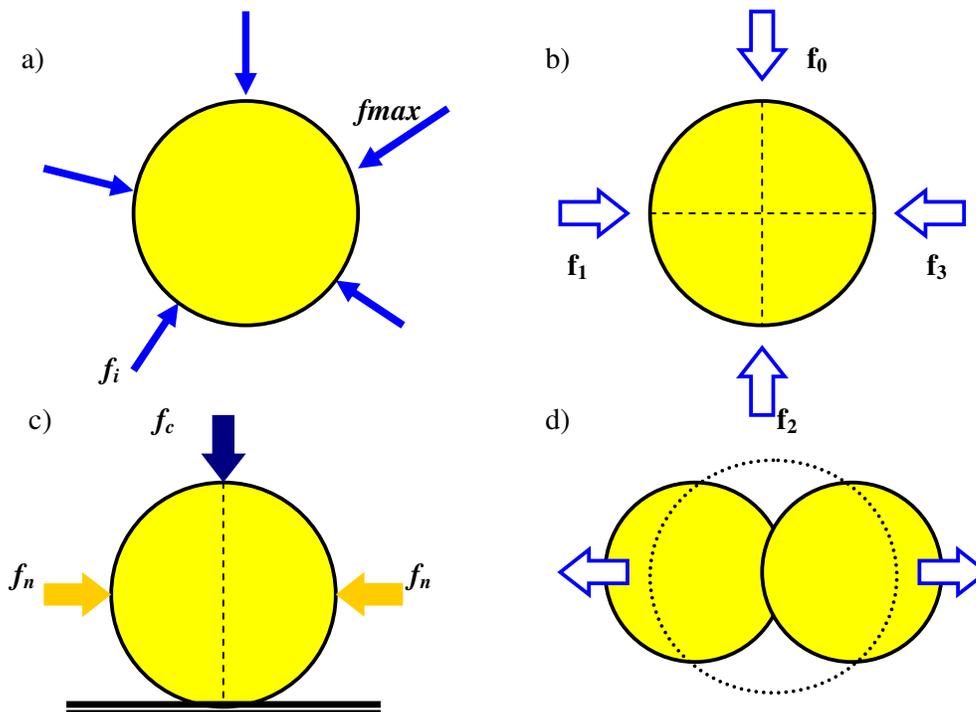


Figura 4.32: Montagem do ensaio de compressão diametral no elemento: a) Coleta das forças nos contatos; b) Forças resultantes segundo a direção da máxima força, e normal a esta; c) Forças do ensaio; d) Novos elementos gerados.

Caso o limite de resistência seja ultrapassado, o elemento é eliminado da lista de elementos discretos e dois novos elementos são criados no seu lugar, havendo conservação de massa do elemento que quebrou. Esta condição fixa o tamanho dos novos elementos tipo disco segundo:

$$A_{novo} = 1/2 A_{inicial} \tag{4.60a}$$

$$r_{novo} = r_{inicial} / \sqrt{2} \tag{4.60b}$$

Os novos elementos são criados superpostos de modo a ficar circunscritos no elemento eliminado. Esta superposição produz uma força de repulsão entre os

dois novos elementos, o que simula a expansão ou dilatação ocorrida no momento da quebra. Em seguida estes elementos fazem contato com os elementos vizinhos e assim se incorporam naturalmente ao processo de cálculo.

4.4.3. Validação da formulação implementada

A implementação do fenômeno de quebra foi validada por meio de exemplos simples onde elementos discretos foram submetidos a esforços compressivos diretos, seja de paredes carregadas ou de outros elementos. Especial cuidado foi tomado com a validação do algoritmo de coleta de forças de contato, o processamento destas para a montagem do ensaio de compressão diametral, assim como nas características e comportamento dos novos elementos introduzidos no modelo após a quebra.

A figura 4.33 apresenta um exemplo onde se pode apreciar o comportamento de alguns grãos fracos misturados com grãos não susceptíveis de quebra, num ensaio de compressão confinada. Para uma melhor visualização os grãos fracos são destacados em outra cor, mas os novos grãos produto da quebra não são diferenciados, porquanto não podem eles mesmos quebrar.

A fins comparativos, rodou-se também o mesmo exemplo sem grãos susceptíveis de quebra. O exemplo mostra uma pequena variação relativa na deformação volumétrica, 11,03% na amostra com quebra de grãos e 10,38% na amostra sem quebra, confirmando o comportamento esperado.

Conclusões

Uma formulação para a descrição do fenômeno de quebra de grãos foi obtida a partir do conhecimento experimental no tocante à microscopia de grãos fracos e aos mecanismos de ruptura de grãos. A similitude no aspecto mecânico do fenômeno com o ensaio de tração por compressão diametral possibilitou uma descrição simples assim como uma formulação robusta do critério de quebra.

A formulação foi implementada na biblioteca *DEMlib* e validada com sucesso, precisando de dois parâmetros de entrada, o valor da resistência a tração dos grãos e o tipo de configuração para a geração automática do domínio de modelagem. A implementação consegue reproduzir satisfatoriamente o fenômeno de quebra, e o posterior rearranjo das partículas com contração volumétrica.

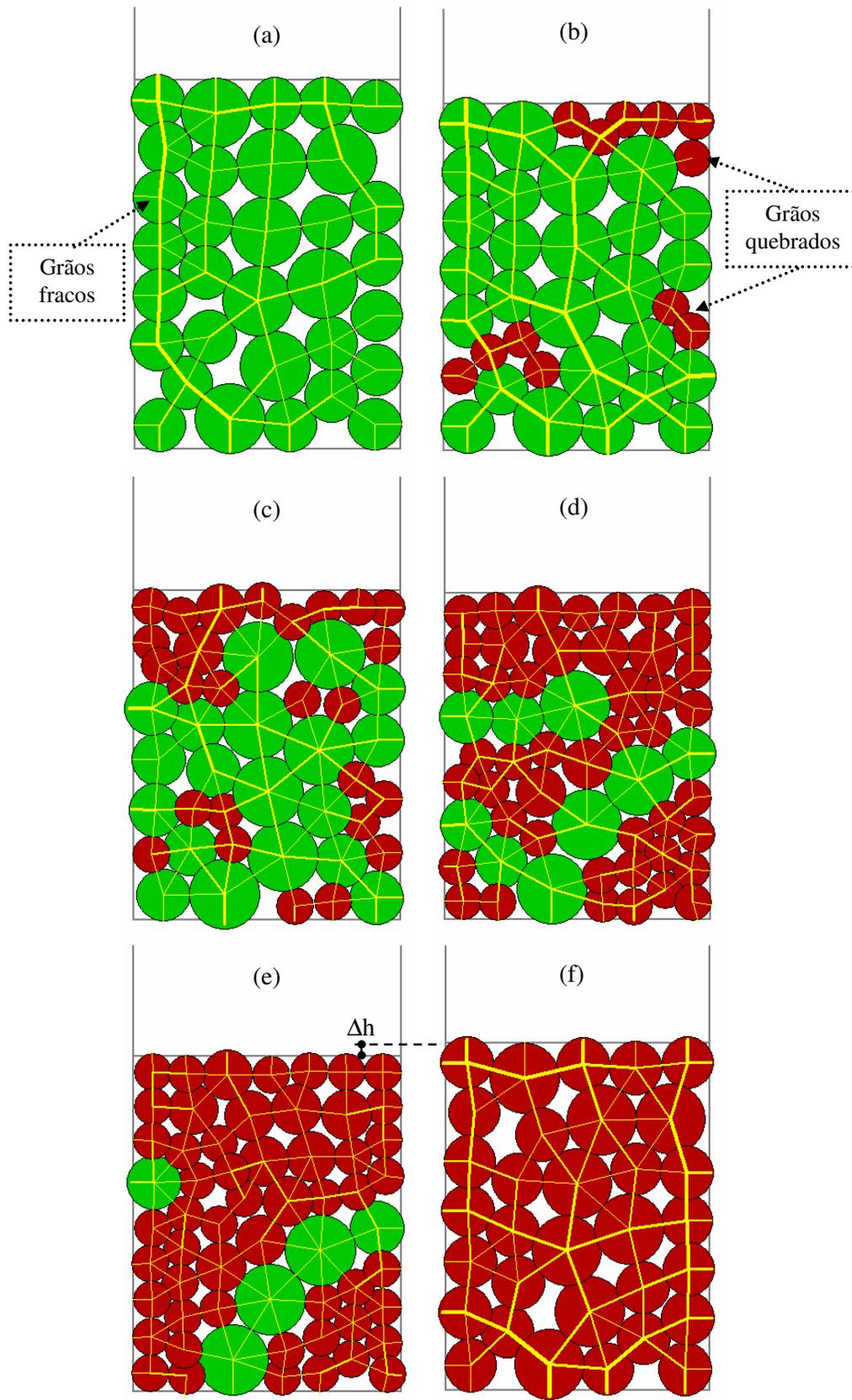


Figura 4.33: Adensamento de solo com grãos fracos: a) Configuração inicial; b,c,d) Estágios do ensaio; e) Configuração final; f) Configuração final no caso sem grãos fracos.

4.5. Modelagem do fluxo não saturado

A modelagem discreta da condição não saturada assim como dos fenômenos relacionados com o fluxo bifásico água-ar introduz no modelo conceitual novas entidades que vêm a interagir com a já definida entidade *partícula*. Estas entidades são os *meniscos* de água gerados nos contatos entre as partículas, e os *poros* de ar formados nos espaços geométricos criados pela configuração do conjunto das partículas. A interação entre estas três entidades é complexa, e se dá a partir da concatenação de diversos processos de transferência de massa e de forças que descrevem no conjunto o problema do *acoplamento* fluxo-mecânico na busca do equilíbrio pela minimização da energia interna.

A presença de água no solo sob condição não saturada se dá na forma de meniscos formados nos contatos entre partículas, em resposta aos campos de forças de adsorção e capilaridade presentes, e equilibrados por sua vez com a pressão nos respectivos poros. Como consequência, novas forças são introduzidas nos contatos entre partículas. A forma dos meniscos fica definida a partir da geometria das partículas e da massa de água contida neles, a qual pode variar a partir de três processos de transferência de massa: a) na fase líquida, entre meniscos, b) na fase vapor, em troca com os poros, e c) com as partículas, caso estas sejam *grumos* com capacidade de troca de água.

O estado de equilíbrio entre as fases é alterado toda vez que acontecem mudanças nas condições de fronteira, seja no *carregamento* mecânico ou na *sucção* (diferença de pressão entre as fases ar e água). Assim, no caso de fluxo teremos variações na sucção que ativarão os mecanismos de transferência de massa modificando a geometria dos meniscos em busca do novo equilíbrio. Isto por sua vez levará a variações nas forças de contato e eventualmente a uma nova configuração geométrica das partículas.

A discretização das três fases - sólido, água e ar - como entidades separadas constitui um grande avanço de modelagem, já que permite a explicitação de todos os processos físicos e de transferência de massa atuantes. Isto possibilita uma melhor compreensão dos mecanismos micro-estruturais que levam a alguns comportamentos de interesse especial, como ser o colapso, a influência da sucção na resistência e o efeito da variação da sucção nas deformações volumétricas.

A seguir é apresentada a formulação que descreve os processos antes mencionados, a qual segue de uma forma geral os lineamentos do trabalho deste gênero desenvolvido por Gili (1988) (também Gili & Alonso, 2002), além de outros trabalhos mais recentes (Jiang *et al*, 2004).

4.5.1. Formulação do fenômeno de fluxo não saturado

Para a derivação da formulação discreta, definem-se primeiramente as características geométricas e mecânicas da entidade *menisco*. As diferentes transferências de massa que acontecem entre as entidades são destacadas seguidamente, apontando-se quais delas são relevantes para a presente pesquisa. O modelo de fluxo é formulado a partir das hipóteses e assunções adotadas, incluindo os casos de criação, ruptura e fusão de meniscos, estabelecendo as condições iniciais e de contorno, e definindo o acoplamento fluxo-mecânico. Uma vez em posse da formulação, detalham-se a sua implementação e validação na biblioteca *DEMlib*, ilustrando com exemplos de aplicação. Finalmente, são esboçadas idéias conclusivas sobre a formulação implementada.

Geometria do menisco

Um primeiro passo necessário para desenvolver a formulação consiste na idealização geométrica das três entidades: partícula, poro e menisco. As partículas, como já foi indicado, são idealizadas como sendo discos de raio variável, e os poros ocupam os espaços geométricos resultantes da configuração de partículas em cada caso e da presença de meniscos nos seus contatos. Resta, pois, idealizar a geometria dos meniscos.

Para isto, precisamos entender o *contato* num sentido ampliado, como a disposição geométrica de duas partículas tal que possibilita a formação de um menisco entre elas, sem necessariamente existir contato real nem superposição entre elas. Com esta definição se apresentam os cenários de quase-contato, contato estrito e super-contato, segundo seja o valor do parâmetro de distancia D , definido como a separação efetiva entre as partículas (ver figura 4.34):

$$D = d_{1-2} - (R_1 + R_2) \quad (4.61)$$

onde d_{1-2} é a distância entre os centróides das partículas.

A superfície livre do menisco é modelada por um arco de circunferência tangente às superfícies das partículas, ficando definida pelo parâmetro D e pelos ângulos de molhamento θ_1 e θ_2 . Assim como as partículas são definidas como discos de espessura unitária, o menisco tem espessura unitária com área constante.

A sucção mátrica s pode ser calculada pela equação de Laplace

$$s = p_a - p_w = \sigma \left(\frac{1}{r_a} + \frac{1}{r_b} \right) \quad (4.62)$$

onde p_a e p_w são a pressão no ar (poro) e na água (menisco) respectivamente, σ é a tensão superficial da água, e (r_a, r_b) são os raios de curvatura do menisco segundo dois eixos perpendiculares. No nosso caso, temos $r_a = r$ no plano de análise e $r_b \rightarrow \infty$ no plano perpendicular, pelo que a equação de Laplace fica

$$s = p_a - p_w = \frac{\sigma}{r} \quad (4.63)$$

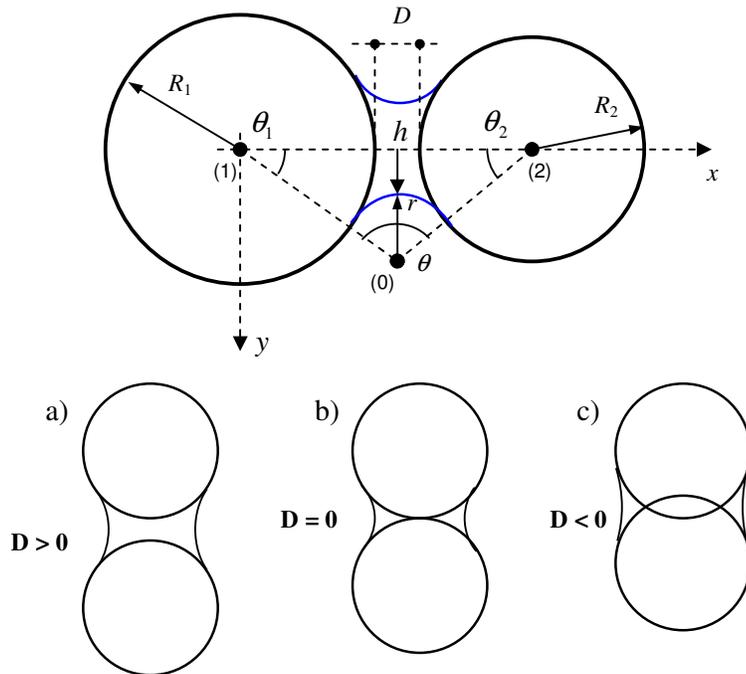


Figura 4.34: Geometria idealizada do menisco: a) Quase-contato; b) Contato estrito; c) Super-contato.

A partir do conhecimento da disposição geométrica das partículas (parâmetro D) e do valor da sucção, pode-se calcular o volume de água no menisco em cada caso, o que permite determinar o grau de saturação do solo.

Sabe-se pela eq. 4.63 que $r = \sigma/s$, com o qual ficam definidos os três lados do triângulo 0-1-2 da figura 4.34:

$$d_{0-1} = r + R_1 \quad (4.64a)$$

$$d_{0-2} = r + R_2 \quad (4.64b)$$

$$d_{1-2} = R_1 + R_2 + D \quad (4.64c)$$

Conhecendo os lados do triângulo, os ângulos θ_1 e θ_2 são obtidos resolvendo iterativamente o sistema de equações

$$d_{0-1} \cos \theta_1 + d_{0-2} \cos \theta_2 = d_{1-2} \quad (4.65a)$$

$$d_{0-1} \sin \theta_1 = d_{0-2} \sin \theta_2 \quad (4.65b)$$

e, uma vez em posse destes valores, calcula-se θ pela relação $\theta + \theta_1 + \theta_2 = \pi$. A área do menisco é obtida pela expressão

$$A_{menisco} = 2(A_{0-1-2} - A_0 - A_1 - A_2) \quad (4.66)$$

onde:

$$A_{0-1-2} = 1/2(d_{1-2}d_{0-1} \sin \theta_1) \quad (\text{área do triângulo 0-1-2})$$

$$A_0 = 1/2(\theta r^2) \quad (\text{área da porção de círculo no vértice 0})$$

$$A_1 = 1/2(\theta_1 r_1^2) \quad (\text{área da porção de círculo no vértice 1})$$

$$A_2 = 1/2(\theta_2 r_2^2) \quad (\text{área da porção de círculo no vértice 2})$$

Forças capilares

A força capilar resultante F_w atuando no contato é composta de duas parcelas: a devida à tensão superficial $F_{w\sigma}$ e a devida à pressão da água dentro do menisco F_{ws} , como mostra a figura 4.35a. Num plano perpendicular à direção do contato e à superfície do menisco, temos

$$F_w = F_{w\sigma} + F_{ws} \quad (4.67a)$$

$$F_w = 2\sigma + 2hs = 2\sigma(1 + h/r) \quad (4.67b)$$

No caso de partículas com igual raio R e ângulo de molhado θ com contato estrito, tem-se $h = R \tan \theta_1 - r$ e $r = ((1/\cos \theta) - 1)R$, com o qual a força capilar em função de θ fica

$$F_w = 2\sigma \frac{\tan \theta}{((1/\cos \theta) - 1)} \quad (4.68)$$

A figura 4.35b mostra a variação da força capilar com o ângulo de molhado, onde a força tende a infinito para θ tendendo a zero, caindo rapidamente na medida que θ cresce.

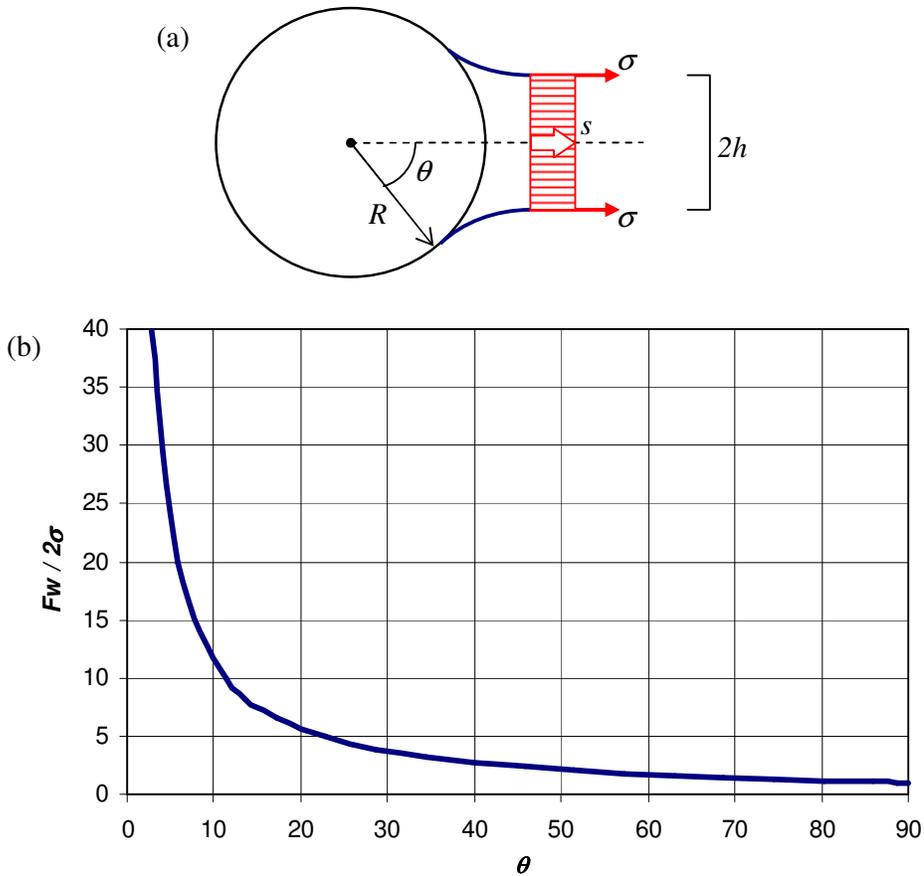


Figura 4.35: a) Força capilar no menisco; b) Força capilar em função do ângulo de molhado.

Transferências de massa

Todos os processos de transferência considerados são descritos por uma lei de fluxo de massa linear, com a seguinte forma geral:

$$\frac{\Delta M_{ij}}{\Delta t} = K_{ij}(p_j - p_i) \quad (4.69)$$

onde ΔM_{ij} é a massa da espécie transferida no acréscimo de tempo Δt entre as entidades i e j , sendo p_i e p_j a pressão ou concentração dessa espécie nas respectivas entidades (não se inclui o gradiente gravitacional). A lei de proporcionalidade vem dada pelo coeficiente de transferência K_{ij} , que inclui as características geométricas das entidades assim como os parâmetros de fluxo.

São quatro os *processos de transferência* possíveis neste modelo, a saber:

1. Poro - poro (fluxo)
2. Poro - menisco (mudança de fase)
3. Menisco - menisco (fluxo)
4. Partícula - menisco (adensamento)

Os mesmos são mostrados na figura 4.36 e detalhados a seguir.

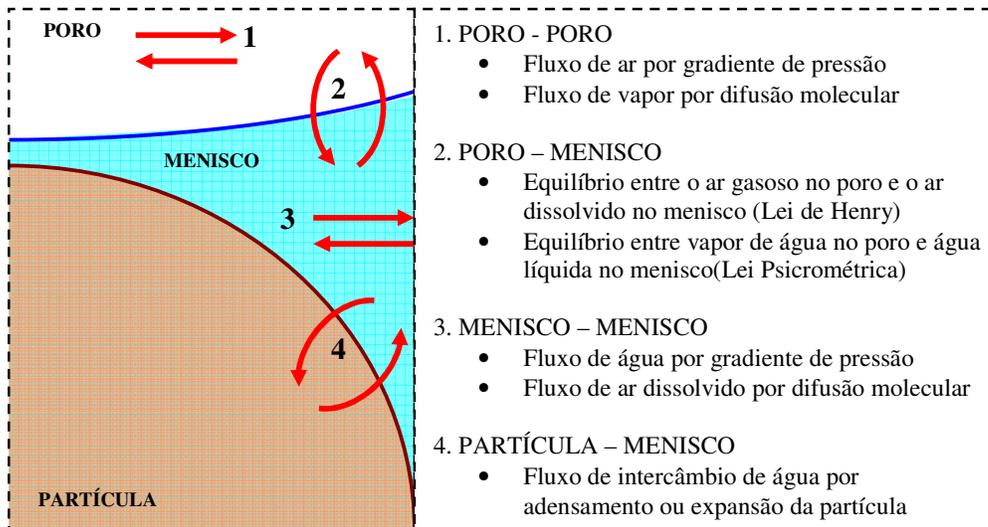


Figura 4.36: Processos de transferência de massa partícula-menisco-poro.

1. Fluxo poro-poro

Na fase ar acontece fluxo de dois tipos: a) *convecção* do ar, proporcional ao gradiente de pressão; b) *difusão* do vapor, proporcional ao gradiente de concentração. O fluxo convectivo pode ser descrito por meio de uma equação do tipo *Poiseuille*, onde a vazão é proporcional à diferença de pressão entre dois poros, e a constante de proporcionalidade é estabelecida pela geometria equivalente do conduto que vincula ambos os poros, e pela viscosidade do ar. Similarmente, a difusão do vapor de água é descrita pela *lei de Fick*, onde a proporcionalidade entre massa transferida e diferença de concentração é dada pela geometria do conduto equivalente e o coeficiente de difusão.

No presente trabalho interessa a resposta do solo sob carregamentos e variações na sucção, partindo de configurações onde há equilíbrio energético entre as fases. As sucções impostas são aplicadas variando a pressão na fase água e mantendo a fase ar com pressão constante (atmosférica) durante o carregamento, para o qual não acontecerá fluxo convectivo de ar.

Similarmente, pela assunção de que se parte de condições de equilíbrio energético, a concentração de vapor de água na fase ar será constante no início, não acontecendo difusão. Durante o processo de carga, assume-se que os gradientes de concentração de vapor que possam vir a acontecer são desprezíveis e não produzem nenhuma influência no fluxo.

2. Equilíbrio poro-menisco

O equilíbrio entre menisco e poro se dá para ambas fases: ar e água. O equilíbrio entre o ar gasoso no poro e o ar dissolvido no menisco é descrito pela *lei de Henry*, enquanto que o equilíbrio entre o vapor de água no poro e a água líquida no menisco obedece à *lei Psicrométrica*. Dado que para as análises assume-se a condição de equilíbrio inicial e que não acontece fluxo nos poros, o intercâmbio poro-menisco torna-se desprezível no tempo de análise, pelo qual é ignorado no presente trabalho.

3. Fluxo menisco-menisco

O fluxo de água entre meniscos acontece em virtude dos gradientes de pressão existentes e da conectividade entre eles, materializada pelas películas de água aderidas na superfície das partículas. Este fluxo, junto com o fluxo partícula-menisco, constituem o foco da pesquisa da condição não saturada, e serão analisados e implementados neste trabalho. Adicionalmente acontece entre meniscos o fluxo de ar dissolvido por difusão molecular, mas esta transferência tem um rol secundário pelo que é desprezada neste estudo.

4. Fluxo partícula-menisco

No caso de partículas tipo grumo, acontece fluxo de intercâmbio com os meniscos pela expulsão ou absorção de água quando estas adensam ou expandem. O volume de água a ganhar ou ceder fica determinado pela variação positiva ou negativa no grau de adensamento alcançado, dada a condição elástica do grumo. O grau de adensamento, por sua vez, é determinado pelas condições de carga e sucção a cada instante. A formulação do adensamento dos elementos tipo grumo é descrita no apartado 4.1.

Modelo de fluxo

O modelo de fluxo se baseia, pois, nas transferências de água entre meniscos causada por gradientes de sucção existentes, assim como no intercâmbio de água entre os meniscos e as partículas compressíveis, como resultado do adensamento ou expansão destas. Estas transferências acontecem em uma *rede de fluxo* de caráter misto, incluindo partículas e meniscos formados nos contatos entre elas, conectados por relações de vizinhança. As condições de contorno são estabelecidas nos limites do modelo materializados pelos elementos tipo parede (ver figura 4.37).

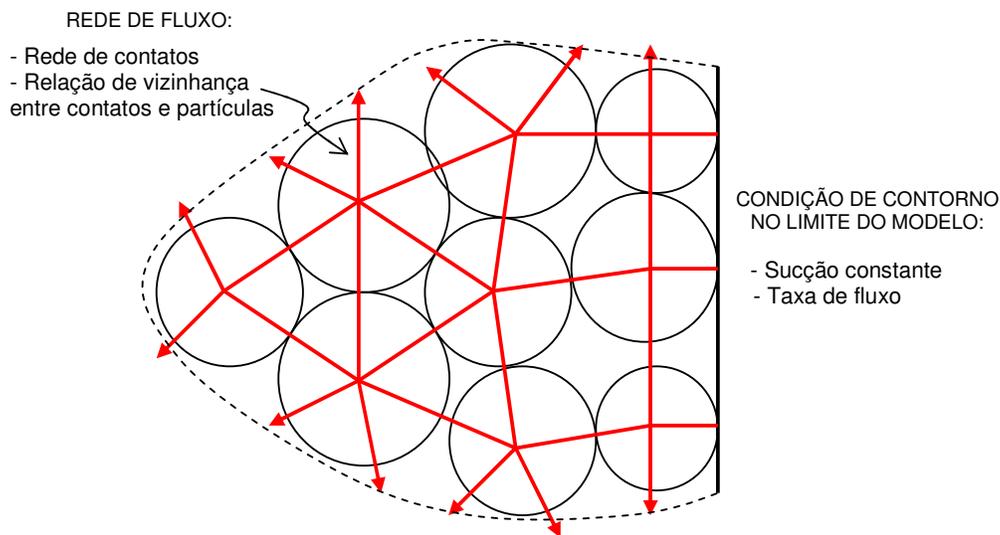


Figura 4.37: Rede de fluxo baseada nos contatos entre elementos.

O elemento básico desta rede o constitui o menisco, que atua como *conduto* ligando duas partículas próximas nas que estabeleceu-se um *contato hidráulico*. Estes condutos armazenam uma certa quantidade de água em equilíbrio com a fase ar, o que é refletido na geometria do conduto e na sua deficiência de pressão (sucção). Em ambos extremos, o conduto liga-se a partículas, que em caso de serem grumos poderão intercambiar água.

No caso geral mostrado na figura 4.38 as partículas têm vários condutos associados, mas podem chegar a ter apenas um, ou então nenhum e não participar da rede de fluxo. A condição de fluxo, no entanto, varia na medida que o modelo é submetido a carregamentos e fluxo, já que as partículas se movimentam podendo dar lugar a novos contatos, que gerarão novos meniscos. Da mesma forma, contatos podem deixar de existir, e com eles os respectivos meniscos.

Assume-se que as partículas estão recobertas por uma película fina de água aderida, a qual vincula todos os condutos associados à partícula, de modo que haverá fluxo entre eles em função das diferenças de sucção. Assim, cada conduto terá em cada extremo uma conexão com uma partícula, e especificamente zero, um ou dois condutos vizinhos.

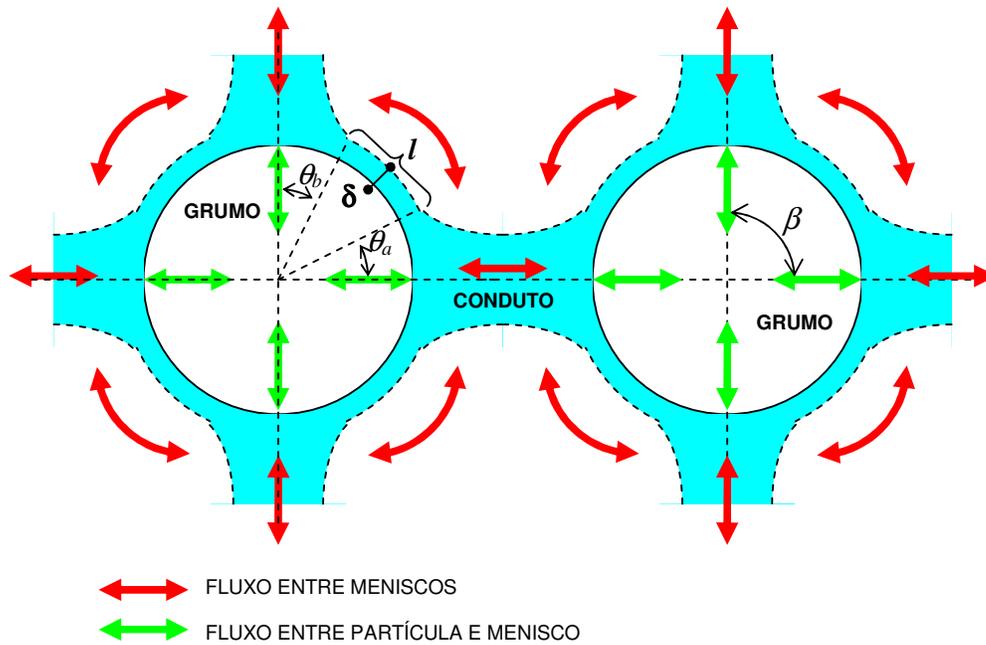


Figura 4.38: Conectividade de fluxo entre meniscos e partículas.

Fluxo menisco-menisco. Kovacs (1981) estudou a propriedade de retenção de água de solos para elevados valores de sucção, e propôs a seguinte expressão para a espessura δ da delgada capa de água retida na superfície das partículas:

$$\delta[cm] = C_K \frac{(R/3)^{1/3}}{s^{1/6}} \quad (4.70)$$

onde R (cm) é o raio da partícula, s a sucção (em cm de coluna de água) e $C_K = 2.5 \times 10^{-3}$ uma constante de ajuste. A evolução de δ com a sucção mostra-se na figura 4.39, para o caso de uma partícula de raio $R = 0,50$ mm. Como a profundidade dos elementos é unitária, a área transversal da película fina resulta

$$A_{película} = \delta \quad (4.71)$$

O comprimento l da película que liga os meniscos vizinhos fica definida pela orientação e ângulo de molhado destes, segundo

$$l = (\beta - \theta_a - \theta_b)R \quad (4.72)$$

O fluxo entre meniscos através da película aderida pode ser descrito pela expressão do tipo Poiseuille

$$\frac{\Delta v_w}{\Delta t} = \frac{\gamma_w}{3\eta_w} \delta^3 \frac{\Delta s}{l} \quad (4.73)$$

onde γ_w e η_w são o peso unitário e a viscosidade da água respectivamente.

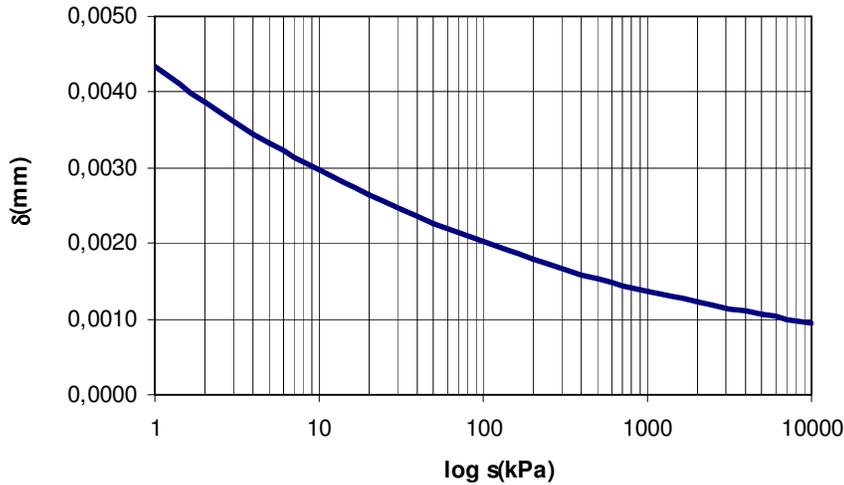


Figura 4.39: Evolução da espessura da película de água aderida numa partícula de raio $R = 0,50\text{mm}$ em função da sucção, segundo o modelo de Kovacs (1981).

Fluxo partícula-menisco. O fluxo entre partículas tipo grumo e meniscos é controlado pelas condições de contorno definidas pelas cargas e sucções no perímetro dos grumos, em função das quais estes adensarão ou expandirão, e nesses processos cederão ou tomarão água dos meniscos vizinhos. As parcelas de água de intercâmbio com cada menisco são assumidas iguais, dado o caráter radial-simétrico do fluxo no grumo. Assume-se também a condição de equilíbrio local no grumo, com o qual a transferência de massa acontece de forma instantânea. Assim, o volume de água de intercâmbio com cada menisco i , para um dado Δt , será

$$\Delta v_w^i = \frac{1}{n} \Delta V_w \quad (4.74)$$

onde ΔV_w é o volume total cedido ou ganho pelo grumo e n o número de meniscos associados ao grumo.

Fluxo em agregados de grumos. Há um caso especial onde o comportamento rede de fluxo é diferenciado. Trata-se das regiões do modelo compostas por grumos reunidos em bolsões onde, pela sua própria definição, deve

prevalecer a condição saturada. Assim sendo, não acontece formação de meniscos entre os grumos que formam os bolsões, mas há um estado de poro-pressão negativa nos poros em volta dos grumos que os liga com forças atrativas. Assume-se que a pressão de entrada de ar nos bolsões é suficientemente elevada para garantir a condição saturada neles para qualquer valor da poro-pressão.

A rede de fluxo dentro dos bolsões é formada, já não por meniscos, mas por grumos saturados e poros também saturados e com poro-pressão negativa. As transferências de massa no bolsão acontece entre grumos e poros, mais o fluxo de fronteira se dá entre os grumos da periferia e os meniscos circundantes. A fim compatibilizar o fluxo interno com o resto da rede de fluxo, os poros são mapeados como áreas de influencia em torno dos contatos entre elementos, mantendo assim as relações de vizinhança tal como definidas para os meniscos. Desta forma, o fluxo acontece primeiramente dos grumos para os poros, e depois entre os poros interconectados por relação de vizinhança até alcançar perímetro externo do bolsão e passar à rede de meniscos (figura 4.40).

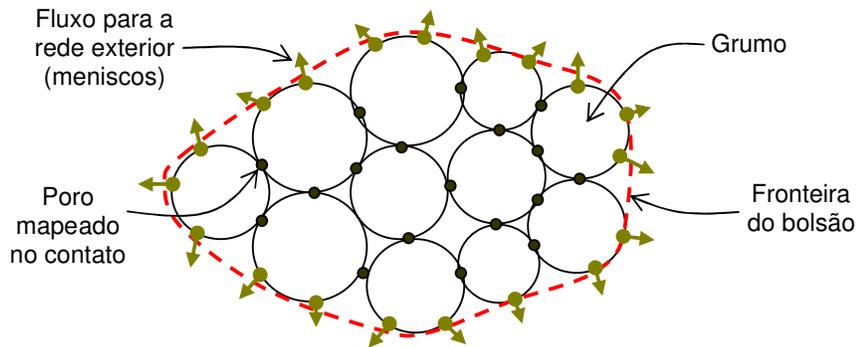


Figura 4.40: Rede de fluxo em bolsões de grumos argilosos.

O fluxo entre os grumos e os poros circunvizinhos é semelhante ao fluxo entre grumos e meniscos. Assim os poros podem receber ou ceder água aos grumos, o que induz uma variação na poro-pressão que pode ser calculada a partir da condição de saturação e a compressibilidade da água. A compressibilidade da água define-se

$$\beta = \frac{d\varepsilon_v}{dp} = \frac{dv/Vo}{dp} \quad (4.75)$$

e assumindo que o volume do poro (Vo) não varia, temos uma relação entre a variação de água no poro (dv) e a variação da poro-pressão no mesmo (dp).

O fluxo entre poros, por sua vez, se dá a partir dos gradientes de poro-pressão entre poros vizinhos, levando em conta as características geométricas dos mesmos, segundo uma relação do tipo Poiseuille

$$\frac{\Delta v_w}{\Delta t} = \frac{k}{\eta_w} \Delta p \quad (4.76)$$

onde η_w é a viscosidade da água e k um fator de forma que fica definido ao assemelhar a geometria do poro a um conduto cilíndrico equivalente.

Criação, ruptura e fusão de meniscos.

A rede de fluxo baseada na rede de contatos é susceptível de modificações na medida que a disposição geométrica das partículas varia durante o processo de cálculo. A *criação* de um novo menisco acontecerá cada vez que duas partículas entrem em contato estrito ou sobrecontato, em virtude da película fina que as recobre e que passará a formar o menisco e definirá o valor da sucção nele. No passo de cálculo seguinte, os novos meniscos são incorporados à rede de fluxo.

A *ruptura* de um menisco acontecerá quando as partículas que este liga se separarem vencendo a resistência a tração do menisco. Após a ruptura, a água que pertencia ao menisco é redistribuída nos meniscos vizinhos em cada partícula. O critério para a ruptura dos meniscos fica estabelecido naturalmente pela viabilidade geométrica para a existência do mesmo.

Haverá *fusão* de meniscos quando o ângulo de molhado θ_i de dois meniscos vizinhos atinjam o valor crítico θ_{cr} , tal que haja conexão direta entre eles (figura 4.41), tornando nulo o comprimento da película de conexão (eq. 4.72). Isto é,

$$l = (\beta - \theta_a - \theta_b)R = 0 \quad (4.77a)$$

$$\theta_{cr}^a + \theta_{cr}^b = \beta \quad (4.77b)$$

Os meniscos fusionados podem continuar a crescer em caso de umedecimento, e os novos acréscimos de água farão com que estes passem a ocupar gradativamente o espaço dos poros vizinhos, saturando-os. Nesta condição as forças capilares caem rapidamente para zero, já que os grãos agora ficam *submersos*, dado o estado de quase-saturação. Contrariamente, sob secagem os meniscos irão perder água até se separarem, passando a ter um comportamento independente e gerando novamente forças capilares sobre os grãos.

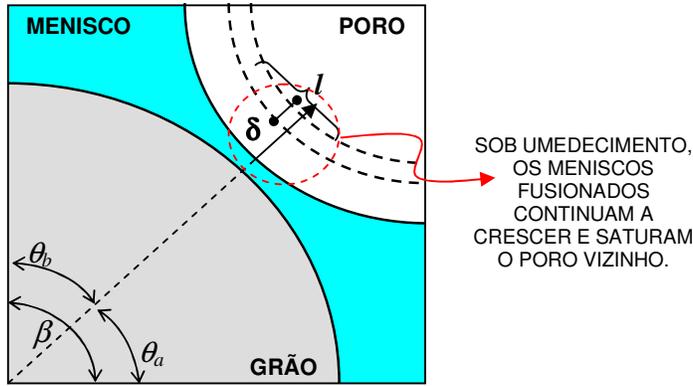


Figura 4.41: Fusão de meniscos.

Condições iniciais e de contorno.

A *condição inicial* para o modelo de fluxo é estabelecida em termos da sucção para todos os n contatos hidráulicos, segundo uma das seguintes opções:

a) um valor de sucção constante em todo o domínio:

$$s_i = s_0 \quad (i = 1..n) \tag{4.78a}$$

b) um valor de sucção em função da profundidade h :

$$s_i = f_s(h_i) \quad (i = 1..n) \tag{4.78b}$$

A partir desta condição inicial, a geometria dos meniscos é calculada e se obtém o volume de água em cada um deles, o que possibilita a determinação do *grau de saturação* inicial segundo a expressão

$$Sr(\%) = \frac{\sum_{i=1}^n V_w^i}{\left(V_0 - \sum_{j=1}^m V_s^j \right)} \cdot 100 \tag{4.79}$$

onde V_0 é o volume do domínio de modelagem, V_s^i o volume das partículas e V_w^i o volume de água dos meniscos.

As *condições de contorno* durante o processo de cálculo são estabelecidas nos limites restritos do domínio, definidos por elementos parede, para os quais podem assumir-se:

a) um valor de sucção constante (nulo em caso de saturação):

$$s = s_c \tag{4.80a}$$

b) uma taxa de fluxo no contorno, nula no caso de contorno impermeável:

$$\frac{\Delta V_w}{\Delta t} = c \tag{4.80b}$$

Acoplamento fluxo-mecânico

A interação fluxo-mecânica se dá em dois caminhos, conforme ilustrado na figura 4.42. Quando acontece o passo de cálculo mecânico, a geometria do modelo é atualizada pelos deslocamentos das partículas, o que também modifica a geometria dos meniscos. Sob a nova posição relativa das partículas, e mantendo constante o volume de água em cada menisco, atualiza-se a geometria e a sucção nos meniscos existentes. Adicionalmente, pode acontecer a ruptura ou criação de meniscos. A seguir, quando acontece o passo de cálculo de fluxo, as forças capilares são atualizadas e incorporadas às forças de contato das respectivas partículas no modelo mecânico.

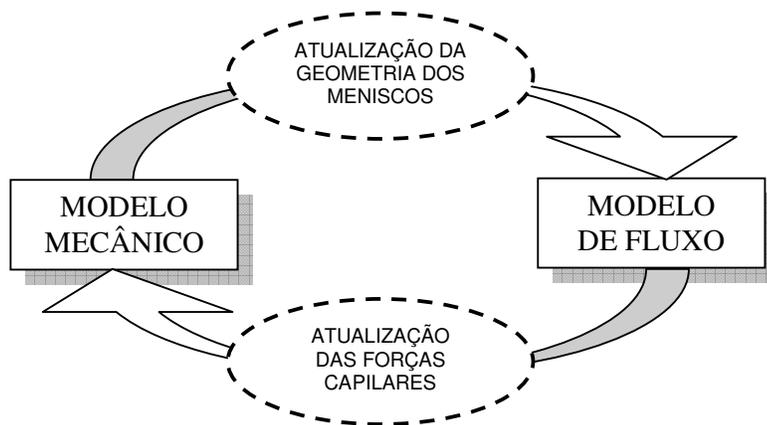


Figura 4.42: Esquema do acoplamento fluxo-mecânico.

Segundo Khogo *et al* (1993), as forças capilares resultantes da presença de meniscos são perpendiculares aos contatos entre as partículas, e tem efeito duplo:

- Incrementa as tensões efetivas no solo;
- Gera uma rigidez adicional contra as forças cisalhantes, o que dificulta os deslocamentos relativos entre partículas.

Este efeito duplo é atendido pelo modelo de fluxo proposto. A partir dos valores de sucção nos meniscos, forças capilares de atração são aplicadas nos contatos entre elementos, que incrementam a tensão efetiva nos contatos. Estas forças por sua vez geram uma resistência de atrito adicional contra os esforços cisalhantes, o que confere maior rigidez ao esqueleto sólido.

Ciclo de cálculo

O ciclo para o cálculo do fluxo não saturado é representado na figura 4.43. Dada uma certa configuração para um tempo t dado, existirá um desequilíbrio de sucções nos distintos meniscos do modelo, e as partículas tipo grumo estarão em processos de adensamento ou expansão. Num novo acréscimo de tempo Δt , acontecerá fluxo na procura de uma configuração de equilíbrio. Primeiramente, atualiza-se o volume cedido ou ganho por cada grumo, o que alterará o conteúdo de água dos meniscos associados. Seguidamente atualiza-se para cada elemento o fluxo entre os meniscos vizinhos associados, e calculam-se as novas forças capilares que são incorporadas ao cálculo mecânico, que é em seguida atualizado. Após o cálculo mecânico a geometria do modelo é atualizada, incluindo a geometria dos meniscos, para os quais recalcula-se o valor da sucção desde que a massa de água neles não variou. Tem-se neste ponto uma nova configuração de fluxo desequilibrada a ser equalizada pelo próximo ciclo.

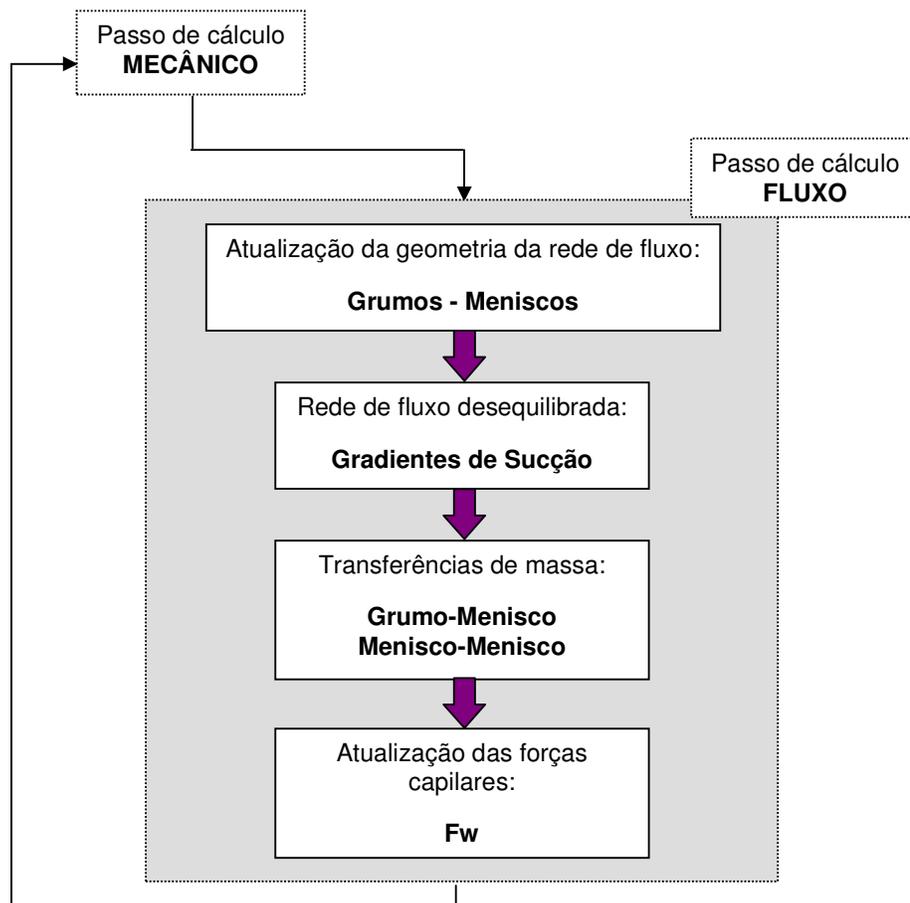


Figura 4.43: Ciclo de cálculo no modelo de fluxo.

4.5.2. Implementação do fluxo não saturado

A implementação na biblioteca *DEMLib* abrangeu as classes *Block*, *Link* e *Wall*, assim como modificações no ciclo de cálculo por relaxação dinâmica de modo a incluir o ciclo de fluxo. Os dados e operações relacionadas com os meniscos – sua geometria, volume de água e sucção – são armazenados e manipulados dentro da classe *Link*, como atributos e métodos dos objetos tipo link. A rede de conectividade entre partículas e meniscos é implementada na classe *Block*, utilizando uma lista que proporciona, para cada elemento tipo block, os seus links com outros elementos block. Sobre esta rede são feitas todas as transferências de massa de água entre meniscos e partículas. Finalmente, os elementos da classe *Wall* são utilizados para a definição das condições de contorno no modelo.

Os *parâmetros de entrada* adotados são:

- O valor inicial da sucção s_0 , que estabelece a condição inicial de todos os meniscos da rede de fluxo.
- O parâmetro de configuração *Flow* que determina as condições de contorno do problema, segundo as seguintes opções:
 - (0) NO_FLOW, sem fluxo.
 - (1) SUCTION_CTE, todos os contornos permanecem com sucção igual a s_0 durante a análise.
 - (2) SAT_DOWN, o contorno superior permanece saturado (sucção nula) e os restantes permanecem impermeáveis durante a análise.
 - (3) SAT_UP, o contorno inferior permanece saturado (sucção nula) e os restantes permanecem impermeáveis durante a análise.
 - (4) SAT_ALL, todos os contornos permanecem saturados (sucção nula) durante a análise.
 - (5) GRADUALLY, para sucção inicial igual a s_0 na base e nula no topo, variando linearmente com a profundidade do modelo. Pensado para perfis de alteração.

Os três parâmetros de entrada definidos possibilitam a simulação de vários cenários de fluxo não saturado, entre os quais interessam os de sucção constante, umedecimento, secagem e saturação completa.

Rede de fluxo

A figura 4.44 mostra a estrutura de dados da rede de fluxo, que consiste em listas dinâmicas associadas às *partículas* do modelo, onde são encaixados os *links* que lhe pertencem. No caso de partículas tipo grumo, acontece fluxo entre ela e os diferentes *links* da lista. O fluxo entre meniscos se dá entre os vizinhos da lista. Cada menisco pertence a duas listas correspondentes às duas partículas que liga.

A atualização do fluxo é feita assumindo o *princípio de superposição*, desde que as transferências acontecem em intervalos de tempo suficientemente pequenos tal que envolvem massas de água ínfimas. As transferências são feitas separadamente a partir do valor da sucção dos meniscos ao início do ciclo. Após o ciclo, as massas transferidas são aplicadas aos respectivos meniscos e grumos, e se recalculam os valores de sucção em todos os meniscos.

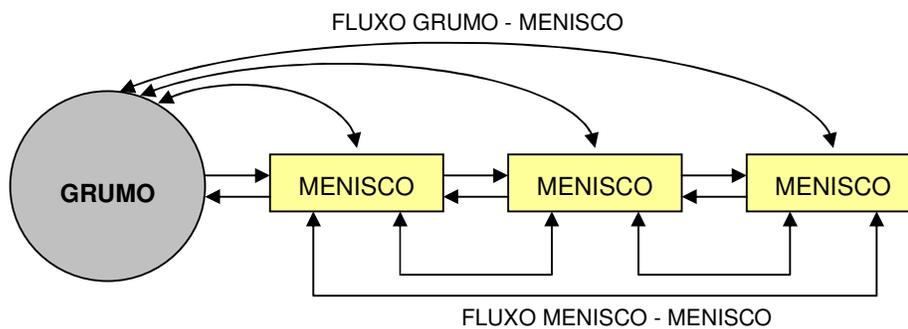


Figura 4.44: Estrutura de dados da rede de fluxo.

Geometria dos meniscos. A geometria inicial dos meniscos fica definida pelo tamanho e disposição das partículas e o valor da sucção inicial. No passo de fluxo as transferências de massa atualizam os volumes de água e sucções, sem ocorrer mudança na disposição geométrica. Para o passo mecânico, as forças capilares são re-calculadas e aplicadas às partículas, após o qual mudará a disposição geométrica do modelo e com isso os valores da sucção nos meniscos.

Desta forma, temos três instâncias de cálculo:

- No início do processo, calcula-se o volume de água a partir da disposição geométrica e o valor inicial da sucção;
- No passo de fluxo, se re-calcula o valor da sucção a partir dos novos volumes de água e a disposição geométrica.
- Após o passo mecânico, atualiza-se novamente o valor da sucção pela mudança na disposição geométrica, sem variação do volume de água.

Meniscos no contorno. Os meniscos formados em contatos entre partículas e paredes apresentaram uma geometria e comportamento diferenciados. No caso de contorno de sucção constante, estes cederão ou tomarão água dos meniscos vizinhos indefinidamente, mantendo sempre sua geometria e valor de sucção, em virtude de um suprimento ilimitado de água que assegura a constância do valor da sucção. Já no caso de contorno impermeável o menisco poderá variar seu conteúdo de água e sucção, mas sem capacidade de troca com o contorno.

4.5.3. Validação da formulação implementada

A validação do modelo de fluxo foi feita através de modelos simples que permitiram a avaliação dos algoritmos de geração e atualização da rede de fluxo e os cálculos de fluxo e forças capilares. O modelo comportou-se conforme esperado, mas em se tratando de um problema altamente não linear, o cálculo resultou sensível à variação dos parâmetros. Pelo mesmo motivo, a atualização da geometria da rede deve ser feita a cada passo de cálculo de relaxação dinâmica, o que acarreta um custo computacional maior.

Na figura 4.45 é apresentada a seqüência de um ensaio edométrico com umedecimento, onde além de carregamento vertical, o solo, com um valor de sucção inicial s_0 , é submetido à condição de saturação dos quatro contornos. A visualização do fluxo não saturado é feita através dos *links*, cuja espessura e intensidade de cor (azul) aumenta em função do valor da sucção nos meniscos.

Conclusões

Uma formulação para a modelagem discreta do fluxo não saturado foi desenvolvida e implementada satisfatoriamente na biblioteca *DEMLib*. A mesma estabelece uma rede de fluxo a partir dos meniscos formados nos contatos e dos elementos tipo grumo. O fluxo se dá pelas relações de vizinhanças, e envolve o fluxo entre meniscos, fluxo entre grumo e menisco e fluxo entre menisco e contorno. A geometria da rede deve ser atualizada a cada passo de cálculo em função das transferências de massa e da movimentação dos elementos discretos. O modelo foi formulado para representar a condição não saturada, mas também representa de forma aproximada à saturação parcial e total.

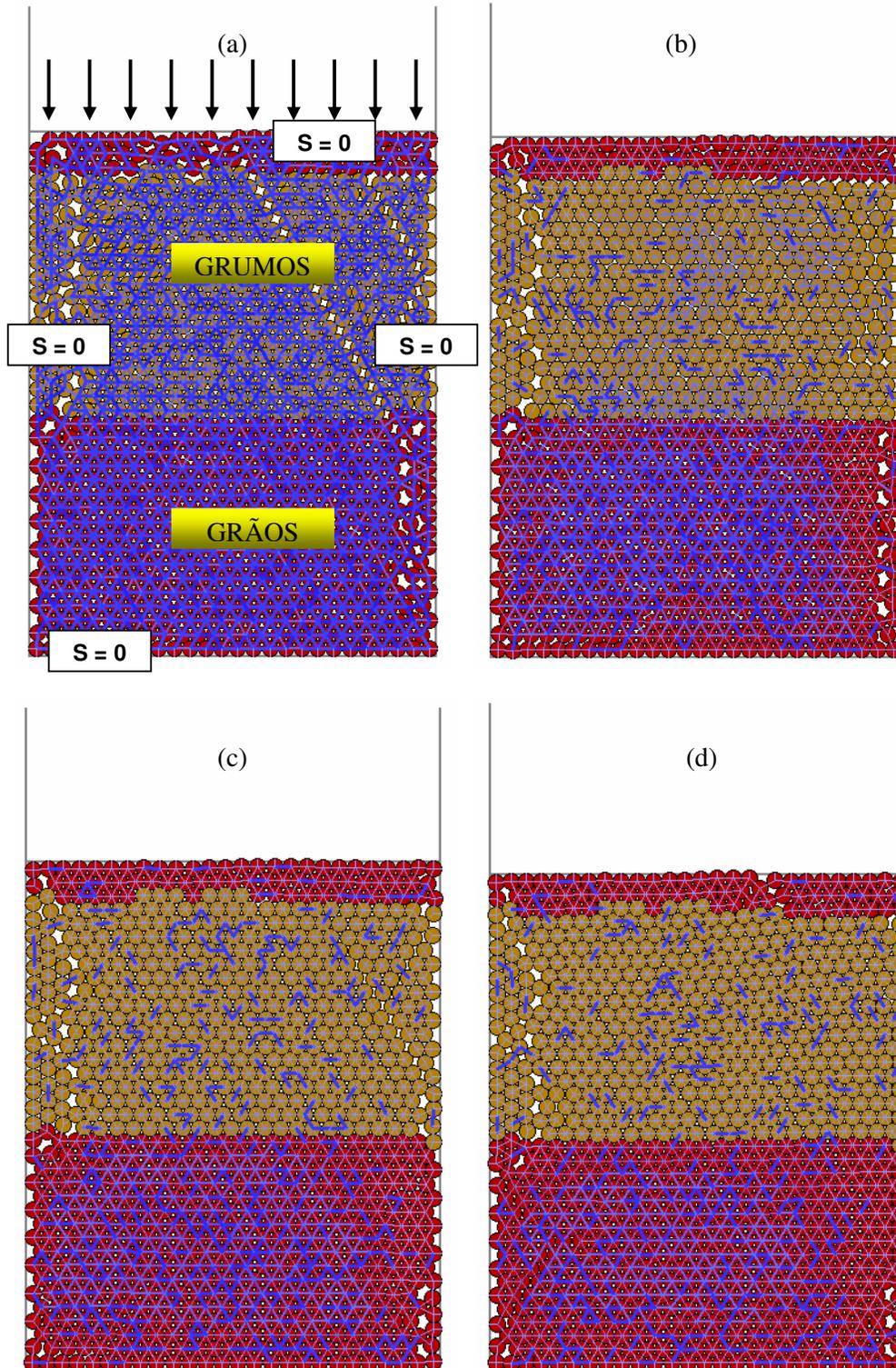


Figura 4.45: Ensaio edométrico com umedecimento: a) Condição inicial; b,c,d) Seqüência do ensaio.

4.6. Modelagem do fenômeno expansivo

4.6.1. Expansão em solos

Um outro aspecto que afeta sensivelmente o comportamento hidro-mecânico dos solos vem dado pela expansividade que podem apresentar os argilominerais que compõem sua massa, isto é, a capacidade de expandir sob umedecimento e contrair sob secagem, em magnitudes tais que alteram completamente as propriedades geotécnicas iniciais. Neste tipo de solos, a presença de água provoca alterações volumétricas significativas, e no caso de haver restrição as deformações, importantes campos de tensão (Skempton, 1953).

O fenômeno expansivo, pois, reflete-se pela variação volumétrica ou pela pressão de expansão. Ao mesmo tempo em que os solos expandem por umedecimento, eles também contraem quando ressecados. Jucá e Pontes Filho (1997) apontam que sob ciclagem da umidade, estes processos conferem uma certa fadiga ao solo tornando-o erodível.

Conceito de Atividade

A expansividade de solos está associada principalmente às interações físico-químicas ocorridas ao nível das partículas, como consequência direta da presença de minerais de argila do tipo ativo. Skempton (1953) combinou o índice plástico (IP) e o conteúdo de argila em peso (WC) num único parâmetro denominado *atividade*, definido como:

$$A_c = \frac{IP}{\%WC} \quad (4.81)$$

e sugeriu os seguintes limites para o mesmo:

<i>inativo</i>	$A_c \leq 0.75$
<i>normal</i>	$0.75 \leq A_c \leq 1.25$
<i>ativo</i>	$A_c \geq 1.25$

Argilas ativas são aquelas que apresentam o maior potencial de expansão e contração volumétrica, e se caracterizam pela sua elevada plasticidade e baixa resistência mecânica. Valores típicos de atividade são dados na tabela 4.1, onde se destacam as montmorilonitas pela sua elevada atividade.

Tabela 4.1: Valores típicos de Atividade (Nelson & Miller, 1992).

<u>Mineral</u>	<u>Atividade</u>
Caulinita	0.33 a 0.46
Ilita	0.90
Montmorilonita (Ca)	1.50
Montmorilonita (Na)	7.20

Expansividade em solos residuais

Como já foi apontado, a gênese dos solos residuais é fortemente influenciada pelas características de clima e relevo, as quais são especialmente importantes na formação dos argilominerais, afetando suas propriedades geotécnicas e potencial de expansão.

Clima. Perto do equador, altas temperaturas e precipitações ao longo do ano favorecem a formação de caulinita e óxidos de baixa atividade. Nas regiões que se aproximam dos trópicos as precipitações diminuem e predominam as argilas ativas da classe das esmectitas. As zonas temperadas e frias, finalmente, favorecem a formação de outras classes, como vermiculitas, ilitas e cloritas.

Relevo. Em zonas com elevado run-off e boa drenagem interna desenvolvem-se argilominerais do tipo caulinita e vermiculita. Locais planos com boa drenagem mostram uma seqüência de alteração de argilominerais formada por clorita, vermiculita, montmorilonita e caulinita. Já em locais planos com drenagem ruim a seqüência não se completa predominando os argilominerais do tipo montmorilonítico.

Os solos residuais expansivos são os chamados *vertisolos* na pedologia, argilas cinzentas ou negras com forte influência de minerais montmoriloníticos, presentes em áreas tropicais com condições de drenagem ruim. De baixa resistência mecânica e elevado potencial de expansão – contração, estes solos constituem um difícil problema para as obras geotécnicas (Blight, 1997).

Fatores envolvidos na expansividade

Este fenômeno pertence à microestrutura dos solos, pois acontece ao nível da estrutura interna dos minerais argilosos, onde os campos elétricos são preponderantes. A tabela 4.2 resume os principais fatores envolvidos na dinâmica expansiva de solos, a saber: mineralogia da argila, química da água do solo, sucção, plasticidade, textura e estrutura do solo, e densidade seca.

Tabela 4.2: Propriedades do solo que influenciam o potencial de expansão - contração (Nelson & Miller, 1992).

Fator	Descrição	Referência:
Mineralogia da argila	Os minerais argílicos que normalmente causam mudanças de volume nos solos são as montmorilonitas e vermiculitas, e alguns minerais mistos. Ilitas e caulinitas não são frequentemente expansivas, mas podem causar mudanças de volume quando possuem partículas extremamente finas (menores $0,1\mu$)	Grim (1968); Mitchell (1973, 1976); Snethen et al.(1977)
Química da água do solo	A expansão é reprimida pelo aumento da concentração de cálcio e pelo aumento da valência catiônica. Por exemplo, cátions de Mg^{2+} na água do solo resultariam em menores expansões que cátions de Ca^{+} .	Mitchell (1976)
Sucção do solo	A sucção do solo é uma variável independente da tensão efetiva, representada pela poro-pressão negativa dos solos não saturados. A sucção do solo está relacionada com a saturação, gravidade, tamanho e forma dos poros, tensão superficial e características elétricas e químicas das partículas do solo e água.	Snethen (1980); Fredlund and Morgenstern (1977); Johnson (1973); Olsen and Langfelder (1965); Aitchinson et al. (1965)
Plasticidade	Em geral, solos que exibem comportamento plástico sob larga variação de umidade e que têm altos limites de liquidez possuem maiores potenciais de expansão e contração. A plasticidade é um indicador de potencial de expansão.	Nelson, J.D. et al. (1992)
Textura e estrutura do solo	Argilas floculadas tendem a ser mais expansivas que argilas dispersas. Partículas cimentadas reduzem a expansão. A textura e estrutura são alteradas pela compactação a um maior teor de umidade ou remoldagem. A compactação estática tem mostrado produzir estruturas dispersas com baixo potencial de expansão que solos compactados estaticamente a baixos teores de umidade.	Johnson e Snethen (1978); Seed et al. (1962 a)
Densidade seca	Altas densidades normalmente indicam espaçamentos menores entre as partículas, que podem traduzir-se em maiores forças repulsivas entre as partículas e maiores potenciais de expansão.	Chen (1973); Komomik e David (1969); Uppal (1965)

4.6.2. O fenômeno da expansão

O termo argila designa-se às partículas com diâmetro menor que 2 microns, o que inclui a maioria dos argilo-minerais, constituídos de alumino-silicatos microcristalinos formados através de processos hidrotermais, ígneos e metamórficos. A formação dos argilominerais decorre basicamente da decomposição do feldspato, olivina, piroxênio e anfibólios, minerais presentes em certas rochas. Eles apresentam uma estrutura tetraédrica ou de um octaedro, disposto em camadas alternadas sob diferentes arranjos. Esse arranjo estrutural é geralmente formado a partir de íons O^{2-} e OH , juntamente com cátions de alumínio (estrutura octaédrica) ou sílica (estrutura tetraédrica). Dependendo da proporção entre sílica e alumina, podem receber diferentes classificações, como mostra a tabela 4.3.

As argilas com propriedades expansivas pertencem ao grupo das *esmeclitas*. Elas são as principais componentes das bentonitas que são argilas industrializadas fortemente hidratáveis utilizadas na indústria do petróleo (adicionadas nos fluidos de perfuração). Estas argilas possuem propriedades viscosificantes, formadora de gel e de controle de filtrações.

Tabela 4.3: Argilas mais comuns encontradas.

Grupo	Estrutura Sílica: Alumina	Troca Catiônica	Distância Interatômica (Å)	Hidratação / Inchamento
Caolinita	1 : 1	Nenhuma	7,2	Nenhum
Talco	2 : 1	Nenhuma	9,3	Nenhum
Esmectita	2 : 1	Na ⁺ , Ca ⁺² , K ⁺ , Mg ⁺²	11 – 15	Variável
Vermiculita	2 : 1	K ⁺ , Mg ⁺²	14 – 15	Variável
Ilita	2 : 1	K ⁺	10	Nenhum
Mica	2 : 1	K ⁺	10	Nenhum
Clorita	2 : 2	Mg(OH) ₂	14	Nenhum
Atapulgita	2 : 1	Nenhuma	12	Nenhum

As argilas agregam-se em pacotes laminares como um baralho de cartas. Cada lâmina mede 10Å, ou seja, cada milímetro comporta um milhão de lâminas. Ao entrarem em contato com água, os pacotes de argila vão se separando na medida que a água penetra entre as camadas. Este efeito de separação das lâminas aumenta a superfície exposta com cargas elétricas desequilibradas que atraem as moléculas de água.

A capacidade da argila em trocar cátions, a área de superfície das placas e a quantidade de água adsorvida refletem sua atividade. Os dois últimos são dados físicos. O primeiro é o fenômeno da substituição isomórfica, que pode ser medido e indica com precisão a presença das esmeclitas. A capacidade de substituição da esmeclita é 10 vezes maior que das outras, em média. Nas montmorilonitas acontece a substituição de Mg⁺² por Al⁺³ (fig. 4.46). A substituição deixa elétrons excedentes, ou seja, cargas negativas das superfícies das lâminas. Estas são compensadas por cátions adsorvidos que se unem às placas em grandes pilhas.

Os cátions podem ser monovalentes como o Na⁺ ou bivalentes como o Ca⁺² e o Mg⁺². Desta forma, a montmorilonita pode ser cálcica ou sódica (fig. 4.47). Muitas outras substituições são possíveis denotando estruturas minerais específicas que ao lado das montmorilonitas constituirão o grupo das esmeclitas. Este grupo inclui também saponita, nontronita, hectorita e outras.

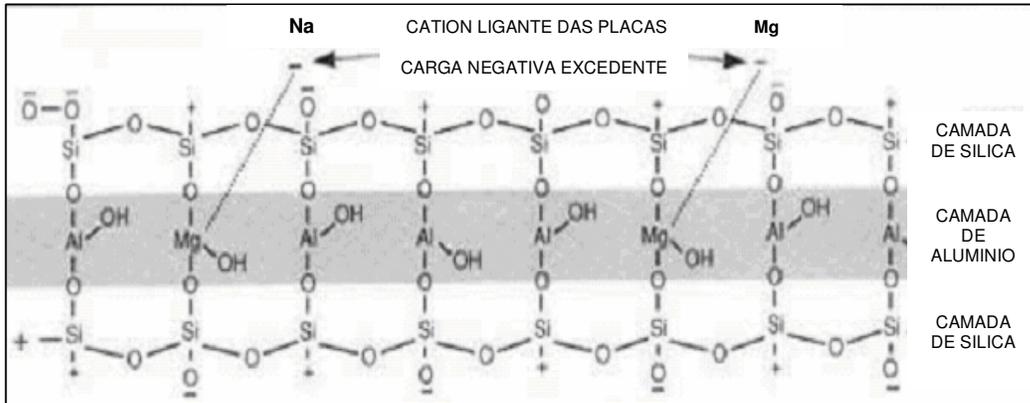


Figura 4.46: Substituição do Mg^{2+} por Al^{3+} causando a carga negativa da partícula.

O cristal de montmorilonita consiste de três camadas: alumina sobreposta e sotoposta por sílica como se fosse um sanduíche. Se a superfície negativa da placa está associada a uma nuvem de cátions, a extremidade ou aresta possui cargas positivas expostas, resultantes de rupturas da estrutura cristalina do mineral (tendência de ir se quebrando em plaquetas menores).

O espaço intercamadas, dependendo do cátion presente, será de 9,8 Å (Na^{+}) ou 12,1 Å (Ca^{+2}), preenchido com moléculas de água firmemente aderidas. Em contato com a água doce, esta por sua natureza bipolar invade o espaço intercamadas que expande adsorvendo grandes porções de água. A expansão nas montmorilonitas de cálcio chega a 17 Å e nas sódicas a 40 Å, isto é, 4 vezes mais (fig. 4.47). A força de atração intercamadas exercida pelo Ca^{+2} é 4 vezes maior que o Na^{+} e impede a penetração de maior quantidade de água.

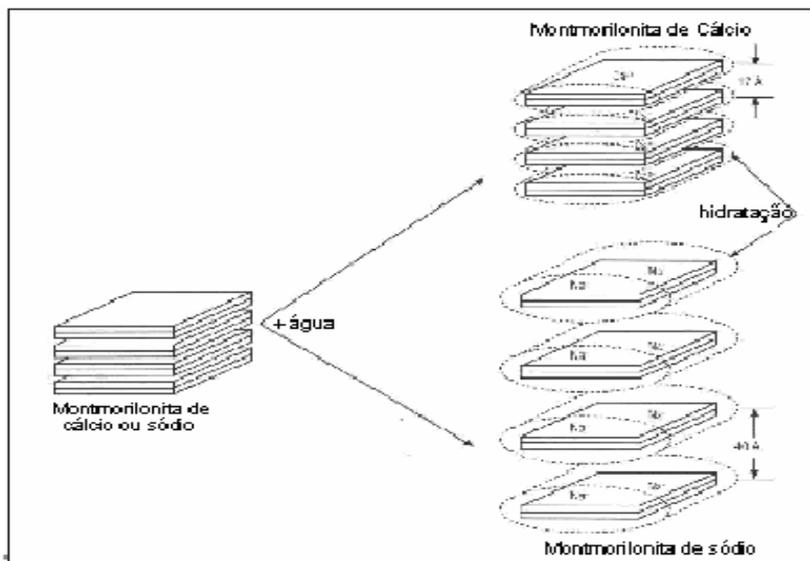


Figura 4.47: Expansão de montmorilonita de cálcio e sódio.

Teoria da dupla camada

O mecanismo expansivo consiste basicamente na absorção de água pela superfície exterior dos minerais de argila. A teoria da dupla camada aponta três mecanismos principais de absorção: a hidratação das partículas, a hidratação de cátions e a repulsão osmótica (Grim, 1968; Delgado, 1986; Laespiga, 2001). Os mesmos são resumidos a seguir.

a) Hidratação das partículas.

A hidratação acontece quando os extremos positivos das moléculas de água são atraídos à superfície negativa dos minerais argilosos, anulando assim a carga negativa destas partículas. No entanto, os extremos negativos das moléculas de água, não neutralizados, atraem por sua vez outras moléculas de água, formando por este processo varias camadas sucessivas. O equilíbrio elétrico pode ser finalmente alcançado pela atração de um cátion para fechar o sistema *partícula-água-cátion-partícula*. Esta acumulação de camadas moleculares de água provoca o inchamento no solo.

b) Hidratação de cátions.

Acontece hidratação de cátions quando a superfície negativa dos minerais argilosos atrai cátions de forte carga positiva para a equilibrarem eletricamente. Estes cátions atraídos, no entanto, ficam ainda desequilibrados, pelo que atraem moléculas de água livres. Estas moléculas de água se acumulam em camadas sucessivas e provocam o inchamento do solo.

c) Repulsão osmótica.

O excesso de pressão osmótica na camada absorvida de íons resulta da diferença entre as concentrações de cátions na superfície das camadas dos minerais de argila e nas águas que ocupam os poros. Este gradiente de concentrações gera uma repulsão elétrica que provoca o inchamento de argilas com elevada concentração de íons.

Comportamento estudado

O estudo experimental dos solos expansivos visa à determinação do grau de expansividade do material, especificamente a relação entre expansão (pressão de expansão ou deformação volumétrica) e o nível de sucção.

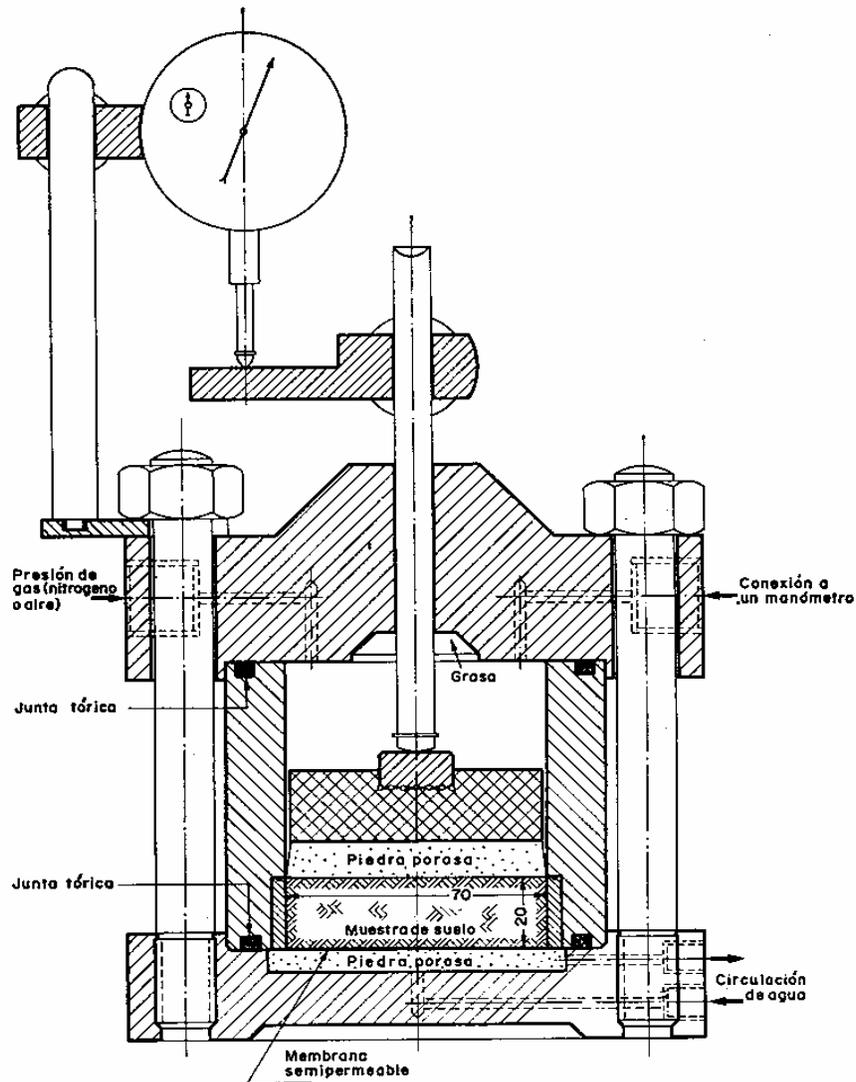


Figura 4.48. Aparelho de pressão de ar para realização do ensaio de inchamento com controle da sucção (Jimenez Salas & Alpañes, 1975).

O aparelho de Lambe permite a realização de um ensaio rápido para determinar um índice de expansividade que quantifica o grau de expansão do solo. Neste ensaio a amostra de solo com uma dada umidade é compactada numa célula semelhante à edométrica, impedida de qualquer expansão vertical por um sistema de medição de cargas, e logo inundada. A pressão medida na tampa da célula às

duas horas da inundação constitui o índice de expansividade. Com este índice pode-se classificar a peligrosidade do solo, mais o ensaio carece de qualquer controle de sucção que permita obter uma relação sucção-expansão.

O aparelho de pressão de ar (figura 4.48) permite realizar o ensaio de inchamento com controle de sucção. Neste ensaio parte-se de uma sucção inicial na amostra, a qual é diminuída por estágios controlados até a saturação. No ensaio de pressão de expansão a amostra é impedida de deformar verticalmente e mede-se a pressão exercida pelo solo, obtendo-se a curva de pressão de inchamento (figura 4.49). Já no ensaio de inchamento livre, a amostra é livre para expandir verticalmente e mede-se a deformação vertical, obtendo-se a curva de inchamento livre (figura 4.50).

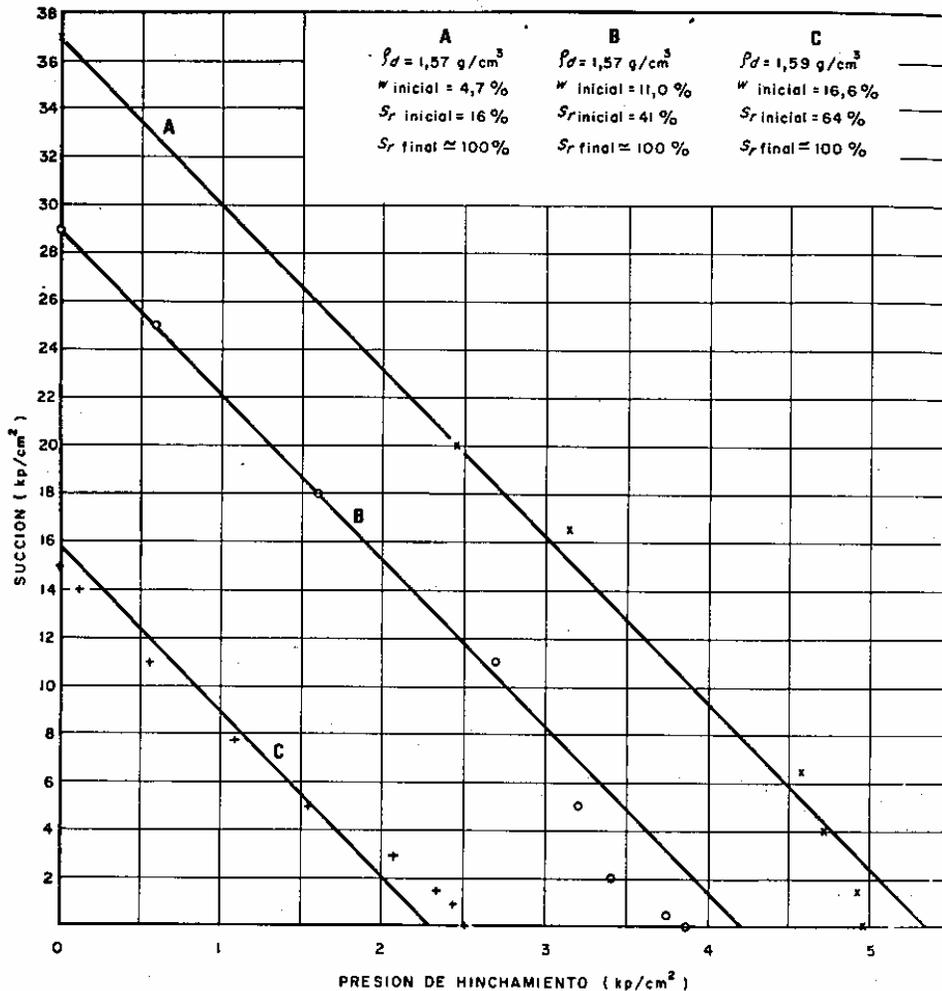


Figura 4.49: Pressão de inchamento de uma amostra de solo em função da sucção para três valores de umidade inicial diferentes (Jimenez Salas & Alpañes, 1975).

Pressão de inchamento. No ensaio de pressão de inchamento (figura 4.49) observa-se uma relação que pode ser aproximada como inversamente proporcional entre sucção e pressão, onde a pressão máxima atinge-se na condição saturada. Esta relação mostra que o fenômeno depende em sua intensidade da disponibilidade de água no solo.

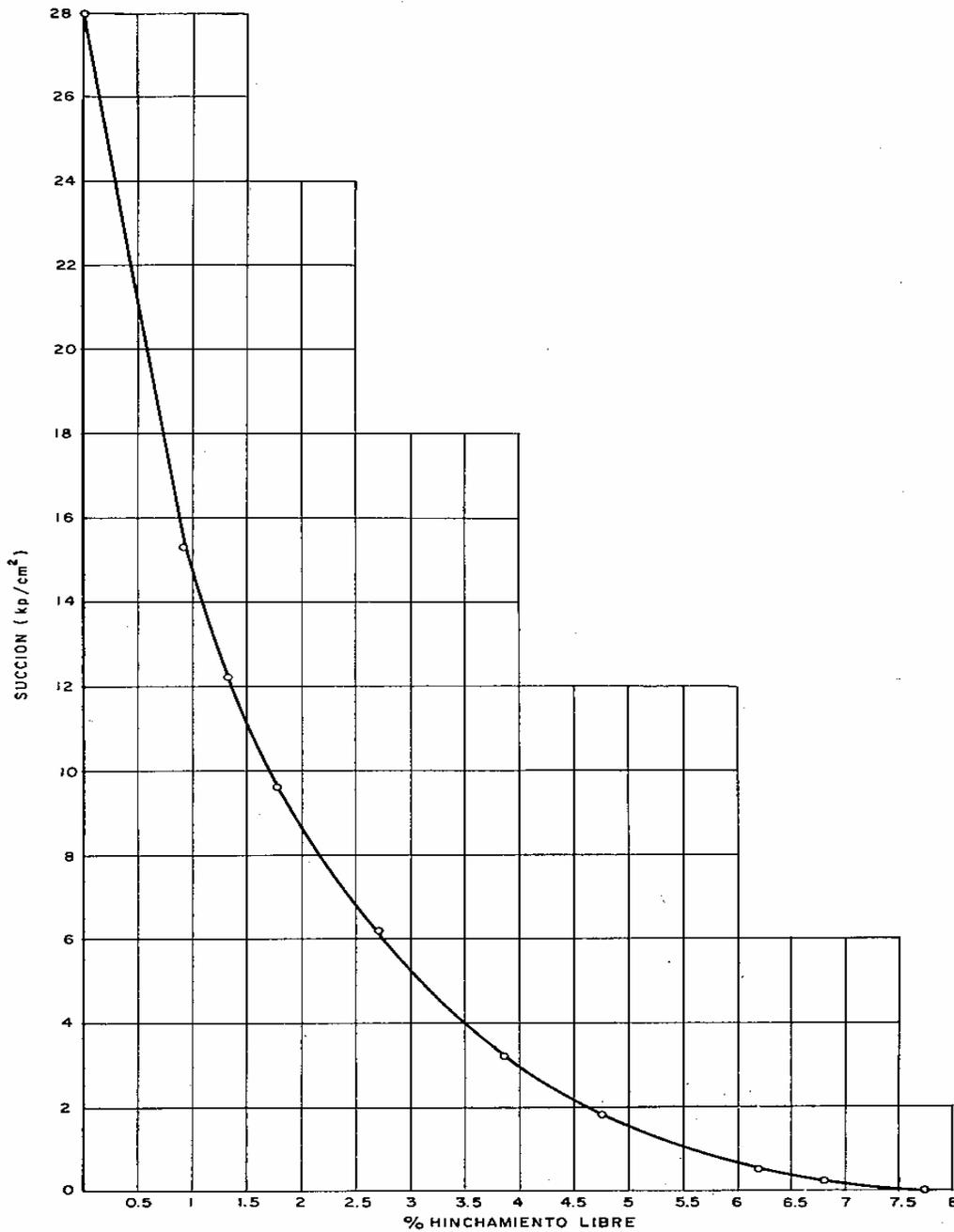


Figura 4.50: Inchamento livre de uma amostra de solo em função da sucção (Jimenez Salas & Alpañes, 1975).

Inchamento livre. O ensaio de inchamento livre da figura 4.50 mostra uma relação não linear entre a sucção imposta e a expansão experimentada pelo solo. Pode-se observar um aumento do gradiente de inchamento na medida que o nível de sucção cai, o que reflete a maior facilidade para captar eletricamente moléculas de água por parte dos argilominerais. O gradiente de inchamento atinge seu máximo para a condição saturada do solo.

Entre estas duas condições de contorno em deformação extremas, temos uma variedade de casos onde o solo estará submetido a diferentes pressões confinantes que inibirão parcialmente o fenômeno expansivo de maneira proporcional à sua intensidade (ver figura 4.51).

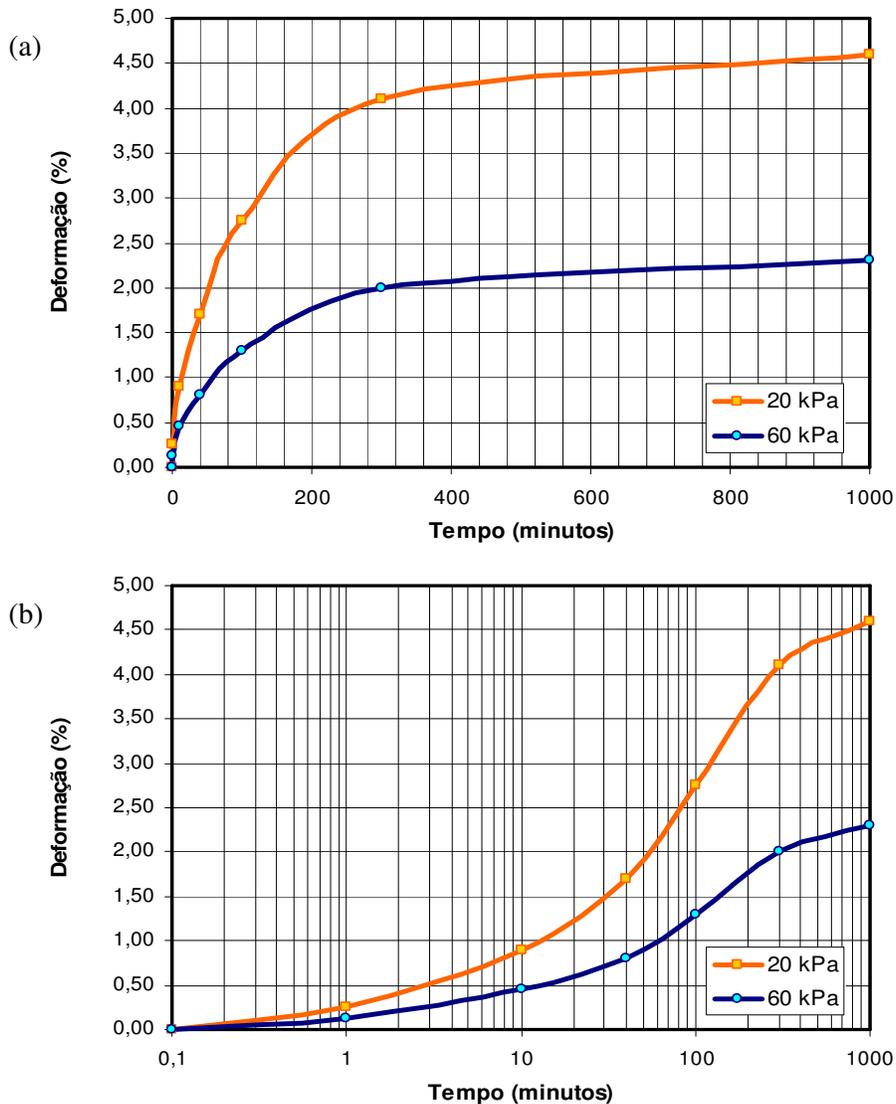


Figura 4.51: Ensaio de expansão confinada para 20 e 60 kPa: a) Escala normal; b) Escala logarítmica (adaptado de Jucá e Pontes Filho, 1997).

Fator tempo. Deve destacar-se também que este processo não se dá de forma instantânea, mas acontece no tempo segundo uma lei não linear (figura 4.51), podendo-se distinguir duas fases:

- a) a fase inicial, onde o processo tem uma elevada taxa de expansão em resposta ao acréscimo na disponibilidade de moléculas de água na microestrutura.
- c) a fase de saturação onde o processo continua com taxas cada vez menores na medida que as forças elétricas vão sendo parcialmente equilibradas pelas moléculas de água já atraídas, tendendo lentamente para o equilíbrio.

4.6.3. Modelagem do mecanismo de expansão

Modelo constitutivo macro-mecânico

A figura 4.52 apresenta uma superfície de estado que idealiza o comportamento volumétrico de um solo não saturado em função das variáveis de estado de tensão efetiva saturada e sucção. A lei constitutiva logarítmica que a define expressa-se

$$\Delta e = C_t \Delta \log(\sigma - u_a) + C_m \Delta \log(u_a - u_w) \tag{4.82}$$

onde C_t e C_m são os índices de compressibilidade para ambas as variáveis de tensão e sucção.

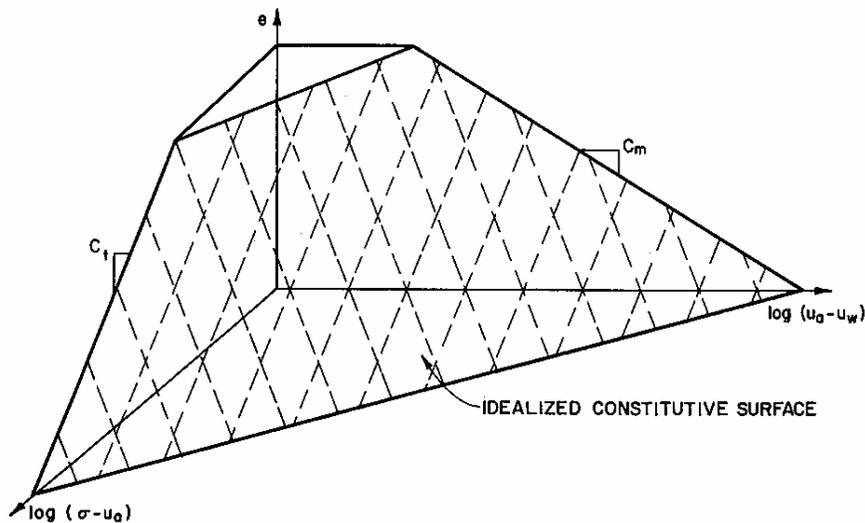


Figura 4.52: Superfície de estado idealizada para solos não saturados.

Esta superfície de estado representa de forma simples o comportamento global na escala da macroestrutura do solo. No entanto, os fenômenos expansivos têm lugar na microestrutura, sendo nessa escala que se pretende modelar o problema. Duas abordagens microestruturais ao problema da expansão em solos têm sido apresentadas: uma mecânica, formulada no marco da teoria da dupla estrutura; e outra energética, baseada em princípios termodinâmicos. Ambas teorias são revisadas sucintamente a seguir, pois servirão como referencial para a obtenção de uma formulação micromecânica discreta.

Modelo expansivo da Dupla Estrutura

Alonso & Gens (1992) propuseram um marco teórico para o estudo de solos expansivos não saturados, conhecido como teoria da dupla estrutura. Observações da estrutura de solos com microscópio de varredura eletrônica destacam a existência de dois níveis estruturais. Na microestrutura, correspondente ao arranjo dos minerais argílicos, acontecem os fenômenos expansivos, que se refletem na macroestrutura, correspondente ao arranjo global dos grãos e agregados.

A formulação constitutiva proposta consiste na inclusão no modelo BBM (Alonso *et al*, 1990) de uma representação específica do comportamento microestrutural, cujos efeitos influenciam o comportamento macroestrutural. A mesma foi utilizada com sucesso na simulação do comportamento de solos argilosos ativos (Alonso *et al* (1994); Lloret *et al* (2003)).

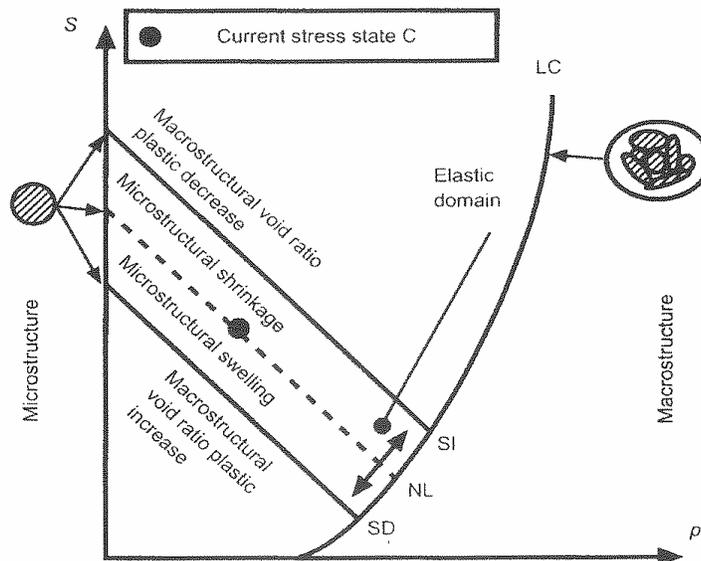


Figura 4.53: Modelo comportamental de solos com dupla estrutura.

A figura 4.53 esquematiza a modelagem do comportamento microestrutural, assumido elasto-plástico volumétrico no espaço de tensões p - s , onde p é a tensão volumétrica e s a sucção mátrica. São propostas duas superfícies de escoamento paralelas SI e SD no plano p - s que definem uma região interior elástica, além de controlar o escoamento plástico do tipo cinemático para trajetórias de tensão que atingem estes limites.

Deformações na microestrutura. As deformações volumétricas elásticas na microestrutura são mensuradas pela expressão (4.83), relação exponencial que é consistente com o comportamento experimental observado (ver figura 4.54). As deformações plásticas, por sua vez, são assumidas como proporcionais das deformações elásticas.

$$d\epsilon_{vm}^e = \beta_m e^{-\alpha_m(p+s)} d(p+s) \tag{4.83}$$

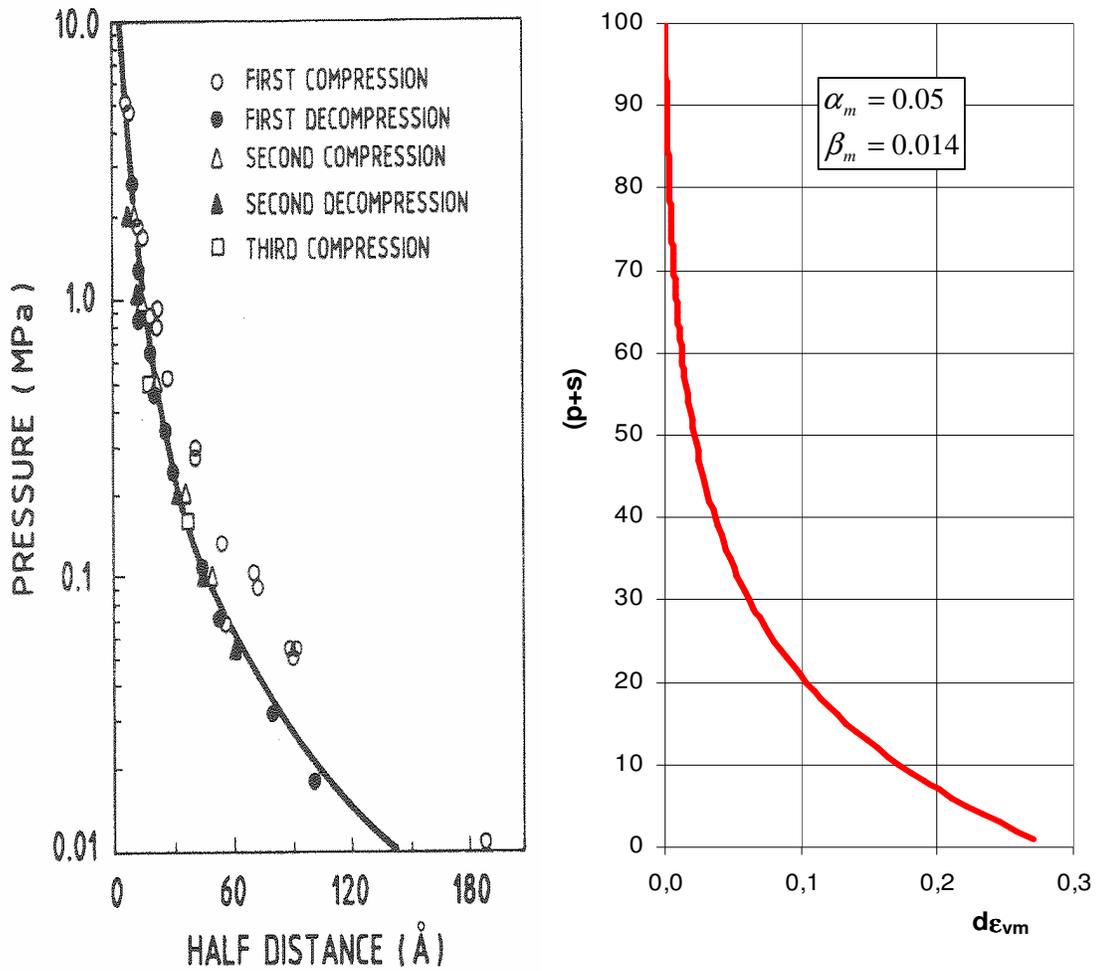


Figura 4.54: a) Relação entre o espaçamento interpartículas e a pressão de inchamento para uma montmorilonita (Warkentin *et al*, 1957); b) Deformações volumétricas elásticas na microestrutura segundo o modelo de dupla estrutura.

Modelo termodinâmico

Uma abordagem alternativa para incluir o fenômeno expansivo na formulação do comportamento mecânico de solos baseia-se na teoria das três escalas para solos argilosos, e é apresentada por Murad & Cushman (1996, 1997). Na microestrutura, onde as forças de origem físico-químico são predominantes, o uso dos princípios da termodinâmica para descrever o equilíbrio energético fornece naturalmente uma expressão para a pressão de inchamento assim como reescreve o princípio das tensões efetivas de Terzaghi para o caso dos solos ativos. Da mesma forma, obtém-se uma expressão para a lei de Darcy que inclui o efeito do potencial de adsorção dos argilominerais ativos.

No caso do princípio das tensões efetivas, a expressão obtida é

$$p_T + u = p' + p^* \quad (4.84)$$

onde p^* representa a parcela das tensões de origem físico-químico nos minerais ativos, sendo quem governa a deformação dos solos expansivos.

A lei de Darcy modificada, por sua vez, expressa-se

$$v = k(i + p^* \nabla \phi_L) \quad (4.85)$$

onde além do gradiente hidráulico macroestrutural i (carga hidráulica) inclui-se o gradiente de adsorção microestrutural que controla a velocidade com que evolui o processo de inchamento no tempo.

4.6.4. Implementação do mecanismo de expansão

A descrição do fenômeno expansivo, o comportamento observado em forma experimental e os modelos teóricos antes apresentados fornecem o marco de referência para a formulação de uma solução micromecânica discreta do problema expansivo. Tal solução deve ser adicionada ao elemento discreto compressível – *grumo* – encarregado de representar a microestrutura no sistema, como capacidade complementar à de adensamento já tratada.

Basicamente precisa-se incluir na lei comportamental:

- Uma expressão que relacione a variação de carga e sucção no entorno do grumo com a deformação de inchamento livre associada, em função do nível de atividade do argilomineral simulado. Conforme as características do grumo, as deformações são assumidas elásticas.

- Uma expressão que controle, para um dado estágio de expansão, o crescimento das deformações de inchamento no tempo até atingir o inchamento máximo calculado.

Note-se que a lei proposta é baseada na hipótese de inchamento livre, o qual pode não ser a condição real do grumo no modelo, que pode estar confinado dando lugar ao desenvolvimento de uma pressão de inchamento com deformação restrita. Neste caso, não entanto, a lei continua válida já que a tendência ao inchamento provocará pressões adicionais no grumo que o adensarão, compensando assim as deformações.

A lei proposta para o cálculo das deformações de inchamento é similar à lei proposta no modelo de dupla estrutura, ou seja

$$d\varepsilon_{vm}^e = \beta_m e^{-\alpha_m(p+s)} d(p+s) \quad (4.86)$$

onde reduções na pressão confinante ou sucção produzirão deformações de inchamento, cuja magnitude dependerá do nível de tensão e sucção atual.

Enquanto à evolução do processo no tempo, o modelo termodinâmico mostra que está ligada ao gradiente de adsorção que é incluído na lei de Darcy modificada. O parâmetro, pois, que controla o fluxo de inchamento na microestrutura é o mesmo que controla o adensamento, a saber, a permeabilidade do grumo k_r . Adicionalmente, pode-se verificar a semelhança de evolução dos processos de adensamento e inchamento (fig. 4.51) no tempo. Parece apropriado então adotar uma expressão f_t semelhante à do adensamento radial para calcular a magnitude do inchamento no tempo, em função do fator tempo

$$Tr = \frac{Cr \cdot t}{a^2} \quad \text{onde } C_r = \frac{k_r K}{\gamma_w} \quad (4.87)$$

Destes parâmetros o único que precisa ser analisado é o módulo volumétrico K cujo valor sob inchamento deve ser ajustado. A partir da relação 4.86, que pode reescrever-se

$$d\varepsilon_{vm}^e = \frac{d(p+s)}{K} \quad (4.88)$$

o módulo volumétrico fica definido pela expressão

$$K = \frac{e^{\alpha_m(p+s)}}{\beta_m} \quad (4.89)$$

A expressão f_t buscada, assume-se semelhante à derivada para o grumo,

$$f_t = (1 - e^{-\alpha t r}) \quad \text{com } \alpha = 6,20 \quad (4.90)$$

Finalmente, a lei de inchamento para o elemento grumo fica definida

$$d\varepsilon_{vm}^e = \frac{f_t}{K} d(p + s) \quad (4.91)$$

Parâmetros da lei. Os parâmetros α_m e β_m foram ajustados a partir dos dados disponíveis nos trabalhos desenvolvidos utilizando o modelo de dupla estrutura. Os valores encontrados mostraram a seguinte dispersão:

α_m : de 0,02 a 0,05

β_m : de 0,002 a 0,015

adotando-se os valores médios $\alpha_m = 0,035$ e $\beta_m = 0,01$.

4.6.5. Validação da formulação implementada

Para a validação da formulação implementada empregou-se o caso de uma barreira de argila contra infiltração, a fim de testar a expansão das partículas associada ao umedecimento do meio circunvizinho. Neste problema, a característica expansiva das partículas atua como sumidouros espalhados na rede de fluxo entre meniscos, onde volumes de água são retirados da rede para serem incorporados às partículas, que conseqüentemente expandem.

O modelo do problema é mostrado na figura 4.55. Inicialmente, a barreira está equilibrada para uma sucção uniforme. Na parede lateral é introduzida uma taxa de infiltração constante durante um dado tempo. No caso de material não expansivo (figura 4.56), a frente de saturação avança até a saturação da barreira após um dado tempo. Já no material expansivo (figura 4.57) as partículas atuando como sumidouros retiram água da rede e controlam a frente de infiltração minimizando a passagem de água para o interior da barreira.

O grau de saturação inicial da barreira era de $S_r = 4,92\%$. Na análise para 15000 ciclos de cálculo, o grau de saturação cresceu no material não expansivo para $S_r = 5,97\%$, entanto que no material expansivo ficou em $S_r = 4,91\%$ pelo que pode se comprovar que o volume de água injetado na rede foi totalmente capturado pelas partículas expansivas, cuja expansão atingiu o 4% do volume inicial.

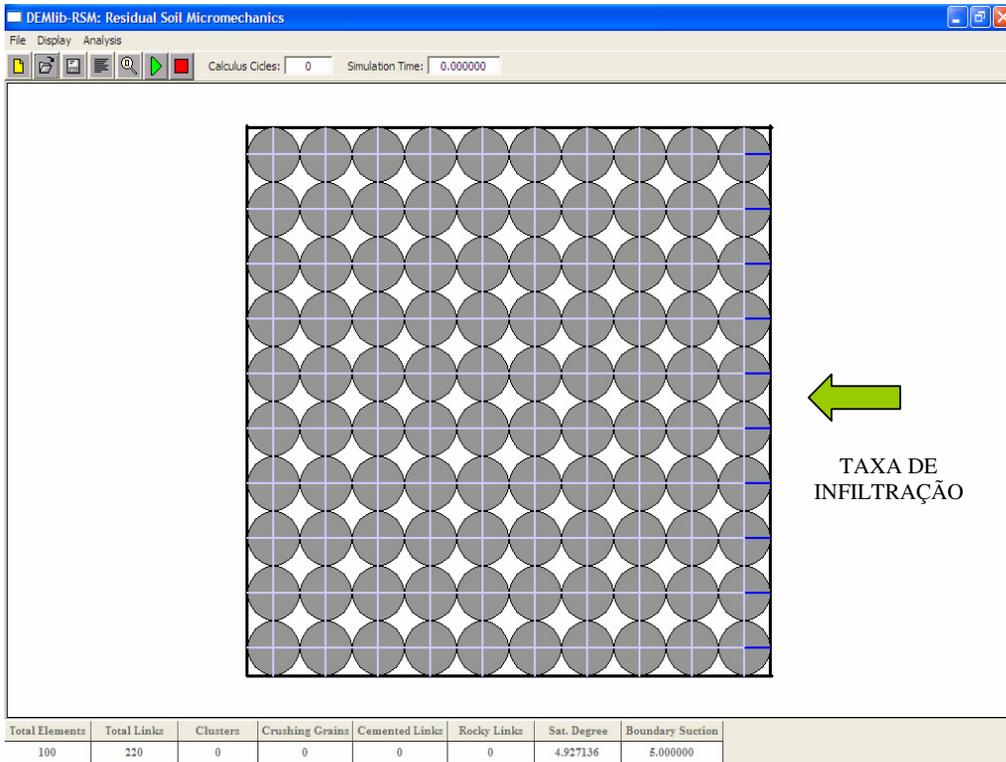


Figura 4.55: Barreira contra infiltração. Condição inicial ($S_r = 4,92\%$).

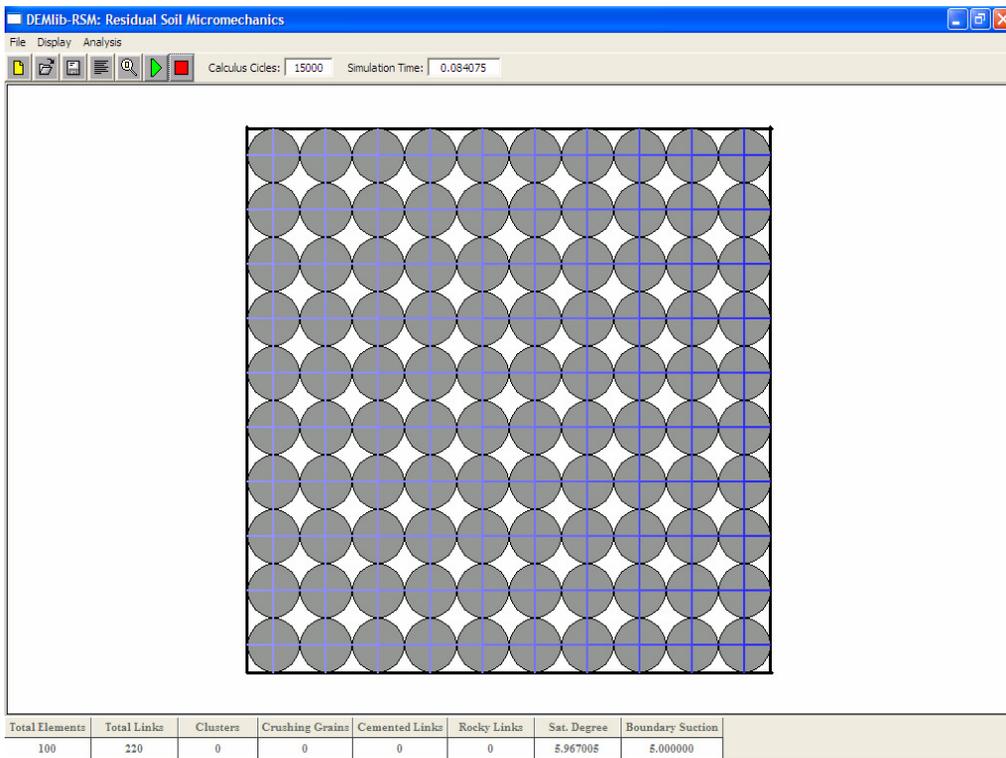


Figura 4.56: Barreira de material não expansivo ($S_r = 5,96\%$).

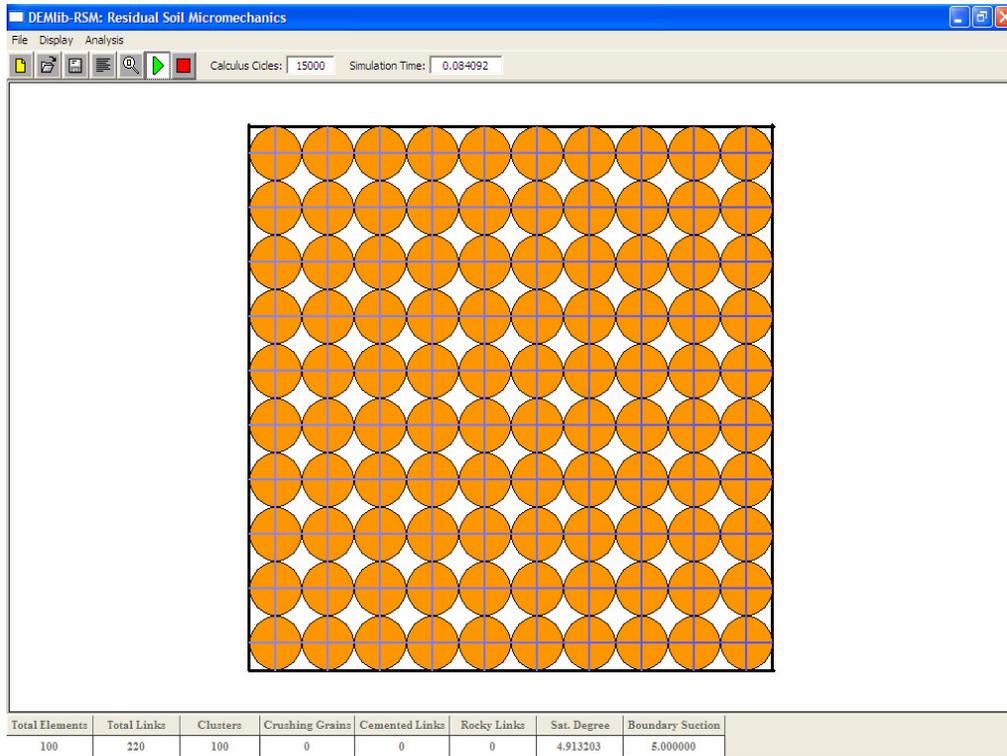


Figura 4.57: Barreira de material expansivo ($S_r = 4,91\%$).

Conclusões

Foi abordado o fenômeno da expansão em solos, identificando os mecanismos micro-mecânicos e características mineralógicas responsáveis pelo comportamento diferenciado dos solos ativos. A partir dos modelos de dupla estrutura e termodinâmicos disponíveis foi desenvolvida uma formulação micromecânica discreta consistente em uma lei de expansão para os elementos tipo grumo *ativos*.

A formulação proposta foi implementada no código de elementos discretos em forma acoplada ao modelo de fluxo, vindo a representar a presença de sumidouros pontuais na rede de fluxo. A mesma foi validada estudando o comportamento de uma barreira contra infiltração, mostrando um comportamento satisfatório.

4.7.

Melhorias na interface gráfica do programa de análise

A interface gráfica do programa aplicativo original que permite o uso da biblioteca de elementos discretos *DEMLib* foi melhorada, a fim de atender às necessidades específicas de manipulação, visualização e informação introduzidas pela orientação do programa à simulação de solos residuais. O aplicativo com as novas implementações e a nova interface foi denominado de *DEMLib-RSM* (Residual Soil Micro-mechanics). A figura 4.59 apresenta o aspecto da interface antiga do aplicativo *Sand* e o aspecto da interface nova do aplicativo *DEMLib-RSM*.

A figura 4.58 mostra o detalhe das utilidades incluídas na janela do programa. Na barra superior (figura 4.58a) foi adicionado um contador dos passos de cálculo e um indicador do tempo de análise. Também foram introduzidos os botões B, L e W para a identificação de elementos, contatos e paredes. O botão B (block) permite a visualização da numeração dos elementos discretos, mostrando acima de cada elemento discreto seu número de elemento correspondente (ver figura 4.60a). O botão L (link) mostra a rede de contatos explicitando a numeração deles (ver figura 4.60b), e o botão W (wall) mostra a numeração das paredes.

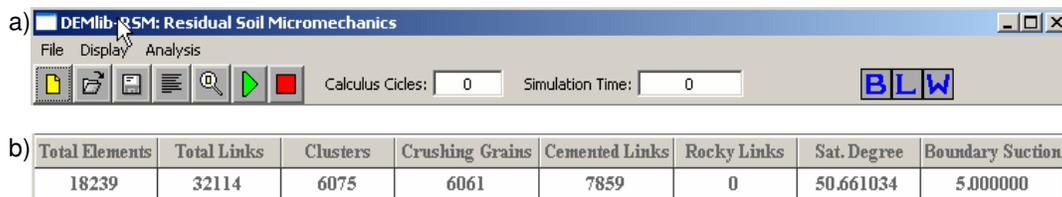


Figura 4.58: Utilidades incorporadas na interface gráfica: a) Indicador do número de ciclos e tempo de cálculo e botões para ativar a visualização da numeração de elementos, links e paredes; b) Matriz indicadora de quantidade e atributos de elementos e links.

Na barra inferior (figura 4.58b) foi incluída uma matriz de control que informa sobre os atributos de solo residual do modelo que está sendo calculado. Além de informar o número total de elementos utilizados, informa o número de contatos a cada passo, o total de elementos tipo grumo, o total de elementos susceptíveis de quebra, o número de contatos cimentados, o número de contatos com ligação rochosa, o grau de saturação da amostra e o valor da sucção aplicada como condição de contorno.

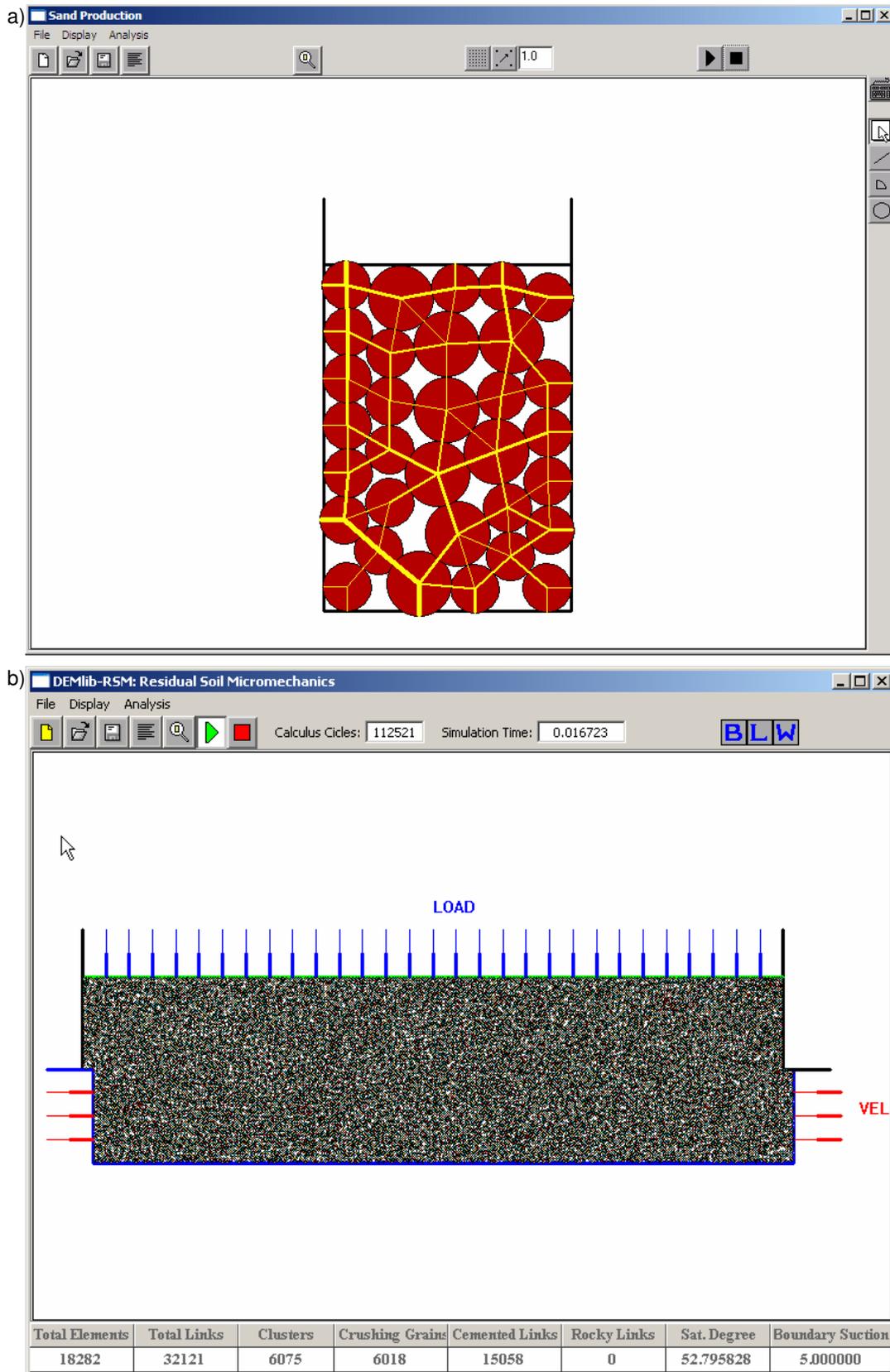


Figura 4.59: Mudanças na interface gráfica do programa de análise: a) Interface do programa Sand original; b) Interface do programa DEMLib-RSM.

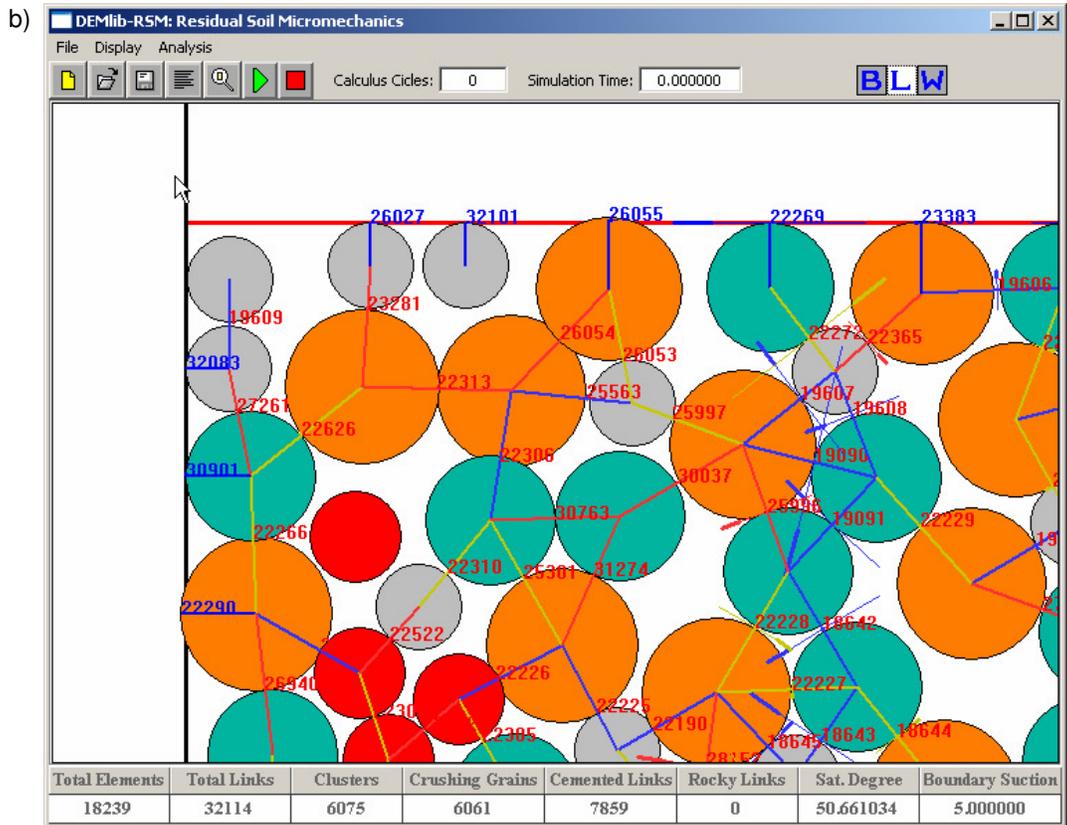
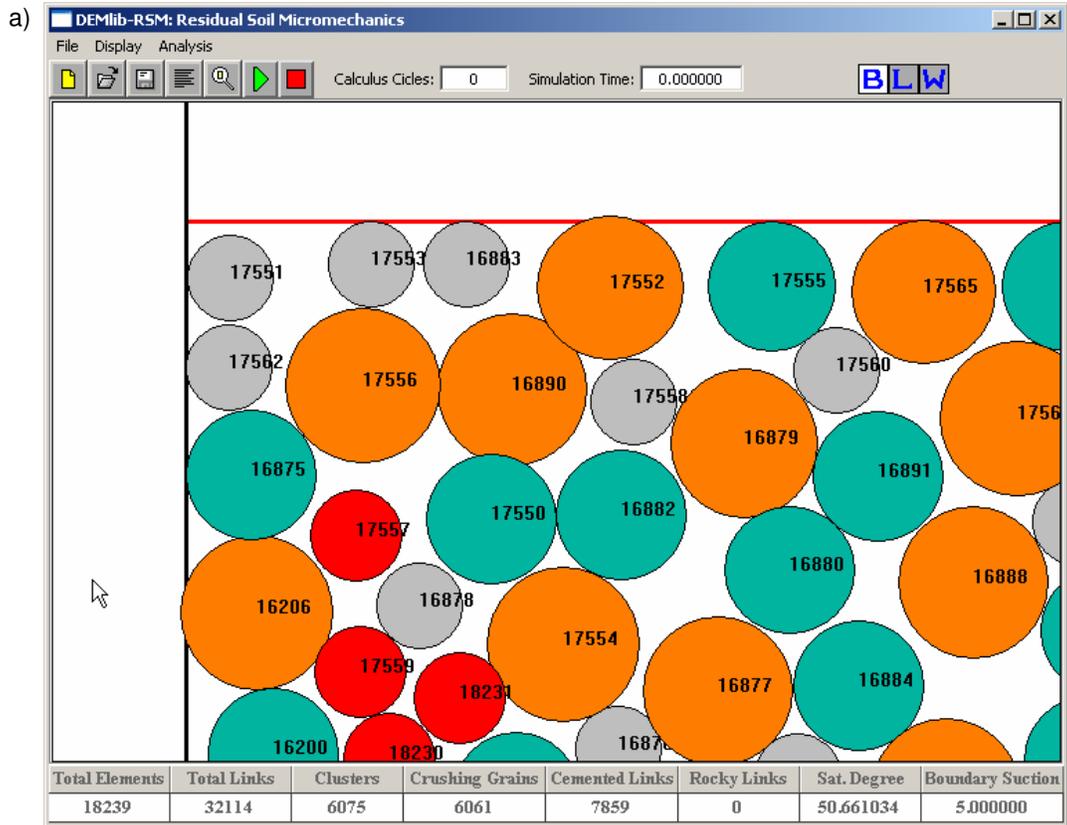


Figura 4.60: a) Visualização da numeração dos elementos discretos; b) Visualização da numeração dos contatos.

Adicionalmente, foi implementado um tratamento de cores nos elementos discretos, contatos e paredes, que permite visualizar o comportamento e os atributos dos mesmos.

O tratamento de cores aplicado aos elementos discretos está sumarizado na tabela 4.4. A diferenciação das cores é utilizada para visualizar o atributo do elemento: grumo, possibilidade de quebra e bloco rochoso. Também é utilizada para gerar o mapa de sucções derivado do fluxo não saturado.

Tabela 4.4: Tratamento de cores aplicado aos elementos discretos.

Atributos dos elementos	
	Cinza. Elemento discreto básico, sem qualquer atributo especial.
	Verde. Elemento susceptível de quebra.
	Vermelho. Elemento que já foi quebrado.
	Azul escuro. Elemento fixado a outro com ligação rochosa
	Alaranjado. Elemento grumo. Quando o grumo adensa, o elemento vai mudando sua cor passando gradativamente do alaranjado para o amarelo. Quando o grumo expande o elemento vai mudando sua cor passando gradativamente do alaranjado para o vermelho.
Mapa de fluxo não saturado	
	Amarelo. Elemento cuja sucção média é igual ou próxima da sucção aplicada como condição inicial.
	Azul. Elemento cuja sucção média é menor do que a sucção aplicada como condição inicial.
	Marrom. Elemento cuja sucção média é maior do que sucção aplicada como condição inicial.

O tratamento de cores aplicado aos contatos (visualizados mediante uma linha que vincula os centros dos elementos em contato) está sumarizado na tabela 4.5. Neste caso as cores são utilizadas para diferenciar a presença de:

- Contato simples;
- Contato cimentado;
- Contato com ligação rochosa.

Adicionalmente, as cores empregam-se para gerar um mapa de sucções nos meniscos, onde os contatos são pintados segundo o nível de sucção, variando sua cor contínua ou discretamente.

Tabela 4.5: Tratamento de cores aplicado aos contatos.

Atributos dos contatos	
	Contato simple.
	Contato cimentado.
	Contato com ligação rochosa.
Mapa de fluxo não saturado	
	Menisco cuja sucção é igual ou próxima da sucção aplicada como condição inicial.
	Menisco cuja sucção é menor do que a sucção aplicada como condição inicial.
	Menisco cuja sucção é maior do que a sucção aplicada como condição inicial.

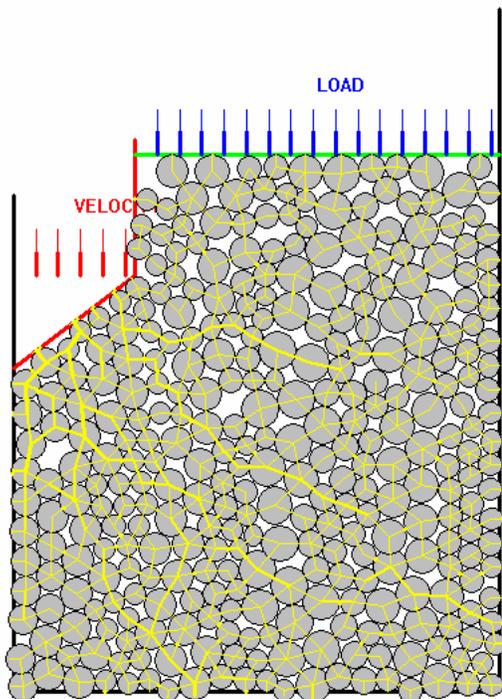
O tratamento de cores aplicado aos elementos parede está sumarizado na tabela 4.5. As diferentes cores são utilizadas para mostrar o sentido de movimento das paredes, e setas são incluídas para a visualização das condições de contorno de carga ou velocidade impostas.

Tabela 4.6: Tratamento de cores aplicado aos elementos parede.

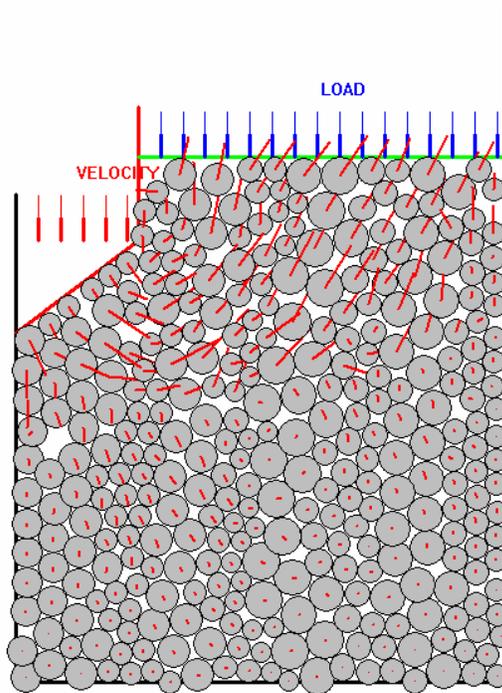
movimento dos elementos parede	
	Parede fixa.
	Parede movendo para cima.
	Parede movendo para baixo.
	Parede movendo para a direita.
	Parede movendo para a esquerda.
Condição de contorno aplicada pelo elemento parede	
	LOAD. Carregamento imposto na parede
	VELOCITY. Velocidade imposta na parede.

O programa também permite uma visualização das velocidades (vermelho), forças (azul) e deslocamentos (verde) dos elementos discretos, desenhando setas que mostram suas magnitudes normalizadas pelo valor máximo das mesmas, com sua direção e sentido. Estes comandos são ativados via teclado pelas letras V (velocity), F (forces) e D (displacement). A figura 4.61 apresenta uma simulação da cravação de uma estaca onde estes recursos são mostrados.

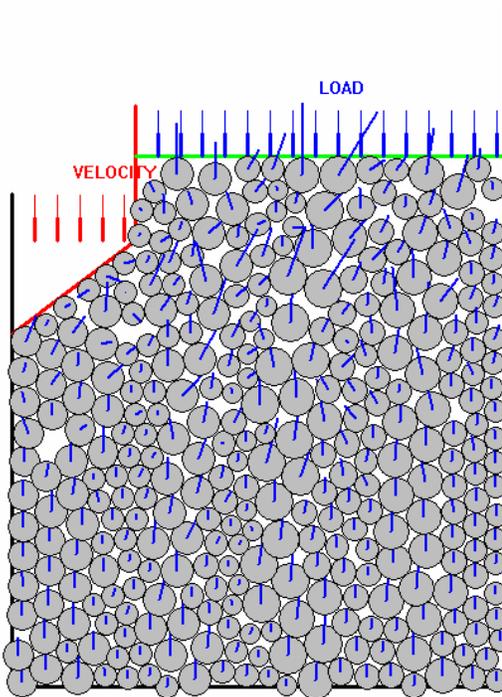
a) Contatos



b) Velocidades



c) Forças



d) Deslocamentos

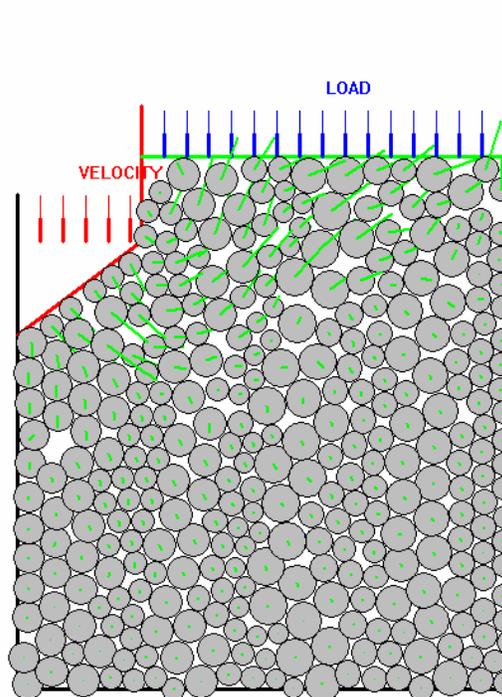


Figura 4.61: Visualização das magnitudes físicas nos elementos discretos: a) Contatos; b) Velocidades; c) Forças; d) Deslocamentos.

5

Validação do Modelo de Análise Micro-Mecânica

Uma vez incorporadas no código de elementos discretos as formulações correspondentes à modelagem dos fenômenos micro-mecânicos estudados, o programa de análise precisa ser calibrado e validado como tal antes de ser empregado na simulação do comportamento mecânico de solos residuais. Neste capítulo são definidos os critérios para a validação do modelo, que inclui o processo de calibração dos parâmetros e a análise da capacidade de simulação para diferentes trajetórias de tensão. A seguir, apresenta-se a justificativa para a calibração realizada, assim como os resultados dos exemplos de validação. Finalmente são discutidos os resultados obtidos, apontando as capacidades e limitações do modelo.

5.1.

Critérios para a validação do modelo

5.1.1.

Roteiro de validação

Antes de prosseguir com o objetivo final de simular o comportamento hidromecânico dos solos residuais resulta imperativo estabelecer e executar um amplo roteiro de calibração e validação do programa de análise na suas funções básicas, de maneira que venha a fornecer um diagnóstico preciso sobre a sua capacidade de representação e sirva como alicerce para o conjunto de simulações mais complexas que envolverão as especificidades implementadas nesta pesquisa.

Neste *roteiro* os objetivos consistem em:

- a) Calibrar os parâmetros básicos do programa relacionados com o sistema de contato mola-amortecedor e o ciclo de cálculo por relaxação dinâmica, de maneira a representar adequadamente o comportamento do solo como meio particulado, especificamente o comportamento volumétrico (confinamento) e o mecanismo de atrito.
- b) Validar o programa já calibrado, a partir da comprovação da sua capacidade de modelagem pela simulação satisfatória de outras trajetórias de carga e deslocamento para diferentes condições iniciais.

5.1.2. Ensaio de referência: cisalhamento direto

Para este processo, a simulação de referência escolhida foi o ensaio de cisalhamento direto de solos, o qual servirá aos propósitos antes citados. Este ensaio foi escolhido por apresentar as seguintes vantagens em comparação com outros ensaios:

- Similitude da condição do ensaio (deformação plana) com a modelagem 2D do modelo de análise.
- Plano de ruptura imposto pelo deslocamento relativo das partes da caixa, o que reduz a variabilidade das respostas.
- Maior facilidade de estabelecer as condições de contorno do ensaio (paredes rígidas, forças e velocidades impostas).
- Simula explicitamente o mecanismo de atrito na área cisalhada.
- Fornece uma estimativa concreta da resistência do solo através da envoltória de resistência de Mohr-Coulomb calculada a partir da resposta dos ensaios.
- Na bibliografia conta-se com alguns trabalhos recentes de simulação por MED deste ensaio, que servirá como material de consulta e comparação no processo de validação.

O esquema do ensaio de cisalhamento direto é apresentado na figura 5.1. Certas considerações devem ser feitas antes de encarar a calibração, em relação ao modelo proposto (suas hipóteses, capacidades e limitações de representação) assim como no referente ao próprio ensaio escolhido. Estas considerações serão úteis para o cabal entendimento das respostas obtidas do modelo e auxiliarão no processo de calibração.

Considerações sobre o modelo numérico

Algumas características e hipóteses próprias do modelo discreto influem na capacidade de simulação de solos, a saber:

- *Configuração geométrica.* Os elementos utilizados são tipo disco, com o qual a geometria dos grãos de solo modela-se como cilindros circulares de espessura unitária. Sabe-se que a forma dos grãos influi no comportamento mecânico do solo, onde a angulosidade dos grãos se reflete em um maior atrito. Desta forma,

há uma limitação de modelagem que influirá nos valores de resistência ao cisalhamento.

- *Modelo 2D.* Isto constitui outra limitação na modelagem de solos, pois todos os efeitos da terceira dimensão são desconsiderados. No ensaio de cisalhamento direto, não entanto, esta discrepância se vê minimizada, pois a caixa de cisalhamento se encontra em estado de deformação plana.
- *Comportamento constitutivo.* Assumido elástico linear e sub-amortecido, o cálculo têm caráter dinâmico. O sub-amortecimento impede ao sistema de atingir uma configuração estática, pelo qual os movimentos relativos são minimizados, mas não zerados. Esta condição pode induzir o adensamento não desejado do sistema por causa desta vibração residual. No processo de montagem dos corpos de prova para realizar os ensaios de cisalhamento direto, percebe-se este efeito na tendência à configuração densa do modelo, o que deve ser controlado limitando o tempo de cálculo destinado ao adensamento da amostra sob a carga vertical (N).

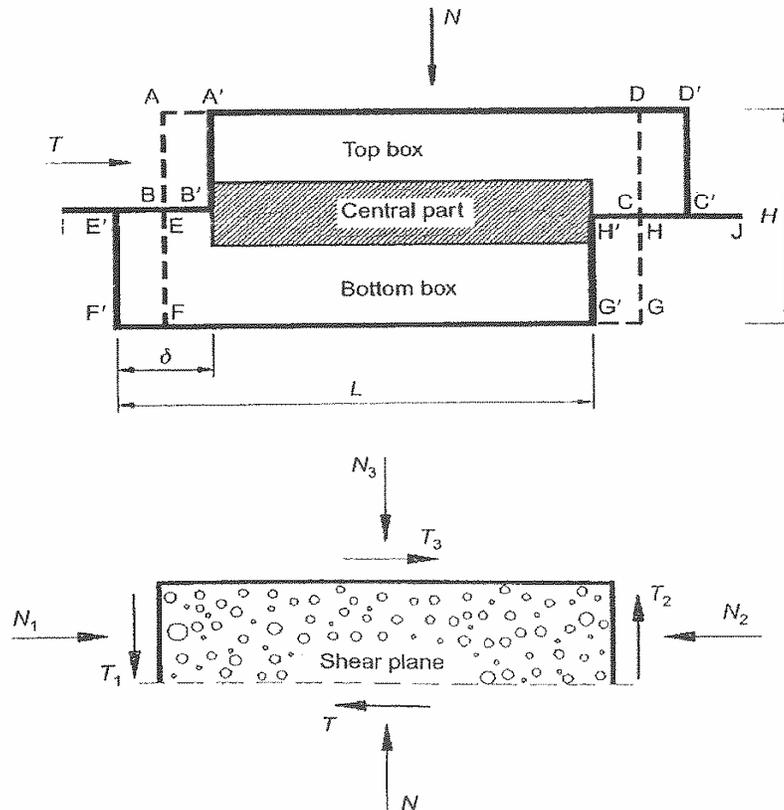


Figura 5.1: Esquema do ensaio de cisalhamento direto e forças atuantes.

Considerações sobre o ensaio de referência

No referente especificamente à simulação do ensaio de cisalhamento direto, importa considerar:

- *Velocidade do ensaio.* A velocidade deve ser tal que garanta a condição quase-estática para o ensaio, o que significa um limite superior para a mesma. Velocidades maiores não permitem o natural rearranjo das partículas, criando regiões de alta energia de deformação em torno das paredes que deslocam, o que adultera a resposta obtida. Por outro lado, velocidades extremamente baixas tornam o ensaio muito demorado, sem maior influência sobre a resposta do ensaio.
- *Parte da caixa que desloca.* O ensaio de cisalhamento direto executa-se de duas maneiras: a) deslocando a parte superior da caixa com a parte inferior fixa; b) deslocando a parte inferior da caixa com a parte superior fixa. Mas as condições de borda em ambas as partes da caixa diferem (base fixa e tampa com carregamento normal aplicado), pelo que deve esperar-se diferenças de resposta nas simulações numéricas.
- *Separação entre as partes da caixa.* A separação das partes da caixa de cisalhamento direto é outro assunto de discrepâncias no âmbito da geotecnia laboratorial, tendo influência na resposta do solo pela possível perda de material. Interessa saber quais os efeitos da separação da caixa no comportamento observado do solo e qual a separação mais adequada para as simulações numéricas.
- *Atrito nas paredes.* O atrito entre o solo e as paredes da caixa tem influência preponderante na resposta do solo. As forças de atrito T (ver figura 5.1) devem ser levadas em conta a fim de obter uma avaliação ajustada do estado de tensões no plano de falha. Também deve ser levada em conta presença de uma placa acanalada geralmente usada na parte inferior da caixa para favorecer o mecanismo de atrito na base.
- *Massa inercial da tampa.* A tampa da caixa merece especial atenção, pois é a única a receber carregamento externo e com liberdade de deslocamento, equilibrando-se a partir das forças de contato do solo. Por tal motivo, e se

- tratando de um algoritmo de cálculo dinâmico, a massa da tampa deve ser estabelecida para o cálculo da sua aceleração. O valor da massa inercial da tampa afeta tanto a resistência quanto o comportamento volumétrico.
- *Relação de dimensões da caixa.* Existem caixas de cisalhamento de dimensões variadas, e a relação altura/base tem influência no mecanismo de cisalhamento, o que deve ser levado em conta.
 - *Upscaling.* Realizar um ensaio simulando o tamanho real das partículas torna-se em geral inviável por dois motivos: a) o elevado número de elementos necessários; b) a dificuldade para reproduzir a distribuição de tamanhos das partículas de acordo com a curva granulométrica do solo real. A técnica de *upscaling* vem auxiliar neste ponto, propondo a translação da curva granulométrica para os grossos (figura 5.2). Desta forma resolve-se a dificuldade do número de partículas, e enquanto à distribuição de tamanhos define-se um número limitado de diâmetros de partículas equivalentes, tal que a partir delas se possa reproduzir a mesma curva granulométrica. Esta técnica permite uma aproximação proporcionada, mas resta ainda a necessidade de avaliar qual o efeito do *upscaling* na resposta do ensaio, o que deve ser estudado através da relação de tamanhos *grão-caixa*.

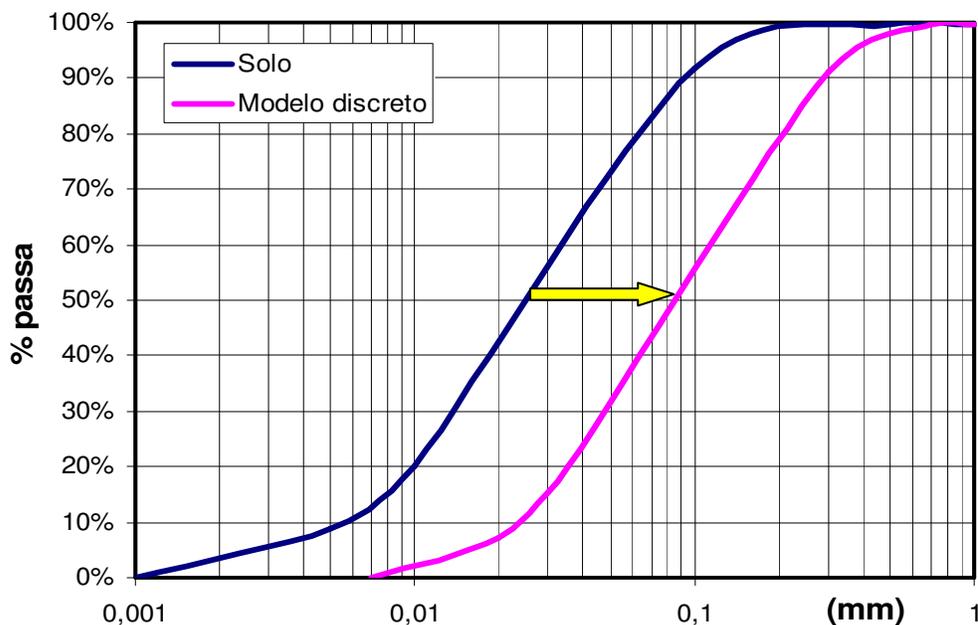


Figura 5.2: Técnica de *upscaling*.

5.1.3.

Outras simulações do ensaio de cisalhamento direto usando MED

A simulação do ensaio de cisalhamento direto via elementos discretos tem sido alvo de pesquisas recentes no âmbito acadêmico. Estes trabalhos são sumarizados a seguir, apontando suas características, hipóteses e resultados, que servirão como marco de referência para o processo de calibração e validação.

- Hainbuchner *et al* (2003) simularam o cisalhamento de areias com o programa comercial *PFC2D* (Cundall & Strack, 1979). Diversas amostras foram geradas utilizando a técnica de upscaling com fatores de escala de 20, 30, 35 e 40, empregando respectivamente 10.000, 4.500, 3.500 e 2.500 elementos tipo disco com 5 tamanhos diferentes, em arranjos do tipo denso e fofo. Os ensaios foram executados para tensões verticais de 100, 200 e 300kPa.

Os resultados mostraram que a resistência pelo mecanismo de atrito cresceu com o fator de escala, o que aponta que a técnica pode gerar uma resistência adicional que torna a representação inválida, a menos que a parcela de resistência devida ao defeito na representação possa ser mensurada. Desta forma, deve-se avaliar qual o fator de escala limite tal que este efeito indesejado não aconteça.

- Sullivan *et al* (2004) pesquisaram o comportamento de solos sob cisalhamento pela análise comparativa a três dimensões de um modelo físico – utilizando esferas de aço – e um modelo numérico discreto (*PFC3D*). Os modelos físico e numérico usaram a mesma caixa de cisalhamento direto, de 60mm de lado por 21mm de altura total, onde desloca a parte inferior da mesma enquanto a parte superior permanece fixa. Foram assumidas três níveis de tensão vertical: 54.5kPa, 109kPa e 163.5kPa.

O modelo físico consistiu de 11.700 esferas de aço, de diâmetro 0.9922mm, dispostas de forma aleatória e adensadas por cinco golpes de martelo em cada lateral da caixa para favorecer o adensamento da amostra. De maneira semelhante, o modelo numérico discreto foi gerado empregando o mesmo número de elementos de igual tamanho. Uma vez depositados os elementos em uma caixa de maior capacidade, diminuiu-se gradativamente o tamanho da mesma até ajustar o mesmo volume interior da caixa do modelo físico. Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto mostraram que a resposta do modelo numérico apresentou maior rigidez e menor

ângulo de atrito (aproximadamente 20°) do que o modelo físico. As discrepâncias nos resultados foi atribuída a deficiências na geração das amostras de elementos discretos.

- Liu *et al* (2005) empregaram o programa de elementos discretos GRADIA (Yamamoto, 1995) para analisar o comportamento 2D de amostras fofas e densas sob cisalhamento, pela análise comparativa com resultados em modelos físicos (cilindros de alumínio). As amostras foram montadas a partir de cilindros de 5 e 9mm de diâmetro, colocados em uma caixa de 40cm de largura, e uma altura de aproximadamente 30cm. Dispuseram-se dois arranjos, um fofo ($e_0 = 0.233$) e outro denso ($e_0 = 0.196$). No caso numérico, as amostras fofo e densa foram obtidas variando o valor do atrito entre os elementos discretos.

A ênfase da pesquisa colocou-se em mensurar a influência do atrito do solo com as paredes da caixa, e como as forças geradas por este mecanismo afetam o campo de tensões no plano de falha. No caso de amostras densas, as forças de atrito na interfase com as paredes da caixa superior atuam com sentido para baixo no solo, em oposição à tendência dilatante deste; já em amostras fofas atuam para cima, em oposição à tendência contractante do solo. Desta forma, a tensão vertical atuante no plano de falha difere da tensão vertical aplicada externamente. Em amostras densas a tensão vertical atuante é maior do que a aplicada, enquanto que em amostras fofas sucede ao contrario. Prova-se, assim, que a relação σ/τ pode ser sub ou sobreestimada se calculada a partir das tensões aplicadas, sem levar em conta as forças de atrito. Os autores ainda propõem algumas modificações na estrutura física da caixa de cisalhamento direto no intuito de minimizar a geração de forças de atrito.

- Lobo-Guerrero & Vallejo (2005) utilizaram o programa *PFC2D* para estudar o fenômeno da quebra de grãos sob cisalhamento, para o qual implementaram e acoplaram ao código de elementos discretos uma rotina para o cálculo da quebra de grãos. O ensaio brasileiro de tração por compressão diametral foi adotado como critério de quebra, a qual foi simulada pela substituição do grão original por um arranjo de 8 (oito) grãos de 3 (três) tamanhos diferentes, dispostos de maneira tal que não há superposição entre eles, e todos ficam circunscritos no elemento original. Não se preserva, neste caso, a massa do elemento que quebra.

A simulação do ensaio de cisalhamento direto foi levada a cabo com uma amostra de 48 elementos, todos eles susceptíveis de quebra. Os resultados da pesquisa mostraram uma queda na resistência de atrito por causa da quebra de grãos, e um comportamento volumétrico dilatante por causa do rearranjo dos elementos combinado com a tendência à contração devida à mudança para os finos na distribuição granulométrica da amostra (ver figura 5.3). Cabe destacar que as curvas de resistência resultaram caóticas e não guardaram uma correspondência com as curvas experimentais de solos, o que deve-se certamente à não observância dos limites de *upscaling* e especificamente na relação de tamanhos grão-caixa.

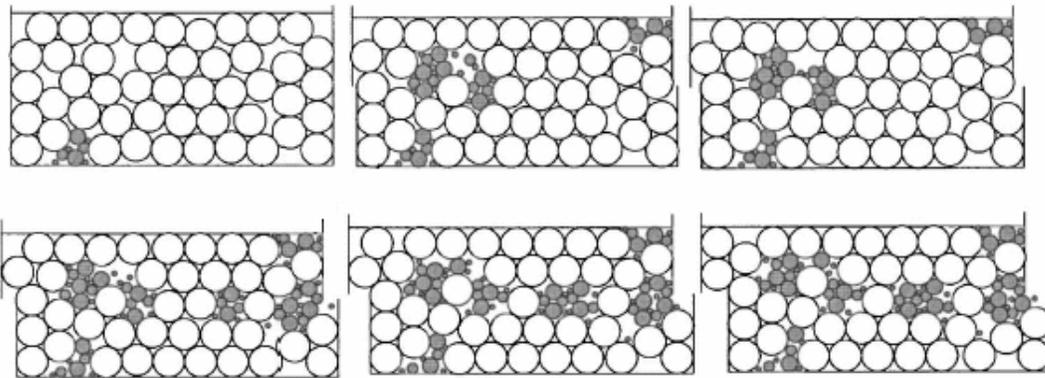


Figura 5.3: Simulação de quebra de grãos sob cisalhamento (Lobo-Guerrero & Vallejo, 2005).

- Zhang & Thornton (2007) pesquisaram também o comportamento do solo sob cisalhamento por simulações discretas a duas dimensões, focalizando o comportamento do solo na banda de cisalhamento formada em torno do plano de falha. Os ensaios foram executados para elevadas tensões verticais (10, 15 e 20MPa), a fim de se obterem amostras densas.

Os resultados da pesquisa mostraram as seguintes conclusões:

- A dilatância ocorrida na banda de cisalhamento é muito maior do que a que pode ser deduzida a partir das medições no contorno da caixa.
- A taxa de tensão τ/σ calculada a partir das medições no contorno da caixa foi um 10% maior da medida no interior da banda de cisalhamento.

- As taxas de tensão e deformação são coaxiais no estado crítico, quando o solo continua a ser cisalhado sob deformação volumétrica nula. As direções principais estão inclinadas $\pm 45^\circ$ com respeito ao plano de cisalhamento.
- Quando o pico de resistência está sendo atingido, acontece uma marcada rotação das partículas na banda de cisalhamento.
- Ensaios realizados em caixas com relação de lados 1:2 e 1:3 mostraram uma variação na porosidade semelhante na banda de cisalhamento, mais os valores de porosidade calculados a partir do volume da caixa mostraram marcadas diferenças. Isto demonstra a influência da relação de lados da caixa na resposta.

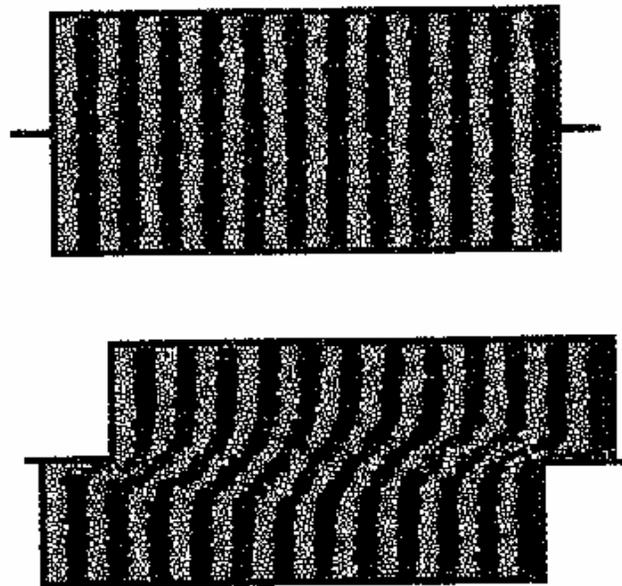


Figura 5.4: Simulação do ensaio de cisalhamento direto (Zhang & Thornton, 2007).

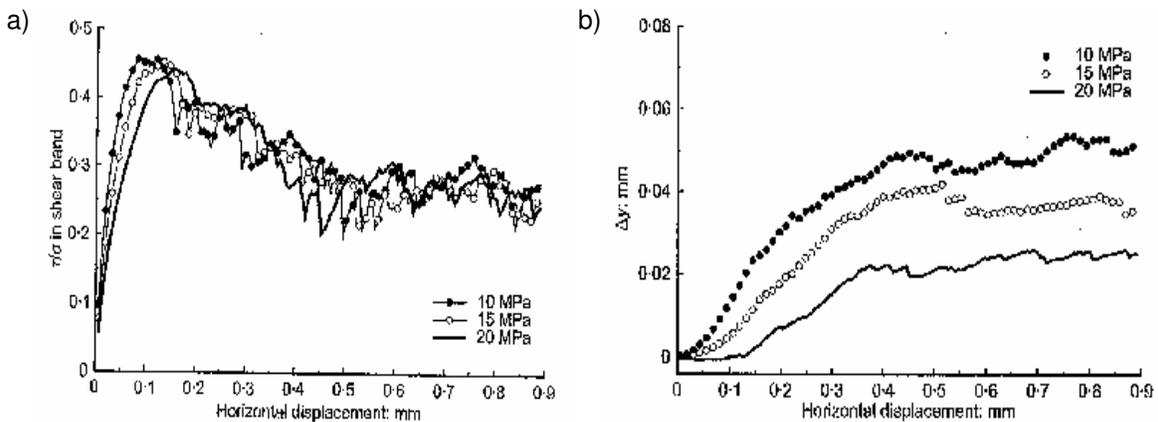


Figura 5.5: Resultados do ensaio: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal (Zhang & Thornton, 2007).

5.2. Calibração dos parâmetros do programa

O contato entre elementos é definido por dois sistemas dinâmicos básicos do tipo mola-amortecedor dispostos em paralelo, um atuando na direção normal e outro na direção tangencial, tal como mostrado na figura 5.6.

Os parâmetros a calibrar são os seguintes:

- Rigidez normal (k_n)
- Rigidez tangencial (k_s)
- Atrito entre elementos (ϕ)
- Amortecimento (C_n , C_s)

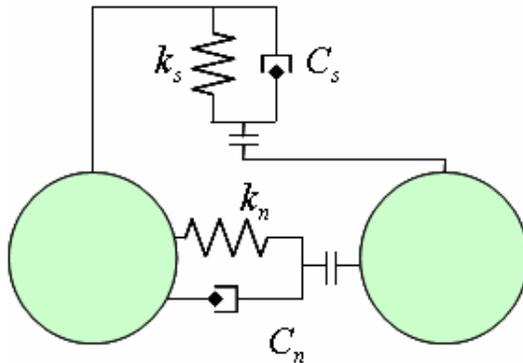


Figura 5.6: Parâmetros do sistema de contato entre elementos.

5.2.1. Rigidez normal (k_n)

Este parâmetro controla basicamente a relação entre o solapamento normal dos elementos e a força de repulsão correspondente. Neste caso interessa garantir a correta simulação do comportamento volumétrico, especificamente sua capacidade de suportar confinamento. Valores de k_n muito baixos podem levar a superposição excessiva de elementos, o que não é desejável, pois implicaria numa variação marcada do volume aparente do sistema, o que não é o comportamento esperado. Por outro lado, valores de k_n muito elevados contribuem para a instabilidade do sistema, especialmente sob confinamentos elevados, pela magnitude das forças de repulsão geradas nos contatos. Neste caso o sistema tem elevada mobilidade, acontecendo o efeito de “bolinha nervosa” que dificulta a convergência para a solução final.

Para a calibração da rigidez normal assumiu-se um critério para limitar a máxima superposição entre elementos. Adotou-se um solapamento máximo igual a 5% do raio do elemento, o que representa uma área de superposição igual a 1,33% da área do elemento (ver figura 5.7). As forças de contato máximas foram obtidas rodando ensaios sob elevadas tensões de confinamento (até 2000kPa), sendo em todos os casos menores do que 250grf. Com este valor limite, e utilizando para o cálculo o menor elemento do modelo (assumido em raio = 0,05mm), a rigidez necessária para garantir o critério resulta em $kn = 100.000\text{grf/mm}$. Este valor de rigidez vem sendo utilizado amplamente nas simulações numéricas da presente pesquisa com resultados satisfatórios, e está na ordem dos valores utilizados por outros autores.

Enquanto ao contato entre elemento discreto e parede a análise para calibração é semelhante. Em se tratando de outros materiais – contato entre solo e aço – poderia se pensar em um valor maior para o parâmetro kn , mas não há motivo conceitual para assumir valores diferentes para os dois tipos de contato, desde que grãos e paredes são assumidos igualmente rígidos. Por outro lado, testes feitos neste sentido mostraram que não há influência na resposta do solo produto da variação dos valores relativos de ambas rigidezes. Desta forma, adotou-se para kn o mesmo valor, tanto para contatos entre discos como para contatos entre disco e parede.

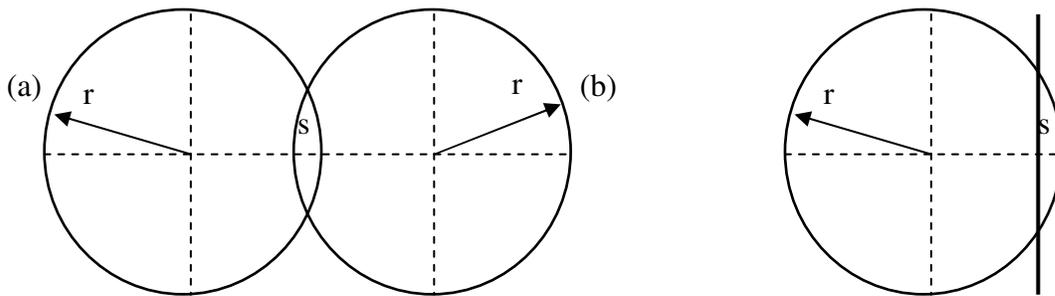


Figura 5.7: Superposição (s) de contato entre elementos discretos: a) Entre discos; b) Entre disco e parede.

5.2.2. Rigidez tangencial (ks)

Este parâmetro controla a relação entre o deslocamento tangencial relativo dos elementos e a força de cisalhante correspondente. O objetivo é garantir a correta simulação do mecanismo de atrito, permitindo que se desenvolvam as forças cisalhantes nos contatos entre elementos (o que pode não acontecer com um valor de ks muito baixo), mas evitando o enrijecimento virtual do modelo que pode acontecer para valores de ks muito elevados. O valor deste parâmetro deve garantir o completo desenvolvimento do mecanismo de atrito no modelo cisalhado.

O mecanismo de atrito que se desenvolve na massa de solo em resposta às forças cisalhantes é complexo e envolve diferentes fenômenos. Rowe (1962) estudou as características da resistência drenada de areias sob diferentes densidades iniciais e tensões de confinamentos. Os resultados sugeriram a existência de três componentes de resistência atuando de forma superposta para dar uma resposta mecânica global (ver figura 5.8), a saber:

- a) o atrito entre grãos de solo;
- b) o rearranjo e reorientação dos grãos de solo;
- c) a dilatância da massa de solo;

Interessa aqui assegurar o desenvolvimento do primeiro dos três fenômenos, o atrito por deslocamento relativo dos grãos. Este mecanismo limita-se pelo parâmetro de atrito ϕ_μ , que define a força cisalhante máxima τ_{\max} que poderá se desenvolver entre elementos sob uma tensão de contato σ_n , segundo

$$\tau_{\max} = \sigma_n \tan \phi_\mu \quad (5.1)$$

O valor deste parâmetro fica definido pelo material que constituem os elementos. No caso de contato entre elementos discretos, adota-se o ângulo de atrito para grãos de solo, cujo valor estima-se $\phi_\mu = 26^\circ$ (Rowe, 1962).

Tomando o valor de referência de 250grf para a máxima força de contato entre elementos, a força cisalhante correspondente, segundo a eq. 5.1 é de 122grf aproximadamente. Para o menor elemento do modelo (raio = 0,05mm), e estabelecendo que a força máxima deve atingir-se para um deslocamento relativo do

25% do raio, a rigidez mínima necessária é $k_s = 9.760 \text{grf/mm}$. Para a calibração do modelo assumiu-se $k_s = 10.000 \text{grf/mm}$, dando uma relação $k_n/k_s = 10$, que se corresponde com os valores utilizados em outras pesquisas.

No caso de contato entre elemento discreto e parede simula-se o contato entre os grãos de solo e as faces de aço da caixa. Isto não afeta conceitualmente a calibração da rigidez tangencial k_s , que pode ser assumida com o mesmo valor que a rigidez tangencial entre discos. Já o ângulo de atrito depende do material e no caso do aço apresenta um valor menor. O mesmo estimou-se na metade, $\phi_{\mu v} = 13^\circ$.

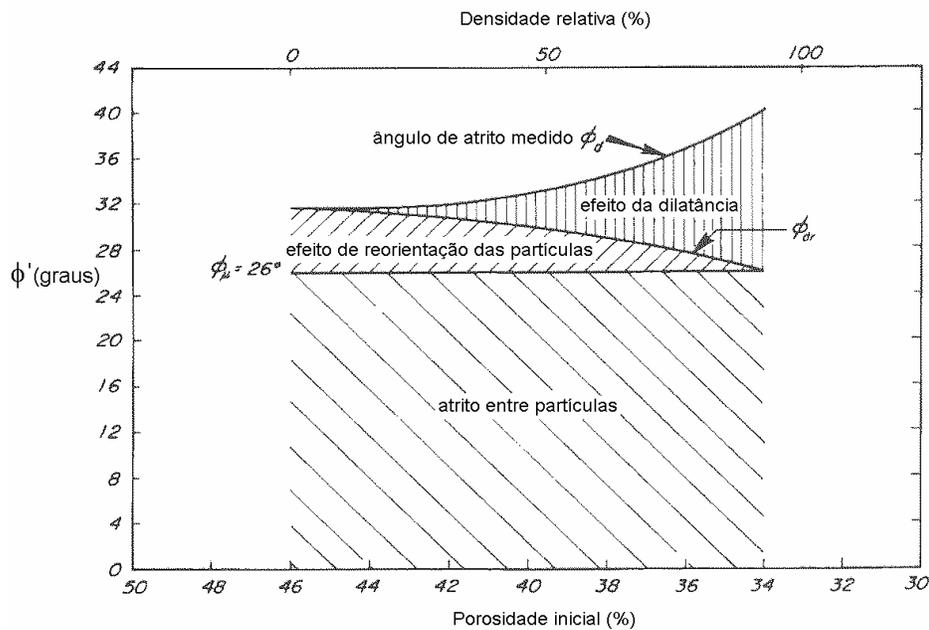


Figura 5.8: Componentes da resistência de areias (Rowe, 1962).

5.2.3. Amortecimento (Cn, Cs)

O amortecimento local utilizado define-se pelo parâmetro de proporcionalidade C (menor do que 1) que estabelece uma força amortecedora proporcional à velocidade de cada elemento. A fim de evitar uma distorção no movimento natural dos elementos os amortecimentos normal e tangencial são assumidos como um único parâmetro C . Um valor muito baixo deste parâmetro torna o problema instável, com tendência ao caos pela excessiva vibração dos elementos pouco amortecidos (efeito de “bolinha nervosa”). Já um valor muito próximo da unidade torna a convergência para a solução final muito demorada pela escassa mobilidade dos elementos.

O valor de C assume-se geralmente entre 0.75 e 0.90, e neste caso foi fixado em 0,80 conforme aconselhado em Figueiredo (1991). A análise de sensibilidade feita em torno deste parâmetro no intervalo antes citado mostrou pouca variação na resposta do ensaio, e em todos os casos o aspecto da curva solução foi semelhante.

5.2.4.

Massa das paredes (m_w)

As paredes, quando apresentam cargas distribuídas aplicadas a elas, têm liberdade de deslocamento e entram, portanto, no ciclo de cálculo do movimento do sistema. Isto requer da definição de um valor de massa para as mesmas, que venha a possibilitar o cálculo das acelerações a partir das forças desequilibradas resultantes. Cabe destacar que valores de massa muito baixos produzirão a excessiva mobilidade das paredes frente aos desequilíbrios de carga, dada a pouca inércia, o que não é desejável. Por outro lado, valores de massa muito altos produzirão um comportamento quase estático da parede, dada sua elevada inércia, o que pode não se corresponder com o comportamento real que se tenta simular.

No ensaio de referencia as paredes têm três tipos de restrições diferentes:

- a) As laterais da caixa superior permanecem fixas;
- b) A caixa inferior se desloca com velocidade constante;
- c) A tampa da caixa recebe um carregamento vertical e pode se deslocar.

Neste caso, apenas a tampa entra no ciclo de cálculo e sofre acelerações, pelo que sua massa deve ser definida. A mesma foi estimada a partir da densidade do aço e o volume aproximado da tampa real da caixa de cisalhamento.

A análise de sensibilidade mostrou que com uma tampa leve (valores menores de massa) a resposta do ensaio tornou-se mais errática, crescendo a tendência dilatante e caindo a resistência ao cisalhamento. Já com uma tampa pesada (valores maiores de massa) a curva de deslocamento vertical tornou-se aplanada, inibindo a dilatação, com o que aumentou sensivelmente a resistência ao cisalhamento. Isto vem a demonstrar que a tampa da caixa é um condicionante sensível do ensaio, que deve ser devidamente calibrado.

5.3. Calibração do ensaio de referência

Tem alguns aspectos da simulação discreta do ensaio de cisalhamento direto que precisam ser estudados com maior detalhe a fim de se garantir uma adequada representação e a validade da resposta obtida. Estes aspectos têm a ver com a representação do solo, a influência da separação das partes da caixa, e a parte da caixa que desloca. A seguir são discutidos estes assuntos e definem-se as hipóteses adotadas para a calibração do ensaio.

5.3.1. Influência da representação do solo

A representação das partículas de solo por elementos discretos respeitando o tamanho real destes torna-se inviável quando se simulam volumes não infinitesimais. Apela-se, portanto, à técnica do *upscaling* para deslocar a curva granulométrica no sentido dos tamanhos mais grossos, e representar assim o solo por elementos de maior tamanho. Isto diminui consideravelmente o número de elementos necessário para a modelagem e torna viável o cálculo. Adicionalmente, e feita uma discretização da curva adotando alguns tamanhos de grão representativos, ou inclusive um único tamanho médio (ver figura 5.9).

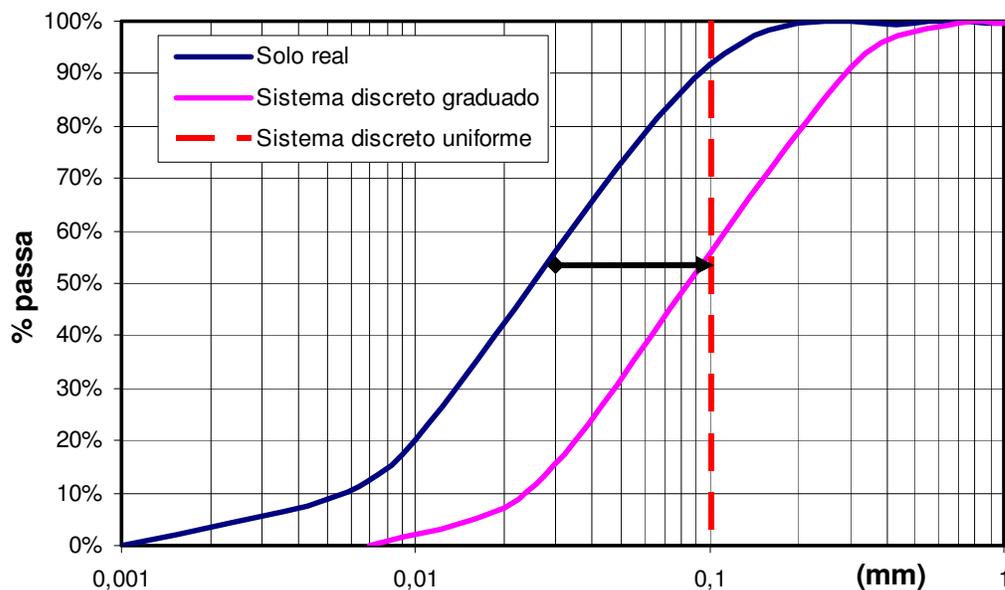


Figura 5.9: Upscaling. Deslocamento e discretização da curva granulométrica.

Esta prática, porém, suscita a necessidade de avaliar quais as características adequadas do *upscaling*, de modo a garantir uma resposta não invalidada por efeitos de escala. Como foi apontado, há dois aspectos em esta técnica que precisam ser analisados (ver figura 5.9):

- a) a relação de tamanhos entre a caixa e os grãos de solo, ou seja, a magnitude do deslocamento na curva granulométrica;
- b) a gradação do próprio solo, ou seja, a forma da curva granulométrica.

Estes dois aspectos do *upscaling* estão relacionados entre se, pelo que devem ser analisados em conjunto. Para isto foram geradas várias amostras de solo uniforme e graduado (três tamanhos diferentes) que foram logo cisalhadas nas mesmas condições de carregamento e velocidade.

A figura 5.10 mostra o resultado comparativo de uma amostra uniforme e outra graduada, ensaiadas sob a mesma tensão vertical em uma caixa de 75mm de lado e 10mm de altura desde a base até o plano de cisalhamento. O solo graduado foi composto por grãos de diâmetro 0.20mm, 0.30mm e 0.34mm em igual proporção, enquanto que o solo uniforme foi constituído por grãos de diâmetro 0.30mm. Este solo corresponde a uma areia média mal graduada em ambos os casos. Também pode representar uma areia fina com um *upscaling* da ordem de 5, ou até um solo argilo-siltoso com um *upscaling* da ordem de 50.

Pode se apreciar que no caso do solo uniforme há um comportamento oscilante que não se corresponde com o comportamento do solo real, o que sim acontece no caso graduado. Isto se deve à tendência da amostra uniforme a se arranjar em uma configuração regular, densa e estável (ver figura 5.11a,b), formando virtualmente blocos rígidos por cima e por baixo do plano de falha imposto pelo ensaio, deslocando um sobre o outro na medida que acontece o cisalhamento. Já que as posições relativas nos dois blocos virtuais são mantidas inalteradas, a força cisalhante e o deslocamento vertical acontecem na forma de pulsos segundo os blocos se desencaixam e logo voltam a se encaixarem, como mostra a figura 5.11c.

A amostra uniforme é claramente inadequada para a representação do solo, pelo que deve se optar pela variedade de tamanhos, o que garante a não formação dos blocos rígidos virtuais.

Na amostra graduada, por outro lado, formam-se arranjos densos, mas caóticos, e por isso susceptíveis de serem mudados para novas configurações quando cisalhados. Assim consegue-se reproduzir satisfatoriamente o comportamento observado de solos.

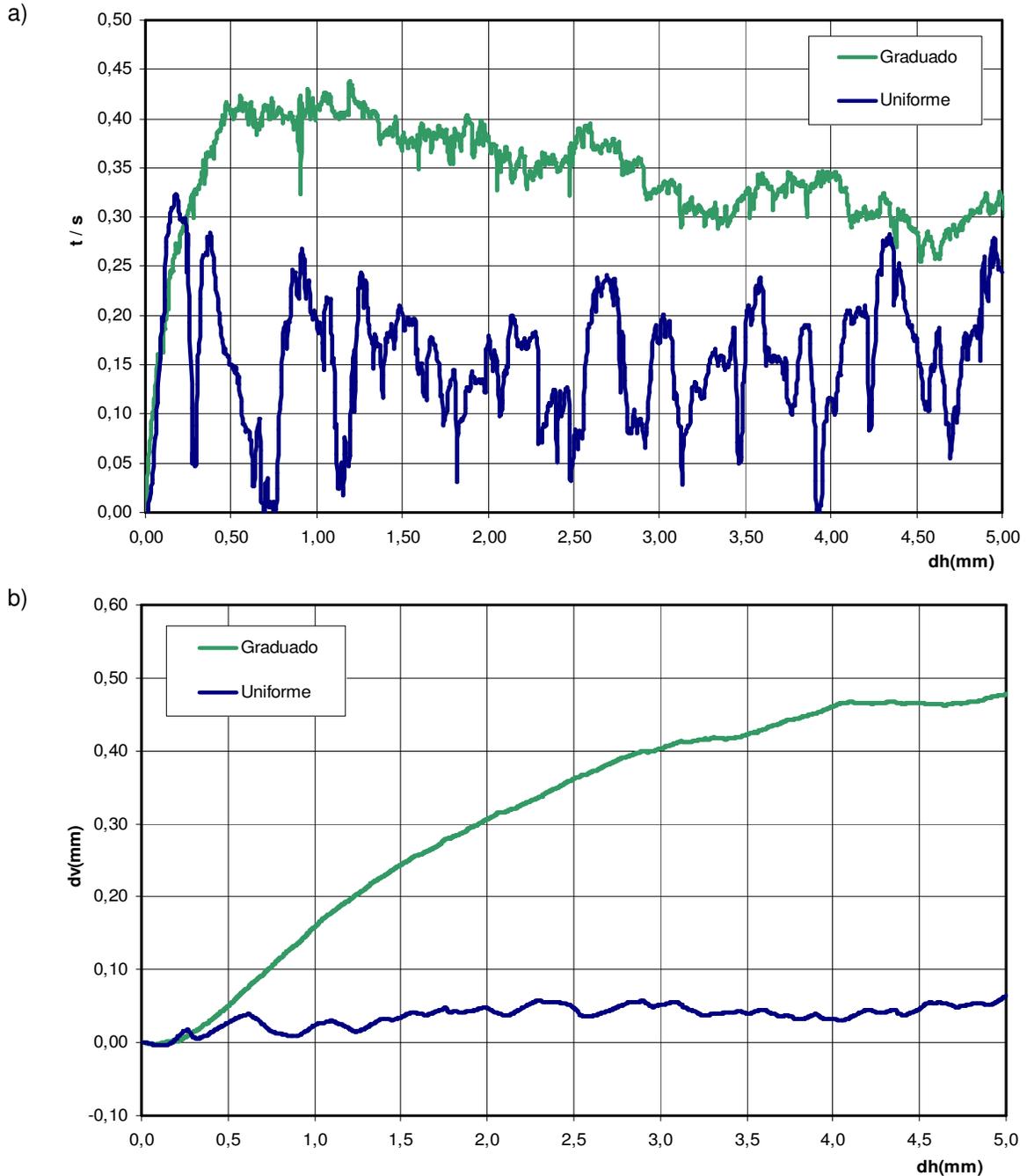


Figura 5.10: Ensaio de cisalhamento direto em amostras de solo graduado e uniforme: a) Curva tensão cisalhante x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Enquanto à relação de tamanhos entre grão e caixa (altura das paredes da caixa inferior / diâmetro dos grãos), nos exemplos apresentados foram de 33,3 na amostra uniforme e 30 na graduada. No caso graduado, resultados satisfatórios foram obtidos a partir de relações na faixa dos 20.

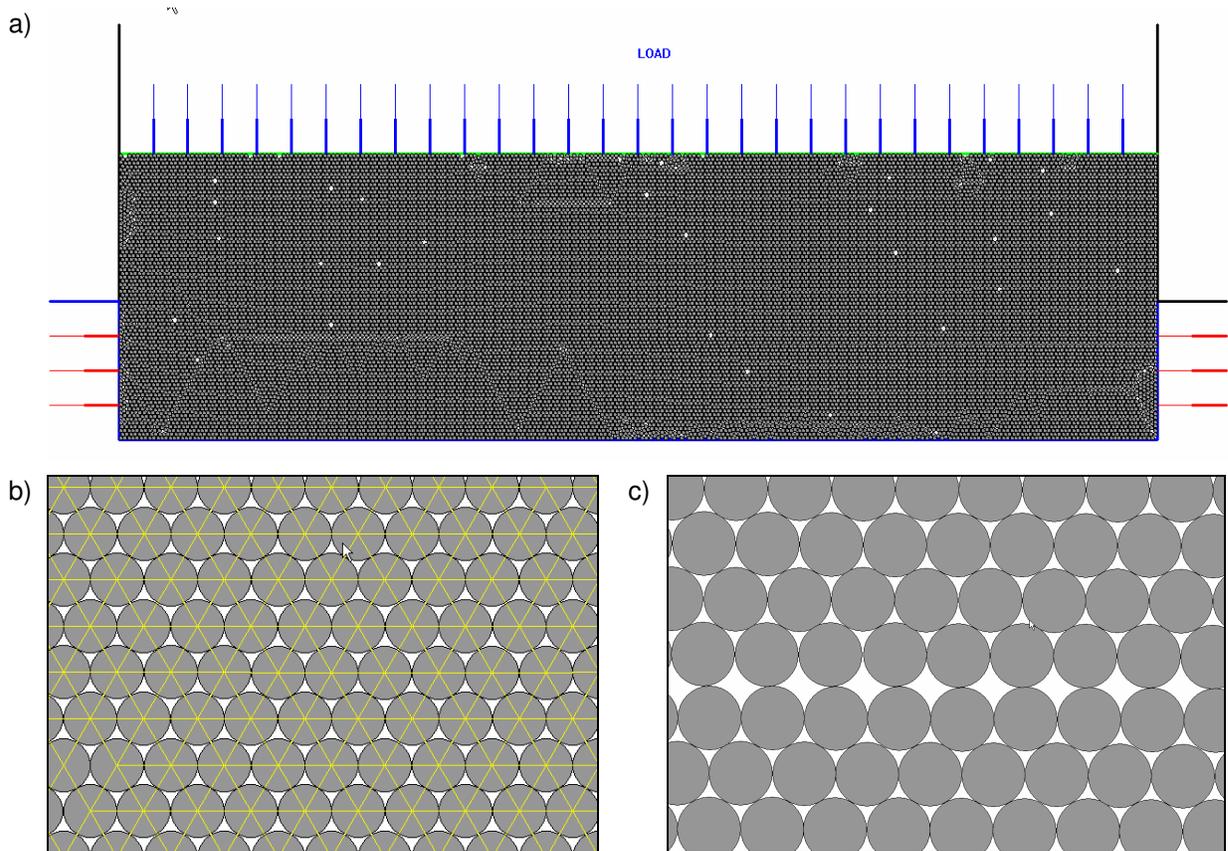


Figura 5.11: Ensaio de cisalhamento direto em amostra uniforme: a) Arranjo inicial; b) Detalhe do arranjo denso e estável; c) Detalhe do plano de cisalhamento.

Conclusões. A técnica de upscaling permite a simulação de matrizes de solos em forma discreta para dimensões não infinitesimais, pelo deslocamento da curva granulométrica. No entanto, o seu uso requer de certas verificações que garantam sua representatividade. No caso do ensaio de cisalhamento direto, a modelagem mediante amostras discretas uniformes se mostrou inadequada por favorecer a formação de uma fábrica regular que reduziu o ensaio ao deslocamento relativo de blocos pseudo-rígidos. Na representação por amostras graduadas o resultado foi satisfatório, especialmente para relações de tamanho maiores do que 20, já que formaram-se arranjos caóticos que simularam adequadamente a resposta do solo.

5.3.2. Influência do índice de vazios da amostra

Um aspecto crucial para a simulação discreta de solos é o relacionado com a reprodução dos diversos estados do solo, no que diz respeito à sua densidade. Da capacidade de reprodução de amostras fofas e densas dependerá a amplitude da simulação comportamental. Isto constitui atualmente um tema em aberto para os pesquisadores.

A maneira tradicional de montagem de amostras discretas consiste na população de um dado espaço por um determinado número de elementos discretos introduzidos de forma aleatória ou seguindo uma dada configuração, ao que se segue um tempo indeterminado de rodagem do programa a fim de permitir:

- A ação das forças gravitacionais devido ao peso dos elementos;
- A ação das forças de contato, normal e tangencial, entre os elementos em função da superposição dos mesmos;
- A ação das forças de contato, normal e tangencial, dos elementos com as paredes;

Estes três campos de forças serão os encarregados de levar a amostra à sua configuração estável na medida que se equilibrem, minimizando a energia interna do sistema de partículas. Esta convergência para a posição final é, obviamente, de caráter dinâmico, o que redundará na tendência a gerar arranjos fechados, densos, assim como se emprega o método de adensamento dinâmico em areias para obter amostras densas.

Método da rigidez tangencial. Uma tentativa para a obtenção de amostras fofas consiste na manipulação dos campos de forças antes citados durante a etapa de adensamento da amostra. A manipulação das forças tangenciais proposta por Liu *et al* (2005) consiste em assumir um valor nulo da rigidez transversal dos elementos para gerar amostras mais densas, usando o valor real da rigidez para produzir amostras mais fofas. A anulação das forças tangenciais entre elementos favorece o deslocamento relativo destes, com o que aumenta a densidade do arranjo. Esta técnica mostrou certa utilidade e foi empregada na presente pesquisa, se bem as duas amostras geradas tem caráter denso, podendo-se falar em amostras *densa e muito densa*.

Método do elemento fictício. Este método é proposto na presente pesquisa e tem mostrado excelentes resultados na geração de amostras fofas. A idéia básica consiste em explorar, assim como o método anterior, o efeito das forças tangenciais que conferem rigidez ao arranjo, mais desta vez forçando a surgimento do efeito de arqueamento. Para isto são introduzidos, no momento da população do domínio, elementos fictícios adicionais uniformemente distribuídos entre os outros elementos. Em uma primeira etapa o programa é rodado e estes elementos se comportam como os reais, interagindo uns com outros até o equilíbrio dos campos de forças. Nesse momento os elementos fictícios são retirados do modelo, restando apenas os elementos verdadeiros em um arranjo desequilibrado por causa dos vazios deixados pelos elementos fictícios. Em seguida o programa é rodado novamente e na busca pelo equilíbrio o sistema tende a fechar os vazios deixados pelos elementos retirados, ao que se opõem as forças de arqueamento geradas nos grãos em volta destes. Assim, a amostra encontra o seu equilíbrio em um arranjo aberto, cuja densidade dependerá do número de elementos fictícios utilizados.

A figura 5.12 mostra a geração de uma amostra de solos pela técnica de elementos fictícios. Nesta pesquisa a técnica possibilitou a geração das amostras *fofa* e *muito fofa* a serem utilizadas na validação do modelo discreto para solos.

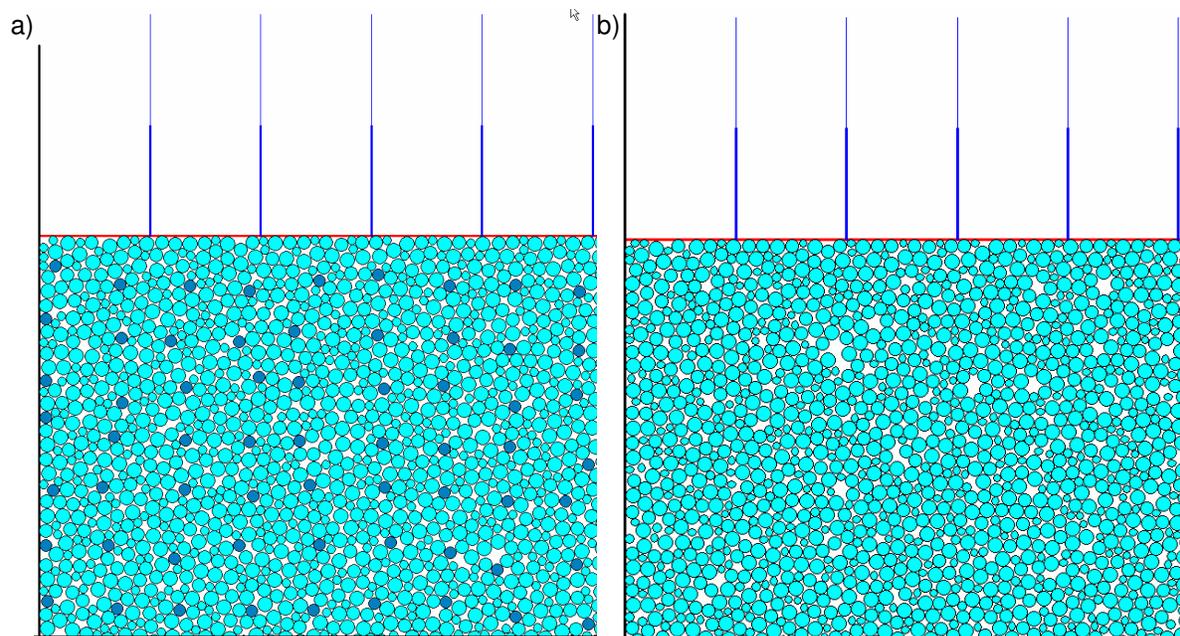


Figura 5.12: Técnica dos elementos fictícios: a) Amostra de solo inicial, com os elementos fictícios; b) Configuração final da amostra adensada após a retirada dos elementos fictícios.

5.3.3. Influência da separação da caixa

Um aspecto que também influi na resposta do ensaio de cisalhamento direto é a separação entre as duas partes da caixa. O fator em questão neste caso é a possível perda de material durante o ensaio através da abertura entre as partes da caixa, e como isto afeta o comportamento volumétrico e a resistência do solo.

Para analisar este fenômeno foram realizados dois ensaios de cisalhamento direto em uma amostra de solo com tamanhos de grão de 0,20, 0,30 e 0,34mm de diâmetro, com as seguintes disposições da caixa:

- a) caixa perfeitamente fechada;
- b) caixa aberta, com uma separação igual a 0,5mm (figura 5.13);

Os resultados obtidos desta análise estão apresentados na figura 5.14. As curvas de resposta apontam um efeito diferenciado no comportamento volumétrico e na resistência do solo, relacionados por sua vez com a separação da caixa e com a perda de material ocorrida durante o ensaio.

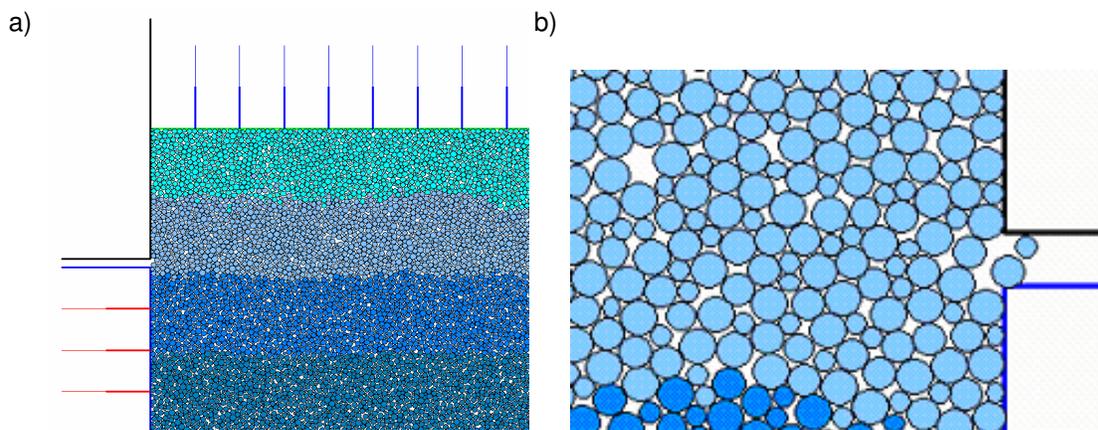


Figura 5.13: a) Ensaio de cisalhamento direto com as caixas inferior e superior separadas; b) Detalhe da disposição do solo na zona da abertura das caixas.

Comportamento volumétrico. Observa-se uma expansão do solo menor no ensaio com caixas separadas, o que se pode explicar pelo volume adicional que o recinto interior da caixa ganha durante o ensaio. Este espaço adicional, se bem pequeno, possibilita uma melhor redistribuição das partículas sob cisalhamento, o que se reflete na menor expansão da amostra. Adicionalmente, a perda de material também contribui para a diminuição da expansão do solo (ver figura 5.15).

Resistência. Observa-se uma queda na resistência no ensaio com caixas separadas, que pode explicar-se por uma queda nas forças de confinamento das partículas nas bordas da caixa, produzido pela fuga de material e o volume adicional, o que redonda em um menor atrito mecânico nessas regiões.

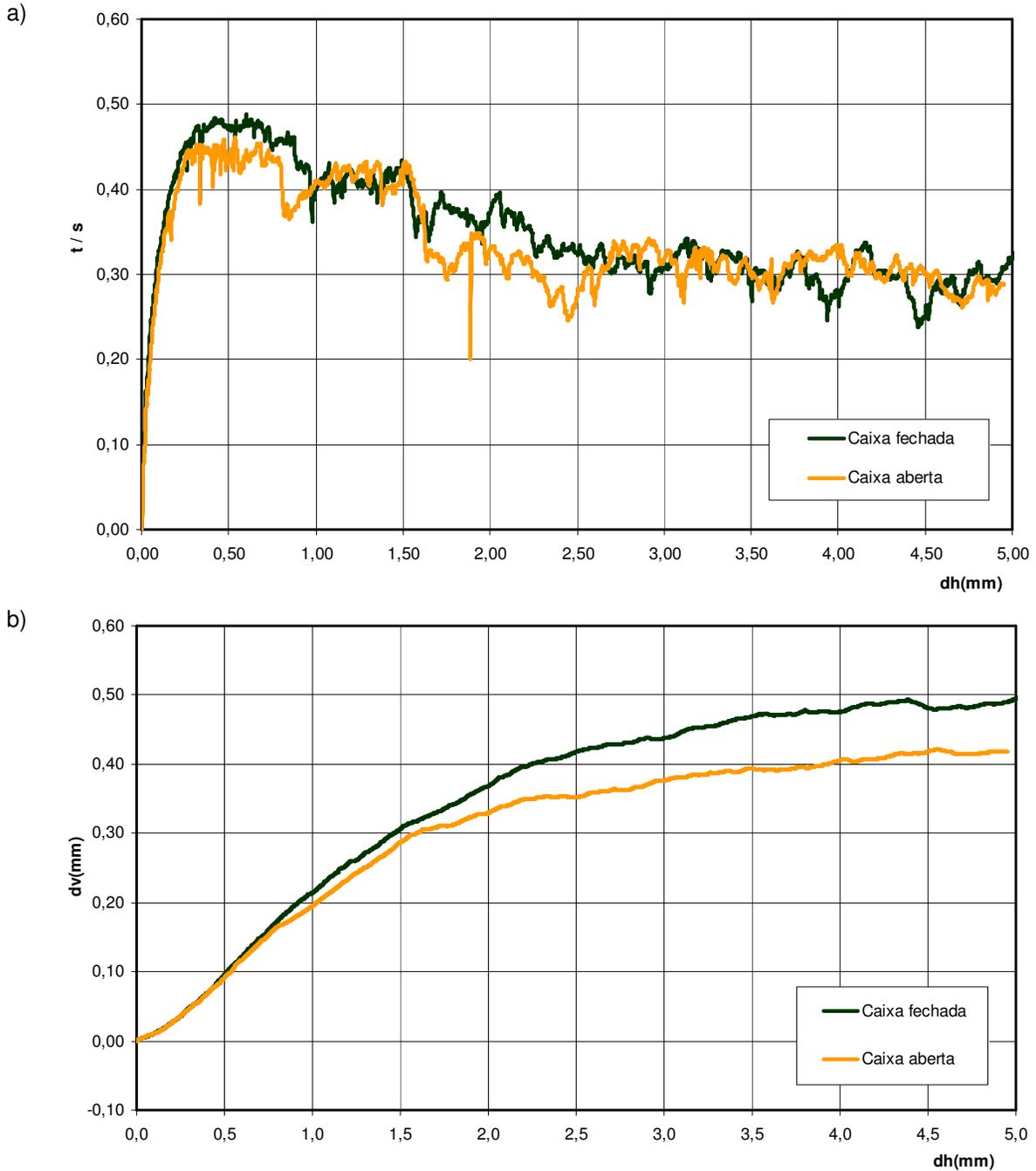


Figura 5.14: Ensaio de cisalhamento direto para caixa fechada e aberta: a) Curva tensão cisalhante x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

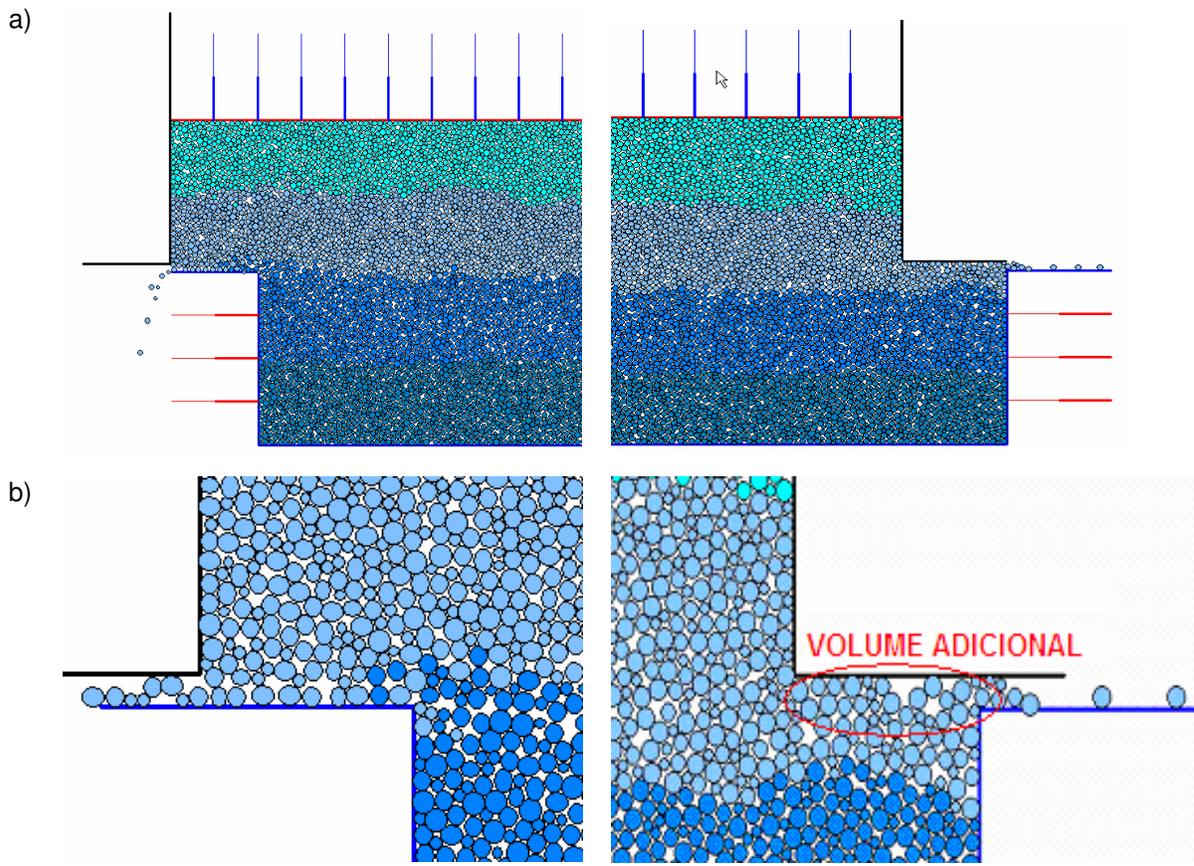


Figura 5.15: a) Fuga de material pela separação da caixa durante o cisalhamento da amostra de solo; b) Detalhe da fuga de material e o volume adicional da caixa.

Conclusões. A análise micro-mecânica mostrou que a separação da caixa de cisalhamento se reflete em uma queda na resistência e na tendência para a contração do solo, pelos efeitos combinados da fuga de material através da abertura entre as partes da caixa, e do volume adicional incorporado ao recinto interior durante o ensaio. A fuga de material pela abertura é um fenômeno sobre o qual não se tem controle e pouco se sabe, pelo que se torna um efeito indesejado na simulação discreta. Desta forma, opta-se pela caixa fechada nas simulações a serem feitas nesta pesquisa.

5.3.4. Influência da parte da caixa que desloca

O ensaio de cisalhamento direto, que consiste no deslocamento relativo das partes superior e inferior da caixa bipartida, pode ser executado de duas maneiras, a saber:

- a) Deslocando a parte superior da caixa enquanto a parte inferior da mesma permanece fixa (figura 5.16);
- b) Deslocando a parte inferior da caixa enquanto a parte superior da mesma permanece fixa (figura 5.17);

No ensaio executado segundo a metodologia (a) observou-se em alguns casos a formação de um vácuo entre o solo e a tampa da caixa no canto direito, correspondente ao frente de avanço da caixa. Isto acontece porque na parte superior da caixa se desenvolvem todos os deslocamentos, o horizontal das paredes (pela velocidade constante imposta) e o vertical da tampa (movimento livre sob cargas). Desta forma, forma-se no canto esquerdo uma zona altamente comprimida onde o solo empurra a tampa para cima, enquanto no canto direito as tensões são muito menores. Devido ao deslocamento vertical uniforme da tampa, esta descola do solo no canto direito gerando assim o vácuo. No ensaio executado segundo a metodologia (b) não se observa este fenômeno, já que os deslocamentos horizontal e vertical acontecem um em cada parte da caixa.

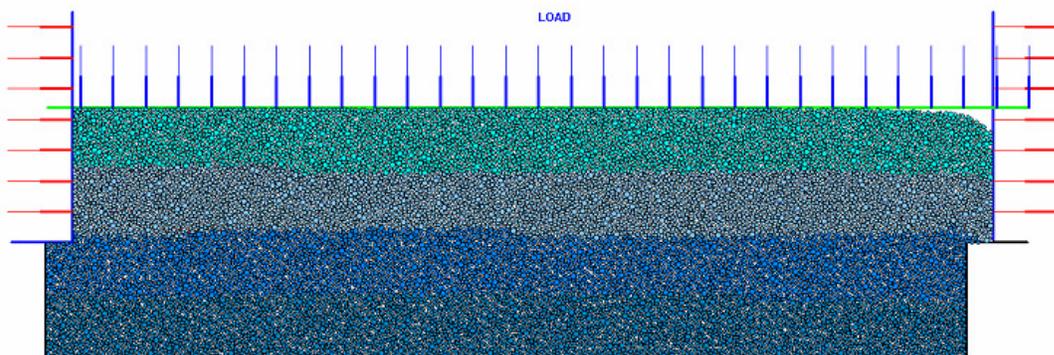


Figura 5.16: Ensaio de cisalhamento direto executado com a parte inferior da caixa fixa, e a superior deslocando.

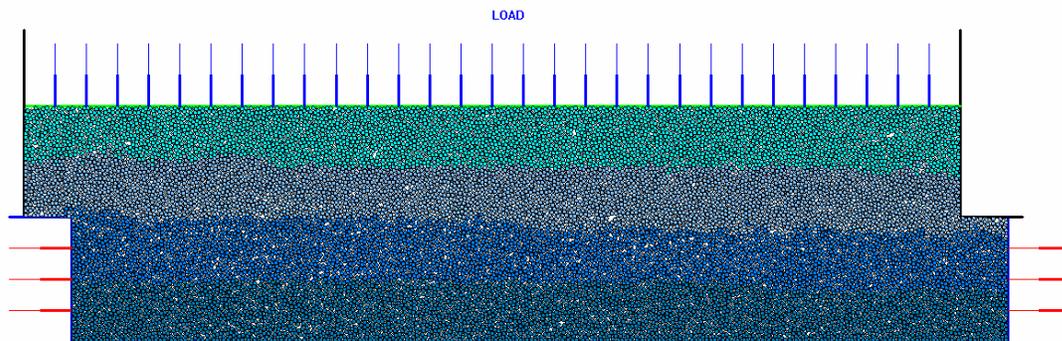


Figura 5.17: Ensaio de cisalhamento direto executado com a parte superior da caixa fixa, e a inferior deslocando.

A resposta do solo cisalhado em ambos os casos é apresentada nas figura 5.19. Pode-se observar que o pico de resistência se mostra maior no caso (a), o que se corresponde com uma maior dilatância. Ao atingirem o estado crítico (deformação volumétrica nula) ambos os ensaios mostraram a mesma resistência residual. Esta diferença comportamental baseia-se, como foi apontado, na concentração de esforços no canto superior esquerdo da caixa, o que redunda em uma tendência dilatante pronunciada. Isto pode se apreciar a partir da figura 5.18, onde se mostram as forças de atrito geradas nas paredes da caixa superior, onde o valor positivo delas indica sua oposição à dilatância do solo.

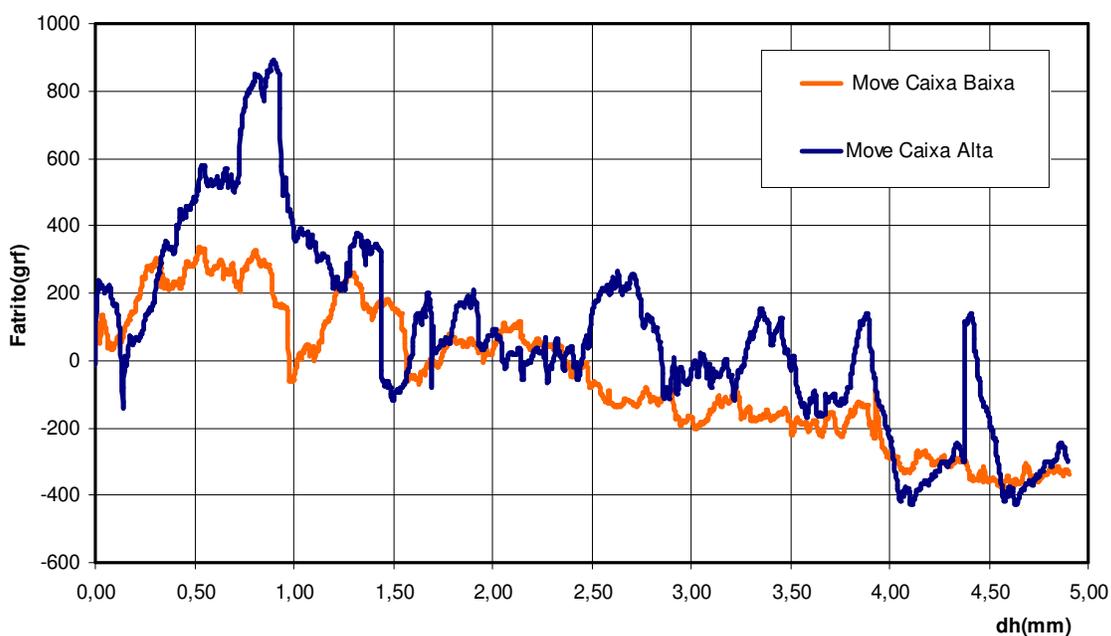


Figura 5.18: Forças de atrito nas paredes da caixa superior durante o ensaio.

Conclusões. Pode-se concluir desta análise que, a diferença da metodologia (b), a metodologia (a) introduz um efeito localizado indesejado ao criar uma região de alta concentração de esforços, o que redundava nos seguintes efeitos:

- Induz uma sobre-valorização da resistência ao cisalhamento do solo;
- Induz uma dilatância excessiva do solo;
- Cria uma zona onde o solo descola da tampa da caixa, no canto oposto à região de concentração de tensões.

Já a metodologia (b) assegura uma distribuição mais equilibrada das tensões dentro da caixa, o que evita que aconteçam esses efeitos indesejados, pelo que foi adotada para a validação do programa.

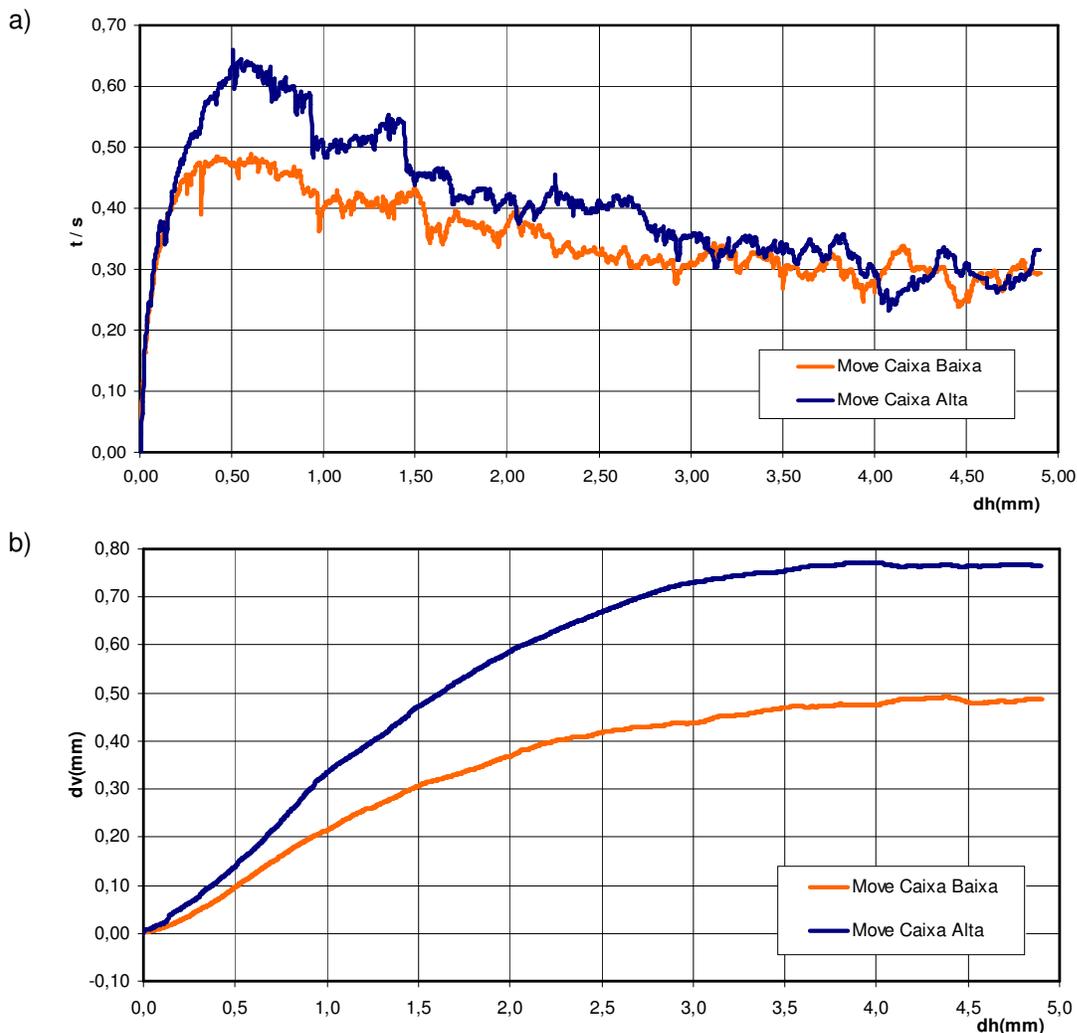


Figura 5.19: Resposta do ensaio de cisalhamento direto: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

5.4. Validação do programa

Uma vez concluído o processo de calibração, tanto dos parâmetros envolvidos na simulação pelo método dos elementos discretos, quanto a assunção de critérios de representação para a modelagem do ensaio de cisalhamento direto, resta a tarefa de validação da ferramenta desenvolvida. Isto implica em testar satisfatoriamente, a partir da calibração feita, sua capacidade em reproduzir o comportamento real observado para diferentes condições de contorno e trajetórias, distintas das condições e trajetórias envolvidas da calibração.

No que se segue são apresentados os resultados dos ensaios simulados para a validação, e na seqüência uma crítica dos mesmos é feita no intuito de obter conclusões sobre a capacidade de simulação do programa.

5.4.1. Resultados dos ensaios de validação

Para a validação do programa foram montadas quatro amostras de solo de diferente índice de vazios, a partir de uma totalidade de 18.225 elementos discretos tipo disco, consistentes em:

6075 elementos de raio $r = 0.10\text{mm}$;

6075 elementos de raio $r = 0.15\text{mm}$;

6075 elementos de raio $r = 0.17\text{mm}$;

Foram assumidos cinco níveis de tensão vertical para os ensaios, a saber, 100, 300, 600, 1000 e 1500kPa. A tabela 5.1 apresenta os valores de índice de vazios inicial das amostras de solo para as diferentes tensões verticais aplicadas.

Tabela 5.1. Índice de vazios inicial das amostras de solo usadas na validação.

Índice de vazios (e)	100kPa	300kPa	600kPa	1000kPa	1500kPa
Muito fofo	0,288	0,288	0,286	0,284	0,282
Fofo	0,264	0,263	0,262	0,260	0,258
Denso	0,203	0,202	0,201	0,200	0,197
Muito denso	0,192	0,191	0,191	0,188	0,185

Geração das amostras

As amostras de solos foram geradas visando a obtenção de quatro configurações diferentes que representassem os estados fofo e denso. A técnica utilizada em cada caso é resumida a seguir:

- *Amostra densa.* O solo denso foi simulado pelo adensamento natural dos elementos discretos com os parâmetros de contato conforme calculados na calibração.
- *Amostra muito densa.* A técnica foi semelhante à usada no solo denso, mais neste caso a rigidez transversal foi assumida muito baixa, a fim de facilitar os deslocamentos e giros relativos das partículas e maximizar o rearranjo destas.
- *Amostra fofo.* Neste caso foi utilizada a técnica dos elementos fictícios, com os parâmetros de contato conforme calculados na calibração, aproveitando a tendência ao arqueamento dos elementos discretos.
- *Amostra muito fofo.* Foi gerada como a amostra fofo, só que foram utilizados o dobro de elementos fictícios.

Resultados dos ensaios

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados para as quatro amostras de solo, e para cinco tensões verticais diferentes, conforme mostrado na tabela 5.1. Adotou-se, por sua vez, caixa fechada (sem separação entre as partes da caixa) e que desloca a caixa inferior, enquanto a caixa superior permanece fixa.

Os resultados dos ensaios são apresentados pelas curvas de:

- Tensão cisalhante no plano de falha, normalizada pela tensão vertical no plano de falha, em função do deslocamento horizontal da caixa;
- Deslocamento vertical da tampa em função do deslocamento horizontal da caixa.

Nas figuras 5.20 a 5.24 são apresentadas as curvas correspondentes aos ensaios de cisalhamento direto para as tensões verticais de 100, 300, 600, 1000 e 1500kPa respectivamente.

Tensão vertical: 100kPa

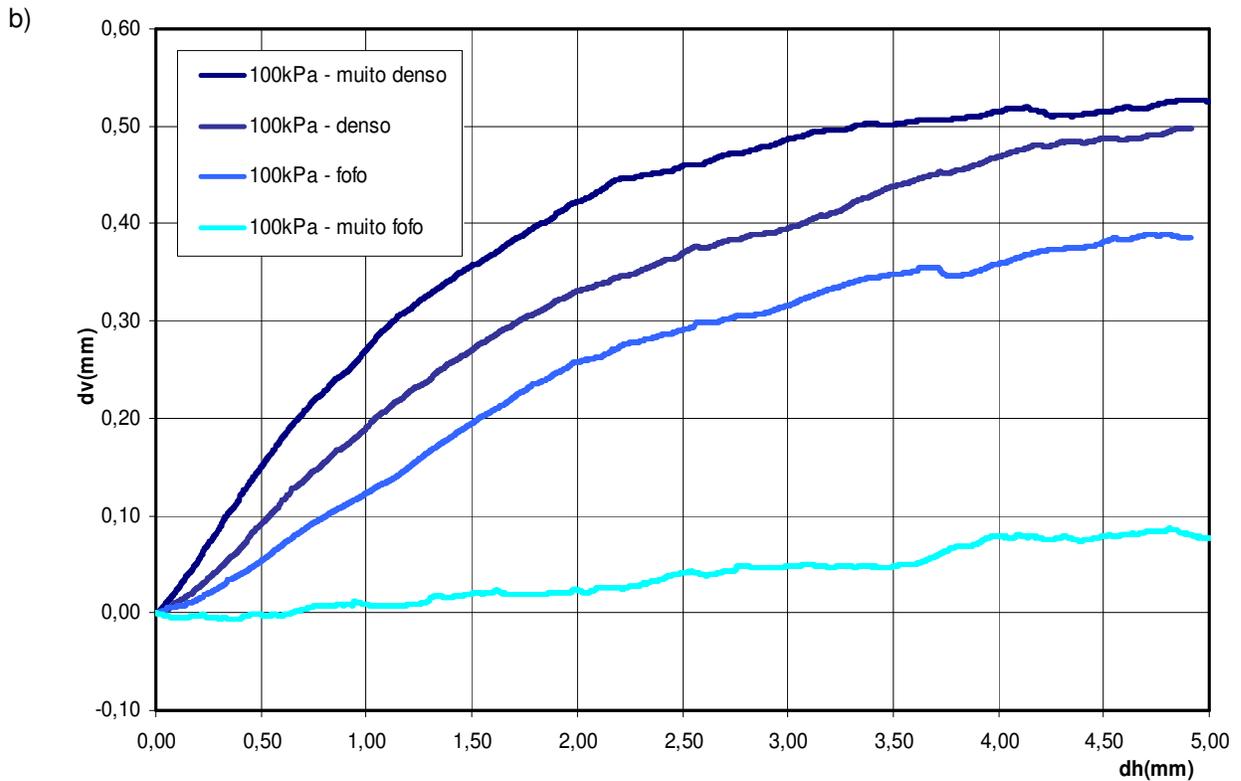
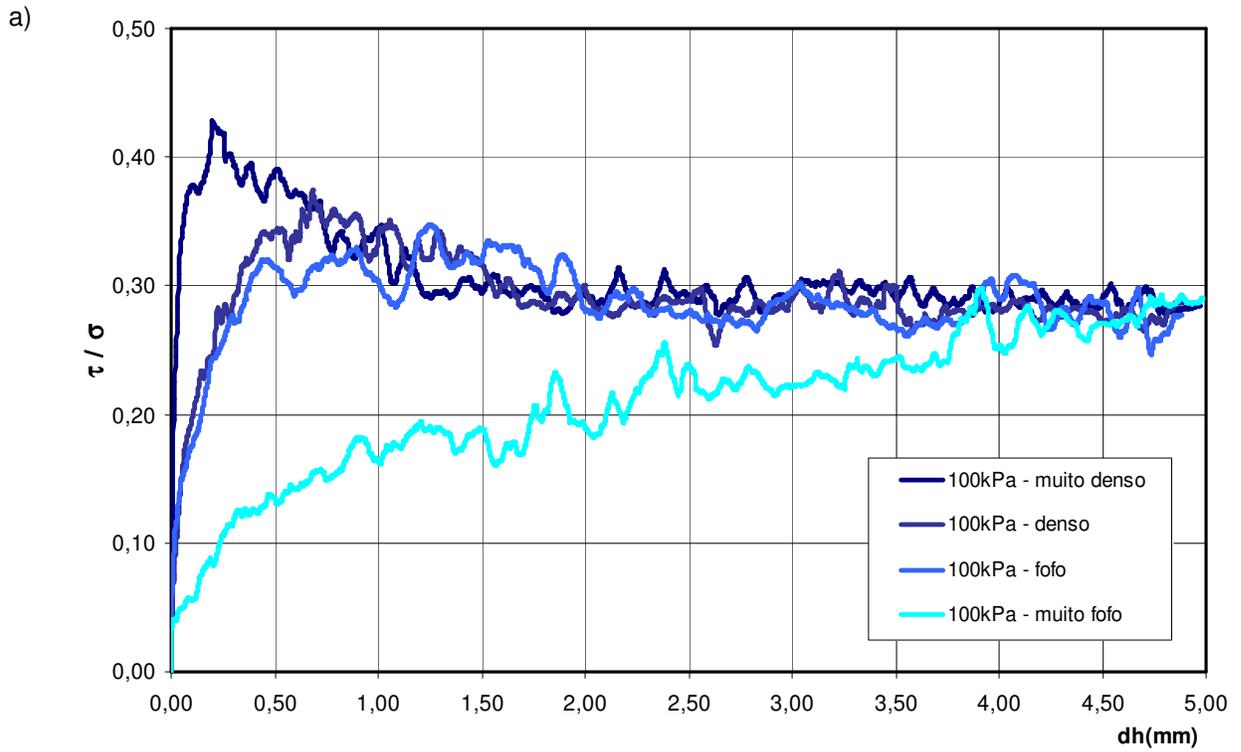


Figura 5.20: Resposta da simulação do ensaio de cisalhamento direto com tensão vertical igual a 100kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Tensão vertical: 300kPa

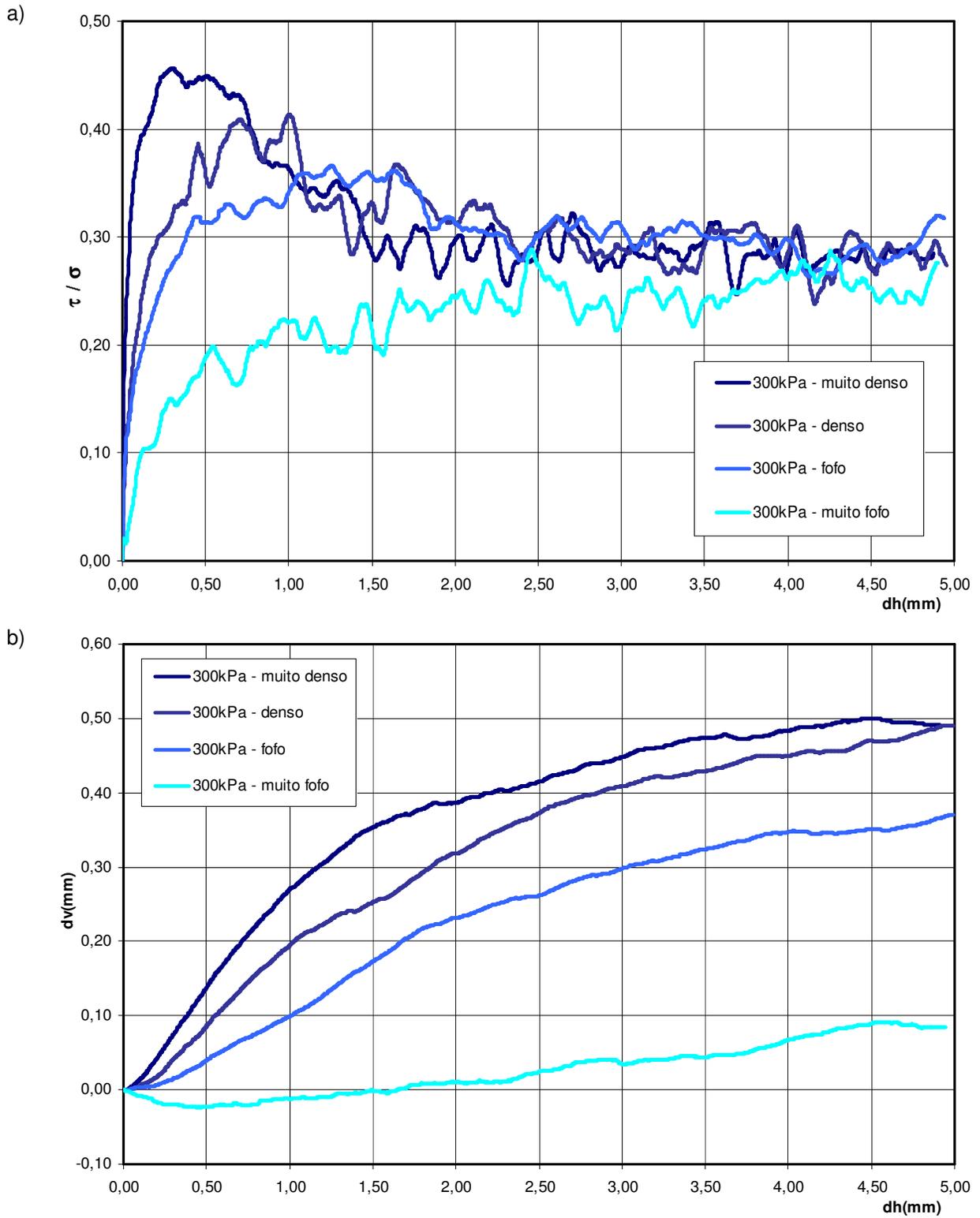


Figura 5.21: Resposta da simulação do ensaio de cisalhamento direto com tensão vertical igual a 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Tensão vertical: 600kPa

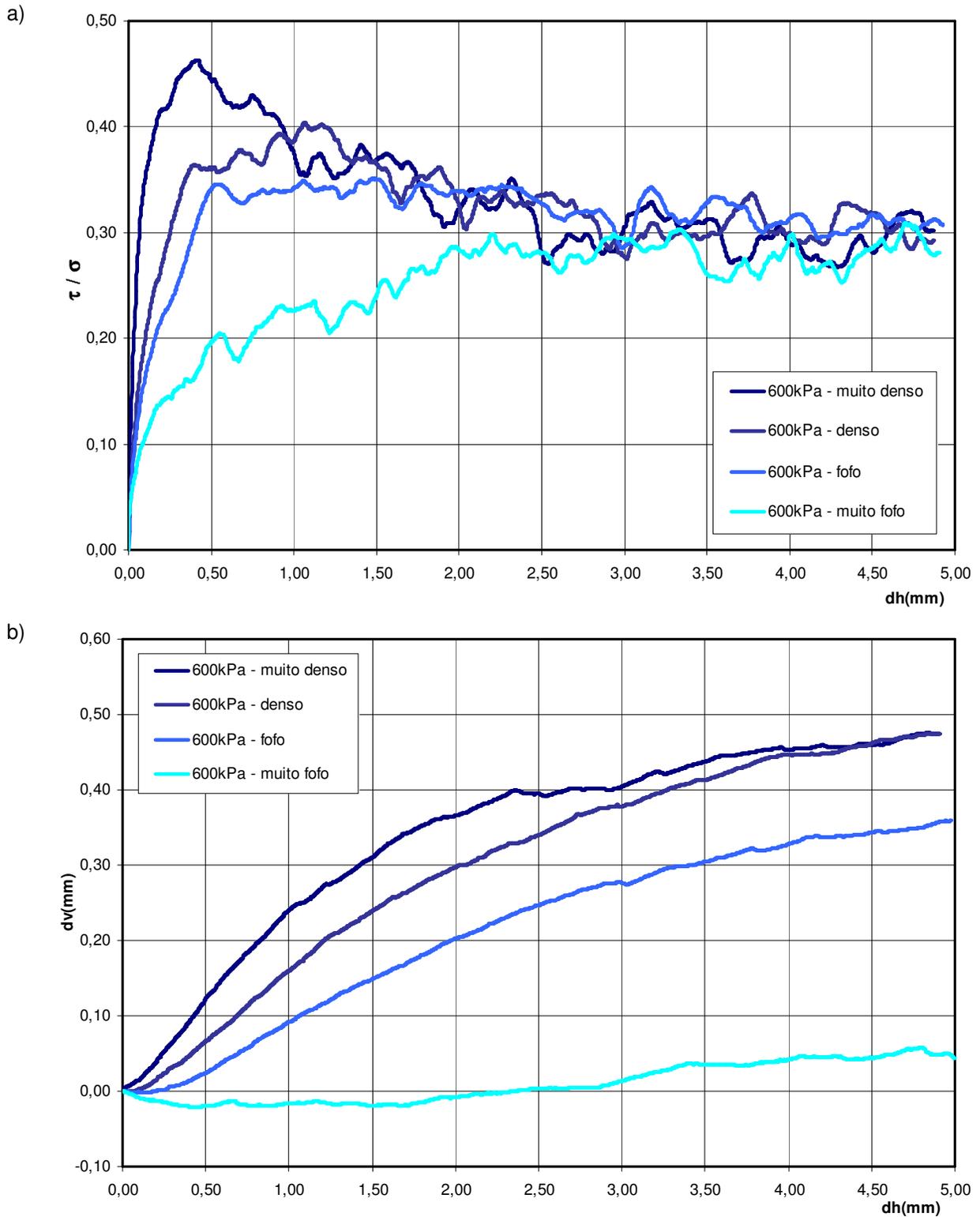


Figura 5.22: Resposta da simulação do ensaio de cisalhamento direto com tensão vertical igual a 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Tensão vertical: 1000kPa

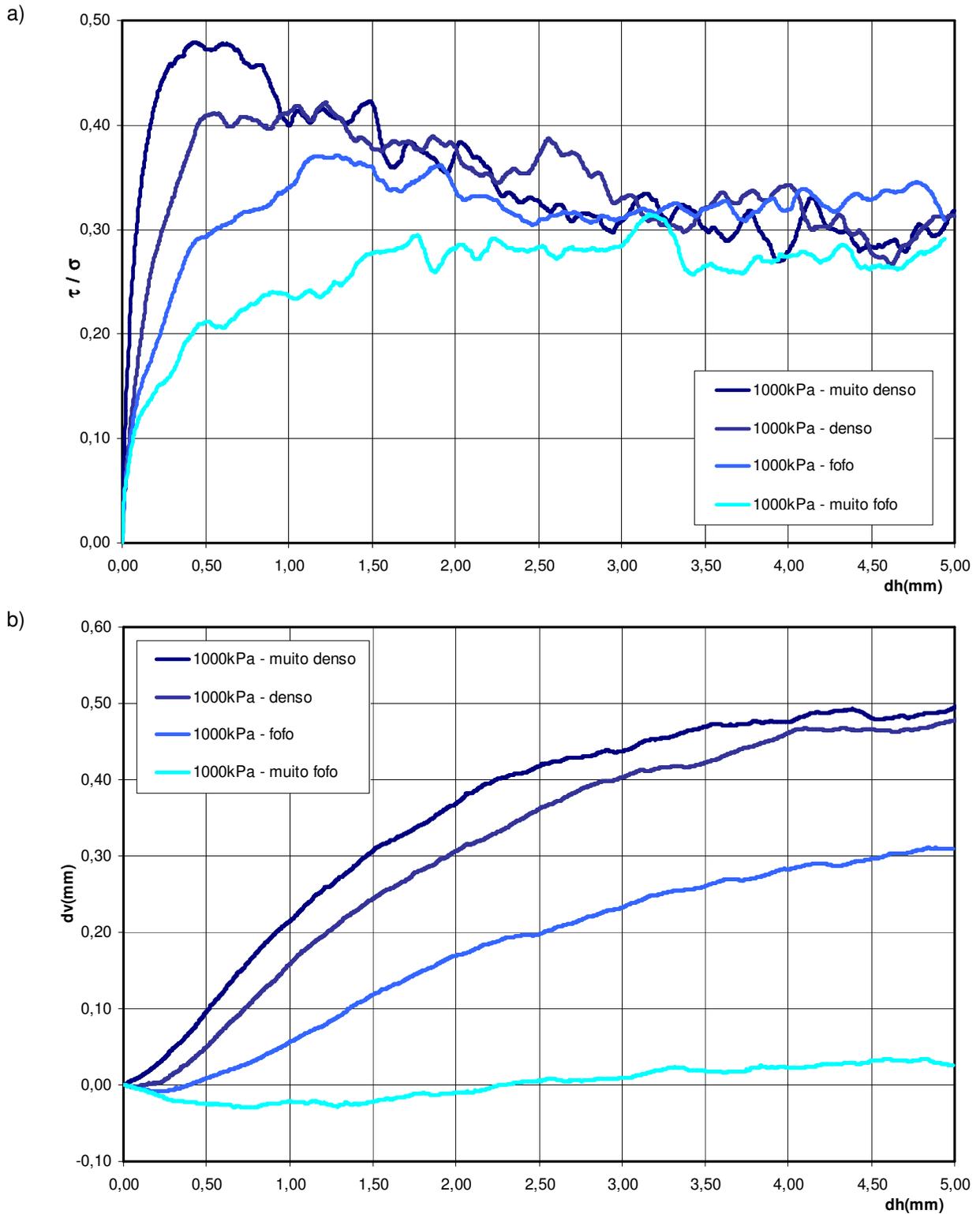


Figura 5.23: Resposta da simulação do ensaio de cisalhamento direto com tensão vertical igual a 1000kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Tensão vertical: 1500kPa

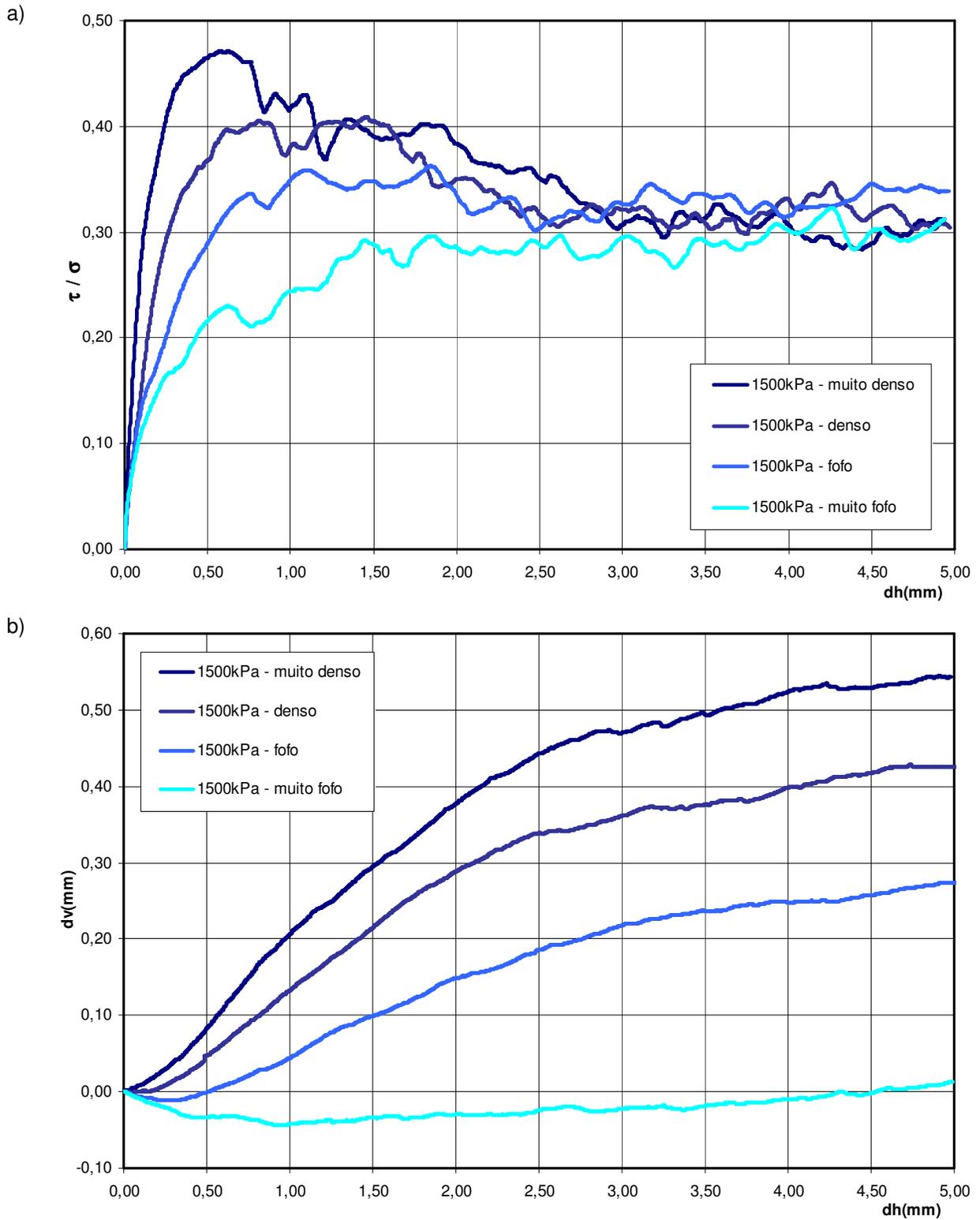


Figura 5.24: Resposta da simulação do ensaio de cisalhamento direto com tensão vertical igual a 1500kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

A envoltória de resistência de pico é apresentada na figura 5.25. O ângulo de atrito obtido em cada caso foi:

- $\phi = 26^{\circ}$ para o solo muito denso;
- $\phi = 23^{\circ}$ para o solo denso;
- $\phi = 21^{\circ}$ para o solo fofo;
- $\phi = 18^{\circ}$ para o solo muito fofo.

A resistência residual obtida foi praticamente a mesma para as quatro amostras, com um ângulo de atrito residual $\phi_{res} \approx 17^{\circ}$. A tabela 5.2 apresenta os valores inicial e final do índice de vazios e para todos os ensaios, entanto que a figura 5.26 mostra a evolução do índice de vazios para todos os ensaios. A figura 5.27 detalha a formação da área efetiva de cisalhamento na amostra cisalhada.

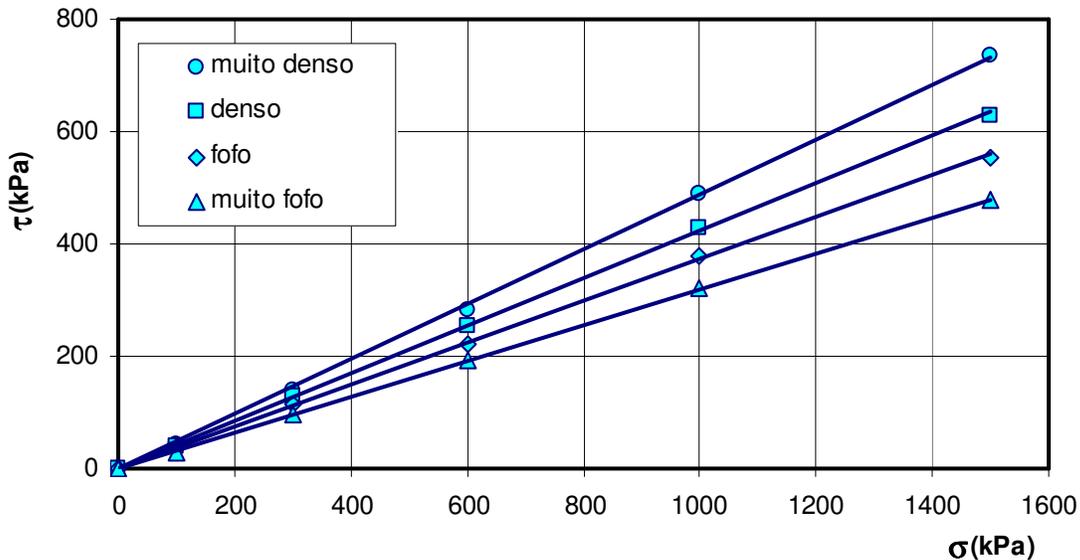
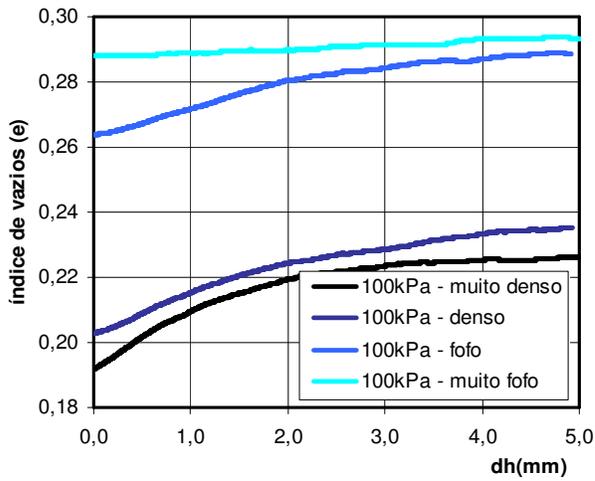


Figura 5.25: Envoltória de resistências de pico.

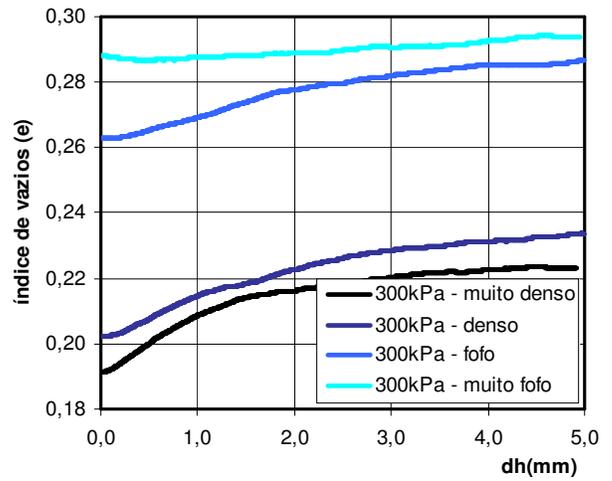
Tabela 5.2. Índice de vazios inicial e final das amostras ensaiadas.

Índice de vazios (e)	$\sigma = 100\text{kPa}$		$\sigma = 300\text{kPa}$		$\sigma = 600\text{kPa}$		$\sigma = 1000\text{kPa}$		$\sigma = 1500\text{kPa}$	
	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
Muito fofo	0,288	0,293	0,288	0,294	0,286	0,289	0,284	0,286	0,282	0,283
Fofo	0,264	0,289	0,263	0,287	0,262	0,285	0,260	0,280	0,258	0,276
Denso	0,203	0,235	0,202	0,234	0,201	0,232	0,200	0,231	0,197	0,224
Muito denso	0,192	0,226	0,191	0,223	0,191	0,221	0,188	0,220	0,185	0,220

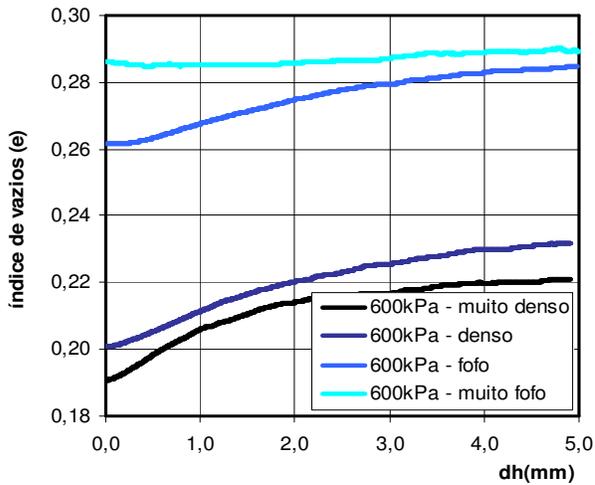
a) Tensão vertical = 100kPa



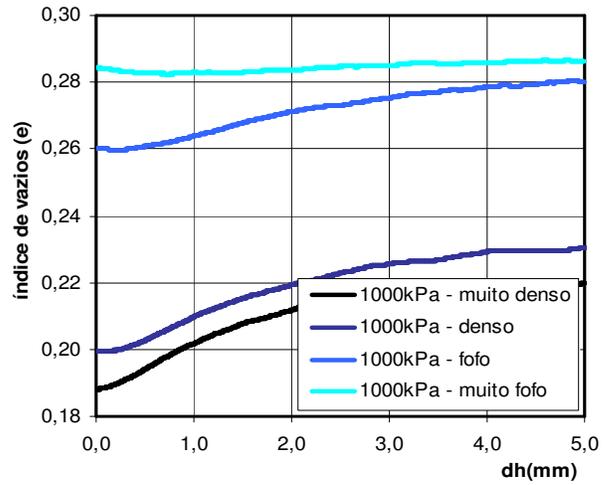
b) Tensão vertical = 300kPa



c) Tensão vertical = 600kPa



d) Tensão vertical = 1000kPa



e) Tensão vertical = 1500kPa

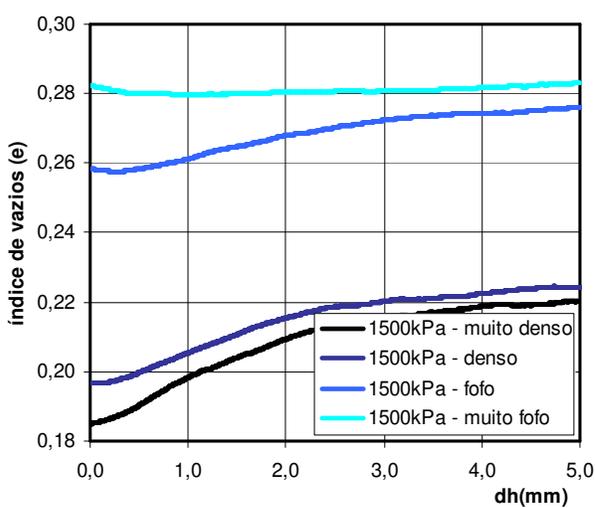


Figura 5.26: Evolução do índice de vazios e durante o cisalhamento.

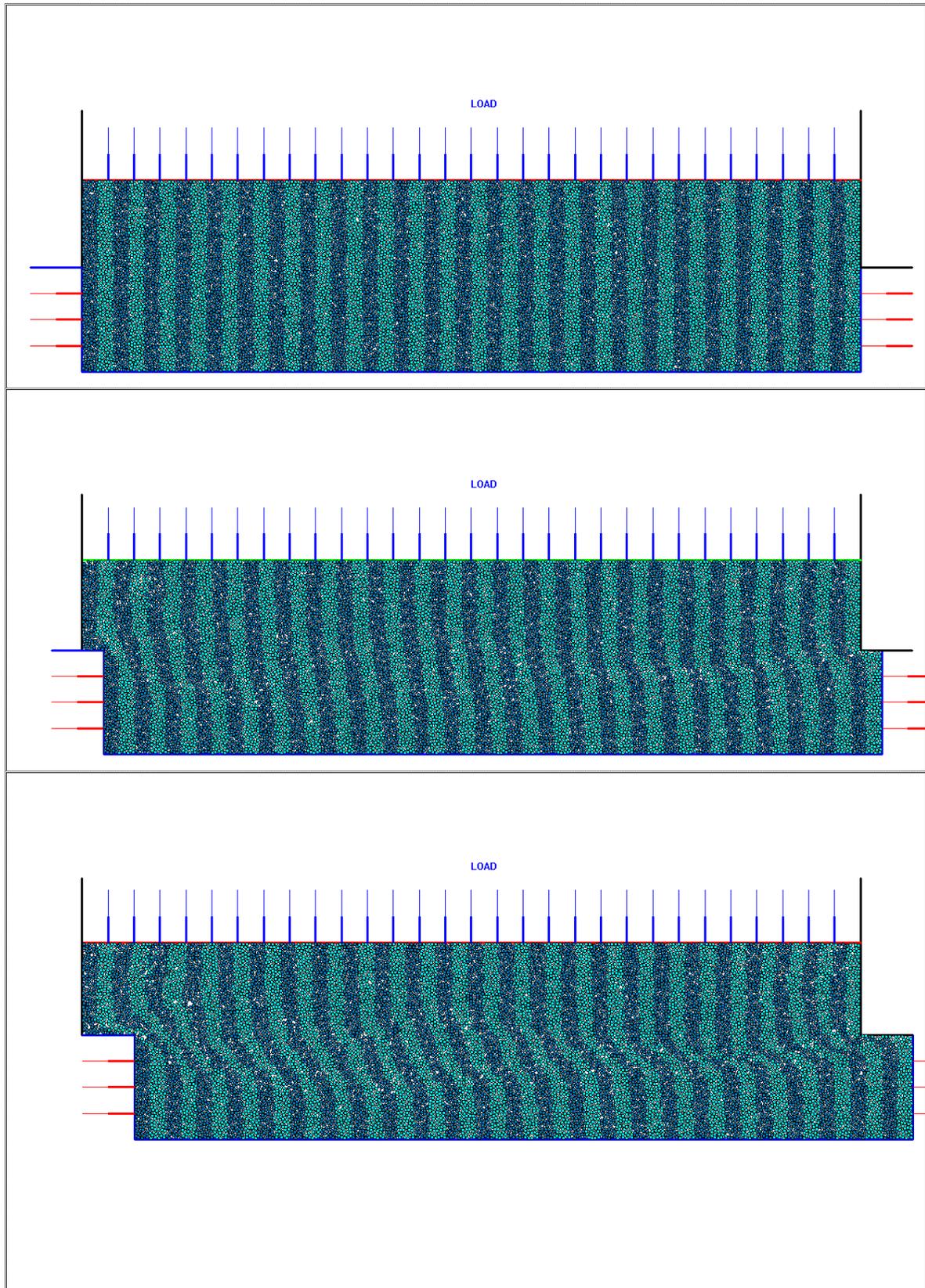


Figura 5.27: Ensaio de cisalhamento direto. Formação da zona de cisalhamento no interior da amostra de solo: a) Configuração inicial; b) c) Amostra cisalhada.

5.4.2. Crítica dos resultados obtidos

As amostras ensaiadas foram formadas por arranjos de elementos discretos rígidos, sem quaisquer das características especiais implementadas na presente pesquisa. Assim sendo, o comportamento das amostras baseia-se no atrito entre os elementos, com o qual pode ser comparado com um solo arenoso.

Para a crítica dos resultados obtidos vamos a considerar, pois, as características da resistência de areias observada em ensaios de laboratório. Complementarmente, serão levantadas as principais conclusões das pesquisas numéricas via elementos discretos já citadas.

a) Influência do índice de vazios e a tensão vertical

Casagrande (1940) demonstrou que o ângulo de atrito das areias depende diretamente do índice de vazios e da variação de volume durante o cisalhamento. Desta forma, areias densas dilatam durante o cisalhamento e exibem um elevado ângulo de atrito, enquanto que areias fofas contraem durante o cisalhamento e exibem um ângulo de atrito muito menor.

Esta tendência viu-se claramente nas simulações numéricas feitas para a validação, que mostraram que a magnitude da dilatação e a resistência diminuíram na medida que cresceu o índice de vazios.

As amostras *muito fofas* mostraram um comportamento volumétrico de contração, cuja magnitude aumentou com o valor da tensão vertical. Nestas amostras não houve pico de resistência e a curva de resistência em todos os casos cresceu suavemente até alcançar a resistência máxima no estado crítico.

As amostras *fofas* mostraram um comportamento levemente dilatante, de magnitude decrescente com a tensão vertical aplicada. A resistência máxima foi alcançada rapidamente para baixos deslocamento horizontais, e manteve-se ao longo do ensaio, sem acontecer um pico definido de resistência.

As amostras *densas* mostraram um pico definido de resistência e comportamento dilatante desde o início do ensaio, para depois alcançar a resistência residual no estado crítico.

As amostras *muito densas* mostraram um maior pico de resistência que as amostras densas, obtido para deslocamentos horizontais menores. Semelhantemente, exibiu comportamento altamente dilatante, até alcançar a resistência residual na condição de estado crítico.

As amostras em geral tiveram um comportamento relativamente mais dilatante do que o esperado, levando em conta o comportamento volumétrico dos solos arenosos reais. Esta discrepância deve-se em parte à dificuldade de reproduzir amostras fofas via elementos discretos, assim como a outros fatores como serem o fator de forma, fator de *upscaling*, o sub-amortecimento do ciclo de cálculo e a velocidade do ensaio. A influência destes parâmetros é discutida no item (c). A evolução do índice de vazios durante o ensaio, apresentada na figura 5.26, mostra uma leve tendência das amostras para um valor crítico de índice de vazios, mas nota-se uma divisão em quanto a comportamento entre as amostras fofas e densas. Foi detectado que a velocidade do ensaio influi nesta discrepância, e que a aplicação de velocidades mais baixas a reduzem. Isto, porém, torna o tempo real envolvido no ensaio muito elevado para a capacidade computacional atual.

A figura 5.25 sumariza a respostas obtidas na validação em termos de resistência. Nota-se uma linearidade na envoltória de resistência para todas as amostras, o que era esperado de um meio particulado incoerente.

b) Evolução do ângulo de atrito

Rowe (1962) estudou as características da resistência drenada de areias sob diferentes densidades iniciais e tensões de confinamentos. Os resultados sugeriram a existência de três componentes de resistência atuando de forma superposta para dar uma resposta mecânica global (ver figura 5.28), a saber:

- a) Resistência mobilizada pelo mecanismo de atrito simples. Esta parcela independe dos níveis de densidade e confinamento, apresentando um valor constante definido pelo ângulo de atrito intrínseco das partículas ϕ_{μ} .
- b) Resistência desenvolvida pela energia gasta no rearranjo e reorientação das partículas de solo. Esta parcela de resistência se desenvolve em maior medida para baixas densidades relativas, quando as partículas possuem

maior liberdade para girar e se rearranjar em novas configurações sob cisalhamento. O ângulo de atrito que engloba esta parcela e a anterior é o ângulo crítico ϕ_{cr} que define a condição de variação volumétrica nula.

- c) Resistência desenvolvida pela energia gasta na dilatação do solo. Esta energia compõe-se de duas parcelas, a energia gasta em atrito interno durante a dilatação e a referente ao trabalho externo necessário para a efetuar a variação de volume. O ângulo de atrito que engloba as três parcelas de resistência é o ângulo ϕ_d que é medido no ensaio.

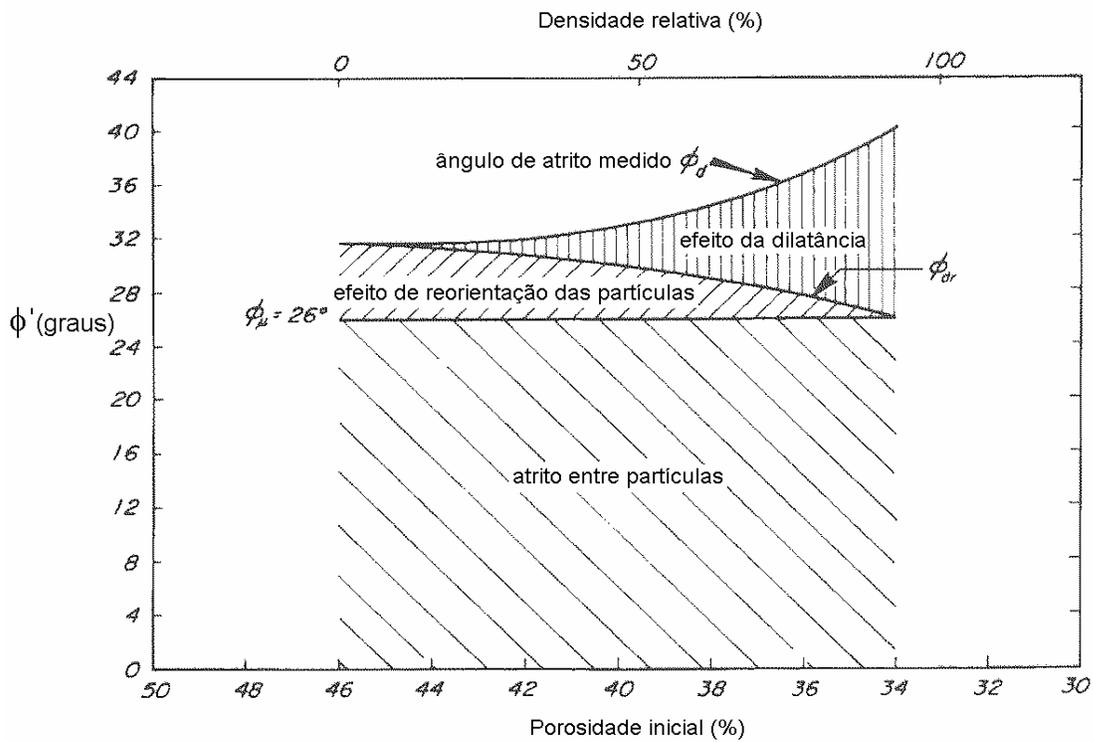


Figura 5.28: Componentes da resistência de areias (Rowe, 1962).

A evolução do ângulo de atrito com o índice de vazios (ou porosidade) é mostrado na figura 5.29. Como se pode apreciar, confirma-se a mesma tendência no crescimento do ângulo de atrito na medida que diminui o índice de vazios e cresce a densidade relativa da amostra. Enquanto aos valores obtidos do ângulo de atrito, e a discrepância com os valores observados em areias, este aspecto é tratado a seguir no marco das outras pesquisas via simulações numéricas discretas. A influência da quebra de grãos será tratada especificamente quando seja modelada nas amostras.

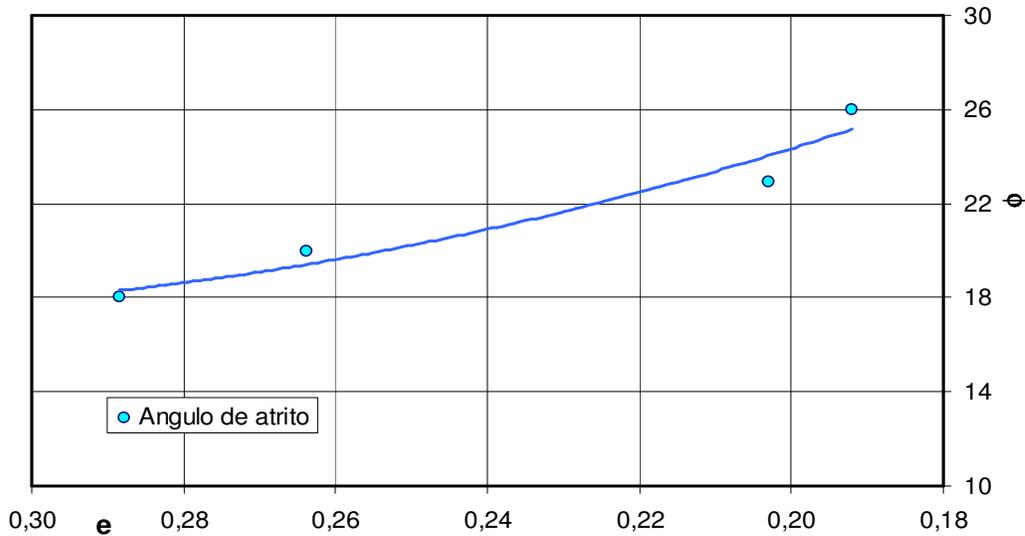


Figura 5.29: Evolução do ângulo de atrito com o índice de vazios.

c) Magnitude do ângulo de atrito

As pesquisas numéricas detalhadas no item 5.1.3 abordam a questão do ângulo de atrito obtido nos ensaios virtuais, e a sua discrepância com respeito aos valores obtidos com modelos físicos y os dados experimentais em areias (em geral os valores de ângulo de atrito resultantes de ensaios virtuais mostraram-se menores).

Ni *et al* (2000) analisou, em simulações 3D, a influência do fator de forma dos elementos discretos na resposta do ensaio. Esta pesquisa apontou que o ângulo de atrito, assim como a dilatância, incrementaram-se com o aumento do fator de forma, isto é, na medida que os elementos afastaram-se da forma circular. Adicionalmente, comprovou-se que o número de elementos discretos utilizados (ou seja, o valor do *upscaling*) influi na resposta do ensaio, já que a maior número de elementos verificou-se uma queda substancial na dilatância y uma diminuição do ângulo de atrito, especialmente o residual.

Um outro aspecto a relacionar o constitui o caráter sub-amortecido do algoritmo de cálculo dinâmico utilizado, o que redundava em um movimento oscilatório residual dos elementos discretos em torno da posição de equilíbrio. Este fenômeno, associado a velocidades de cisalhamento elevadas, mantém a amostra num estado dilatado e portanto mais solto, o que contribui para uma queda nas tensões cisalhantes no plano de falha, o que diminui o valor do ângulo de atrito, especialmente o residual.

Desta forma, podem ser apontadas três causas para o menor valor do ângulo de atrito obtido nas simulações via elementos discretos:

- O fator de forma, dada a forma circular dos elementos discretos utilizados;
- O fator de *upscaling*, especificamente pela pouca variedade de tamanhos de grãos incorporada à amostra;
- O sub-amortecimento do algoritmo de cálculo e a velocidade de cisalhamento.

Neste contexto, cabe destacar que os valores de ângulo de atrito obtidos por Zhang & Thornton (2007) coincidem com os obtidos na presente pesquisa.

d) Estado crítico do solo

O estado crítico, caracterizado pela resistência de valor constante com deformação volumétrica nula, foi alcançado por todas amostras e sob as diferentes tensões verticais. O valor do ângulo de atrito residual $\phi_{res} \approx 17^{\circ}$ foi igual para as quatro amostras de diferente densidade inicial, correspondente a uma relação de tensão $\tau/\sigma \approx 0,30$. O estado crítico foi alcançado, em todos os casos, para um deslocamento horizontal dh entre 3,5mm e 4,0mm. Zhang e Thornton (2007) apontaram que, independentemente do valor da tensão vertical, a partir de um dado valor do deslocamento vertical as amostras atingiram o estado crítico para uma relação $\tau/\sigma \approx 0,30$, o que coincide com o valor obtido na presente pesquisa.

Conclusões

A calibração e validação do programa de elementos discretos utilizado na presente pesquisa foi levada a cabo com sucesso, pois o programa conseguiu representar o ensaio de cisalhamento direto simulando quatro diferentes amostras, e reproduziu o seu comportamento mecânico e volumétrico satisfatoriamente para diferentes tensões verticais.

Os resultados da validação foram discutidos, e apontaram-se em cada caso as virtudes e limitações da simulação. As discrepâncias com o comportamento esperado foram analisadas à luz de outros autores e pesquisas, procurando em cada caso a explicação adequada a fim de entender o motivo das mesmas.

5.4.3. Refinamento da distribuição granulométrica

O principal aspecto no qual houve discrepância com a resposta experimental de solos arenosos foi no referente à magnitude do ângulo de atrito obtido nas simulações. Sobre esta deficiência foram levantadas três possíveis causas, a saber:

- O fator de forma;
- O fator de *upscaling*;
- O sub-amortecimento;

O sub-amortecimento é uma característica constitutiva do algoritmo de cálculo, e a otimização deste algoritmo requer de uma pesquisa mais específica que escape aos tempos e objetivos da presente pesquisa. O fator de forma, por sua vez, encontra a limitação da geometria circular assumida para o elemento base da modelagem discreta. O fator de *upscaling*, finalmente, encontra limite ao número e tamanho das partículas utilizadas na modelagem na capacidade computacional e o tempo de análise disponível.

A partir de este cenário, e na tentativa de fornecer respostas às dificuldades levantadas, apresenta-se um breve estudo adicional realizado sobre a influência do fator de *upscaling* e o fator de forma.

Influência do fator de upscaling

A amostra montada na validação do modelo de análise micro-mecânica está formada por elementos de três tamanhos diferentes, conforme mostrado na tabela 5.3. A classificação desta amostra no sistema unificado de classificação (SUCS) dá uma areia pobremente graduada (SP), e sua curva granulométrica correspondente é mostrada na figura 5.30.

Tabela 5.3: Dados granulométricos da amostra com três tamanhos de grãos diferentes.

raio (mm)	Volume (mm ³)	quantidade	% peso	D₁₀	0,090
0,10	0,031	6.075	16,3%	D₃₀	0,110
0,15	0,071	6.075	36,6%	D₆₀	0,205
0,17	0,091	6.075	47,1%	C_c	0,66 < 1,0
Total		18.225	100,0%	C_u	2,28 < 6

Foi montada uma segunda amostra contendo nove tamanhos diferentes de grãos, no intuito de melhorar a descrição granulométrica do solo. Os dados granulométricos são apresentados na tabela 5.4, e a classificação desta amostra no sistema unificado (SUCS) dá também uma areia pobremente graduada (SP). Sua curva granulométrica correspondente é mostrada na figura 5.30.

Tabela 5.4: Dados granulométricos da amostra com nove tamanhos de grãos diferentes.

raio (mm)	Volume (mm ³)	quantidade	% peso	D₁₀	0,095
0,025	0,002	2.294	0,33%	D₃₀	0,130
0,050	0,008	2.294	1,32%	D₆₀	0,330
0,075	0,018	2.294	2,96%	C_c	0,54 < 1,0
0,100	0,031	2.294	5,26%	C_u	3,47 < 6
0,125	0,049	2.294	8,22%		
0,150	0,071	2.294	11,84%		
0,175	0,096	2.294	16,12%		
0,200	0,126	2.294	21,05%		
0,250	0,196	2.294	32,89%		
Total		20.646	100,0%		

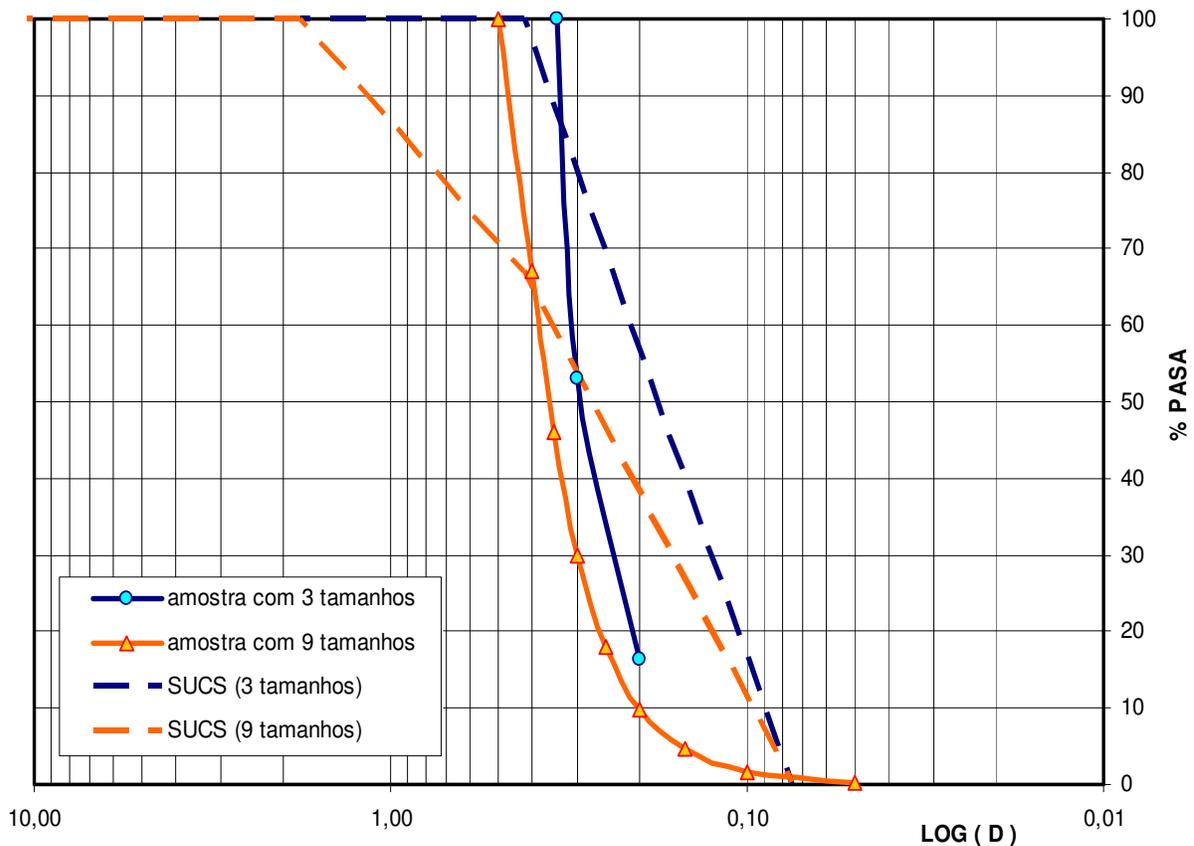


Figura 5.30: Curvas granulométricas de amostras com 3 e 9 tamanhos de grãos diferentes, a as suas correspondentes curvas de classificação pelo SUCS.

Como pode se observar nas curvas granulométricas da figura 5.30 houve uma melhora na distribuição de tamanhos ao passar de três para nove tamanhos diferentes. Mesmo assim, a amostra continuou a classificar como pobremente graduada, e isto devido a dois motivos:

- A pouca presença de finos (0,33% em peso), o que se deve ao fato de modelar os finos a partir de sua aglomeração em grumos argilosos, e principalmente porque elementos muito pequenos (de pouca massa m) tornam o cálculo bastante mais demorado, pois o passo de tempo em cada ciclo está limitado por $\Delta t \leq 2\sqrt{m/k}$;
- A ausência de grãos do tamanho de areia grossa, o que tem a ver com a limitação da relação de tamanhos grão/caixa. Na calibração esta relação foi estudada, estabelecendo-se uma cota superior de 1/20, pelo que o maior elemento deve ter como máximo 0,50mm (a altura da meia caixa é de 10mm), o que foi respeitado na amostra gerada. Esta limitação verifica-se também na execução dos diversos ensaios em laboratório, onde as amostras remoldeadas são montadas com a fração de solo que passa a peneira especificada na normativa correspondente.

Devido ao considerável tempo envolvido na geração da amostra com nove tamanhos, especificamente com o posicionamento dos elementos por influência exclusiva da gravidade, foi montada apenas uma amostra muito densa para a avaliação da influência do fator de upscaling.

A figura 5.31 apresenta as curvas de resposta de um ensaio de cisalhamento direto executado na amostra muito densa com nove tamanhos de grão, para uma tensão vertical de 300kPa, e a compara com o mesmo ensaio em amostra muito densa com três tamanhos de grão.

Como se pode observar, a melhor discretização dos tamanhos de grãos trouxe aparelhada uma variação na resposta do solo, a saber:

- Uma maior rigidez inicial;
- Uma maior resistência de pico (o ângulo de atrito correspondente ao pico passou de $\phi' = 26^0$ para $\phi' = 28^0$). A resistência residual não mudou.
- Uma menor tendência dilatante.

Desta forma, se verificou que uma melhor representação da curva granulométrica contribui a melhorar a capacidade de simulação do modelo.

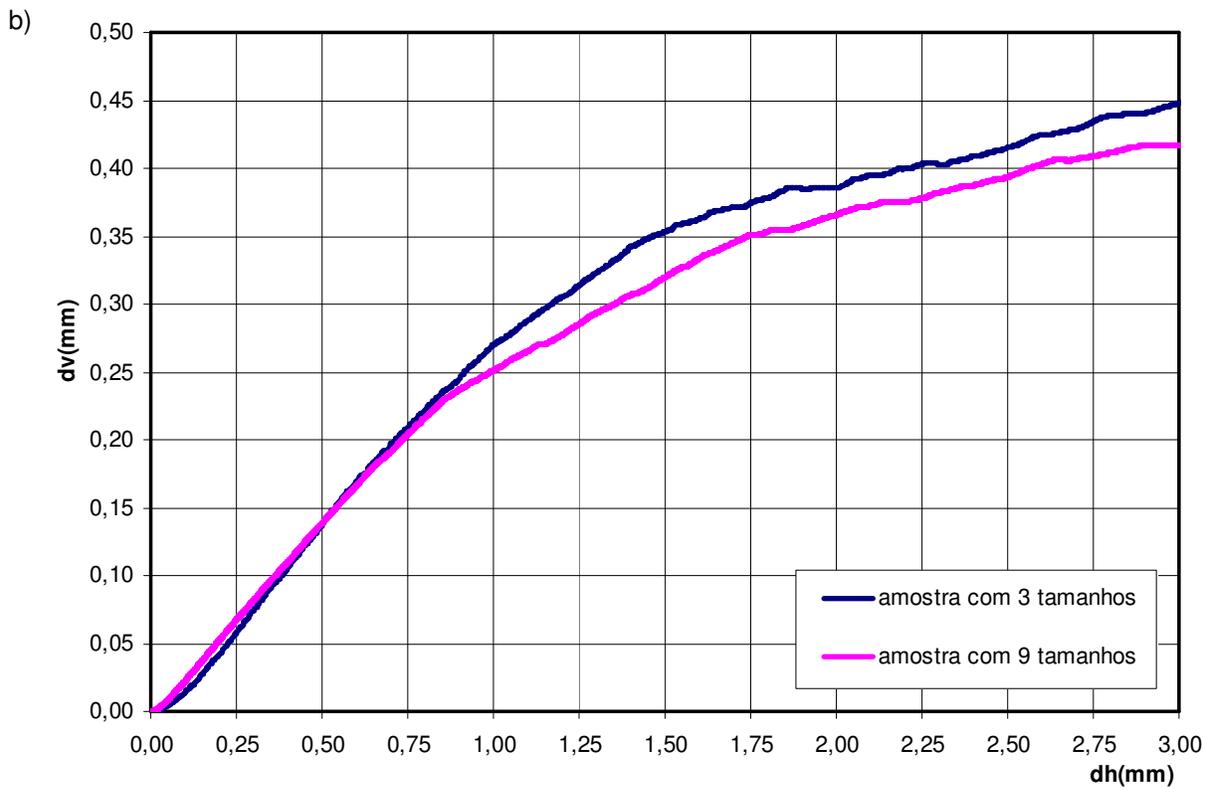
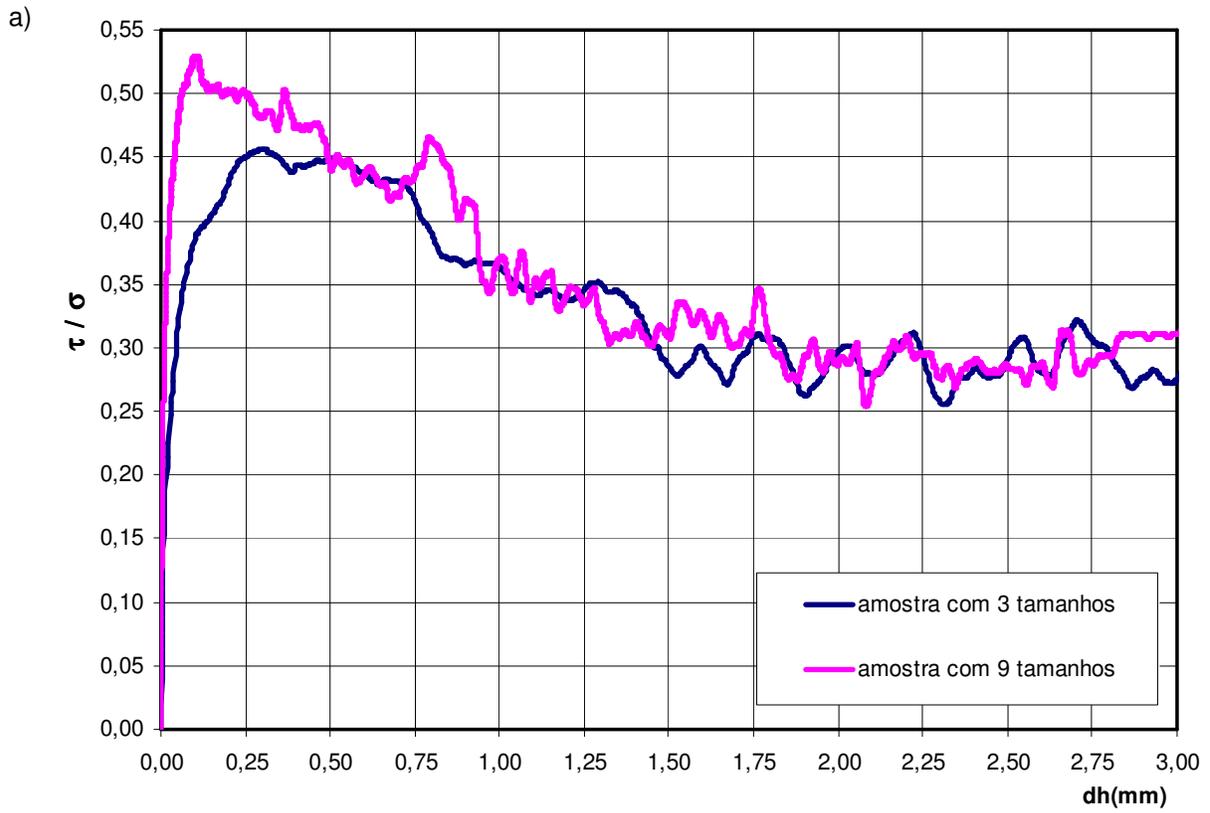


Figura 5.31: Resposta da simulação do ensaio de cisalhamento direto com tensão vertical de 300kPa para amostras muito densas com 3 e 9 tamanhos diferentes de grãos: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Influência do fator de forma

Enquanto ao fator de forma, é sabido que as formas que se afastam da seção circular oferecem maior oposição ao deslocamento relativo, pelo que fornecem uma maior resistência ao cisalhamento. O estudo da influência da forma dos grãos, porém, encontra a limitação na forma circular dos elementos discretos utilizados na modelagem.

Neste sentido, procurou-se obter uma aproximação de uma amostra com grãos de forma diferenciada fazendo uso da formulação implementada no código no referente à ligação rochosa a partir do estabelecimento de *links* rígidos entre elementos discretos. Os elementos assim ligados podem ser entendidos como um grão de geometria especial, como mostrado na figura 5.32.

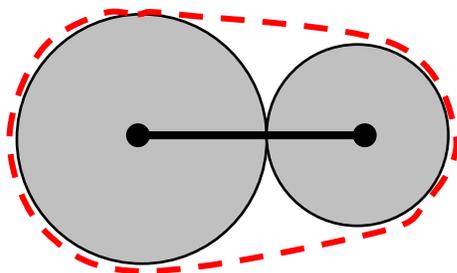


Figura 5.32: Elemento de geometria especial formado a partir da ligação rígida de dois elementos circulares.

Uma amostra muito densa com grãos especiais foi gerada a partir da amostra com nove tamanhos diferentes de grãos, pela definição aleatória de links rígidos na proporção de 1 cada 30 links. Os resultados da simulação do cisalhamento são mostrados na figura 5.33, podendo se apontar:

- Uma maior rigidez inicial por causa dos grãos especiais;
- Um maior e mais amplo pico de resistência (o ângulo de atrito correspondente ao pico passou de $\phi' = 28^{\circ}$ para $\phi' = 30^{\circ}$). A resistência residual também foi incrementada, passando de $\phi' = 17^{\circ}$ para $\phi' = 19^{\circ}$.
- Uma maior tendência dilatante em concordância com o acréscimo na resistência de pico.

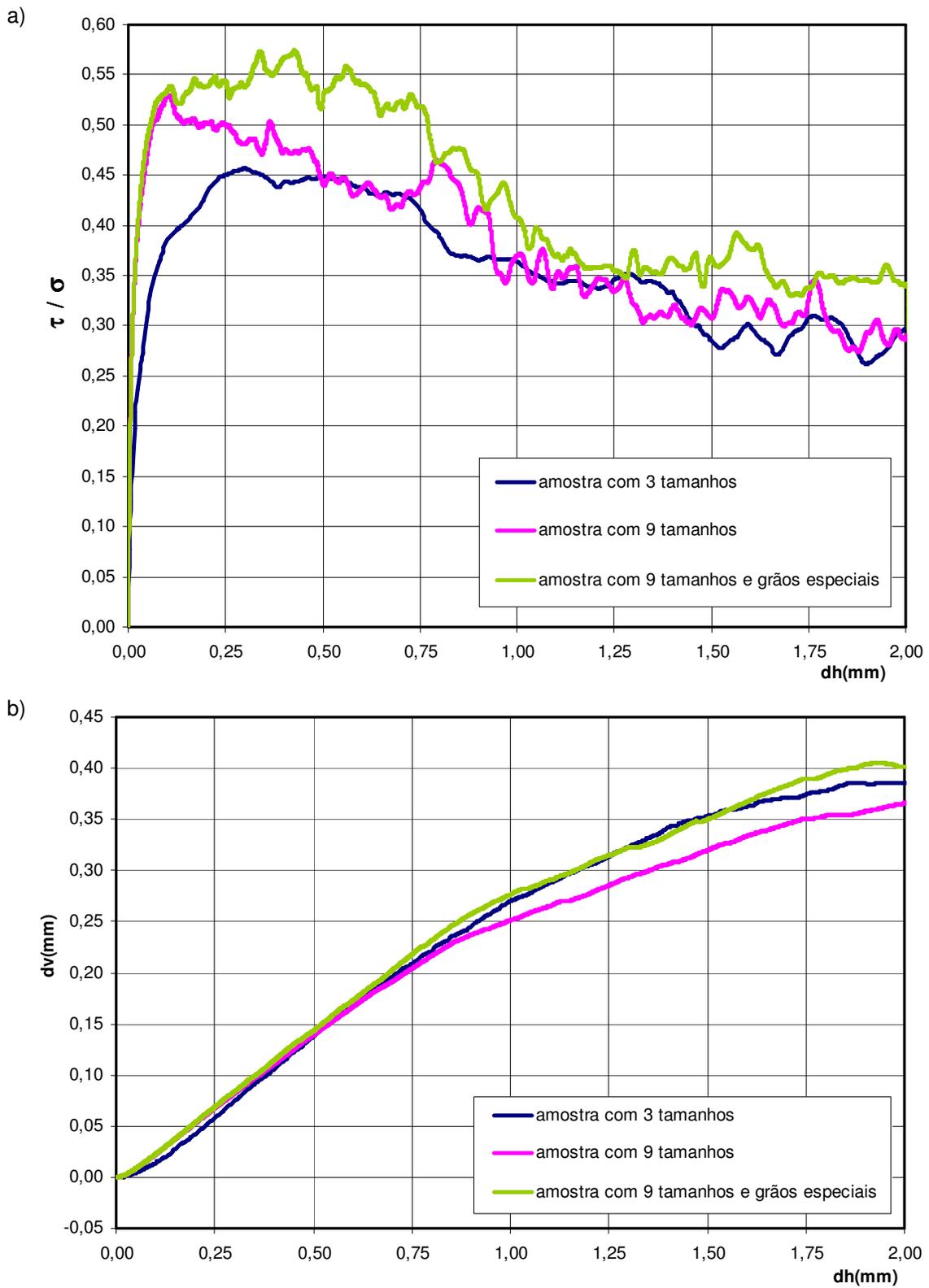


Figura 5.33: Resposta da simulação do ensaio de cisalhamento direto com tensão vertical de 300kPa para amostras muito densas com 9 tamanhos diferentes de grãos, com e sem grãos especiais: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Conclusões

Na crítica dos resultados obtidos na validação do modelo de análise foi levantada a questão da discrepância nos valores de ângulo de atrito obtido no modelo discreto em comparação com os valores medidos experimentalmente em meios particulados incoerentes. Também foram apontadas possíveis fontes para esta discrepância no fator de forma e de upscaling utilizados, assim como no subamortecimento do algoritmo de cálculo.

A influência do fator de upscaling foi estudada cisalhando uma amostra constituída com nove tamanhos diferentes de grãos, em contraste com a amostra de três tamanhos utilizada na validação. Os resultados mostraram um acréscimo na resistência e no ângulo de atrito causado pela melhor distribuição de tamanhos. No entanto, o tempo envolvido nesta análise numérica foi consideravelmente maior, o que torna inviável sua utilização sistemática na presente pesquisa.

Adicionalmente, a influência do fator de forma foi analisada gerando, na amostra de nove tamanhos de grãos, alguns grãos de geometria especial mediante a ligação rígida de dois elementos discretos. O cisalhamento desta amostra mostrou um acréscimo adicional na resistência e ângulo de atrito por casua dos grãos especiais, tanto no pico quanto no valor residual.

Desta forma, comprova-se que é possível melhorar o ajuste entre o modelo discreto e o comportamento experimental observado. Uma pesquisa mais específica se faz necessária neste assunto, especialmente na implementação de elementos discretos de geometria variada e na otimização do algoritmo de cálculo que permita minimizar os efeitos do sub-amortecimento e os tempos envolvidos na análise numérica.

6

Simulação dos Fenômenos Micro-Mecânicos presentes em Solos Residuais

6.1.

Objetivos das simulações

Neste capítulo aborda-se o estudo via mecânica computacional dos fenômenos micro-mecânicos presentes em solos residuais, os quais já foram relevados e analisados previamente. O objetivo é simular a ocorrência de cada fenômeno separadamente, avaliando a sua influência nos seguintes ensaios:

- a) Ensaio de cisalhamento direto, onde será avaliada a influência sobre a resistência ao cisalhamento, pico e residual, a rigidez e o comportamento volumétrico do solo;
- b) Ensaio edométrico, onde será avaliada a influência sobre a compressibilidade do solo;

Os fenômenos estudados são relacionados a seguir:

- ***Quebra de grãos.*** Será avaliada a influência da presença de grãos quebradiços para diferentes valores da resistência à quebra destes, e será analisado o histórico de ocorrência de quebras ao longo dos ensaios.
- ***Cimentação de grãos.*** Será avaliada a influência do número de contatos cimentados o do valor da resistência do cimento, e será analisado o histórico de ocorrência de quebras de contatos cimentados ao longo dos ensaios.
- ***Forma dos grãos.*** Para isto se utilizará o recurso da ligação rochosa para unir pares de elementos de raios quaisquer e simular assim grãos de forma diferenciada da circular.
- ***Grumos argilosos.*** Será avaliada a influência da porcentagem de grumos presentes e do valor do coeficiente de adensamento dos grumos.
- ***Fluxo não saturado.*** Será avaliada a influência do nível de sucção e será analisada a distribuição das sucções no plano de falha durante o cisalhamento.
- ***Fluxo não saturado com grumos argilosos.*** Será estudada a influência na resposta do solo da interação de fluxo entre a macroestrutura (meniscos) e microestrutura (grumos).

6.2. Quebra de grãos

O fenômeno da quebra de grãos em solos está associado à presença de elevadas tensões confinantes, e se dá pelo acúmulo de forças de contato em torno de certos grãos. No caso de grãos mais fracos ou mais intensamente carregados, estas forças de contato ultrapassam a resistência à tração destes provocando sua quebra em dois ou mais fragmentos de menor tamanho. Há, pois, uma variação na distribuição de tamanhos, mas sem qualquer perda de massa.

Como já foi apontado no item 4.4, a simulação da quebra foi concebida pela substituição do elemento que quebra por outros dois elementos iguais entre si, de tamanho tal que cada um deles representa a metade da massa do elemento original. Desta forma garante-se a conservação de massa na amostra, o que importa na hora de avaliar o seu comportamento volumétrico. A escolha de dois fragmentos se deve à simplicidade na representação do fenômeno, a uma maior eficiência numérica ao minimizar as diferenças de massa entre os diferentes elementos, e principalmente por ser um dos mecanismos verificados de ruptura de grãos (Gallagher, 1976).

A figura 6.1. mostra em detalhe uma amostra com grãos susceptíveis de quebra, antes e depois de acontecer a quebra de alguns grãos. Cabe destacar que a quebra gera uma expansão localizada por causa da separação dos fragmentos gerados, produzindo um rearranjo dos elementos na região circunvizinha.

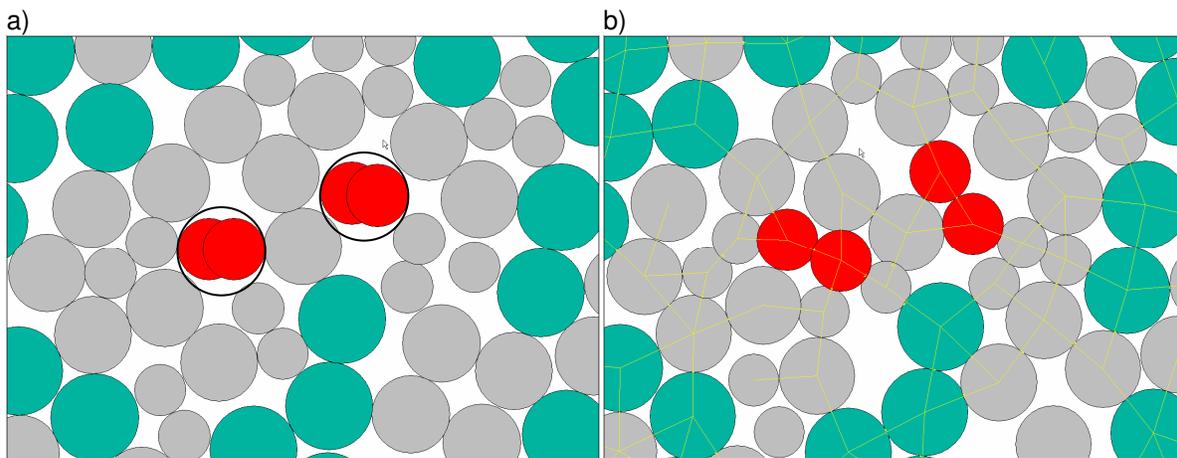


Figura 6.1: Detalhe da quebra de grãos: a) Instante da quebra de dois grãos; b) Rearranjo dos novos grãos que os substituem.

6.2.1. Ensaio edométrico

Primeiramente estudou-se o comportamento do solo com possibilidade de quebra sob condições edométricas, no intuito de obter suas características de compressibilidade e compará-las com as da mesma amostra sem grãos quebradiços. A amostra utilizada foi a densa, onde um terço dos elementos – os de raio igual a 0,15mm – são definidos como susceptíveis de quebra. A resistência dos grãos S_c foi assumida em 4 e 5 newtons.

A figura 6.2 permite visualizar a amostra deformando sob carregamento, onde aparecem em destaque os grãos quebrados distribuídos aleatoriamente no corpo da amostra. As curvas de compressibilidade obtidas estão mostradas na figura 6.3a. A ocorrência de quebras também é mostrada na figura 6.3b, onde se percebe um crescimento exponencial com a tensão vertical.

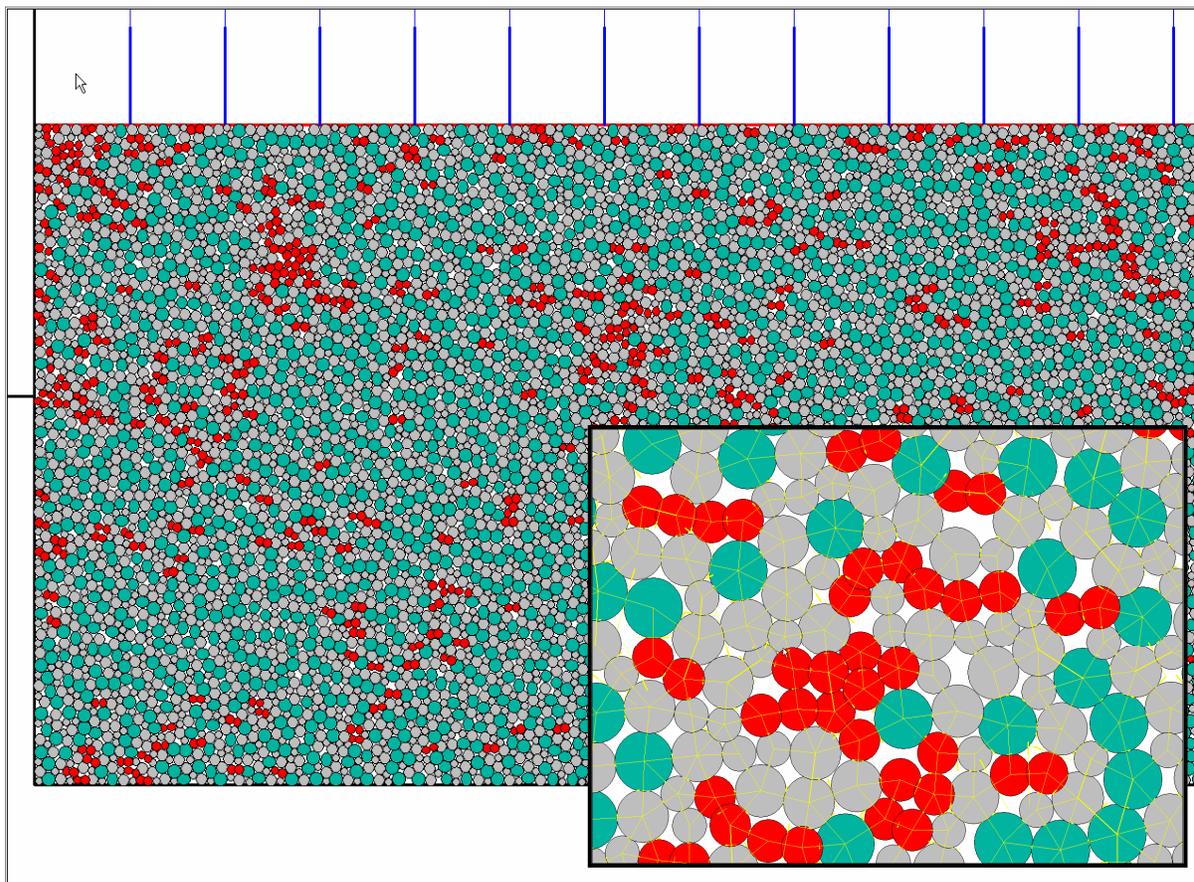


Figura 6.2: Quebra de grãos em amostra densa durante o ensaio edométrico.

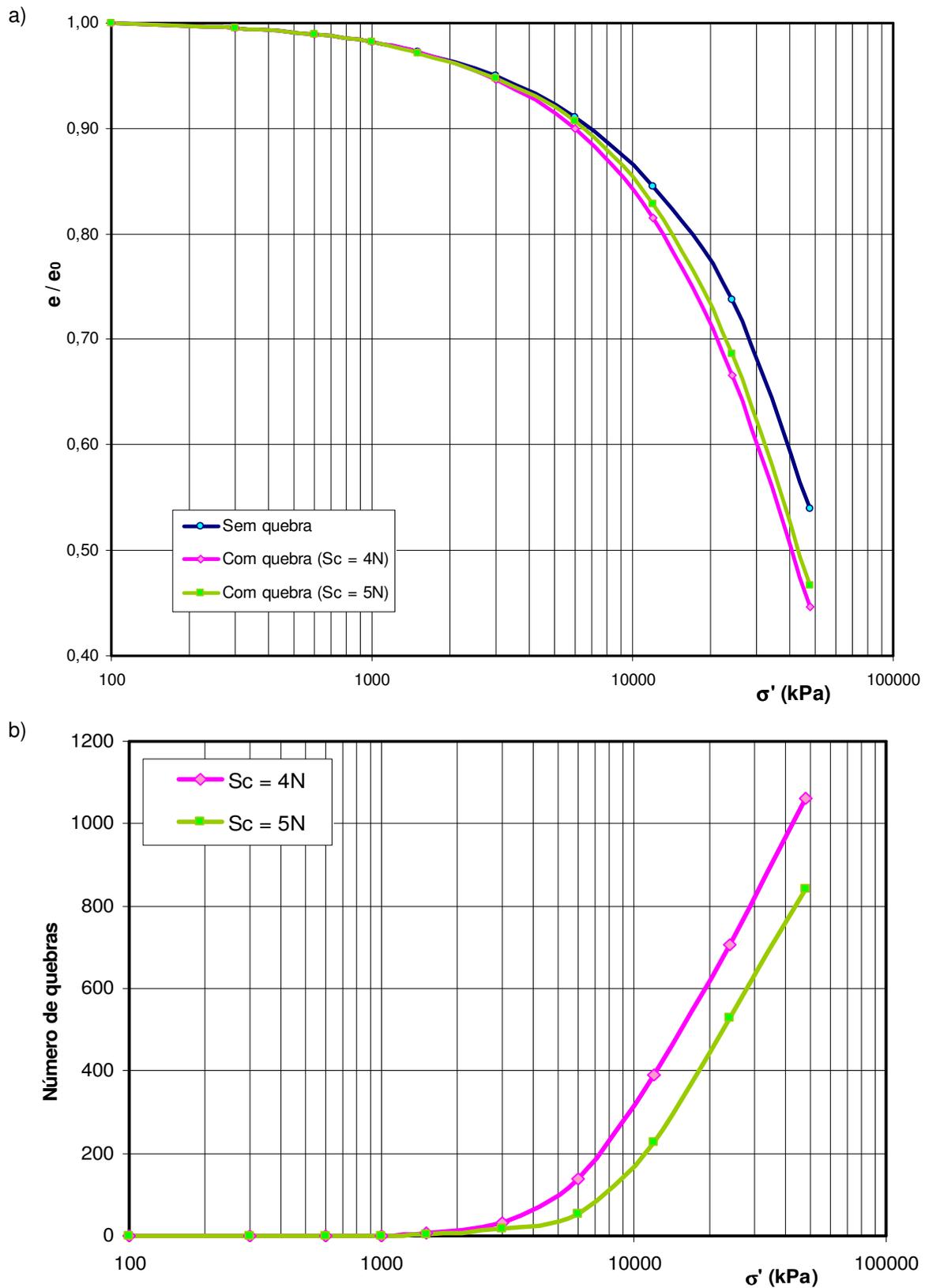


Figura 6.3: a) Curva de compressibilidade de solo com quebra de grãos (Sc : resistência dos grãos, em newtons); b) Histórico de quebra de grãos com a pressão vertical.

A figura 6.3 revela que a ocorrência de quebra de grãos produziu um aumento na compressibilidade do solo, ao permitir o rearranjo dos grãos para uma configuração mais densa. O índice de compressão C_c mensura a deformabilidade dos solos no ensaio edométrico segundo a expressão

$$C_c = (e_i - e) / (\log_{10}(\sigma' / \sigma'_i))$$

onde e_i e σ'_i são os valores iniciais do trecho reto da curva de adensamento.

O mesmo foi calculado para as três amostras, sendo:

$$C_c = 0.126 \text{ para a amostra sem quebras;}$$

$$C_c = 0.139 \text{ para a amostra com quebra (Sc = 5N);}$$

$$C_c = 0.140 \text{ para a amostra com quebra (Sc = 4N);}$$

com o qual o valor do índice C_c cresceu cerca de 11% por causa da quebra.

A tensão virtual de pré-adensamento, por outra parte, indica a tensão a partir da qual o solo passa a apresentar uma deformação vertical acentuada com o incremento da tensão vertical efetiva. Esta tensão pode ser estimada pelo método gráfico de Casagrande. Os valores obtidos foram:

$$\sigma'_{oc} = 12.500kPa \text{ para a amostra sem quebras;}$$

$$\sigma'_{oc} = 11.000kPa \text{ para a amostra com quebra (Sc = 5N);}$$

$$\sigma'_{oc} = 10.000kPa \text{ para a amostra com quebra (Sc = 4N);}$$

o que significa uma diminuição de 12% e 20% no valor deste parâmetro respectivamente.

O histórico de quebras das amostras com possibilidade de quebra mostrou um crescimento linear com $\log(\sigma')$ a partir de uma dada tensão σ'_q , com inclinações semelhantes, mas defasadas entre si. A ocorrência pode então ser descrita por uma lei do tipo

$$\text{quebra} = k \cdot \log(\sigma' / \sigma'_q) \quad \text{com } \sigma' > \sigma'_q$$

O valor de p_q foi estimado para as amostras com quebra em $\sigma'_q = 7000kPa$ (Sc = 5N) e $\sigma'_q = 5000kPa$ (Sc = 4N);

Desta forma, observou-se que a quebra de grãos induziu um aumento na compressibilidade e uma queda na tensão de virtual pré-adensamento do solo.

6.2.2. Campanha de ensaios de cisalhamento direto

A campanha de ensaios de cisalhamento direto está resumida na tabela 6.1. Foram ensaiadas as quatro amostras geradas para a validação, para tensões verticais de 600, 1000 e 1500kPa, e resistências à quebra Sc de 4 e 5N. Um terço dos elementos podem quebrar, aqueles de raio igual a 0,15mm.

Tabela 6.1: Campanha de ensaios para simulação da quebra de grãos. Valor inicial e final do índice de vazios 'e' em cada ensaio (Sc : resistência do grão).

Tensão vertical		600kPa		1000kPa		1500kPa	
solo	e	$Sc = 4N$	$Sc = 5N$	$Sc = 4N$	$Sc = 5N$	$Sc = 4N$	$Sc = 5N$
Muito fofo	$e_{inicial}$	0,273	0,273	0,272	0,272	0,269	0,269
	e_{final}	0,275	0,276	0,272	0,272	0,266	0,267
fofo	$e_{inicial}$	0,249	0,249	0,248	0,248	0,246	0,246
	e_{final}	0,270	0,273	0,266	0,268	0,259	0,261
denso	$e_{inicial}$	0,189	0,189	0,188	0,188	0,185	0,185
	e_{final}	0,240	0,244	0,234	0,238	0,231	0,230
Muito denso	$e_{inicial}$	0,179	0,179	0,176	0,176	0,173	0,173
	e_{final}	0,228	0,226	0,225	0,226	0,222	0,225

Histórico de quebras

As ocorrências de quebras durante os ensaios foram contabilizadas em um histórico de quebras, a fim de obter informações sobre a evolução do fenômeno. As figuras 6.4, 6.5 e 6.6 apresentam este histórico para os ensaios sob tensão vertical de 600, 1000 e 1500kPa respectivamente. A figura 6.7 apresenta os valores de quebra total em função da tensão vertical. O comportamento observado mostra um padrão bastante uniforme, podendo-se apontar as seguintes características:

- Para todas as amostras, quando a resistência à quebra foi mais fraca ($Sc = 4N$) houve aproximadamente o dobro de quebras do que quando a mesma foi incrementada ($Sc = 5N$).
- A amostra muito densa mostrou um crescimento quase linear do número de quebras total com a tensão vertical; já as amostras densa, fofo e muito fofo mostraram um crescimento do tipo exponencial com a tensão vertical.
- Para a tensão de 1500kPa as amostras fofo e muito fofo tiveram números de quebra similares, e o mesmo aconteceu com as amostras densa e muito densa.

Histórico de quebras - Tensão vertical = 600kPa

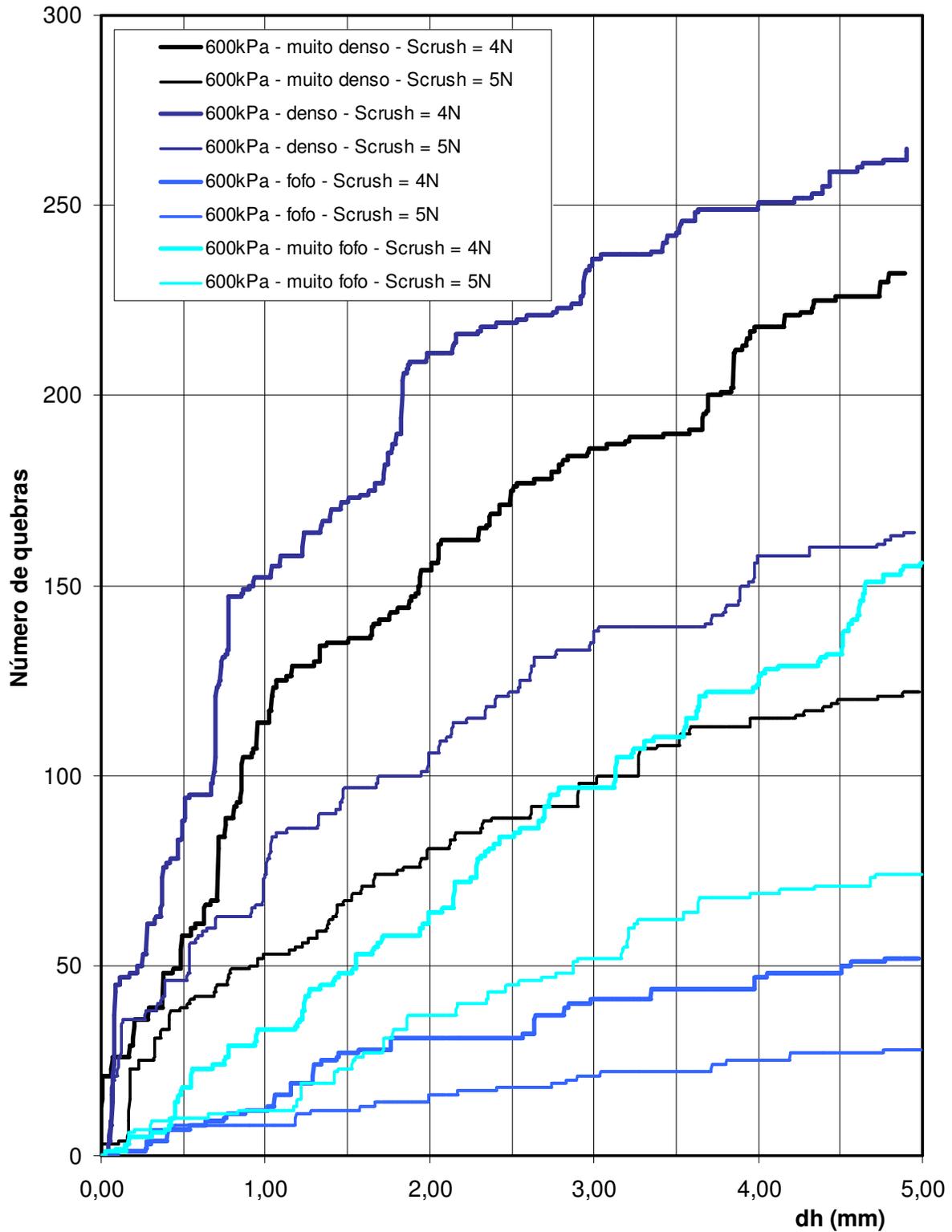


Figura 6.4: Histórico de quebra de grãos durante o ensaio de cisalhamento direto, sob uma tensão vertical de 600kPa.

Histórico de quebras - Tensão vertical = 1000kPa

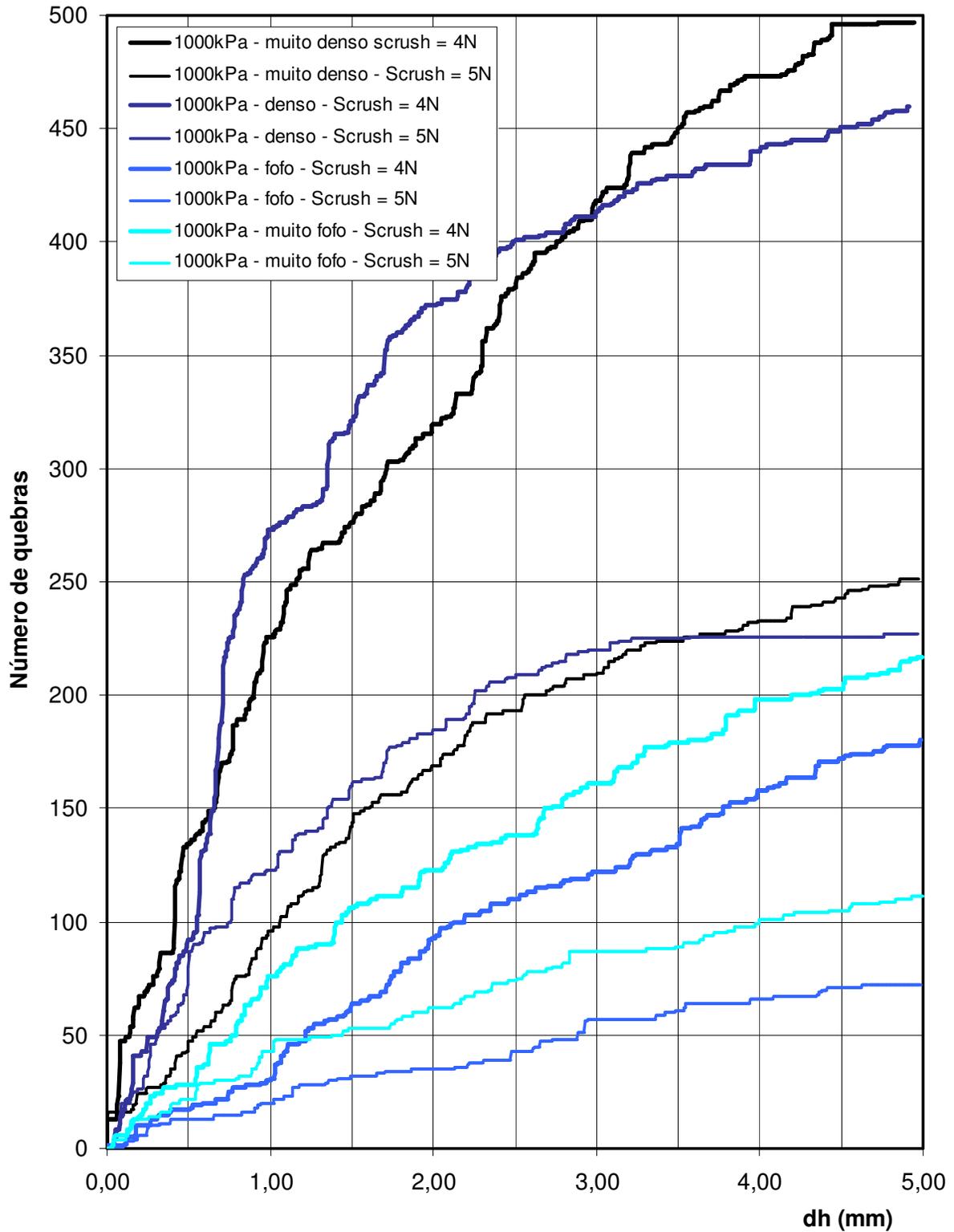


Figura 6.5: Histórico de quebra de grãos durante o ensaio de cisalhamento direto, sob uma tensão vertical de 1000kPa.

Histórico de quebras - Tensão vertical = 1500kPa

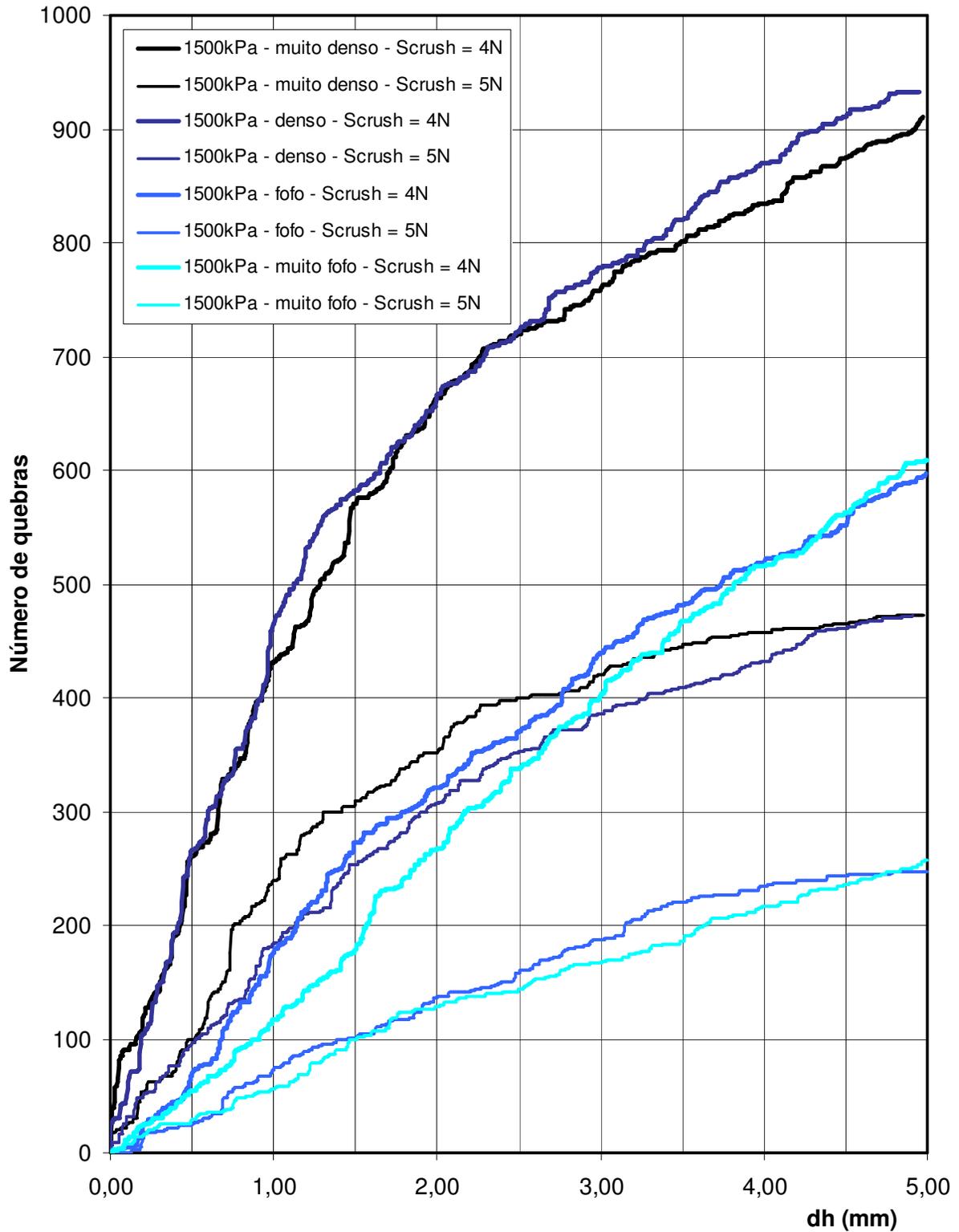


Figura 6.6: Histórico de quebra de grãos durante o ensaio de cisalhamento direto, sob uma tensão vertical de 1500kPa.

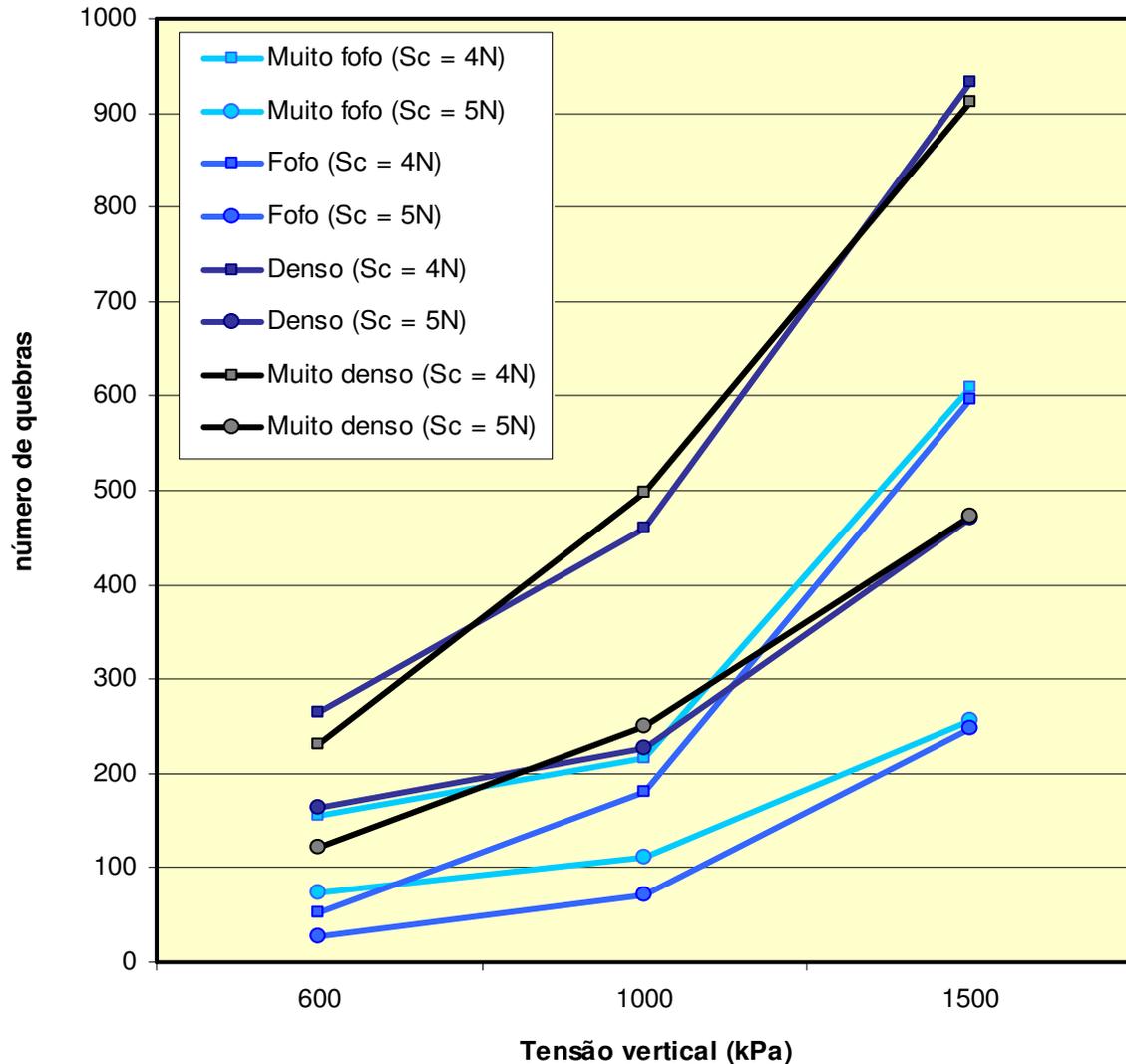


Figura 6.7: Número total de quebras nas amostras em função da tensão vertical.

- Para os ensaios com a menor tensão vertical (600kPa) ocorreram muito mais quebras na amostra muito fofo do que na amostra fofo, e o mesmo aconteceu com a amostra densa em relação à muito densa. O acréscimo na ocorrência de quebras nestes casos pode ser atribuído ao menor número de contatos entre elementos, o que favorece a formação do mecanismo de quebra.
- A taxa com que ocorrem as quebras durante o cisalhamento é quase constante nas amostras fofo e muito fofo. Já nas amostras densa e muito densa se verifica uma taxa elevada no início do ensaio, e outra mais moderada a partir dos 2 milímetros de deslocamento, que se mantém até o final do ensaio. A evolução de quebras pode ser ajustada por uma curva do tipo bilinear ou hiperbólico.

6.2.3. Resultados da campanha de ensaios

A seguir são apresentados os resultados dos 24 ensaios de cisalhamento direto realizados em 4 amostras de compactidade diferente, para 3 tensões verticais e 2 valores de resistência à quebra dos grãos.

a) Ensaios

Os ensaios para tensão vertical de 600kPa são mostrados primeiramente. São apresentados os ensaios em amostras muito fofas e resistências à quebra de 4 e 5N (figura 6.8), assim como os ensaios em amostras fofas (figura 6.9), densas (figura 6.10) e muito densas (figura 6.11) para as duas resistências à quebra.

Os ensaios para tensão vertical de 1000kPa são mostrados na seqüência. São apresentados os ensaios em amostras muito fofas e resistências à quebra de 4 e 5N (figura 6.12), assim como os ensaios em amostras fofas (figura 6.13), densas (figura 6.14) e muito densas (figura 6.15) para as duas resistências à quebra.

Os ensaios para tensão vertical de 1500kPa são mostrados em seguida. São apresentados os ensaios em amostras muito fofas e resistências à quebra de 4 e 5N (figura 6.16), assim como os ensaios em amostras fofas (figura 6.17), densas (figura 6.18) e muito densas (figura 6.19) para as duas resistências à quebra.

b) Envoltórias

A partir destes resultados foram traçadas as envoltórias de resistência. São apresentadas as envoltórias das amostras muito fofas para as duas resistências à quebra dos grãos (figura 6.20), assim como as envoltórias das amostras fofas (figura 6.21), densas (figura 6.22) e muito fofas (figura 6.23) para as duas resistências à quebra.

Foi traçada também a evolução do ângulo de atrito – obtido da envoltória de resistência – com a tensão vertical. A figura 6.24 mostra esta evolução para todas as amostras. A figura 6.25, finalmente, apresenta a evolução do índice de vazios durante o ensaio para todas as amostras.

Solo muito fofo - Tensão vertical = 600kPa

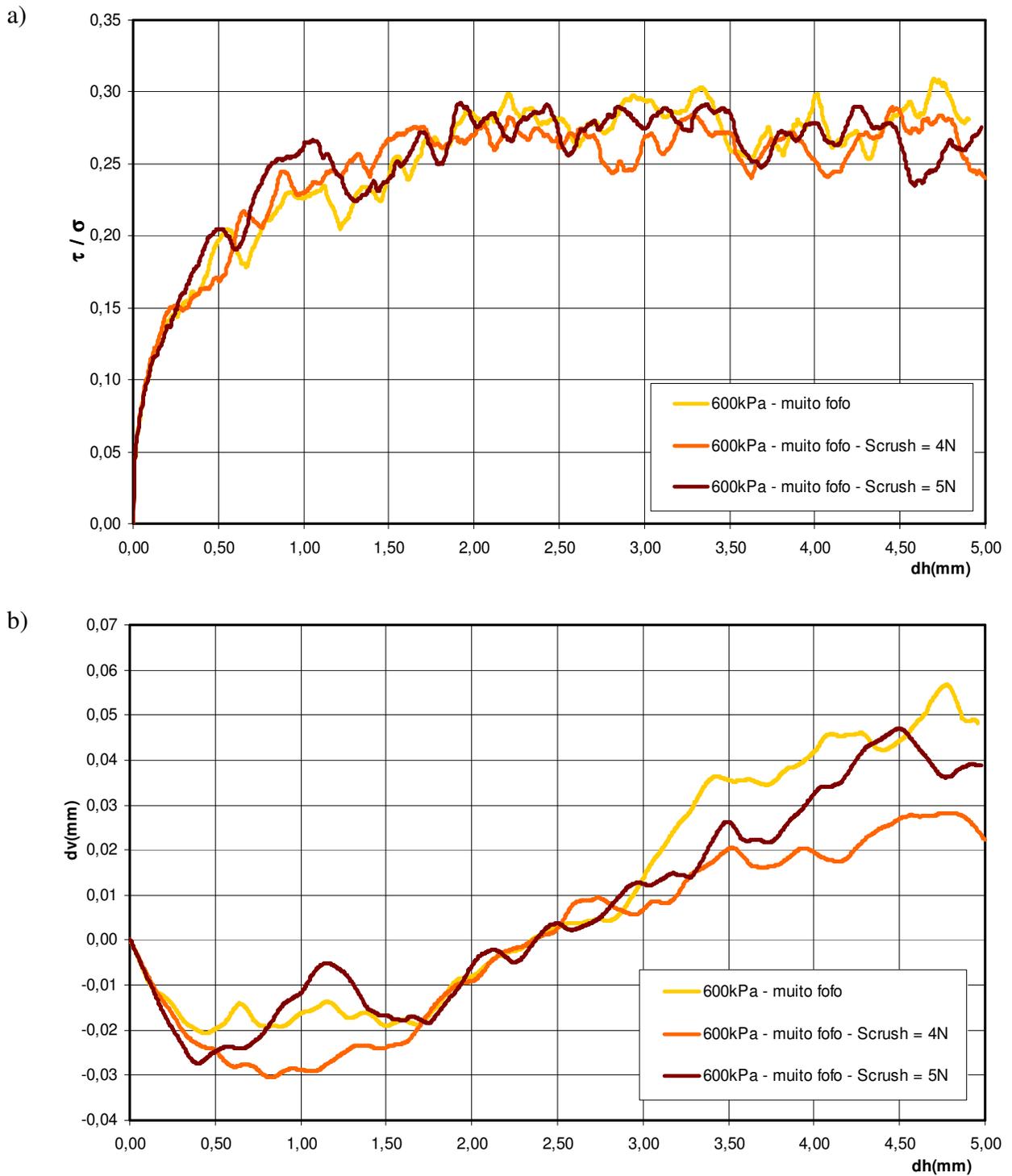


Figura 6.8: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito fofo com quebra de grãos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo fofo - Tensão vertical = 600kPa

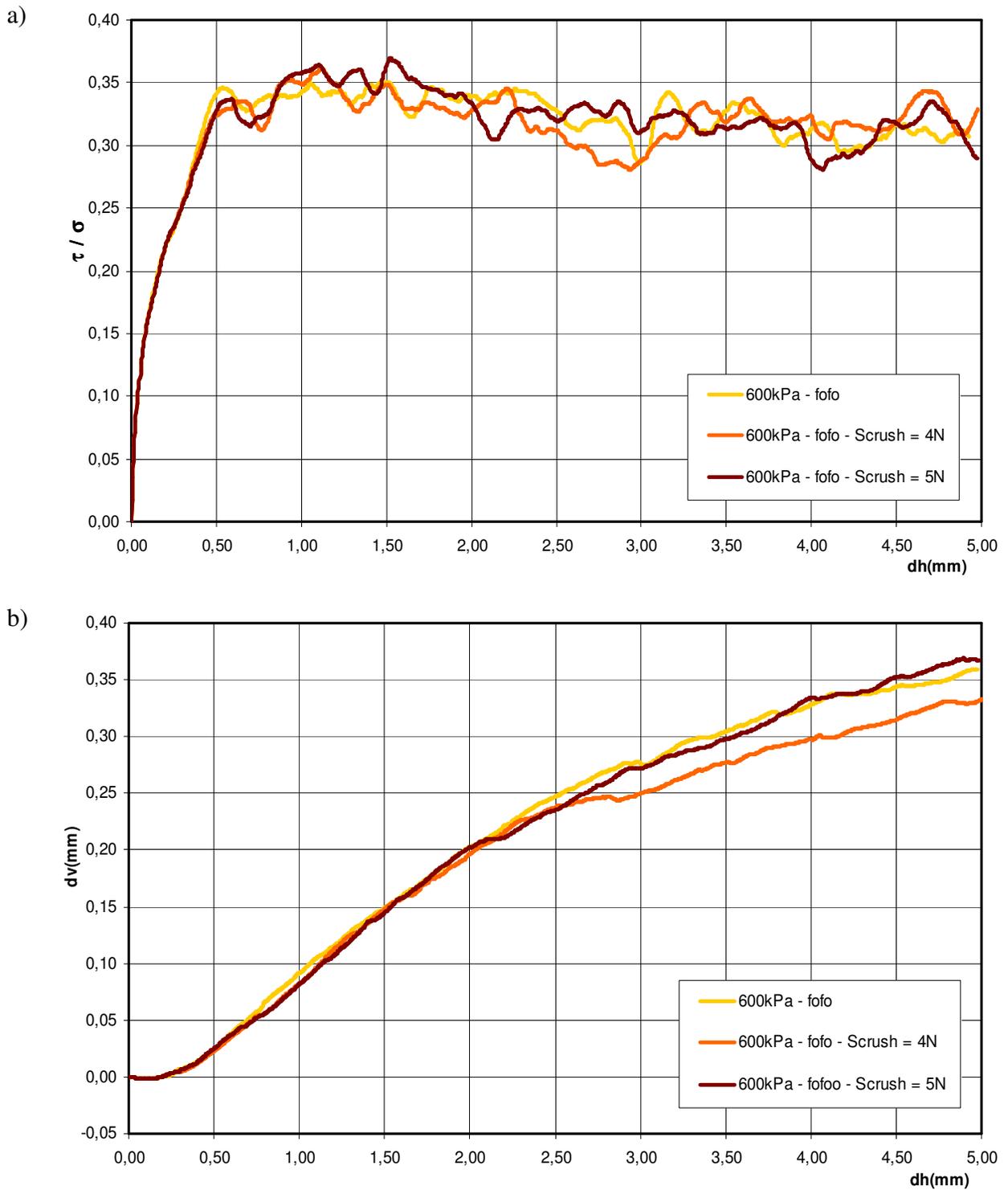


Figura 6.9: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra fofo com quebra de grãos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso - Tensão vertical = 600kPa

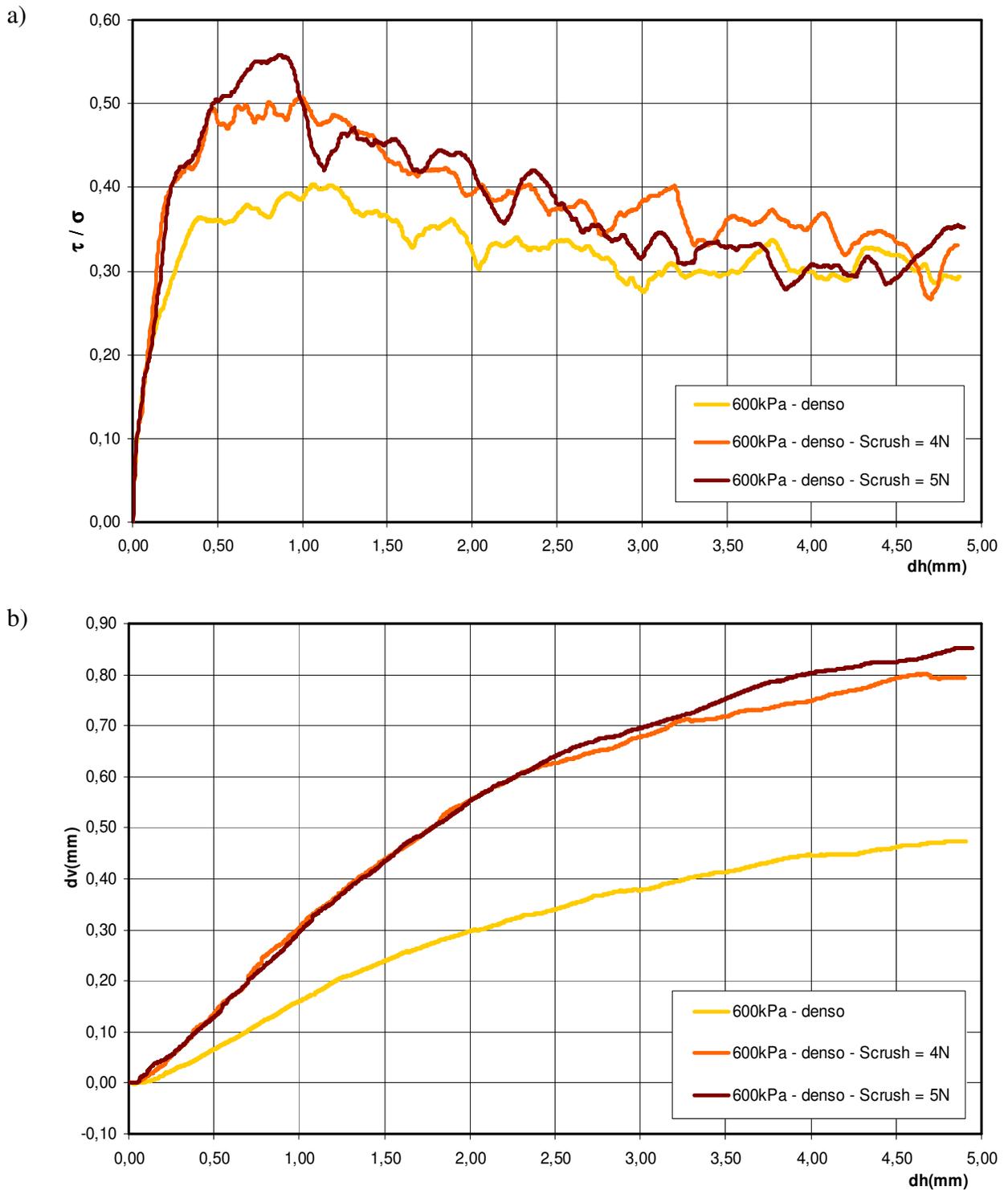


Figura 6.10: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com quebra de grãos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo muito denso - Tensão vertical = 600kPa

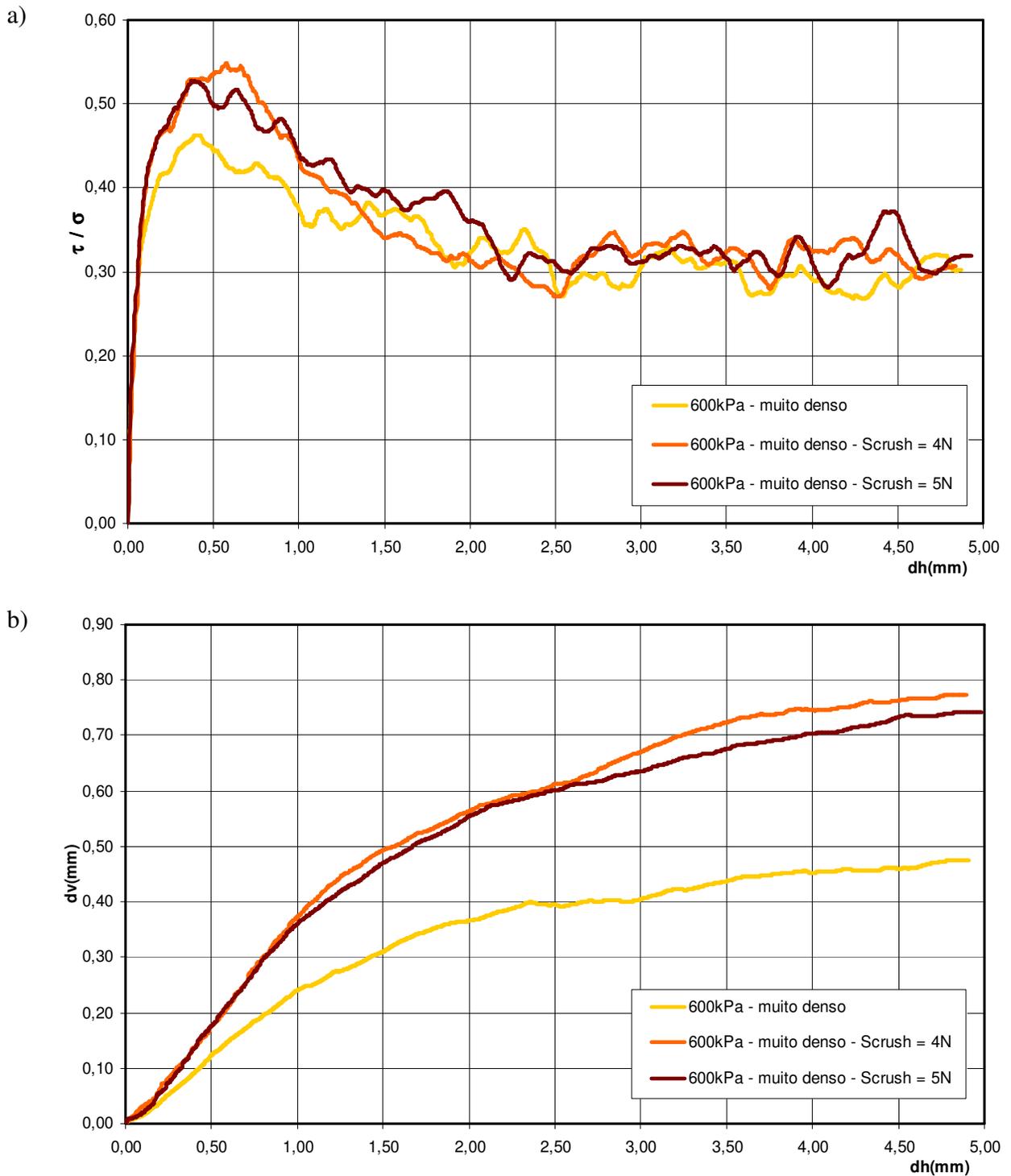


Figura 6.11: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito densa com quebra de grãos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo muito fofo - Tensão vertical = 1000kPa

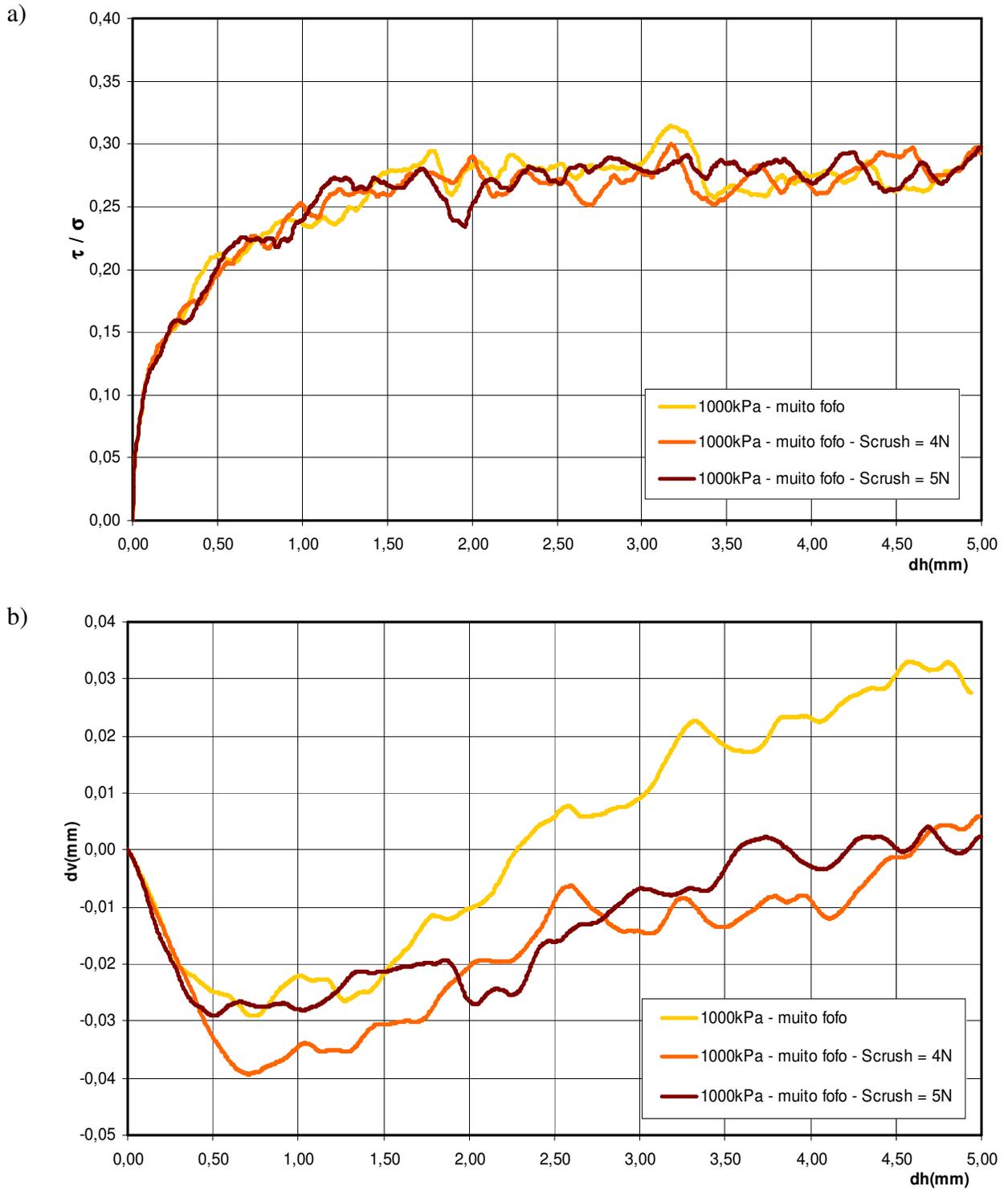


Figura 6.12: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito fofo com quebra de grãos, para tensão vertical de 1000kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo fofo - Tensão vertical = 1000kPa

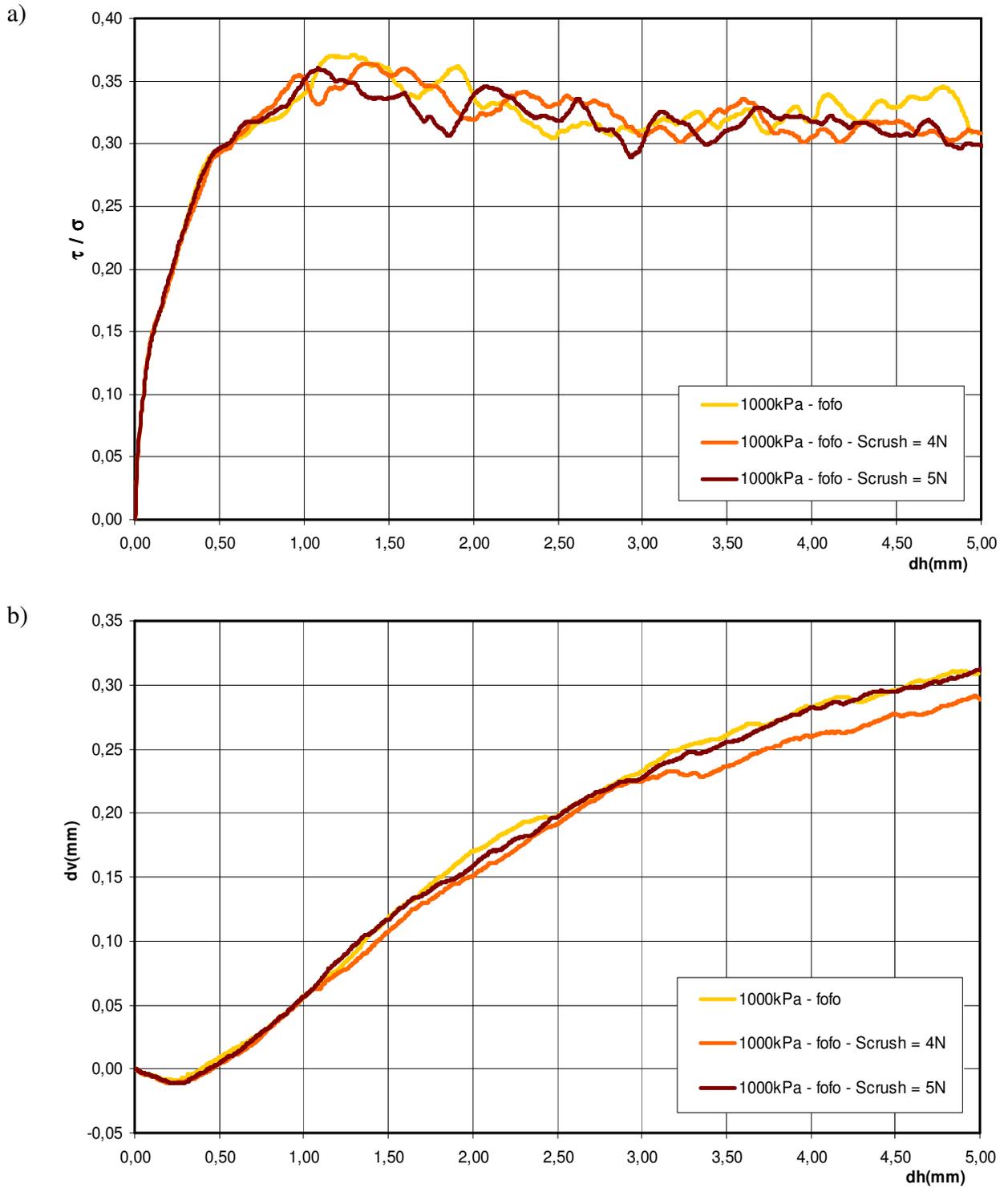


Figura 6.13: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra fofo com quebra de grãos, para tensão vertical de 1000kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso - Tensão vertical = 1000kPa

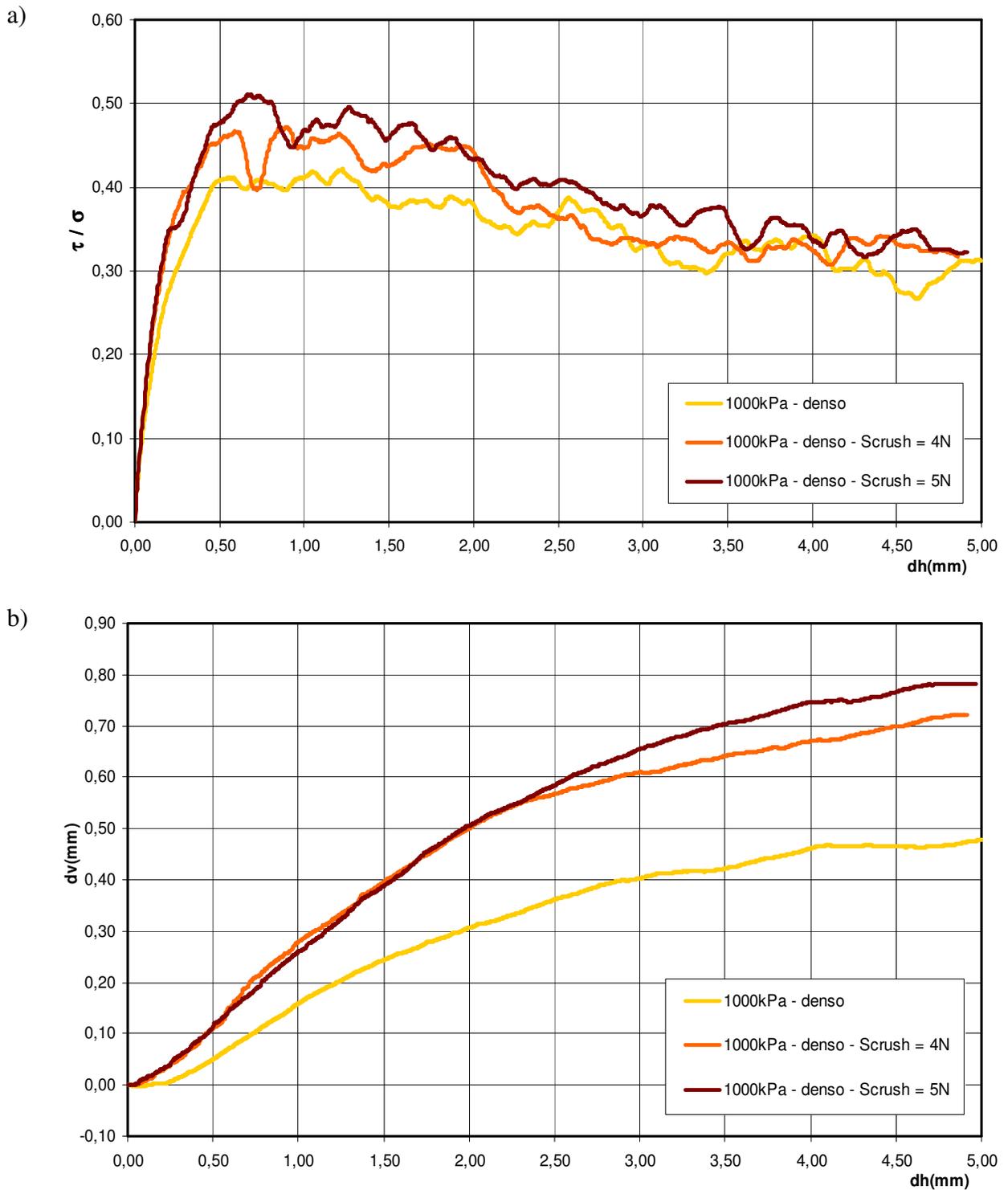


Figura 6.14: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com quebra de grãos, para tensão vertical de 1000kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo muito denso - Tensão vertical = 1000kPa

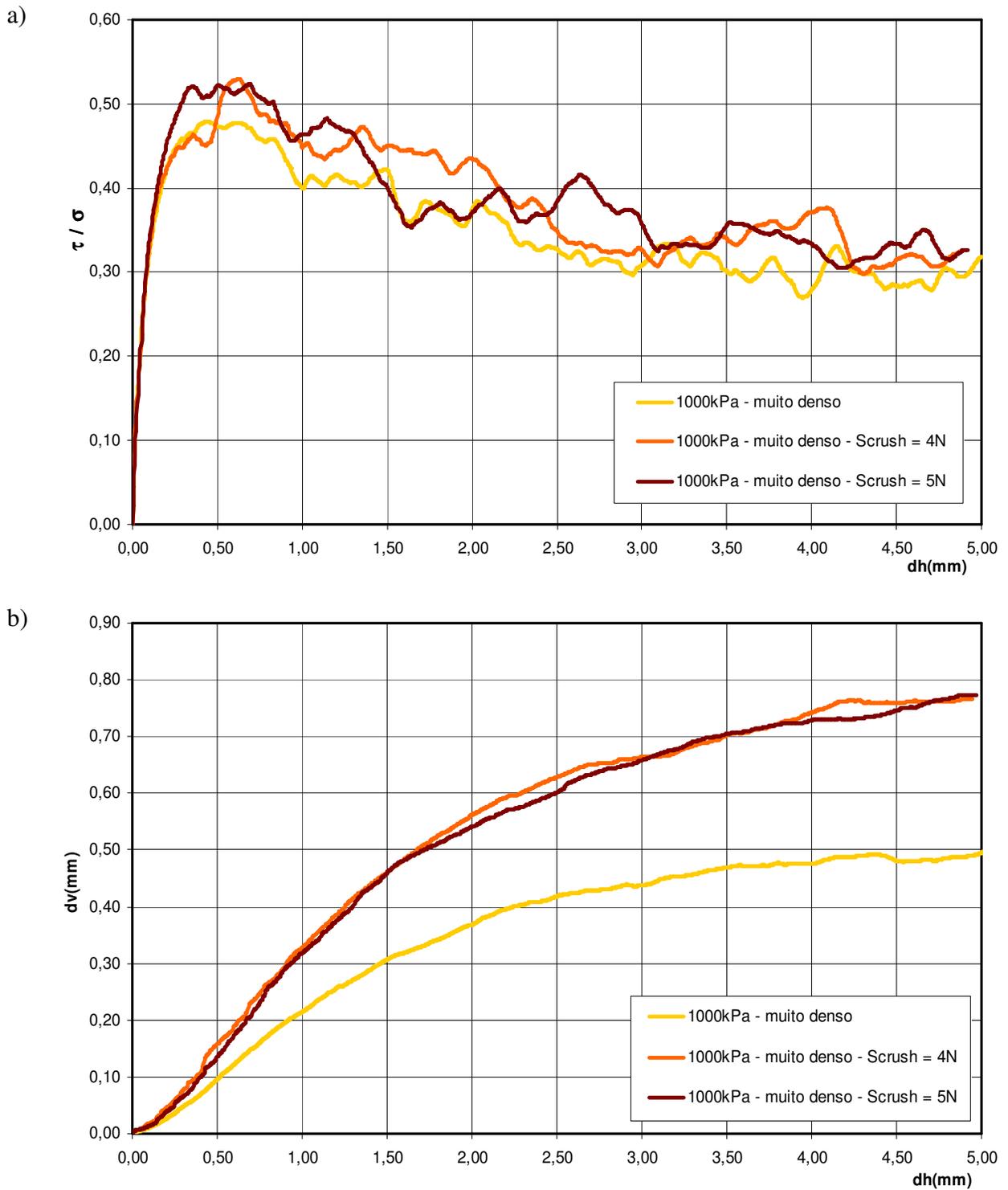


Figura 6.15: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito densa com quebra de grãos, para tensão vertical de 1000kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo muito fofo - Tensão vertical = 1500kPa

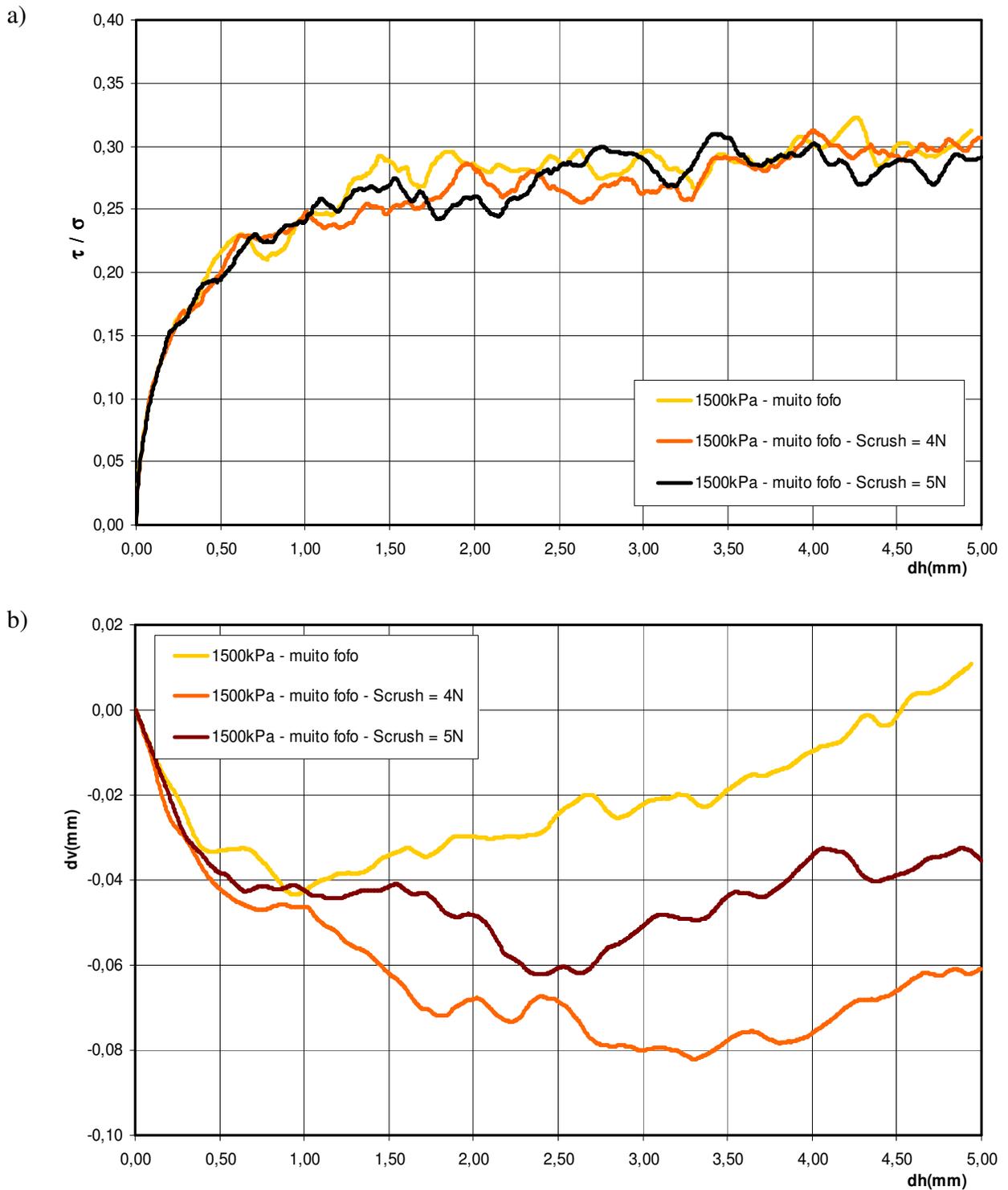


Figura 6.16: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito fofo com quebra de grãos, para tensão vertical de 1500kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo fofo - Tensão vertical = 1500kPa

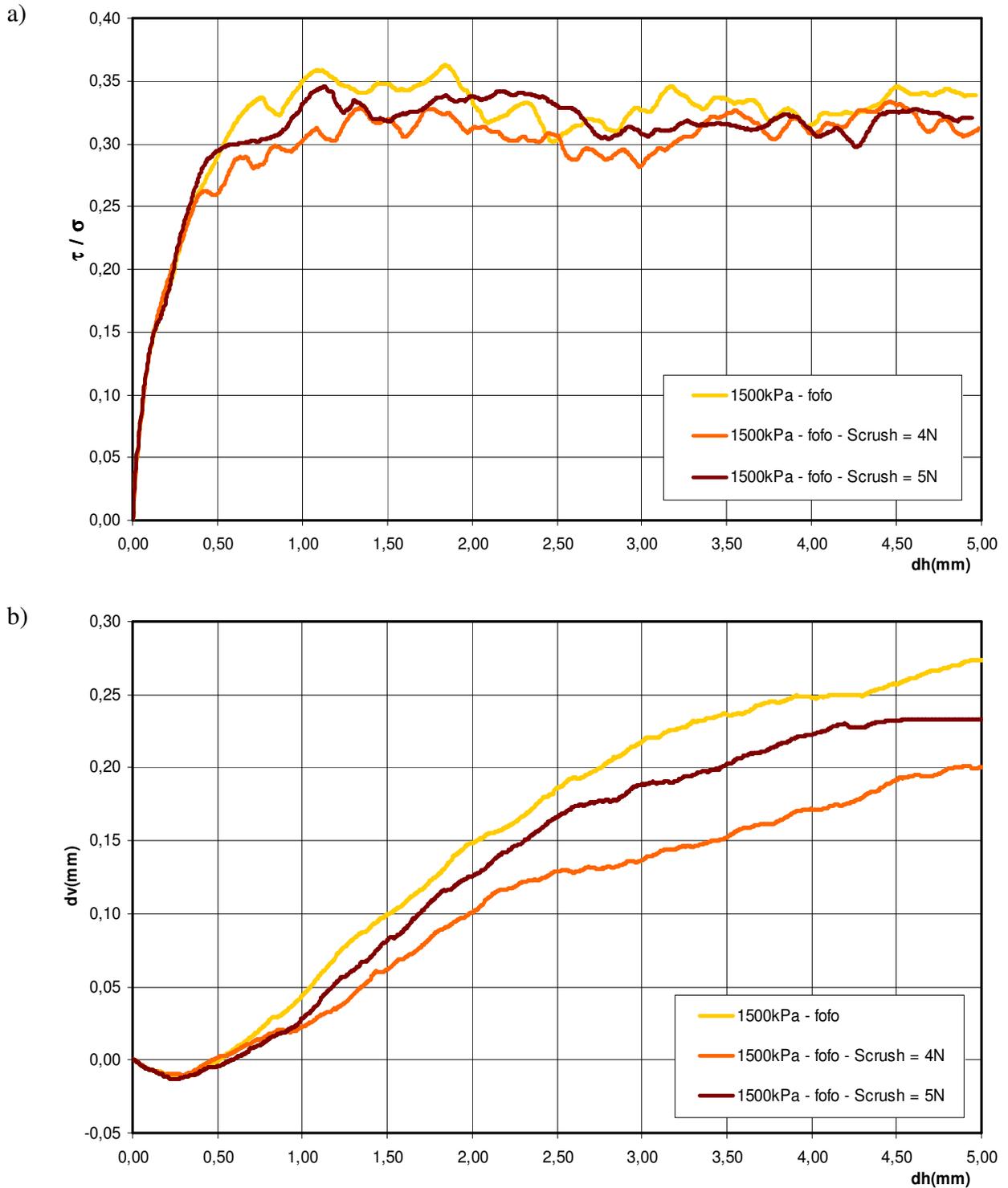


Figura 6.17: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra fofo com quebra de grãos, para tensão vertical de 1500kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso - Tensão vertical = 1500kPa

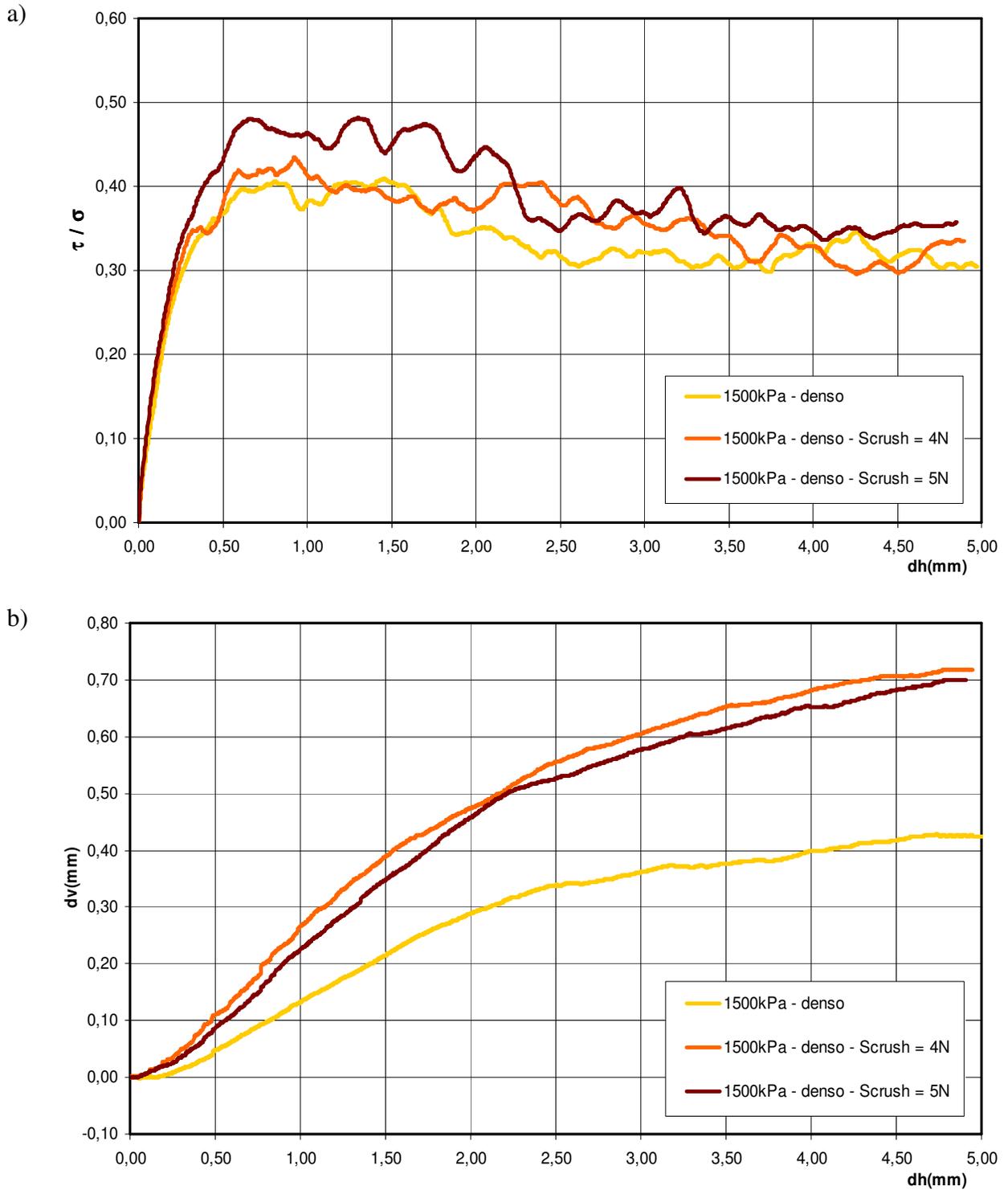


Figura 6.18: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com quebra de grãos, para tensão vertical de 1500kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo muito denso - Tensão vertical = 1500kPa

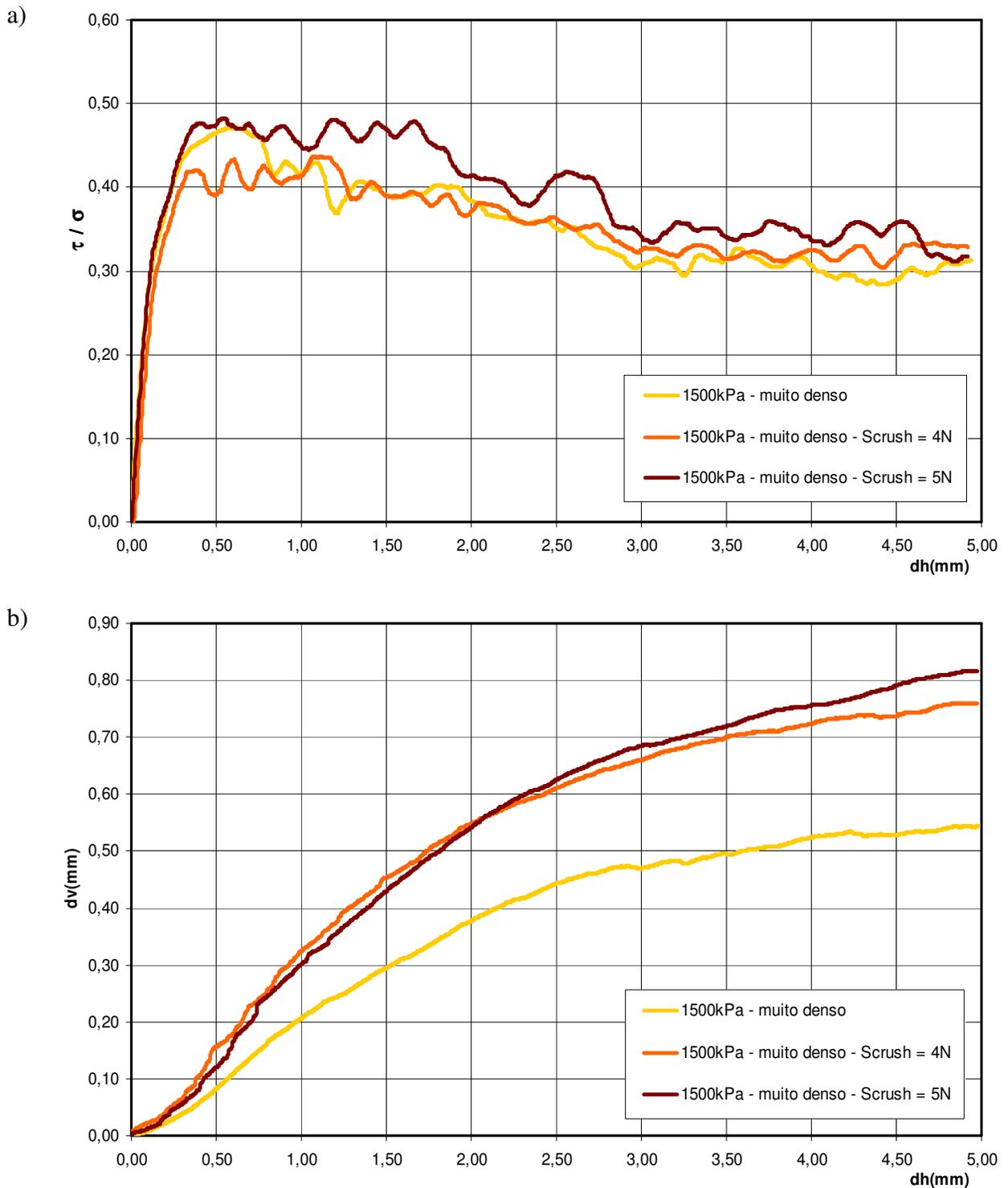


Figura 6.19: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito densa com quebra de grãos, para tensão vertical de 1500kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

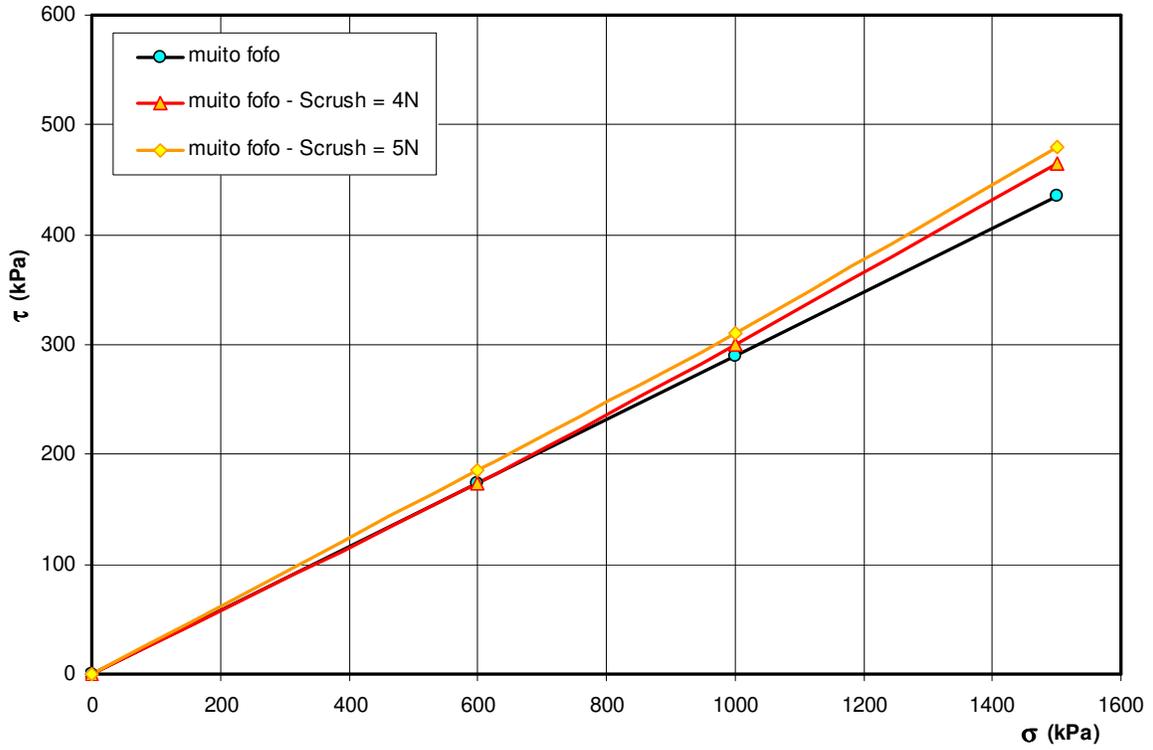


Figura 6.20: Envoltória de resistência do solo muito fofo com quebra de grãos.

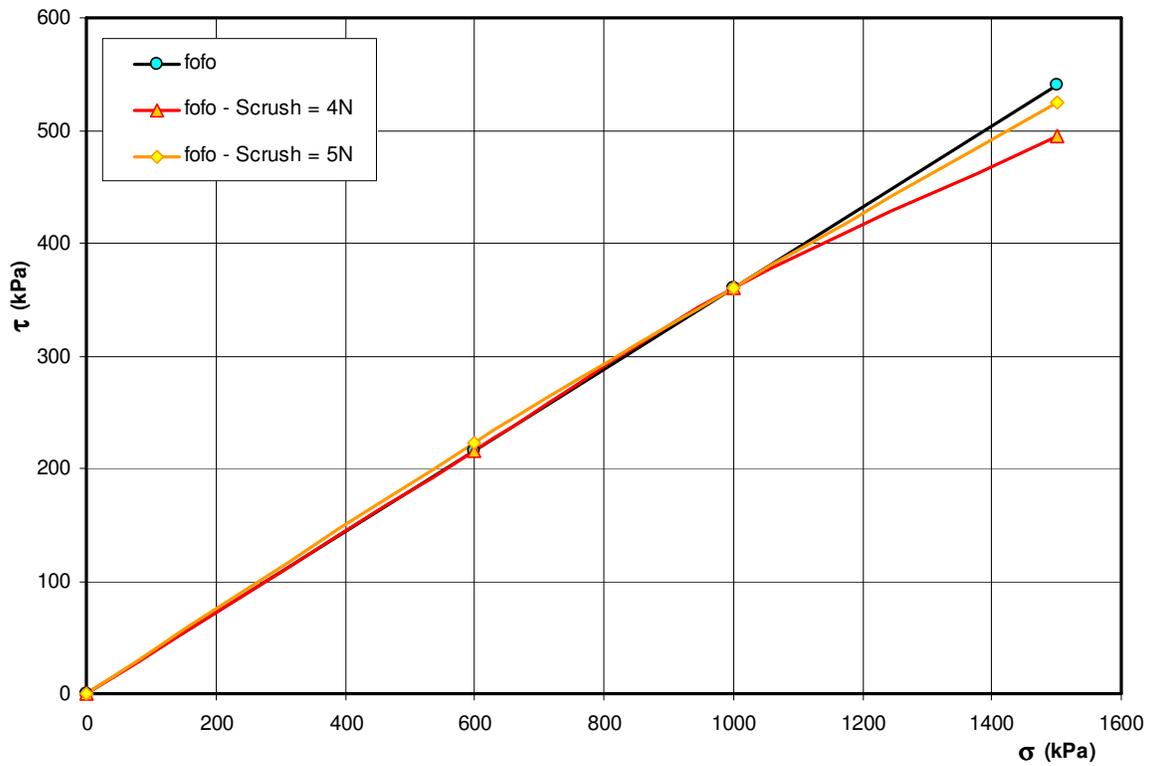


Figura 6.21: Envoltória de resistência do solo fofo com quebra de grãos.

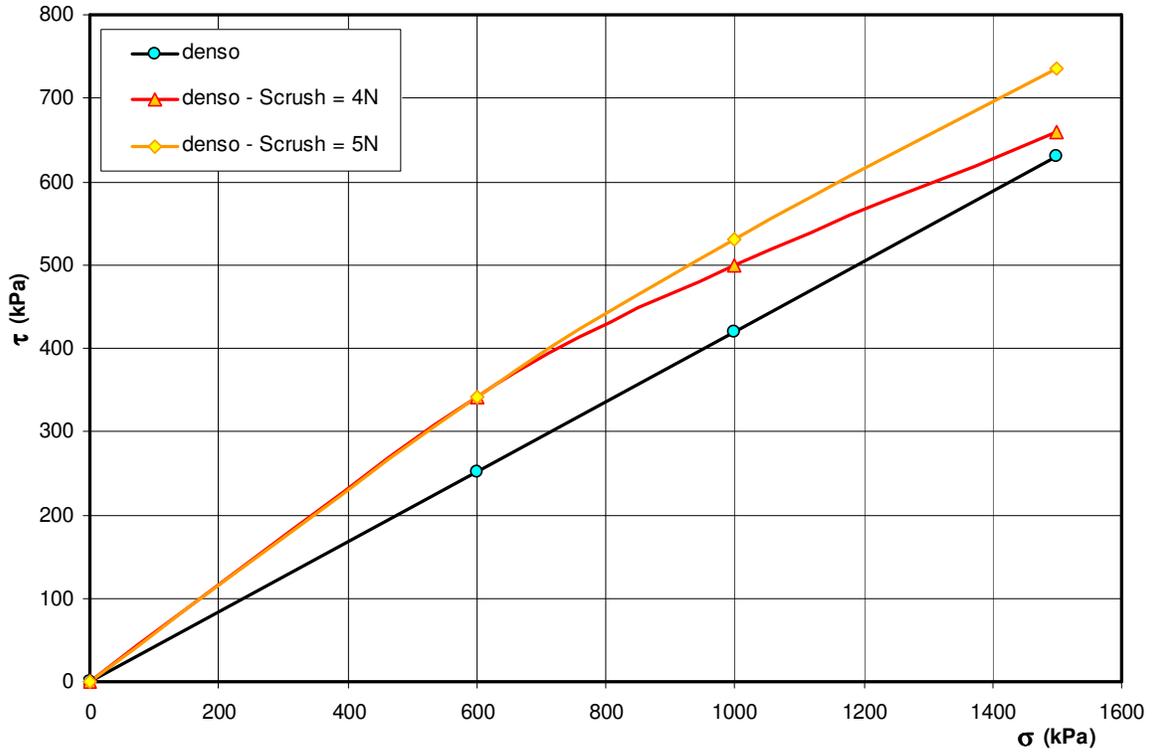


Figura 6.22: Envoltória de resistência do solo denso com quebra de grãos.

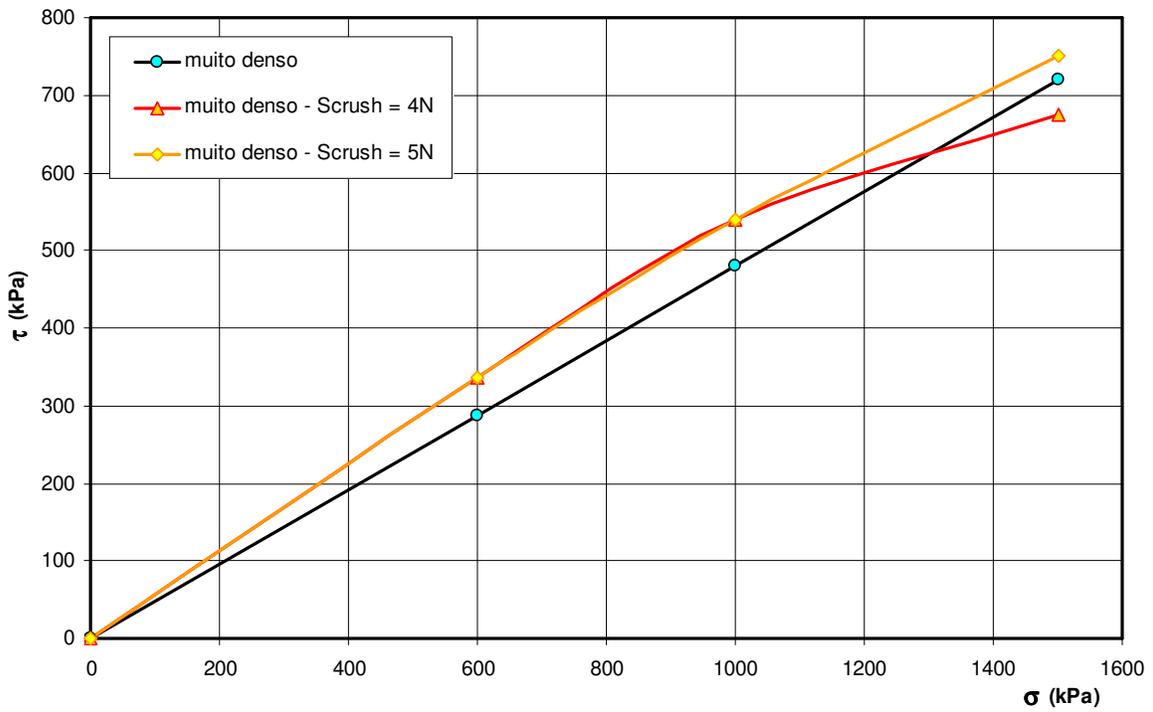


Figura 6.23: Envoltória de resistência do solo muito denso com quebra de grãos.

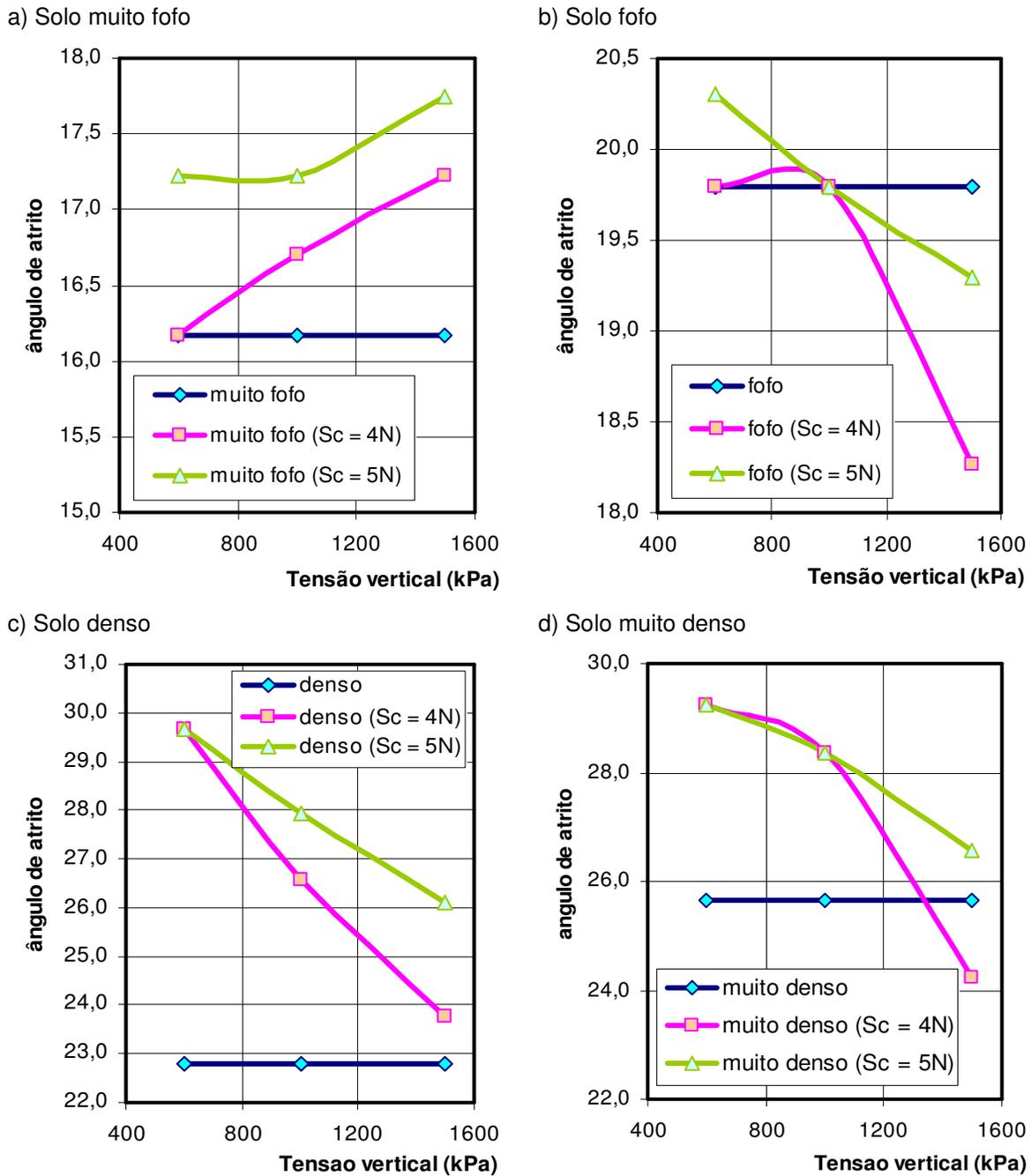
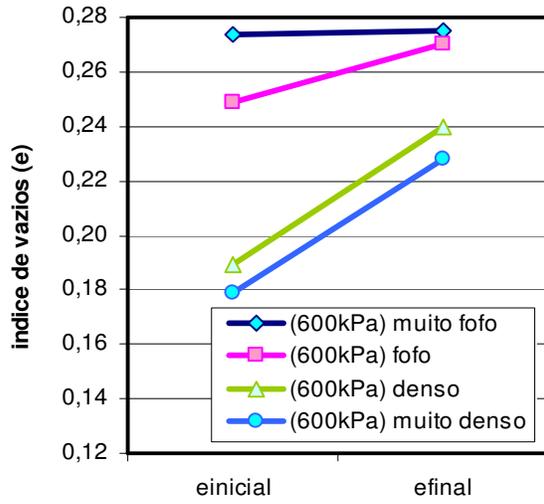


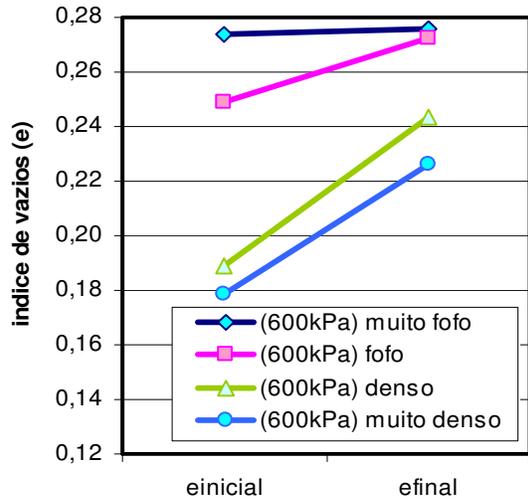
Figura 6.24: Evolução do ângulo de atrito com a tensão vertical em amostras com quebra de grãos.

Como característica geral do comportamento observado pode-se destacar a curvatura da envoltória de resistência induzida pelo fenômeno de quebra, a qual está associada a uma variação do ângulo de atrito. Esta variação, por sua vez, está controlada pela compactidade da amostra, a resistência à quebra dos grãos e a tensão vertical aplicada.

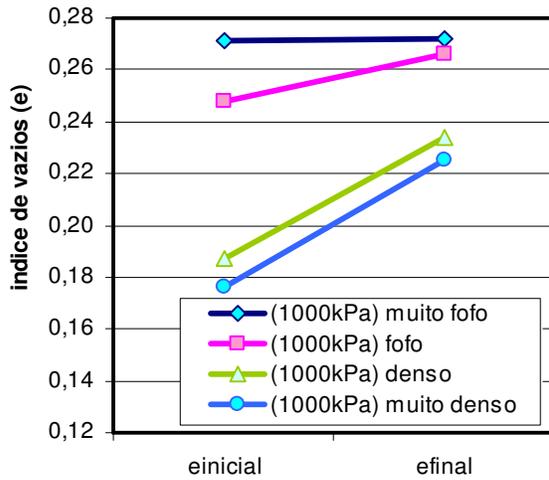
a) ($\sigma_v = 600\text{kPa}$) $Sc = 4N$



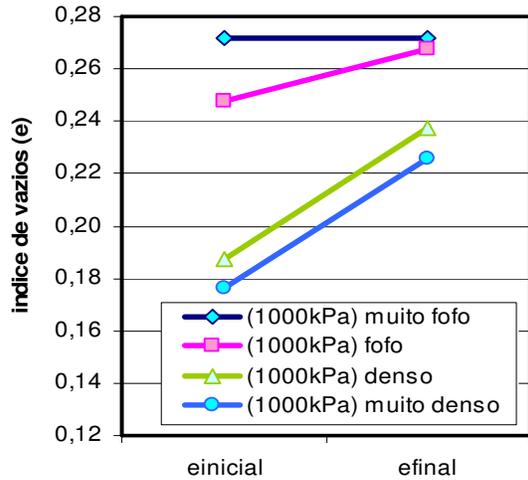
b) ($\sigma_v = 600\text{kPa}$) $Sc = 5N$



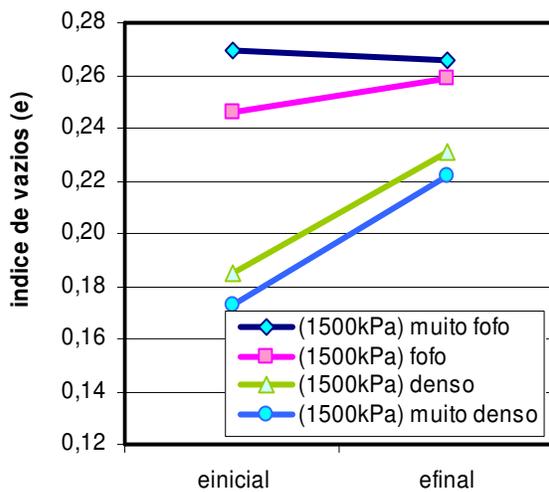
c) ($\sigma_v = 1000\text{kPa}$) $Sc = 4N$



d) ($\sigma_v = 1000\text{kPa}$) $Sc = 5N$



e) ($\sigma_v = 1500\text{kPa}$) $Sc = 4N$



f) ($\sigma_v = 1500\text{kPa}$) $Sc = 5N$

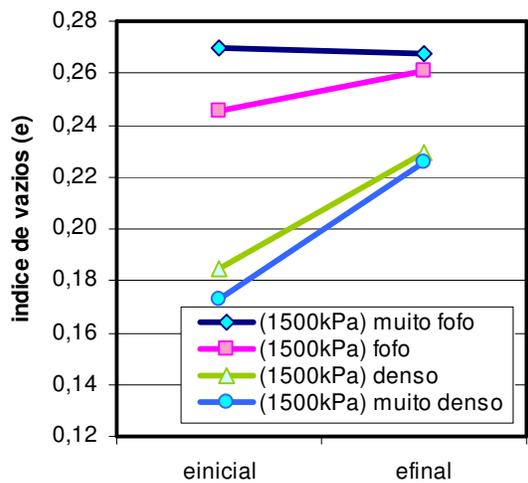


Figura 6.25: Índice de vazios inicial e final dos solos com quebra de grãos cisalhados.

6.2.4. Análise dos resultados

Marco conceitual

Lee & Seed (1967) cisalharam areias sob tensões de confinamento muito elevadas, e a resposta do solo mostrou uma curvatura da envoltória de resistência que tende para a horizontal para grandes confinamentos, acompanhado por uma tendência à contração. Esta mudança deve-se à ocorrência de quebra de grãos na massa de solo pelo efeito combinado do elevado confinamento e a introdução de forças cisalhantes, o que redundava num aumento de finos na curva granulométrica original do solo. Este fenômeno favorece o rearranjo das partículas do solo, tornando-o mais denso, o que implica num ganho na resistência assim com numa contração volumétrica.

A figura 6.26 apresenta a contribuição combinada do mecanismo de atrito entre partículas, dilatância, o rearranjo de partículas e a quebra na envoltória não linear de resistência de uma areia.

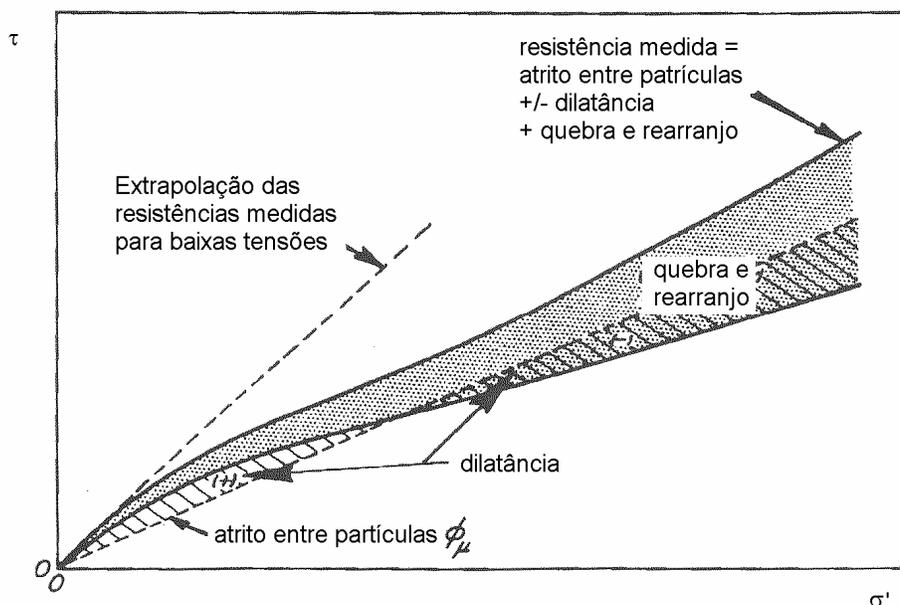


Figura 6.26: Contribuição do atrito, ditatância, quebra e rearranjo de grãos na envoltória de resistencia de Mohr para ensaios drenados em areias (Lee & Seed, 1967).

Feda (2002) estudou o fenômeno de quebra de grãos comparando a resposta de uma areia aluvial quartzosa (resistente à quebra) e em um conjunto artificial de grãos arredondados e angulares de gel de sílica. O ensaio edométrico mostrou a ocorrência

de colapso súbito por quebra de grãos. A curva tensão-deformação nos ensaios triaxial e de cisalhamento direto mostraram um comportamento irregular e por momentos caótico. A envoltória de resistência mostrou-se não linear em função da quebra de grãos, cuja intensidade depende da tensão confinante. Por outro lado, a influência da forma dos grãos tornou-se suprimida pelo efeito da quebra atuando como equalizador da geometria dos grãos.

No âmbito da pesquisa computacional Lobo-Guerrero & Vallejo (2005) utilizaram o programa *PFC2D* para estudar o fenômeno da quebra de grãos sob cisalhamento. O ensaio brasileiro de tração por compressão diametral foi adotado como critério de quebra, a qual foi simulada pela substituição do grão original por um arranjo de 8 (oito) grãos de 3 (três) tamanhos diferentes, dispostos de maneira tal que não há superposição entre eles, e todos ficam circunscritos no elemento original. Não se preserva, neste caso, a área do grão que quebra.

A simulação foi realizada sobre um arranjo de 48 elementos, todos eles susceptíveis de quebra. Os resultados da pesquisa mostraram uma queda na resistência de atrito por causa da quebra de grãos, e um comportamento volumétrico dilatante por causa do rearranjo dos elementos combinado com a tendência à contração devida ao aumento de finos na distribuição granulométrica da amostra (ver figura 6.27). Cabe destacar que as curvas de resistência resultaram caóticas e não guardaram uma correspondência com as curvas experimentais de solos, o que está relacionado com a não observância dos limites de *upscaling* e especificamente na relação de tamanhos grão-caixa.

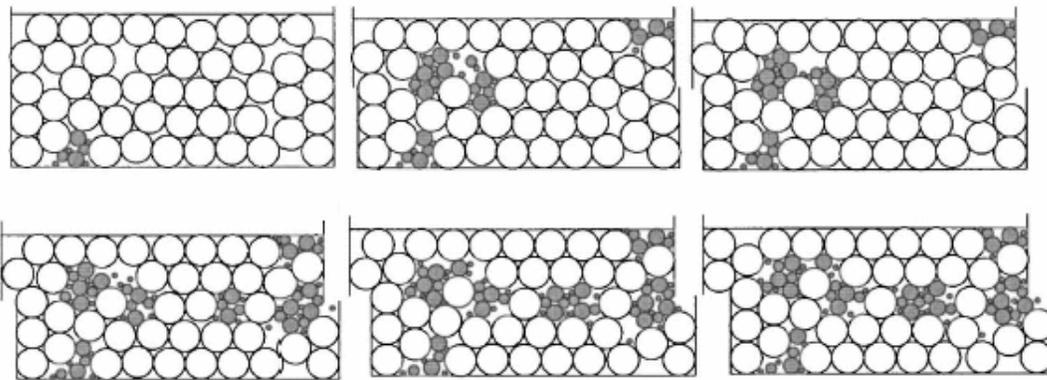


Figura 6.27: Simulação de quebra de grãos sob cisalhamento (Lobo-Guerrero & Vallejo, 2005).

Cheng *et al* (2004) modelaram o fenômeno de quebra de grãos a três dimensões para condições edométricas e diferentes trajetórias de tensão. Os grãos foram modelados como aglomerados de partículas, ligados entre si por forças de atração que podem ser quebradas. Desta forma, o aglomerado pode romper e desagregar-se de diferentes formas criando novas e aleatórias configurações. A pesquisa orientou-se a descrever o fluxo plástico e endurecimento do material, ajustando os resultados no marco da teoria do estado crítico e o modelo constitutivo *Cam Clay*. Os autores apontam a quebra de grãos como responsável pela queda do ângulo de atrito de pico com o aumento da tensão confinante.

Crítica dos resultados da presente pesquisa

A campanha de ensaios virtuais mostrou uma coerência global das respostas mostrando os efeitos da variação da tensão vertical, do valor da resistência dos grãos e da compacidade da amostra.

a) Envoltória de resistência

A característica principal em todos os casos foi o afastamento da linearidade da envoltória pelo efeito da quebra de grãos. A curvatura observada na envoltória tem relação direta com a tensão vertical confinante. Para baixas tensões verticais o solo experimenta um ganho na resistência por causa da quebra, mas para confinamentos mais elevados este ganho é menor ou até se transforma em perda de resistência. Tal comportamento está relacionado com a taxa de quebra, a qual não cresce de maneira linear – mas exponencial – com a tensão confinante, conforme mostrado na figura 6.7.

Esta curvatura da envoltória é tanto mais pronunciada quanto menor seja a resistência dos grãos susceptíveis de quebra. Isto sugere que a curvatura, ou seja, o ganho ou perda na resistência está associado ao número total de quebras. A figura 6.28a mostra esta relação. Pode-se afirmar que o ganho na resistência decresce com o aumento de ocorrências de quebras. A única exceção a esta tendência se verificou na amostra muito fofa, fato que leva a analisar a influência da compacidade da amostra na curvatura da envoltória.

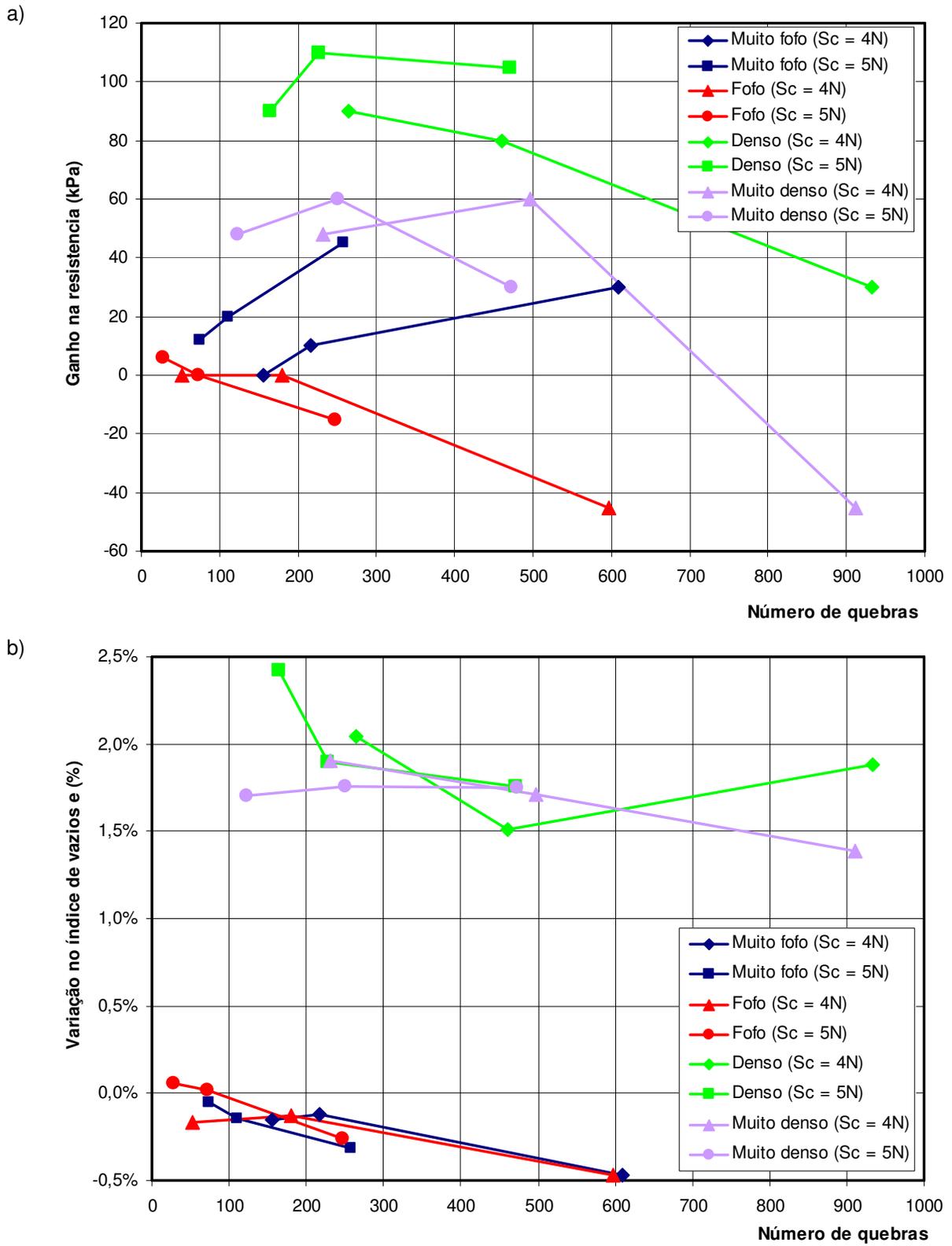


Figura 6.28: Resultados relativos à mesma amostra sem quebra: a) Ganho na resistência ao cisalhamento com o número de quebras; b) Variação no índice de vazios com o número de quebras.

b) Comportamento volumétrico

A figura 6.28 analisa para as quatro amostras a relação observada entre a ocorrência da quebra e seu reflexo na resistência e no comportamento volumétrico. Os resultados são comparativos com a mesma amostra ensaiada sem possibilidade de quebra.

Nas amostras *fofas* e *muito fofas* a ocorrência da quebra está relacionada a uma contração volumétrica adicional do solo, já que os grãos que quebram são os que formam o esqueleto poroso da amostra. Acontece, pois, o colapso moderado do solo que redundava numa maior compactação. Este efeito, porém, se reflete de forma diversa. Nas amostras muito fofas, que mesmo sem quebra tinham tendência contrátil, a contração adicional redundava em um ganho na resistência ao cisalhamento. Já nas amostras fofas, que sem quebra têm leve tendência dilatante, a contração adicional não tem maior influência na resistência, mas quando o número de quebras se torna elevado produz uma leve queda.

Nas amostras *densas* e *muito densas*, pelo contrário, a ocorrência da quebra está relacionada a uma dilatação adicional do solo, em virtude do arranjo fechado que apresentam as amostras. O efeito é um ganho na resistência que tende a diminuir na medida que cresce a ocorrência de quebras, pois o rearranjo cria uma zona de dilatação localizada que destrói a fábrica fechada no plano de falha. Este efeito é mais notório quanto maior é a compactação da amostra, podendo até induzir uma perda na resistência.

c) Conclusões

O modelo micro-mecânico discreto conseguiu reproduzir satisfatoriamente o fenômeno da quebra de grãos em solos. O mesmo se caracteriza por induzir uma envoltória de resistência não linear de características diferenciadas segundo seja a compactação do solo. Verificou-se a não linearidade entre a ocorrência de quebras e a tensão confinante, o que poderia explicar a curvatura da envoltória de resistência. Verificou-se também que em amostras fofas a quebra produz uma contração adicional, enquanto que em amostras densas produz uma dilatação adicional.

6.3. Cimentação de grãos

O fenômeno de cimentação de grãos responde a diversos efeitos do intemperismo na massa residual, e consiste basicamente na deposição de óxidos e minerais secundários nos contatos entre partículas constituindo ligações fracas ou fortes segundo a sua origem. Segundo Vaughan (1988) estes cimentos podem ter sua origem na deposição de carbonatos, hidróxidos ou matéria orgânica, na precipitação de silicatos anteriormente dissolvidos, ser um subproduto da alteração química de certos minerais, ou até fruto da soldagem fria dos contatos sob pressões elevadas.

A existência de diversas formas de cimentação nos espaços intergranulares confere certa resistência aos contatos e redundando numa maior rigidez e um maior nível de estruturação do solo. No marco da teoria do estado crítico, pode ser entendida com uma tensão virtual de pré-adensamento equivalente à resistência das ligações, que define uma superfície de escoamento inicial em cujo interior o solo se comporta elasticamente (Vaughan, 1988).

A cimentação contribui no estágio inicial do carregamento, enquanto não acontece escoamento plástico (quebra paulatina das ligações), conferindo ao solo comportamento elástico cuja rigidez independe do confinamento. A resistência é do tipo coesiva até atingir o pico de resistência, quando acontece ruptura frágil. O escoamento plástico do solo cimentado é marcado por uma rápida queda na rigidez e progressiva deterioração das ligações, passando o atrito a governar o comportamento pós-pico. A cimentação é alvo dos processos intempéricos nos estágios mais avançados, pelo qual tende a se enfraquecer e até mesmo se desintegrar ao se atingir a maturidade do solo.

A modelagem discreta da cimentação é feita por meio de ligações pontuais entre elementos discretos, com capacidade para suportar tração e cisalhamento até o limite dado pela resistência do cimento. A ligação não fornece resistência nenhuma contra o giro relativo dos elementos, pelo que é denominada de ligação fraca. Uma vez quebradas as ligações não podem mais voltar a existir, com o qual o contato passa a ser controlado pelo mecanismo de atrito.

6.3.1. Ensaio edométrico

O comportamento do solo com cimentação de grãos, sob condições edométricas, é analisado a seguir, no intuito de obter sua curva de compressão e compará-la com a curva de compressão da mesma amostra sem cimentação. Interessa visualizar e mensurar o efeito da cimentação de contatos na curva de compressão, na qual espera-se observar uma maior rigidez para baixas tensões verticais, um aumento da tensão virtual de pré-adensamento e uma tendência ao colapso com a quebra maciça de contatos cimentados, passando a curva a se assemelhar à curva do solo sem cimentação.

Tipo de amostra. Foram realizadas simulações em amostras densas, as quais mostraram pouca variação na curva de compressão em função do cimento, devido ao baixo índice de vazios da amostra. A fim de obter resultados mais expressivos foi utilizada a amostra muito fofa, a qual apresenta uma maior compressibilidade.

Resistência do cimento. Foram ensaiadas amostras variando a resistência do cimento, assumindo os valores de $F_c = 0,5N$ e $5N$. Para a resistência baixa as curvas ficaram próximas da curva de adensamento para a amostra sem cimentação, devido à rápida quebra dos contatos. Já nas amostras com resistência elevada do cimento, as curvas de adensamento mostraram um comportamento diferenciado.

Número de contatos cimentados. O número de contatos inicialmente cimentados foi também variado, sendo ensaiadas amostras com um 25%, 50% e 100% dos contatos definidos como cimentados.

Geração das amostras cimentadas. As amostras cimentadas foram geradas a partir de amostras básicas (sem qualquer atributo especial nos elementos e *links*), adensadas para uma tensão mínima. Nestas amostras foram atribuídos aleatoriamente os contatos assumidos como cimentados, e posteriormente as amostras foram adensadas para uma tensão de 100kPa. Estas amostras assim preparadas correspondem à condição inicial (e_0) do ensaio.

As curvas de compressão obtidas em amostras muito fofas e com resistência do cimento de $F_c = 5N$ estão mostradas na figura 6.29a. A ocorrência de quebras de contatos cimentados com a tensão vertical também é mostrada na figura 6.29b.

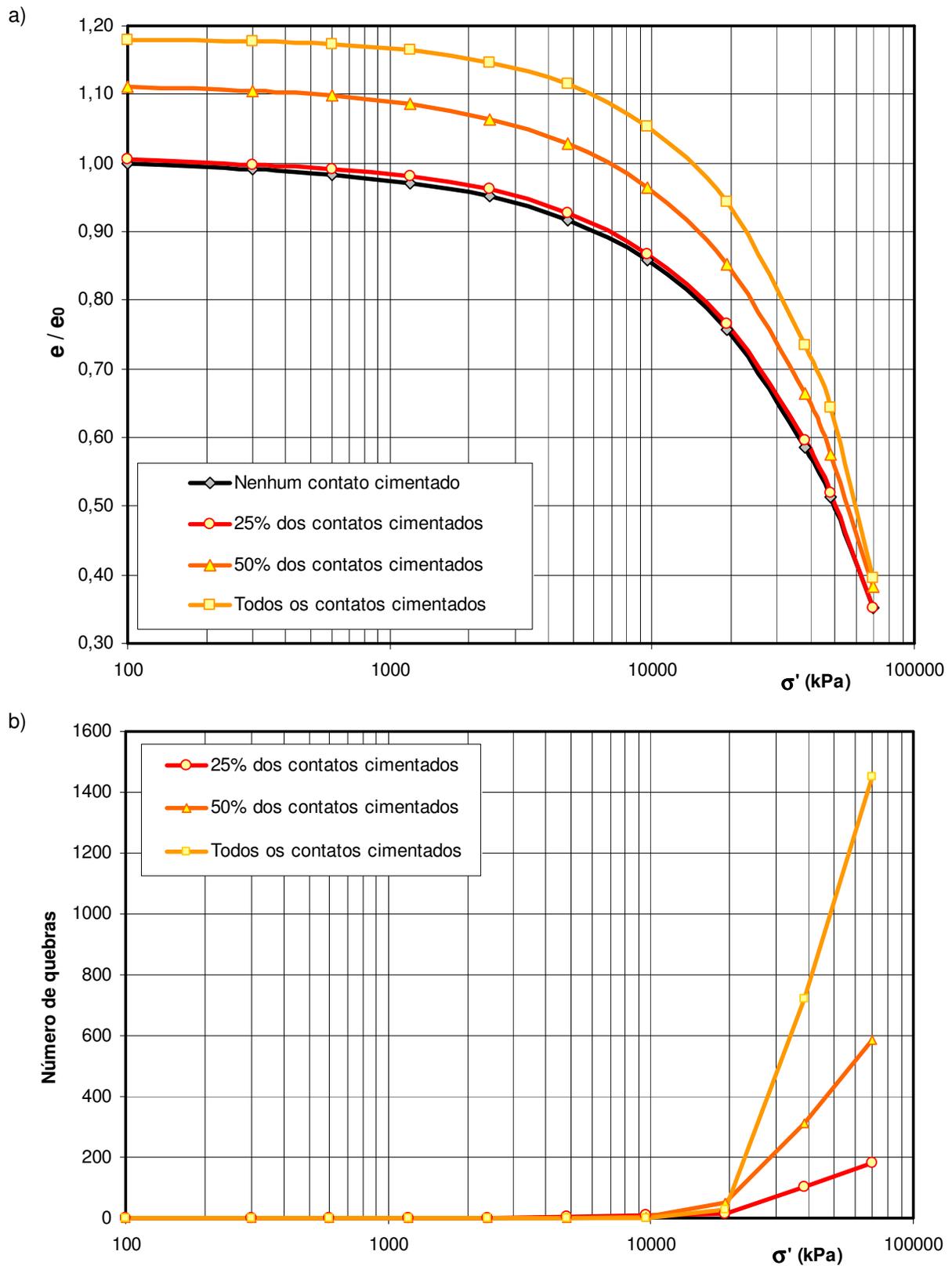


Figura 6.29: a) Curvas de adensamento normalizada de solos com cimentação de grãos para uma resistência do cimento de $F_c = 5N$; b) Histórico de quebra de contatos cimentados com a pressão vertical.

A tabela 6.2 apresenta os valores da tensão virtual de pré-adensamento e o índice de compressão para as diferentes amostras ensaiadas. O crescimento destes valores com a porcentagem de contatos cimentados é mostrado na figura 6.30.

Tabela 6.2: Valores da tensão virtual de pré-adensamento e do índice de compressão das amostras ensaiadas.

% de contatos cimentados	0%	25%	50%	100%
Tensão de pré-adensamento	20.000	21.000	22.500	26.000
Índice de Compressão C_c	0,210	0,241	0,278	0,353

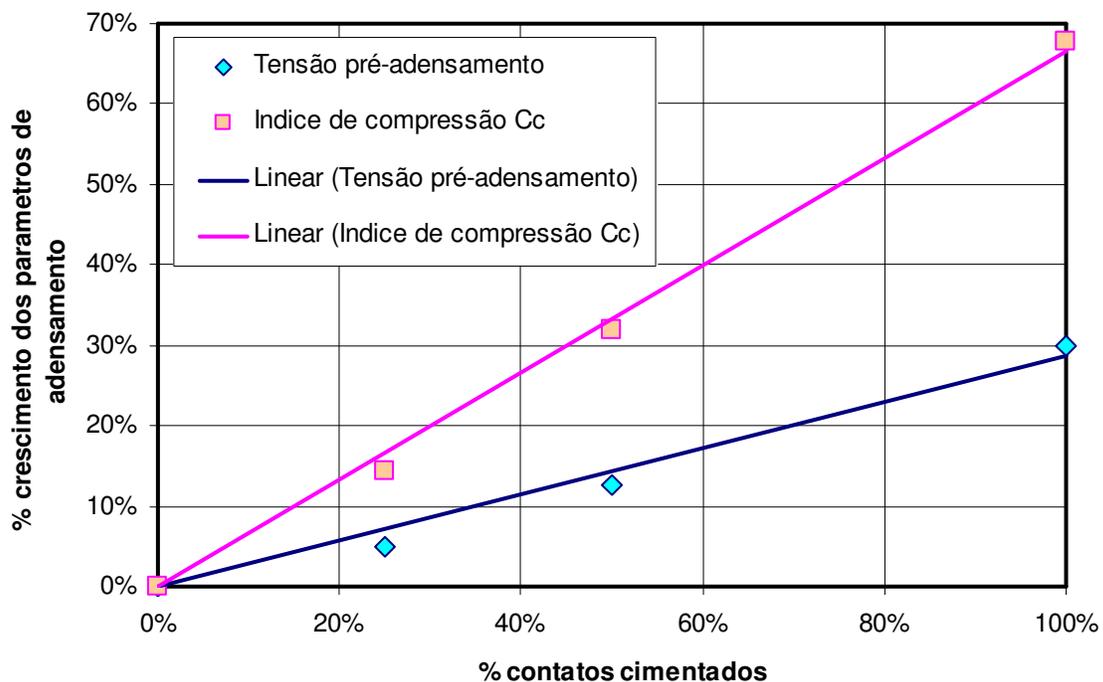


Figura 6.30: Evolução da tensão virtual de pré-adensamento e o índice de compressão com a porcentagem de contatos cimentados, para amostra fofa de $F_c = 5N$.

Adicionalmente foram comparadas duas amostras muito fofas – uma totalmente cimentada e outra não cimentada – geradas para terem o mesmo valor do índice de vazios inicial e_0 (para uma tensão vertical de 100kPa). Os resultados comparativos mostram-se na figura 6.31. A tensão de pré-adensamento cresceu em 5% por causa da cimentação (de 20.000kPa passou para 21.000kPa), enquanto que o índice de compressão cresceu em 9% (passou de 0,21 a 0,23).

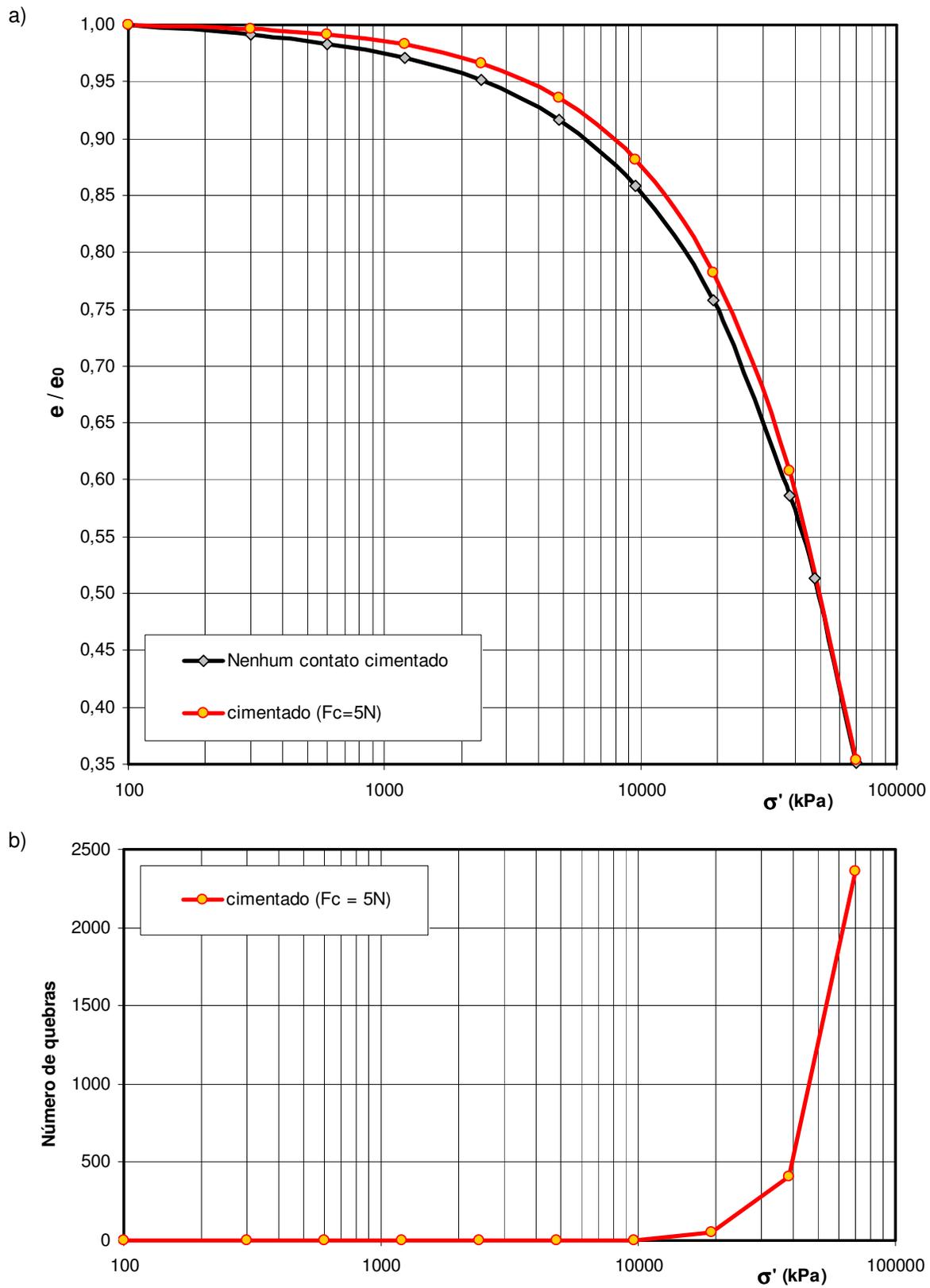


Figura 6.31: a) Curvas de adensamento normalizada de solos com e sem cimentação de grãos para igual valor de e_0 ; b) Histórico de quebra de contatos cimentados com a pressão vertical.

Marco Conceitual

Coop & Atkinson (1993) e Cuccovillo & Coop (1993), estudando uma areia artificialmente cimentada, observaram que o cimento tornava o solo inicialmente mais rígido e elástico (ver figura 6.32). O comportamento elasto-plástico do mesmo solo não cimentado, com um escoamento gradual, foi substituído por um comportamento elástico e mais rígido pela presença do cimento. Uma vez quebradas as ligações, o efeito da cimentação caiu rapidamente e o solo tendeu naturalmente para a linha de compressão isotrópica intrínseca do solo não cimentado.

O efeito da cimentação pode ser entendido, no marco da teoria do estado crítico, como uma tensão virtual de pré-adensamento relacionada à quantidade e resistência das ligações, que define uma superfície de escoamento inicial em cujo interior o solo se comporta elasticamente (Vaughan, 1988).

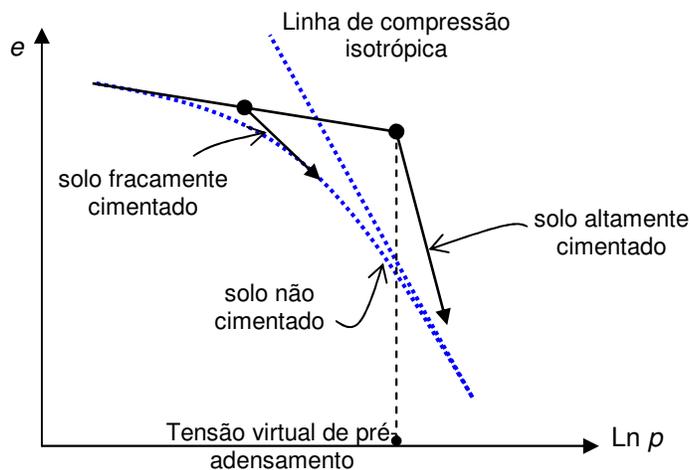


Figura 6.32: Esquema de uma curva de adensamento de solos fraca e altamente cimentados.

Critica dos resultados obtidos

Os resultados obtidos das simulações do ensaio edométrico mostraram uma influência clara da cimentação implementada, a qual, cabe lembrar, tem o caráter de pontual e fraca (isto é, restringe deslocamentos relativos axiais e cisalhantes mas permite rotações entre os elementos ligados). A resposta dos ensaios se enquadra no marco conceitual, mostrando que a presença de cimentação nos grãos implica em um maior e mais rígido patamar elástico associado a uma maior tensão virtual de pré-adensamento.

A figura 6.29 apresenta amostras com um valor crescente do índice de vazios em função da porcentagem de contatos cimentados. Isto se deu pela forma de montagem das amostras, onde partindo de uma amostra adensada para 10kPa, foram geradas amostras com diversas porcentagens de contatos cimentados, as quais foram depois adensadas para 100kPa a fim de obter a condição inicial e_0 . Já na figura 6.31 mostra-se uma amostra cimentada de igual valor de e_0 que a não cimentada. Neste caso os contatos cimentados foram definidos na amostra adensada para 100kPa, no intuito de comparar o efeito da cimentação em amostras com igual e_0 . Com ambos os procedimentos a tendência comportamental foi semelhante.

a) Tensão virtual de pré-adensamento

A cimentação de contato forneceu um acréscimo na tensão de pré-adensamento, que cresceu com a porcentagem de contatos definidos como cimentados, seguindo uma lei praticamente linear (figura 6.30). Da mesma forma, ensaios adicionais não apresentados mostraram que a tensão de pré-adensamento cresceu com a resistência do cimento, mas não de forma linear: de $F_c = 0,5N$ para $F_c = 5N$ houve um ganho considerável, em torno do 30%, mas de $F_c = 5N$ para $F_c = 50N$ o ganho foi da ordem do 5%. Esta tendência condiz o apontado por Vaughan (1988).

b) Índice de compressão

O índice C_e também mostrou um crescimento linear com a porcentagem de contatos cimentados (figura 6.30), o que mostra como o fenômeno da quebra maciça das ligações provoca um amolecimento abrupto no solo, que tende rapidamente a se comportar como não cimentado, como apontado por Cuccovillo & Coop (1993).

c) Histórico de quebras

Em todos os casos o histórico mostrou um crescimento exponencial a partir de uma dada tensão vertical, e a quantidade de quebras foi proporcional ao número inicial de contatos cimentados.

6.3.2. Campanha de ensaios de cisalhamento direto

A campanha de ensaios de cisalhamento direto está resumida na tabela 6.3. Foram ensaiadas as quatro amostras geradas para a validação, para tensões verticais de 100, 300, 600, 1000 e 1500kPa, e resistências à quebra F_c de 0,2 e 0,5N. Foi assumido que um terço dos contatos entre elementos estão cimentados.

A campanha foi abrangente ao incluir cinco níveis de tensão vertical junto com os quatro tipos de amostras e duas resistências de cimento, no intuito de se obter um entendimento adequado dos efeitos deste fenômeno no comportamento do solo.

Tabela 6.3: Campanha de ensaios para simulação da cimentação de grãos. Valor inicial e final do índice de vazios 'e' em cada ensaio (F_c : resistência do cimento).

Tensão vertical		Muito fofo		fofo		denso		Muito denso	
(kPa)	e	$F_c = 0,2N$	$F_c = 0,5N$						
100	$e_{inicial}$		0,275		0,251				
	e_{final}		0,307		0,307				
300	$e_{inicial}$		0,275		0,250	0,190	0,190	0,180	0,180
	e_{final}		0,296		0,293	0,225	0,237	0,213	0,233
600	$e_{inicial}$	0,273	0,273	0,249	0,249	0,189	0,189	0,179	0,179
	e_{final}	0,277	0,289	0,273	0,284	0,244	0,240	0,222	0,226
1000	$e_{inicial}$					0,187	0,188	0,176	0,176
	e_{final}					0,234	0,238	0,225	0,221
1500	$e_{inicial}$					0,185	0,185	0,173	0,173
	e_{final}					0,227	0,231	0,226	0,221

Histórico de quebras

Foi contabilizado para todos os ensaios um registro da ocorrência das quebras das ligações na medida que transcorria o cisalhamento da amostra. Desta forma puderam ser reproduzidos os históricos de quebras dos ensaios, os quais são apresentados a seguir.

A figura 6.33 mostra o histórico de quebras dos ensaios em amostras fofo e muito fofo, para tensões verticais de 100 e 300kPa. Neste caso, foi utilizada somente a maior resistência do cimento ($F_c = 0,5N$).

A figura 6.34 apresenta o histórico de quebras dos ensaios em amostras densas e muito densas para uma tensão vertical de 300kPa, e para resistências do cimento de $F_c = 0,2N$ e $F_c = 0,5N$.

A figura 6.35 mostra o histórico de quebras dos ensaios em amostras fofas e muito fofas sob tensão vertical de 600kPa, e resistência do cimento de $F_c = 0,2N$ e $F_c = 0,5N$.

A figura 6.36 apresenta o histórico de quebras dos ensaios em amostras densa e muito densa sob tensão vertical de 600kPa, e resistência do cimento de $F_c = 0,2N$ e $F_c = 0,5N$.

A figura 6.37 mostra o histórico de quebras dos ensaios em amostras densa e muito densa, para uma tensão vertical de 1000kPa, e resistência do cimento de $F_c = 0,2N$ e $F_c = 0,5N$.

A figura 6.38, finalmente, apresenta o histórico de quebras dos ensaios em amostras densa e muito densa sob tensão vertical de 1500kPa, e resistência do cimento de $F_c = 0,2N$ e $F_c = 0,5N$.

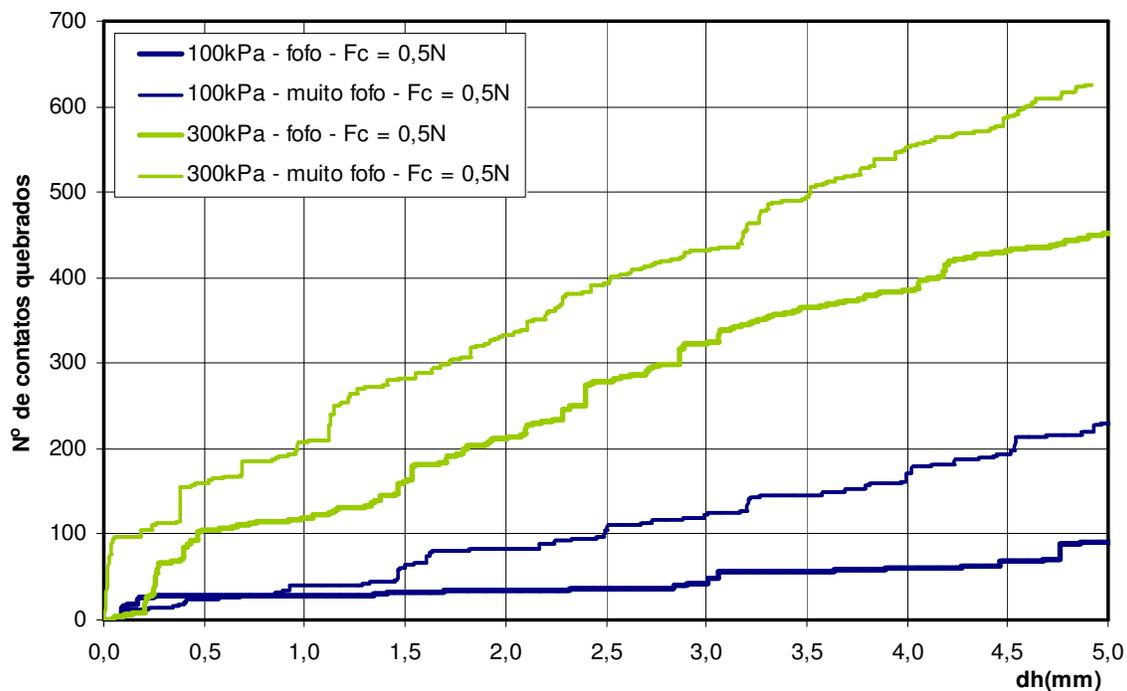


Figura 6.33: Histórico de quebras de contatos cimentados em amostras fofas e muito fofas, para tensão vertical de 100 e 300kPa ($F_c = 0,5N$).

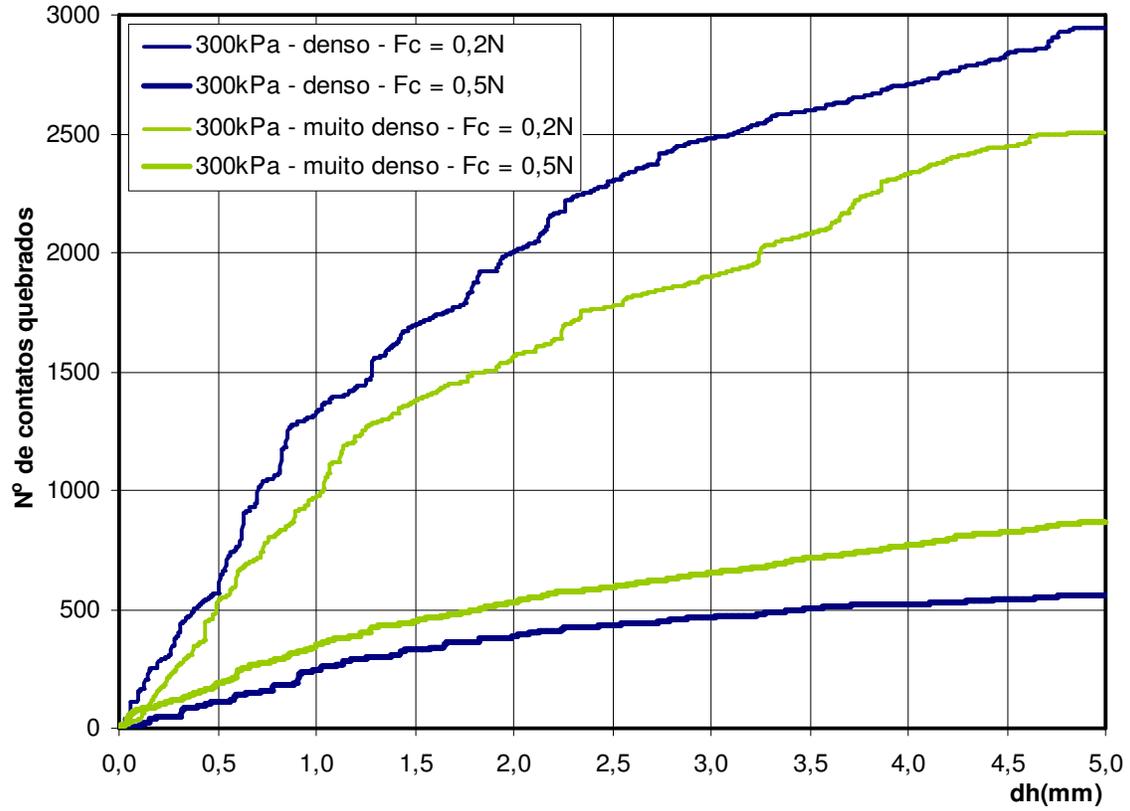


Figura 6.34: Histórico de quebras de contatos cimentados em amostras densas e muito densas, para tensão vertical de 300kPa.

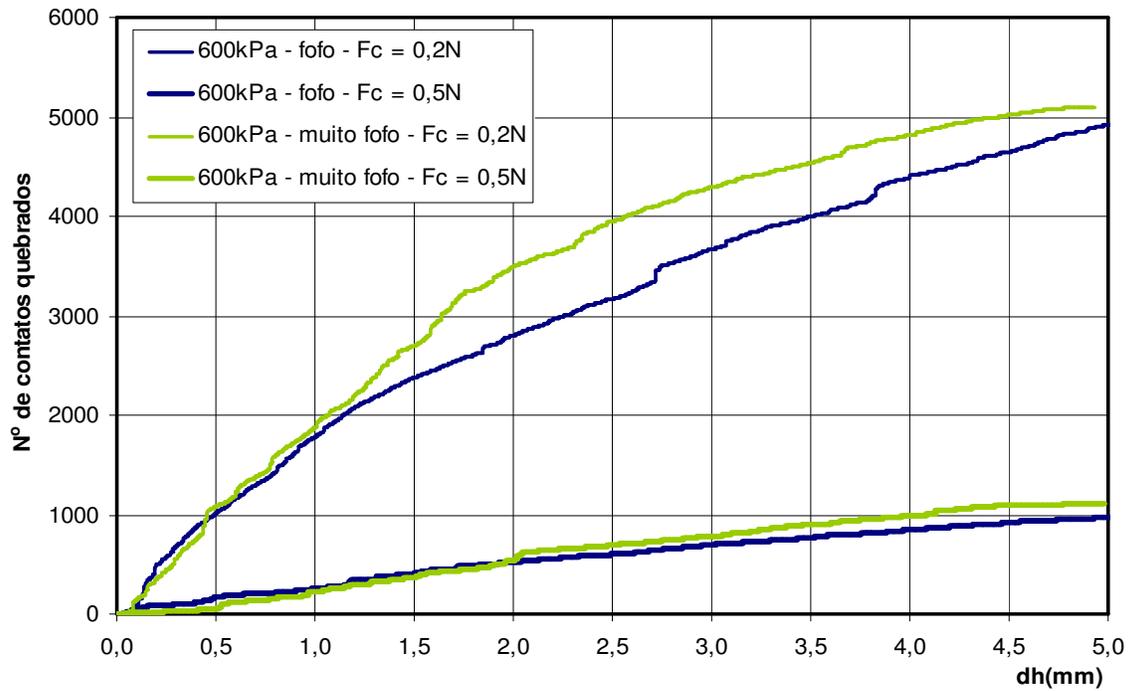


Figura 6.35: Histórico de quebras de contatos cimentados em amostras fofas e muito fofas, para tensão vertical de 600kPa.

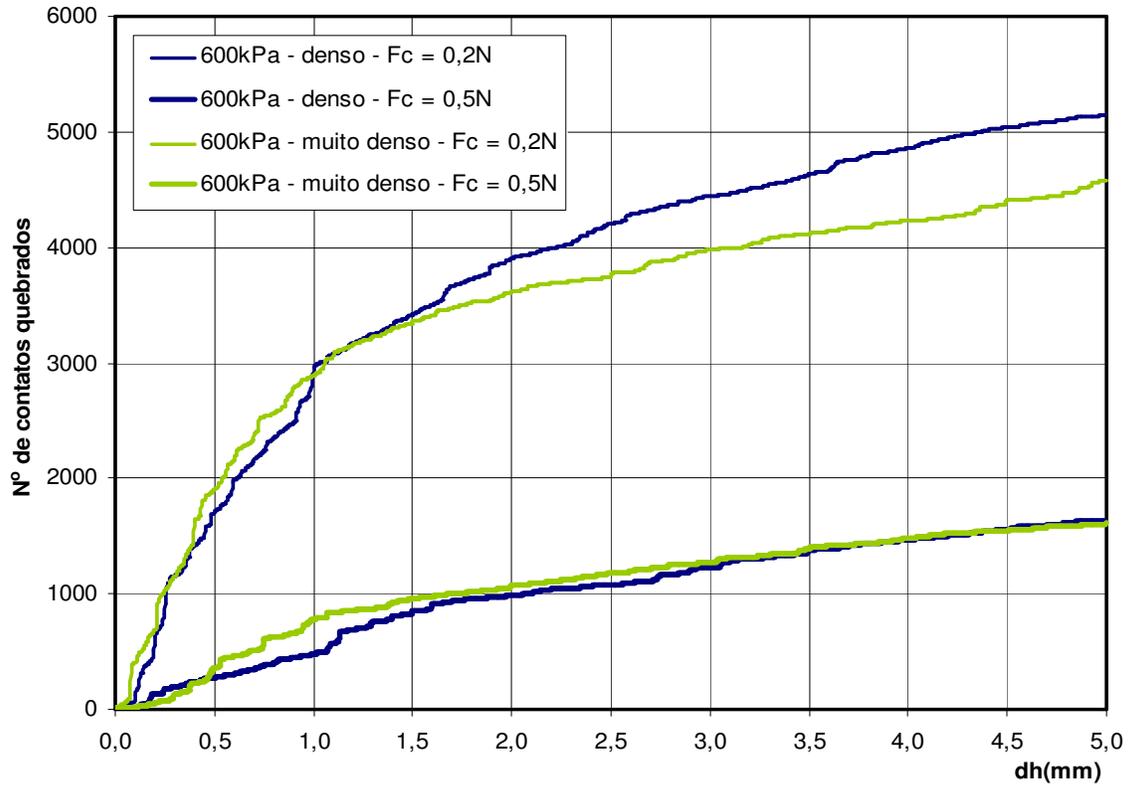


Figura 6.36: Histórico de quebras de contatos cimentados em amostras densas e muito densas, para tensão vertical de 600kPa.

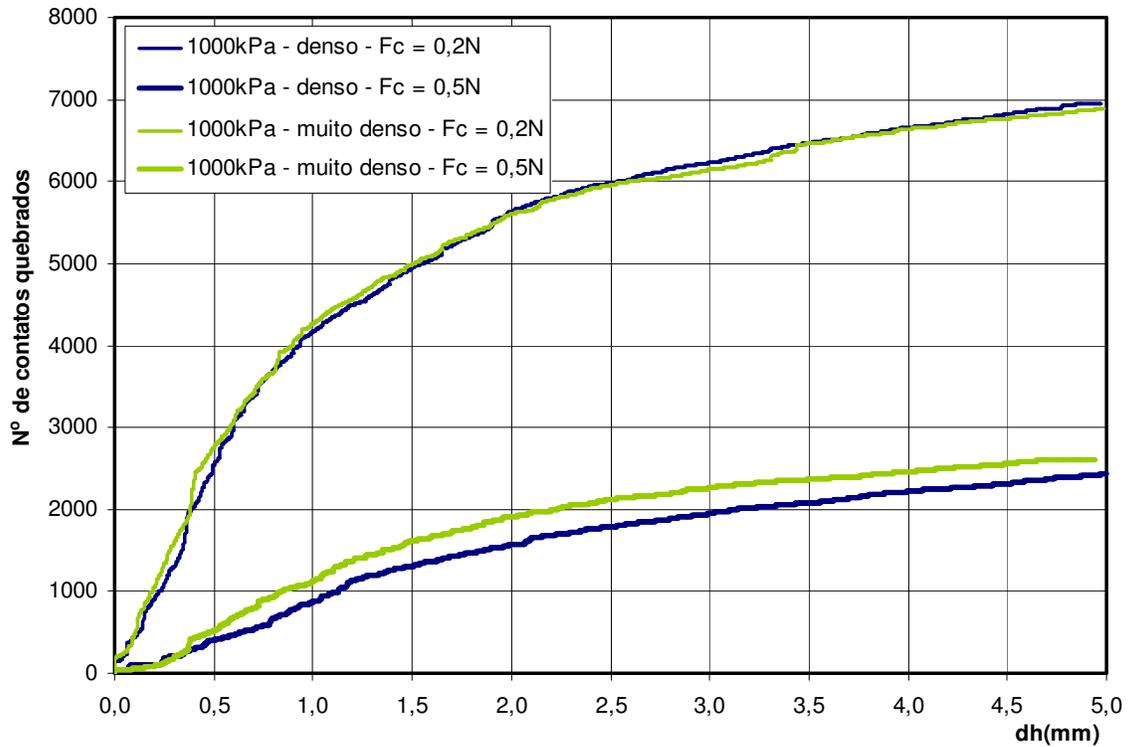


Figura 6.37: Histórico de quebras de contatos cimentados em amostras densas e muito densas, para tensão vertical de 1000kPa.

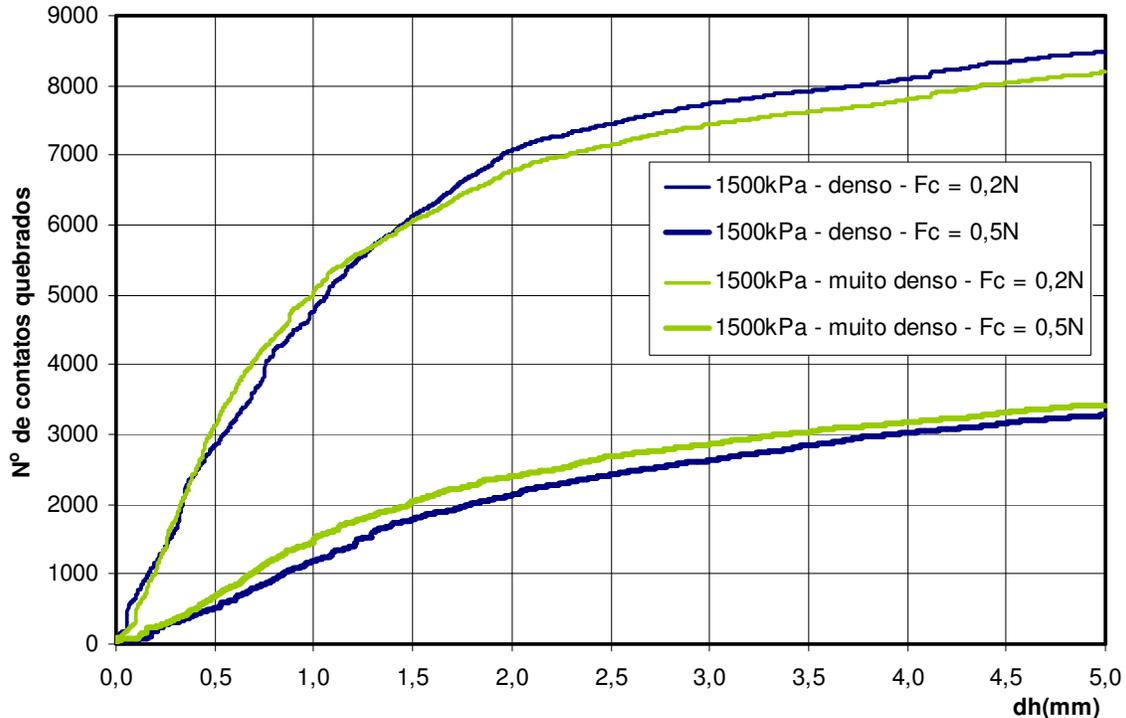


Figura 6.38: Histórico de quebras de contatos cimentados em amostras densas e muito densas, para tensão vertical de 1500kPa.

Da evolução dos históricos pode-se observar:

- A ocorrência de quebras de contatos diminui na medida em que aumenta a resistência do cimento.
- O comportamento das amostras fofa e muito fofa mostrou-se semelhante quanto ao ritmo de quebras e seu valor total ao final do ensaio. Isto igualmente aconteceu nos casos das amostras densa e muito densa. O fator que se mostrou determinante no processo de quebras foi, portanto, a resistência do cimento.
- A evolução das ocorrências pode ser ajustada por uma curva linear ou bilinear para o caso de $F_c = 0,5N$, ou por uma curva hiperbólica no caso de $F_c = 0,2N$.
- As quebras de contatos cimentados ocorrem principalmente nos primeiros estágios do cisalhamento, até 2,5mm de deslocamento, pelo que se espera que a sua influência seja notória no início da curva de resposta do solo.

Na figura 6.39 se apresenta a evolução das quebras de contatos cimentados para cada tipo de amostra em função da tensão vertical aplicada no ensaio de cisalhamento direto.

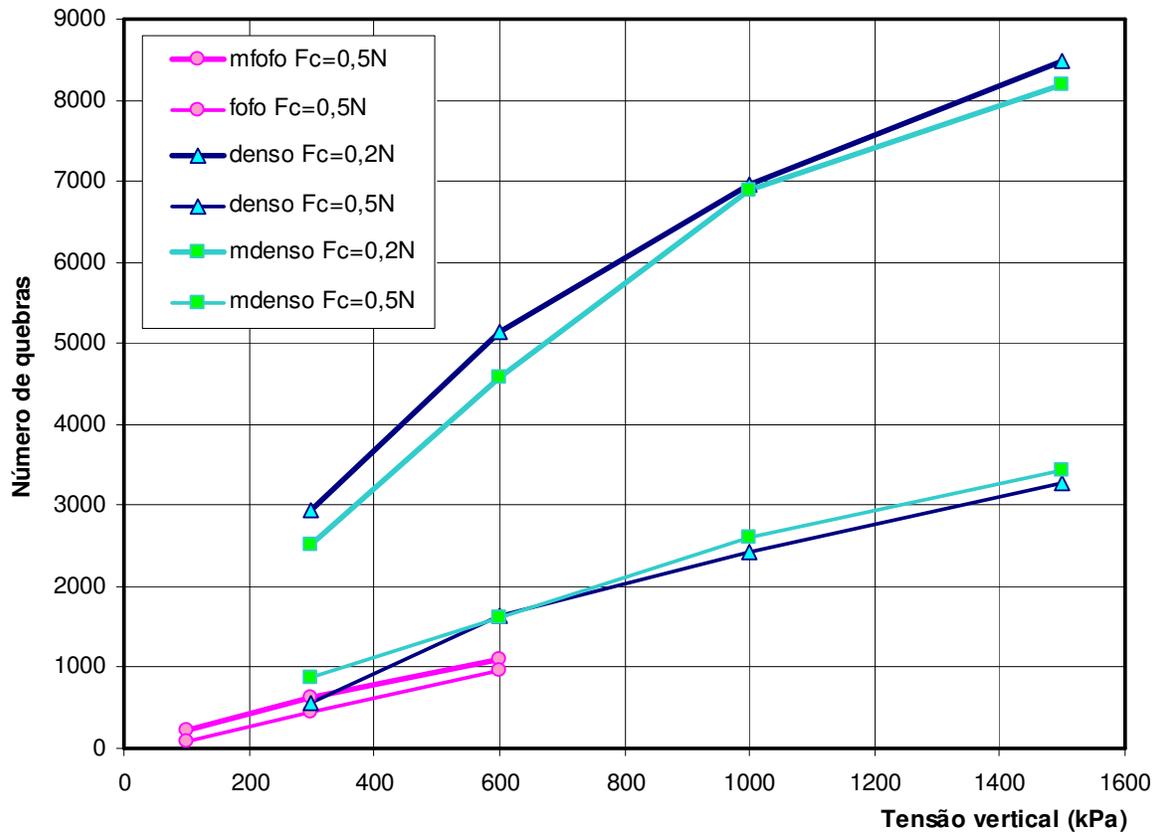


Figura 6.39: Histórico de quebras de contatos cimentados em função da tensão vertical.

A evolução das quebras com a tensão vertical, conforme mostrado na figura 6.39, evidencia uma curvatura suave que indica uma tendência à estabilização do fenômeno de quebras na medida que aumenta a tensão vertical. Tal comportamento faz sentido desde que o maior confinamento não induz, necessariamente, maiores esforços de tração ou cisalhamento entre os grãos, que são os esforços que podem levar o contato a romper. Já uma maior compressão entre grãos nunca levará à ruptura da cimentação tal, segundo a definição deste tipo de contato no modelo discreto.

Outra interpretação desta evolução está associada à idéia de que as quebras acontecem principalmente na zona de cisalhamento criada em torno ao plano de falha imposto, onde são afetadas pela variação da tensão vertical. Já fora desta zona os contatos cimentados ficam mais estáveis e não recebem maior influência da tensão vertical. Com este cenário, a tendência à estabilização na evolução das quebras estaria associada à quebra de todos os contatos cimentados na zona de cisalhamento, onde já não haveria mais cimentações por quebrar.

6.3.3. Resultados da campanha de ensaios

A seguir são apresentados os resultados dos 24 ensaios de cisalhamento direto realizados em 4 amostras de compactidade diferente, para 5 tensões verticais e 2 valores de resistência da cimentação de grãos.

a) Ensaios

As figuras 6.40 e 6.41 apresentam os resultados do cisalhamento de amostras fofas e muito fofas sob tensão vertical de 100 e 300kPa respectivamente, para uma resistência do cimento $F_c = 0,5N$.

As figuras 6.42 e 6.43 mostram os resultados do cisalhamento de amostras densas e muito densas para uma tensão vertical de 300kPa, com resistências do cimento de $F_c = 0,2N$ e $F_c = 0,5N$.

A seguir são apresentados os resultados do cisalhamento de amostras muito fofas (figura 6.44), fofas (figura 6.45), densas (figura 6.46), e muito densas (figura 6.47) para uma tensão vertical de 600kPa e com resistências do cimento de $F_c = 0,2N$ e $F_c = 0,5N$.

As figuras 6.48 e 6.49 mostram os resultados do cisalhamento de amostras densas e muito densas sob uma tensão vertical de 1000kPa e com resistências do cimento de $F_c = 0,2N$ e $F_c = 0,5N$.

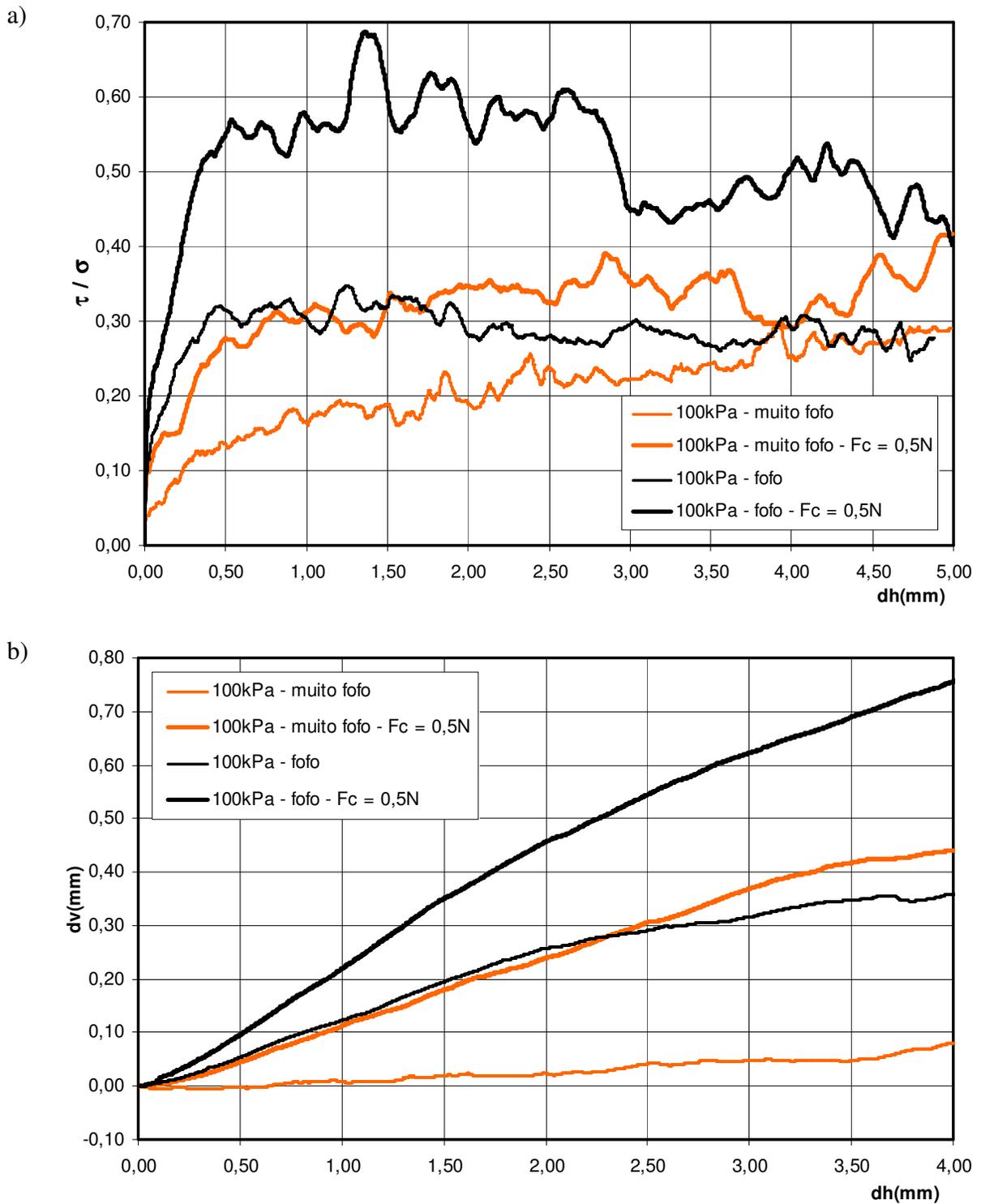
Finalmente, nas figuras 6.50 e 6.51 são mostrados os resultados do cisalhamento de amostras densas e muito densas sob uma tensão vertical de 1500kPa e com resistências do cimento de $F_c = 0,2N$ e $F_c = 0,5N$.

a) Envoltórias

A partir dos resultados dos ensaios foram traçadas envoltórias de resistência para as quatro amostras de solo ensaiadas, e para cada valor da resistência do cimento. As mesmas são apresentadas na figura 6.52.

Já a figura 6.53 apresenta a evolução do ângulo de atrito com a tensão vertical, para cada tipo de amostra e para cada valor da resistência do cimento.

Solo fofo e muito fofo - Tensão vertical = 100kPa



Solo fofo e muito fofo - Tensão vertical = 300kPa

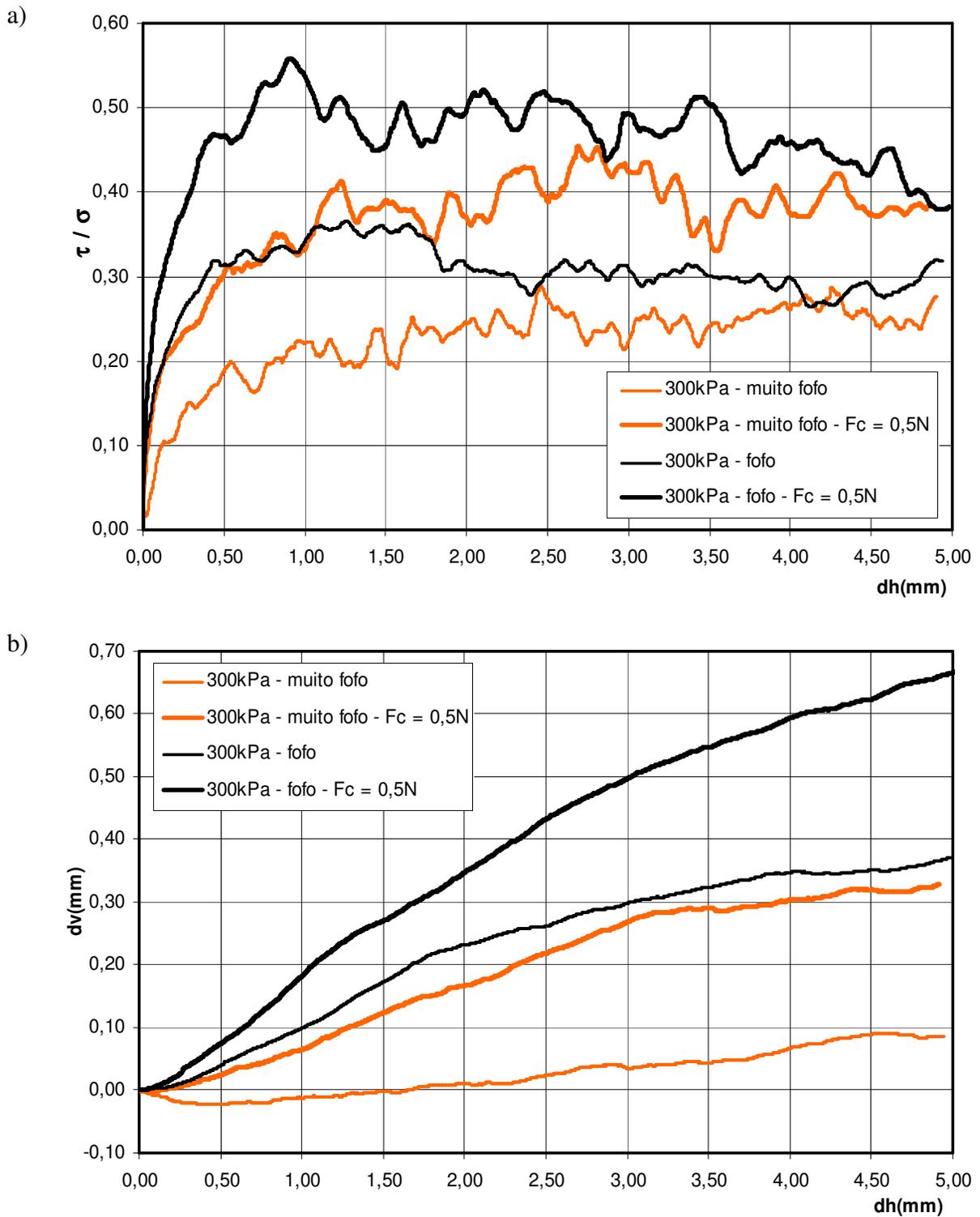
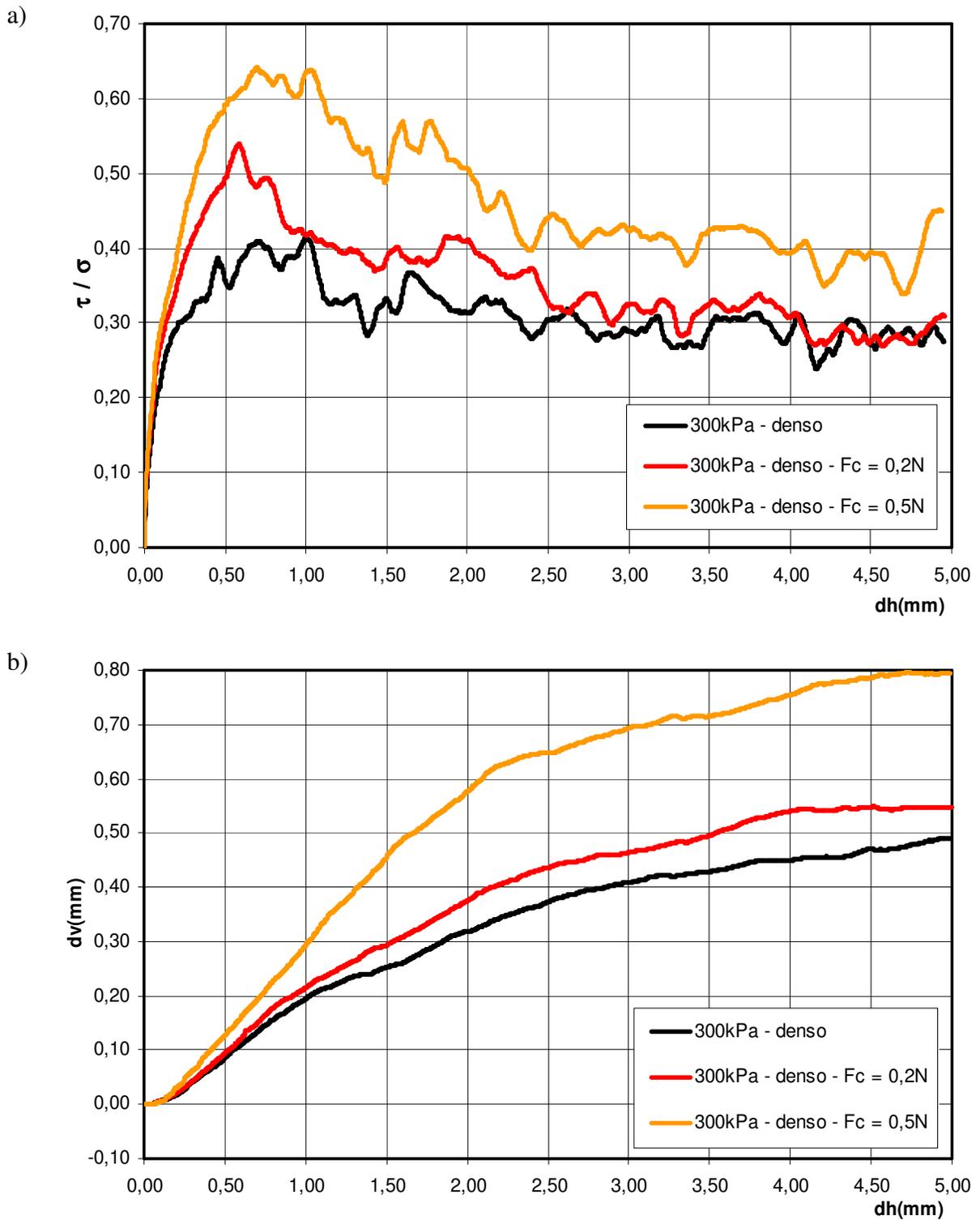


Figura 6.41: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra fofo e muito fofo com cimentação de grãos, para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso - Tensão vertical = 300kPa



Solo muito denso - Tensão vertical = 300kPa

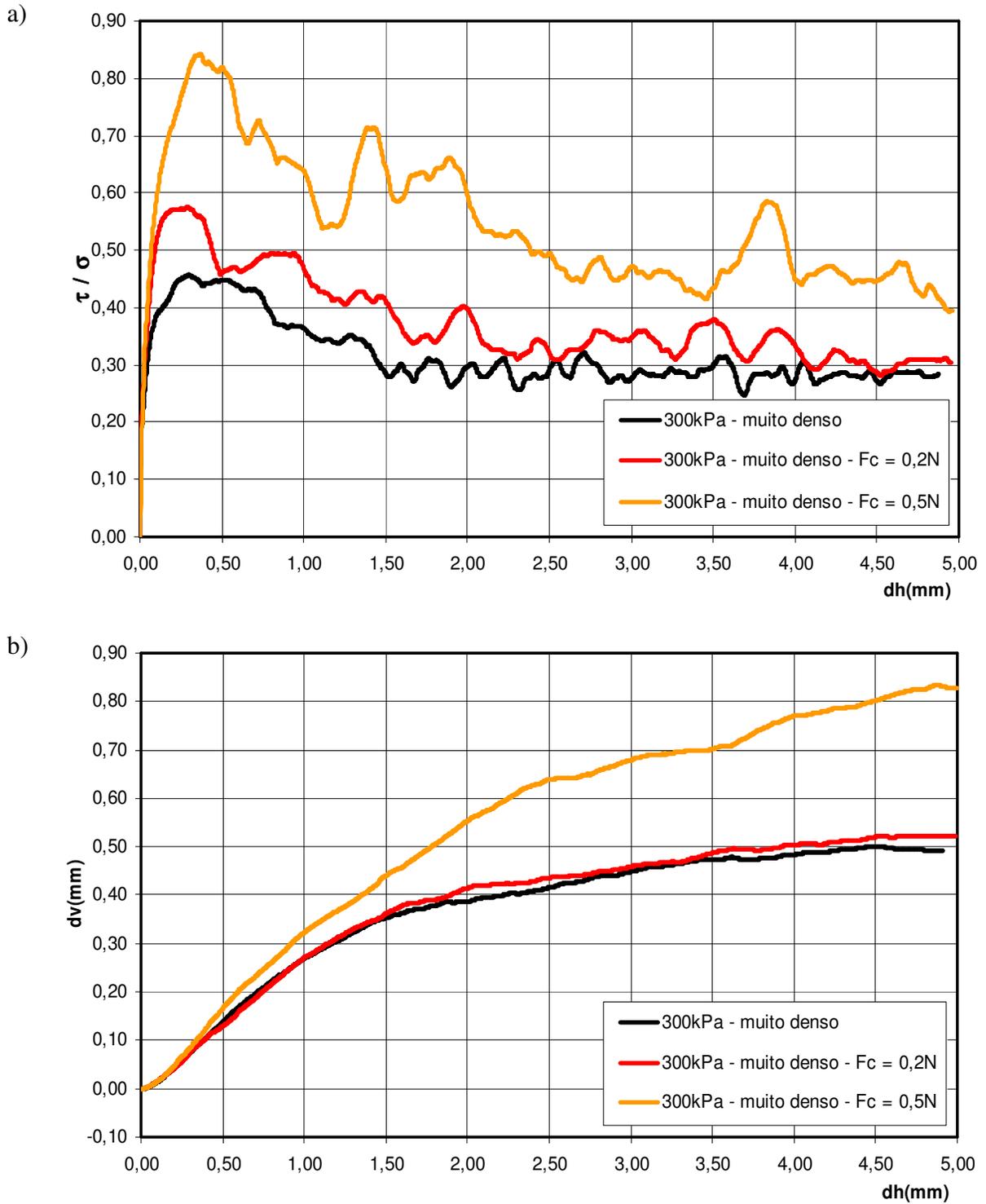


Figura 6.43: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito densa com cimentação de grãos, para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo muito fofo - Tensão vertical = 600kPa

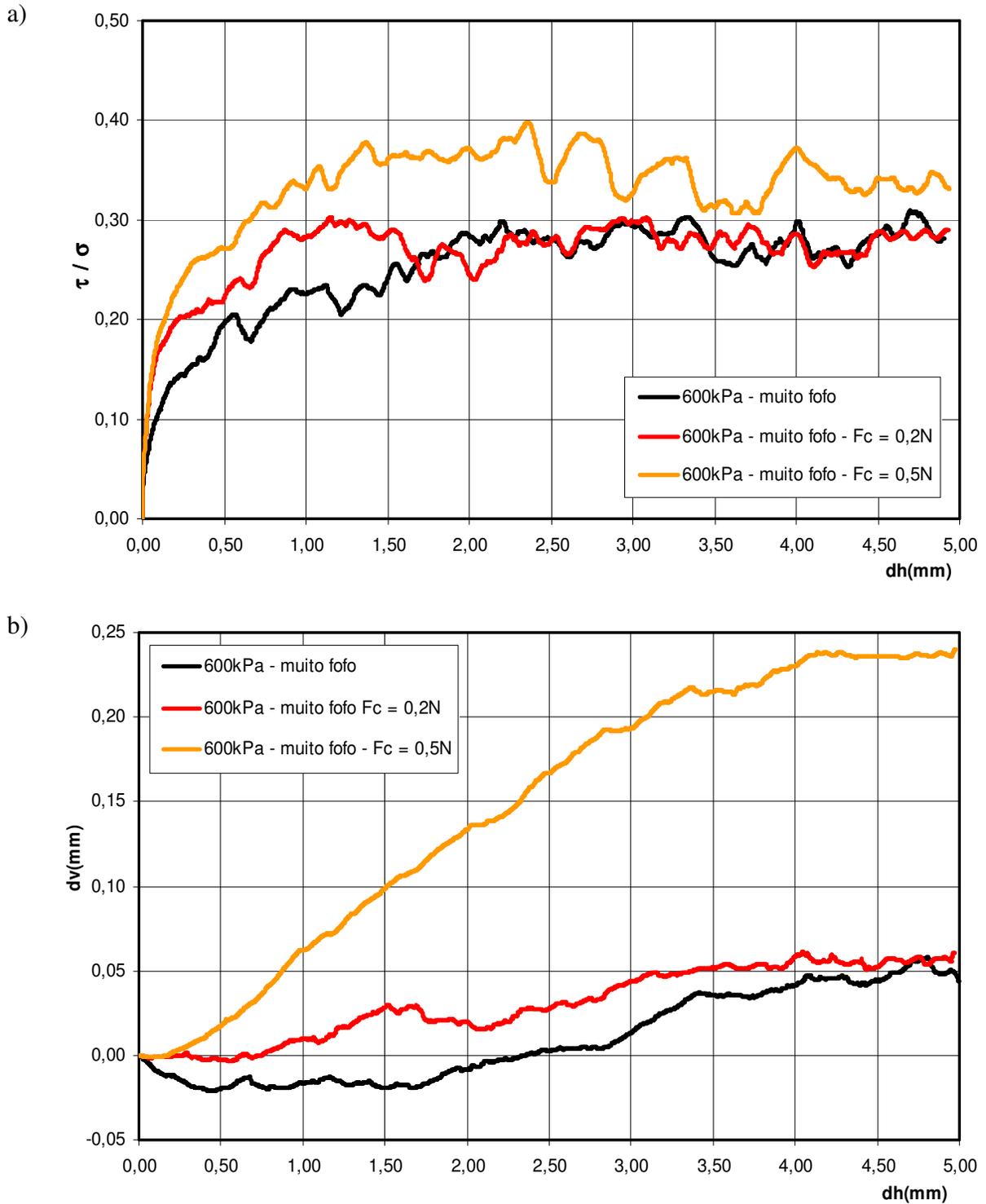


Figura 6.44: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito fofo com cimentação de grãos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo fofo - Tensão vertical = 600kPa

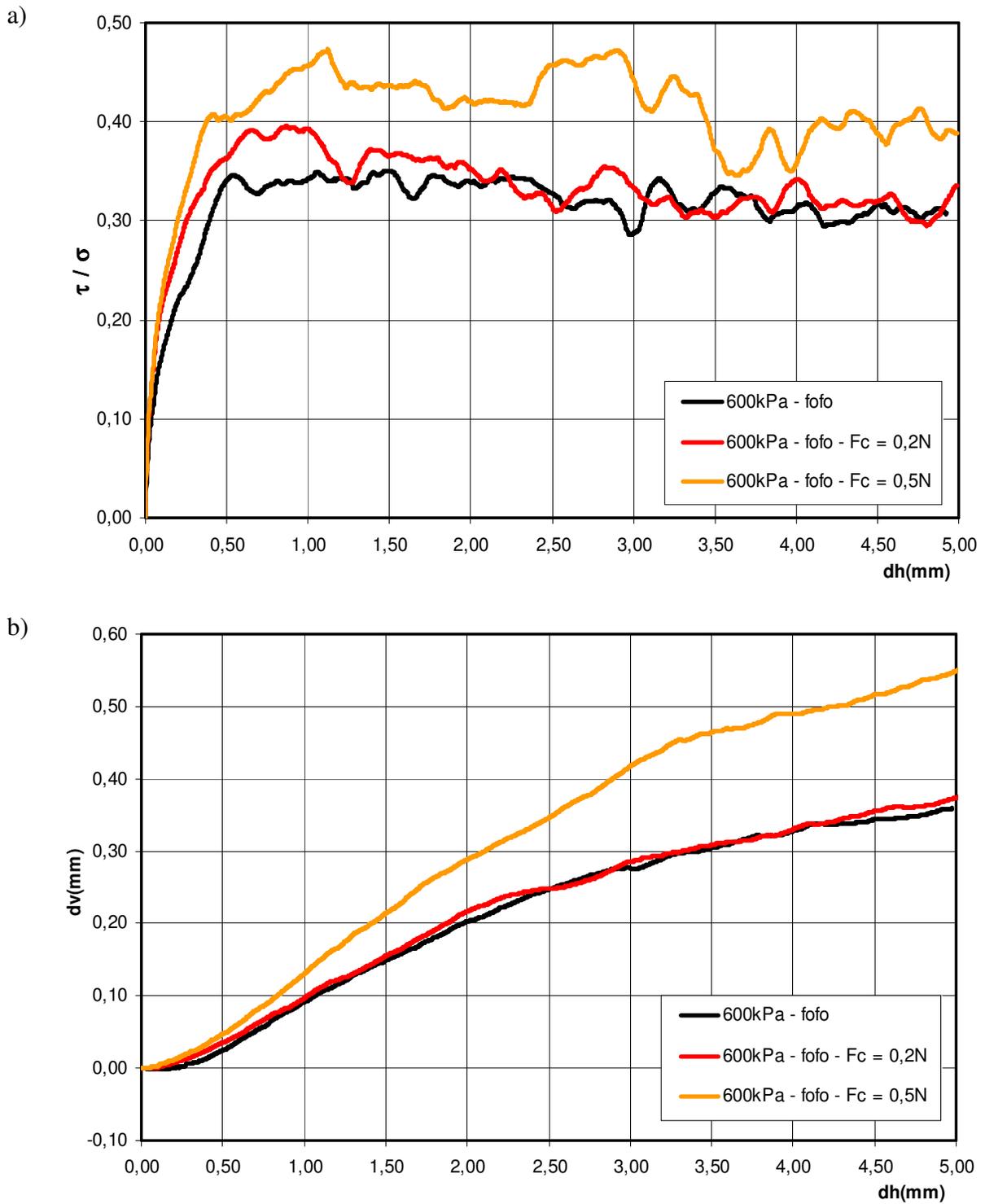


Figura 6.45: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra fofo com cimentação de grãos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso- Tensão vertical = 600kPa

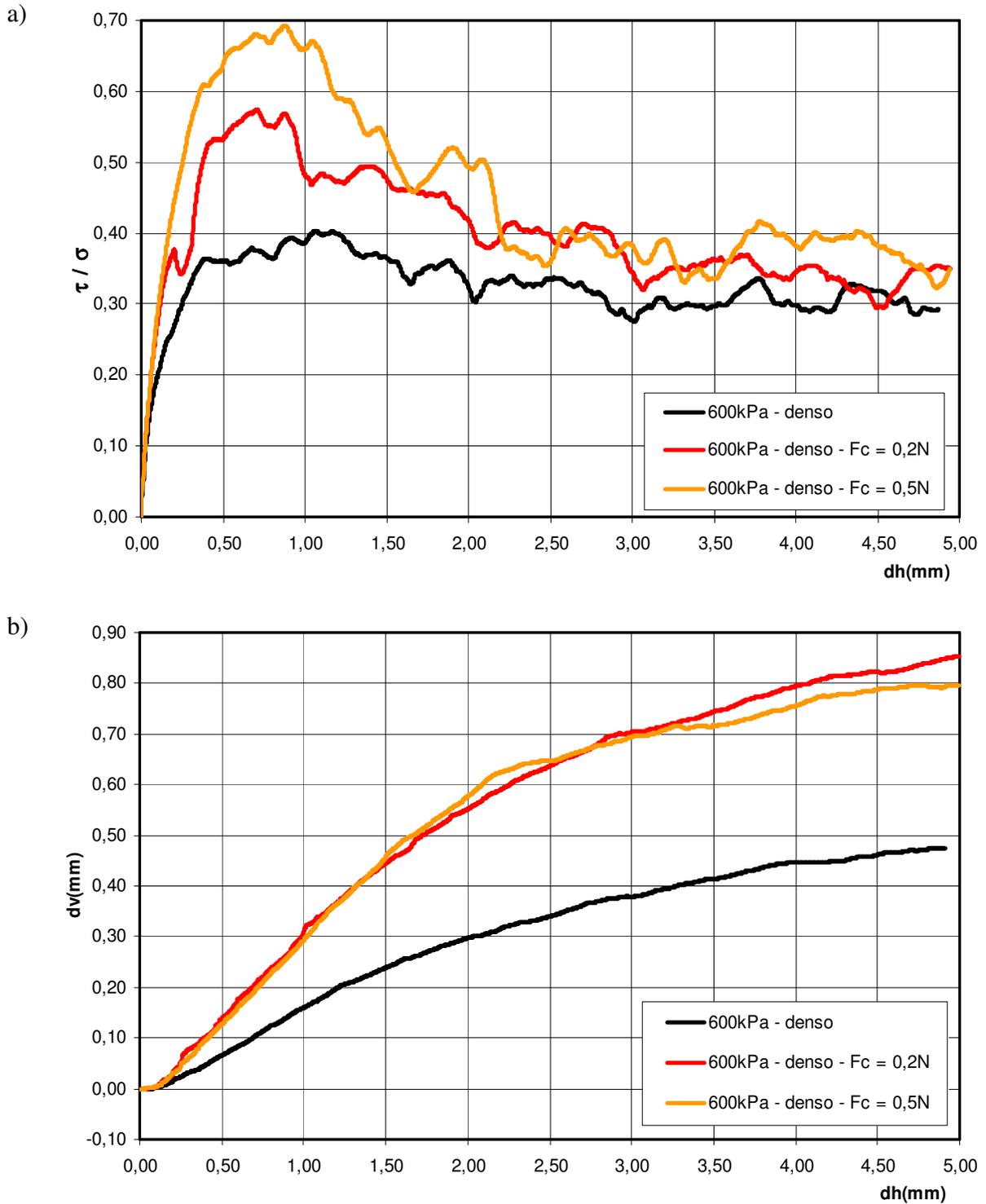


Figura 6.46: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com cimentação de grãos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo muito denso - Tensão vertical = 600kPa

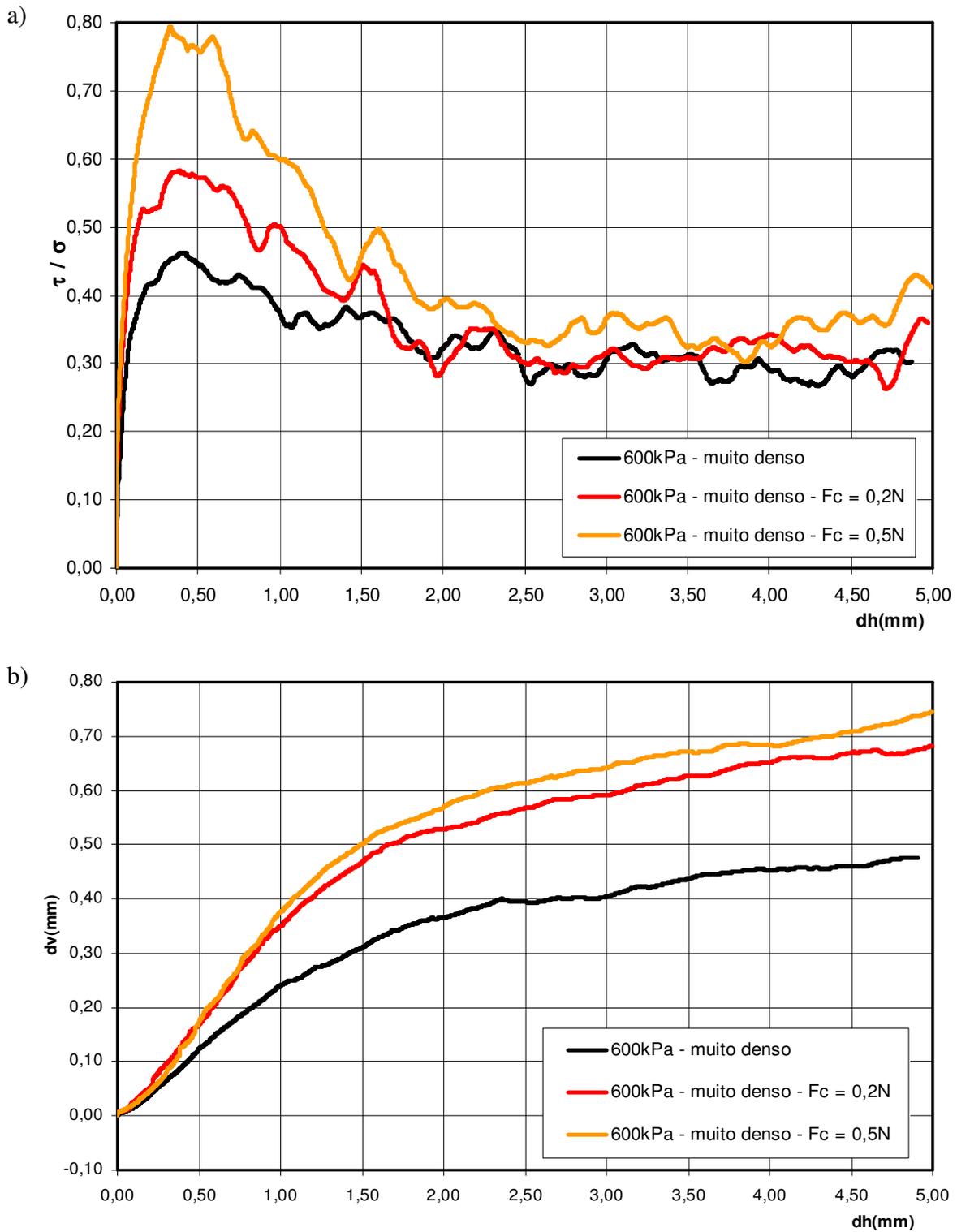


Figura 6.47: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito densa com cimentação de grãos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso - Tensão vertical = 1000kPa

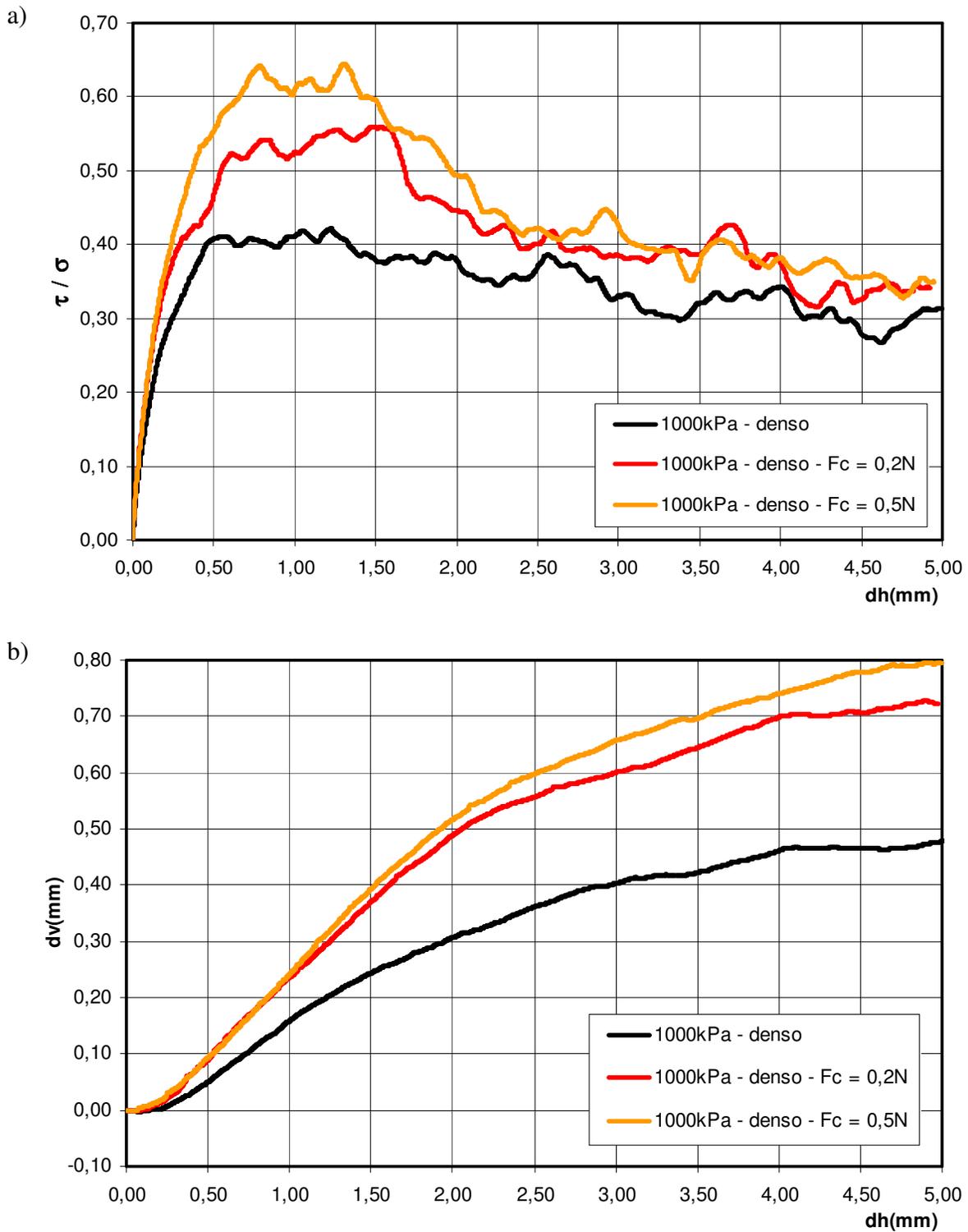


Figura 6.48: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com cimentação de grãos, para tensão vertical de 1000kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo muito denso - Tensão vertical = 1000kPa

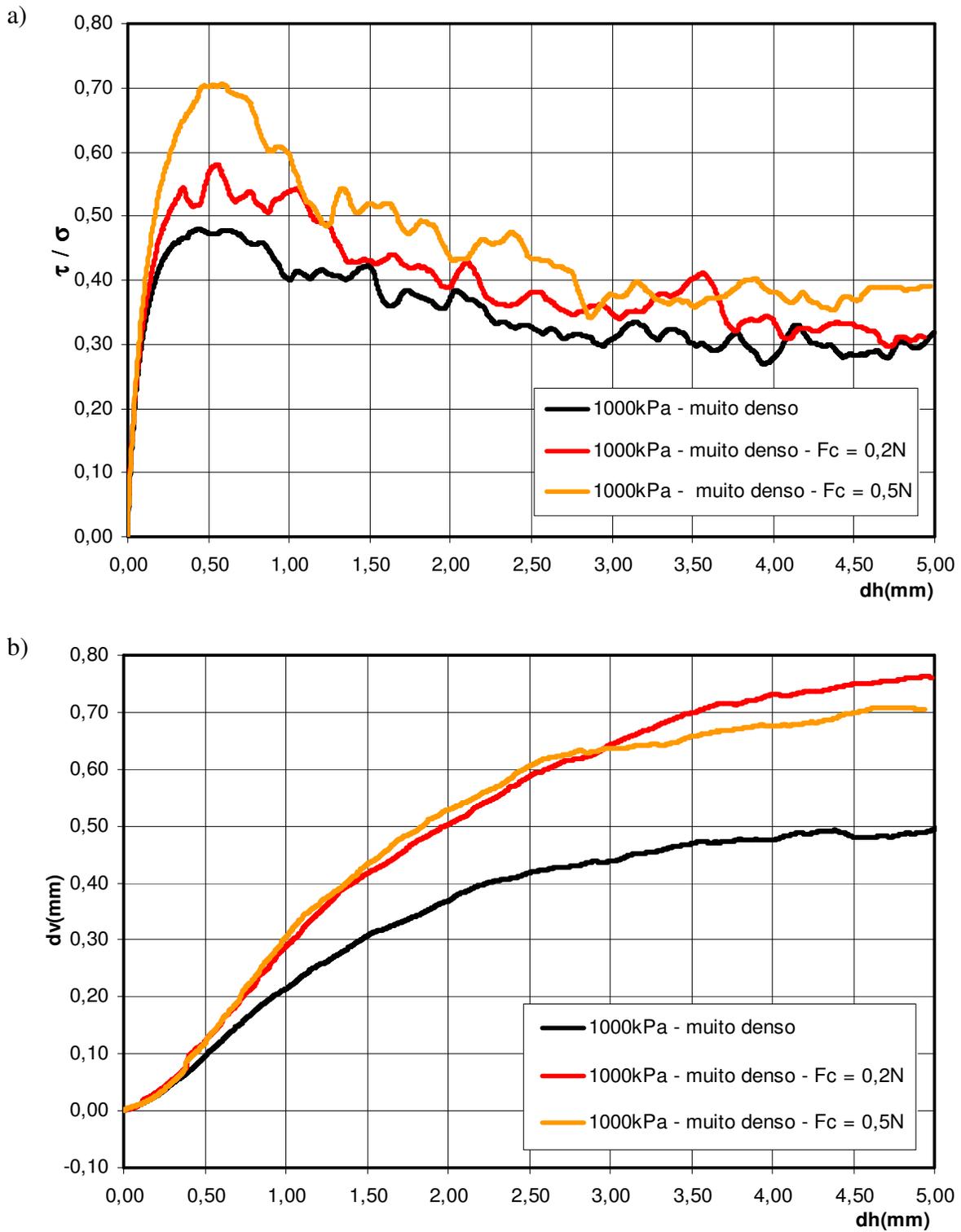


Figura 6.49: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito densa com cimentação de grãos, para tensão vertical de 1000kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso - Tensão vertical = 1500kPa

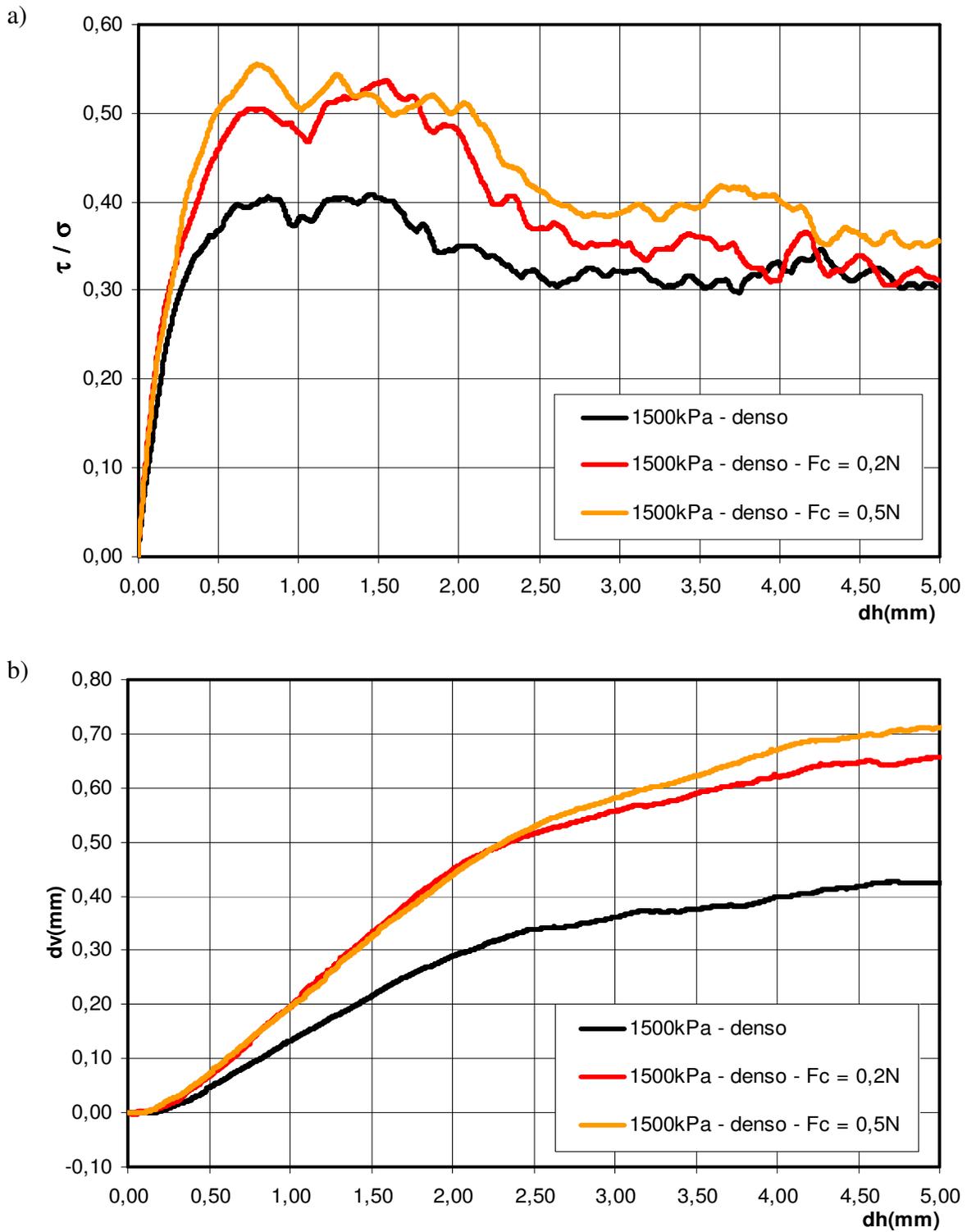


Figura 6.50: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com cimentação de grãos, para tensão vertical de 1500kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo muito denso - Tensão vertical = 1500kPa

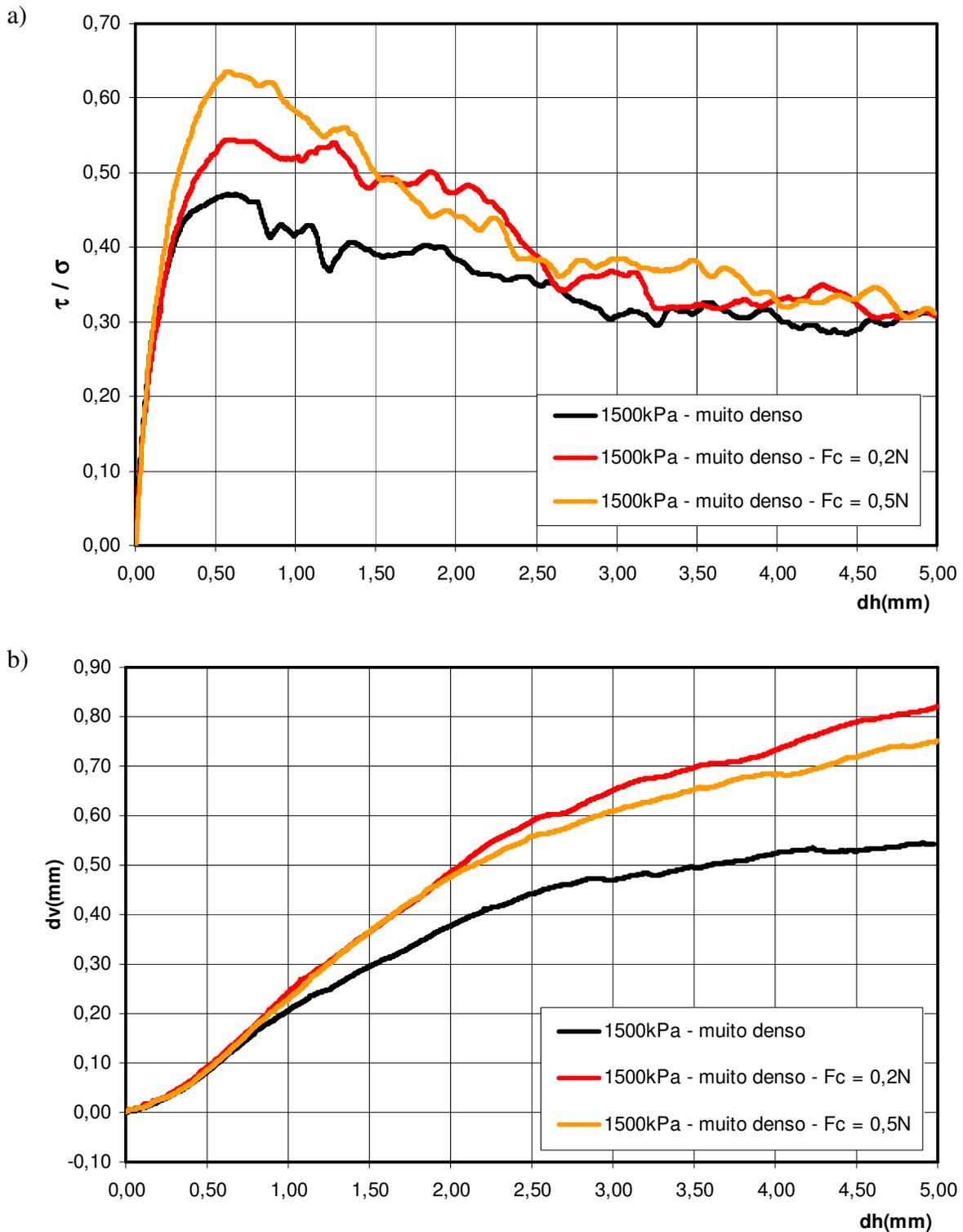


Figura 6.51: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito densa com cimentação de grãos, para tensão vertical de 1500kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Envoltórias de resistência

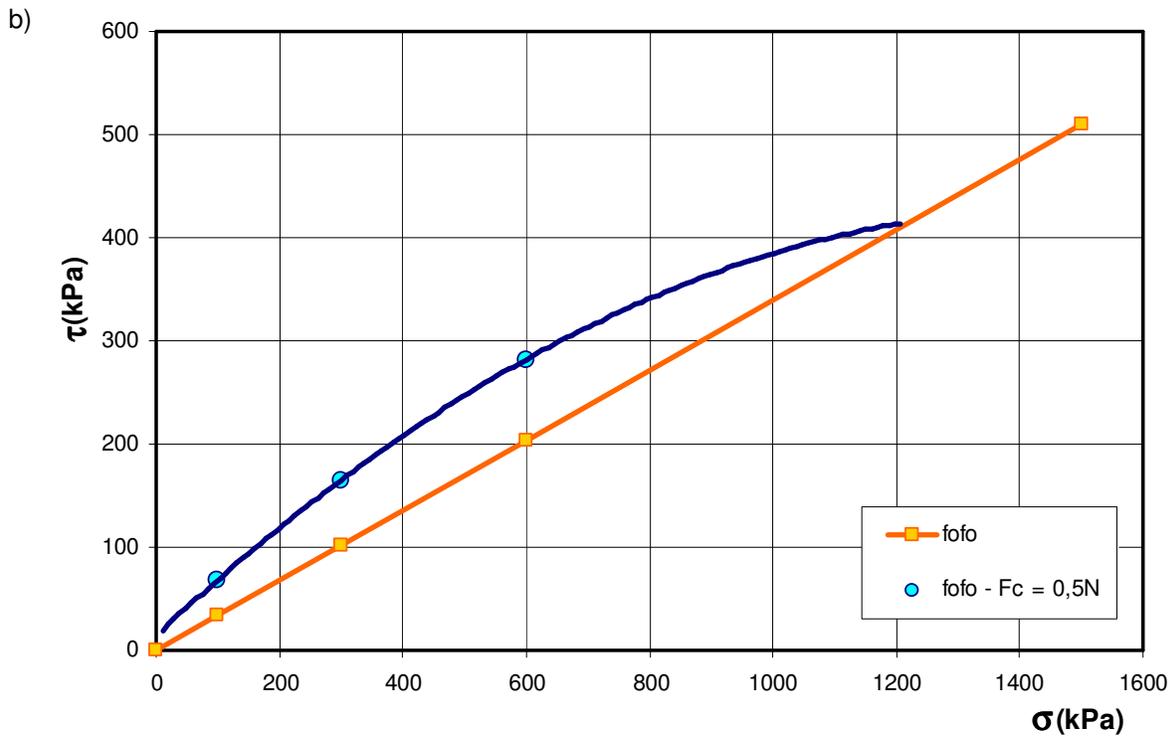
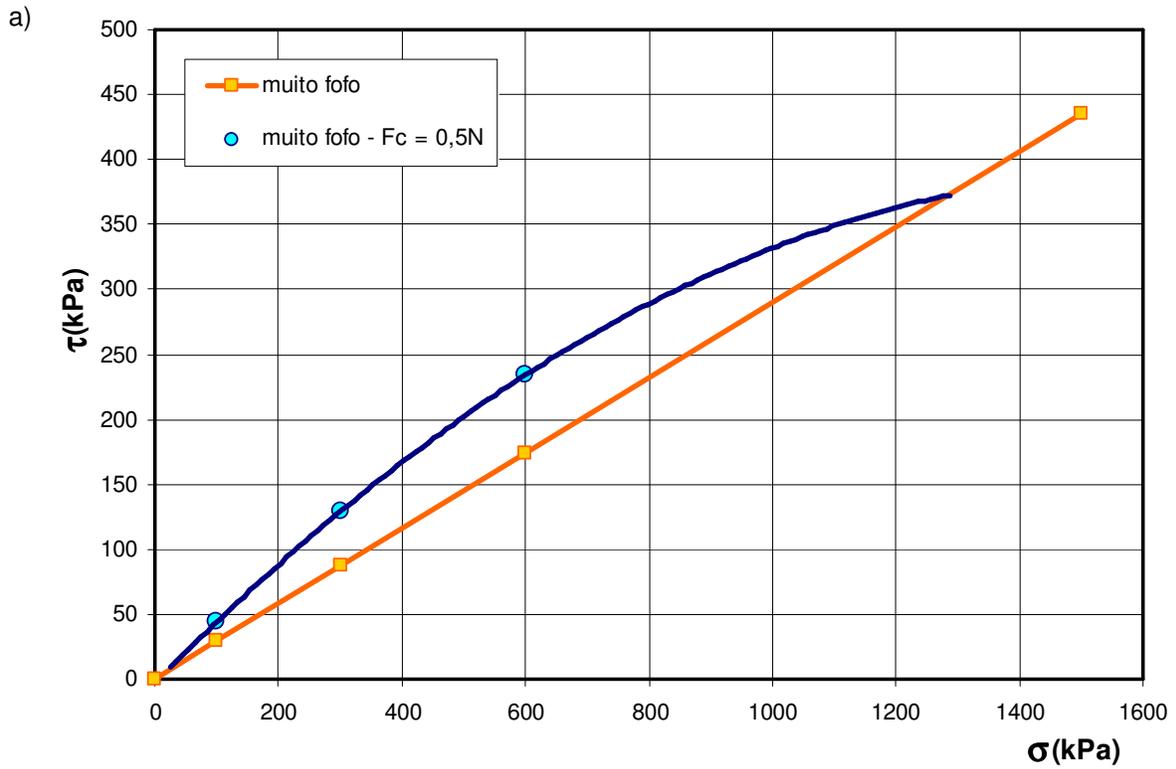


Figura 6.52: Envoltórias de resistência para solos com cimentação de grãos: a) Solo muito fofo; b) Solo fofo.

Envoltórias de resistência

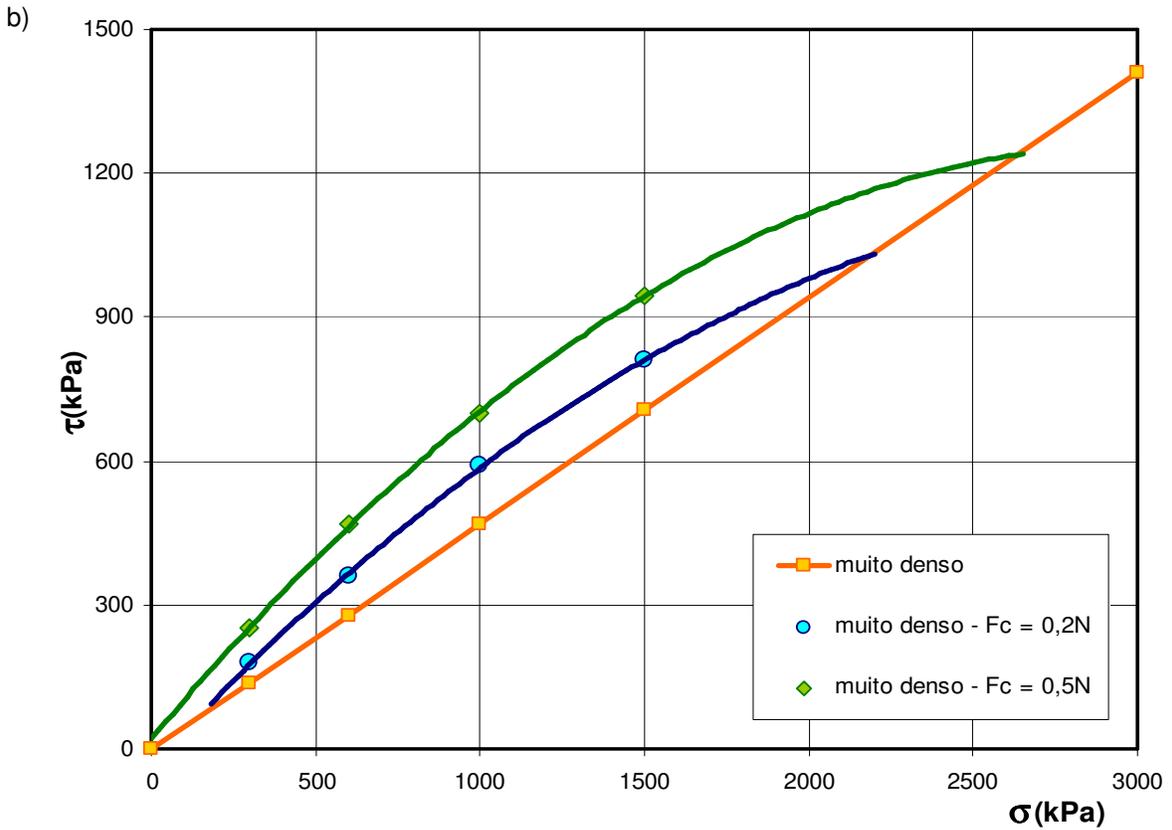
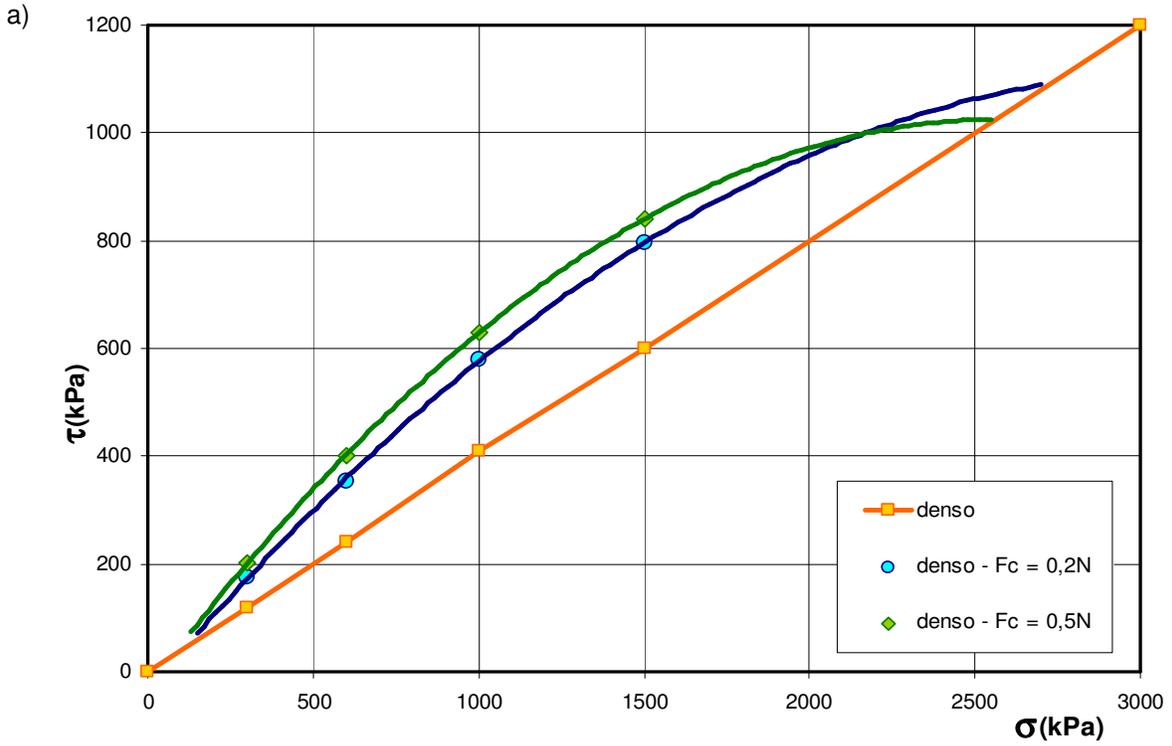


Figura 6.53: Envoltórias de resistência para solos com cimentação de grãos: a) Solo denso; b) Solo muito denso.

6.3.4. Análise dos resultados

Marco conceitual

O fenômeno da cimentação de grãos compõe, junto com a matriz argilosa e a fábrica, os fatores de definem as características da *estrutura* do solo residual. Sob cisalhamento, o comportamento observado em solos cimentados pode ser esquematizado pela figura 6.54a, onde a resposta depende do confinamento inicial.

Quando o confinamento é menor do que a resistência das ligações, o comportamento é rígido-elástico até um pico definido, seguido de amolecimento plástico pós-pico até atingir o estado crítico. Para confinamentos intermédios, o pico acontece mais suavemente. Quando o confinamento é maior do que a resistência das ligações, estas são quebradas e o comportamento é dúctil, sem influência da cimentação. Este comportamento verificou-se em diversos solos residuais de gnaiss, basalto e arenito do sudeste do Brasil, como mostra a figura 6.54b (Vargas, 1974).

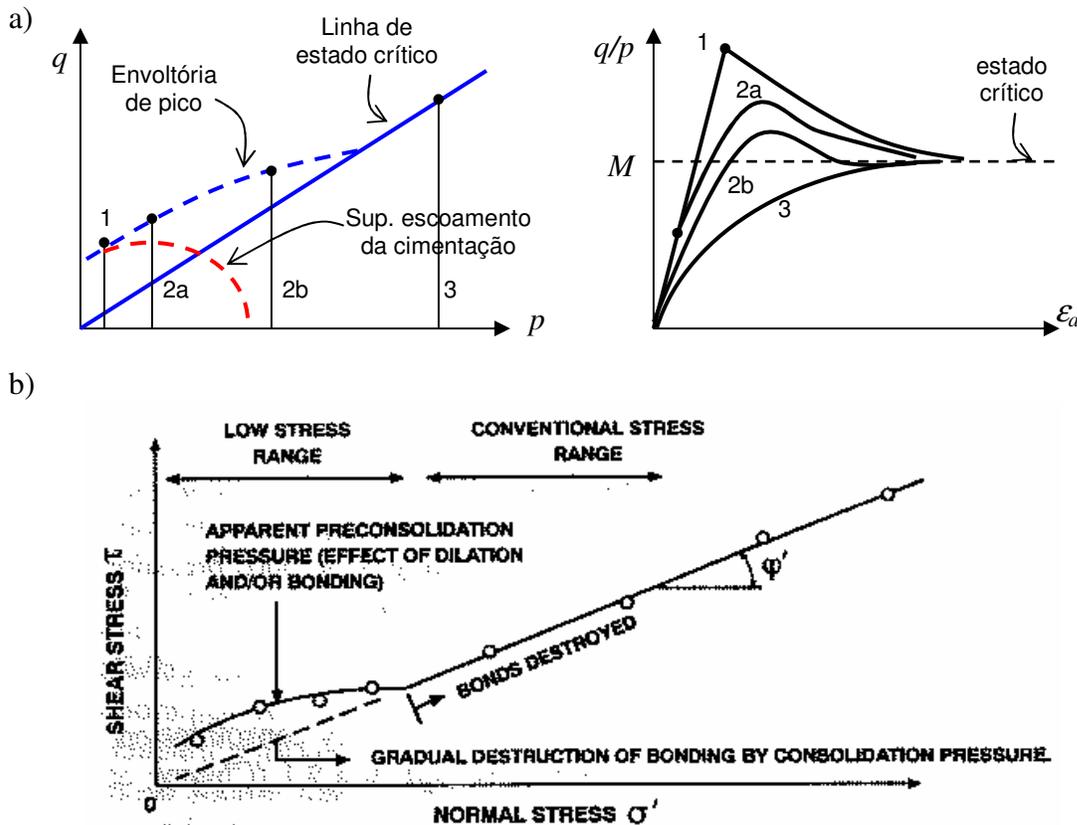


Figura 6.54: a) Esquema dos modos de cisalhamento de solos estruturados; b) Envoltória de resistência em solo residual (Vargas, 1974).

Coop & Atkinson (1993) apontam que a quebra das ligações induz uma plastificação do material, o que também acontece quando há quebra de grãos. A figura 6.55 mostra este efeito no cisalhamento de uma calcarenita natural, onde também podem ser observados os modos de cisalhamento em função do confinamento esquematizado na figura 6.54.

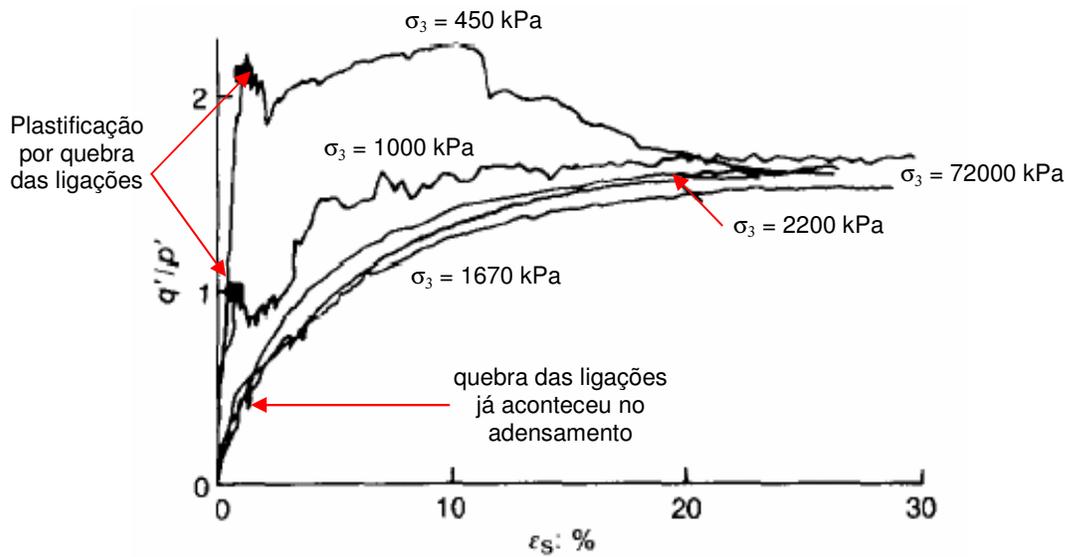


Figura 6.55: Ensaio triaxial de calcarenita natural (Coop & Atkinson, 1993).

A cimentação, pois, contribui no estágio inicial, enquanto não acontece escoamento plástico (quebra paulatina das ligações), conferindo ao solo comportamento elástico cuja rigidez independe do confinamento. A resistência é do tipo coesiva, até atingir o pico de resistência quando acontece ruptura frágil. O escoamento plástico é marcado por uma queda na rigidez e progressiva deterioração das ligações, passando o atrito a governar o comportamento pós-pico.

Crítica dos resultados da presente pesquisa

a) Comportamento elástico pré-quebra

A resposta dos ensaios revelou enrijecimento do solo por causa da cimentação, o que se verificou para todas as amostras nas diferentes tensões verticais. O aumento na rigidez foi maior nos solos com maior resistência do cimento, o que confirma o papel da cimentação em fornecer rigidez adicional ao esqueleto do solo, cujo valor

está diretamente relacionado à resistência do cimento. O comportamento elástico verifica-se até atingir o pico de resistência, tal como esperado.

b) Escoamento plástico por quebra

Depois de atingido o pico de resistência verifica-se uma rápida queda na resistência do solo (ruptura do tipo frágil), enquanto continua a progressiva quebra das ligações principalmente na zona em torno do plano de falha. Isto se reflete em uma rápida queda na rigidez, e a curva de resistência tende para a curva de resistência do solo não cimentado, passando o atrito a governar o comportamento pós-pico.

d) Comportamento volumétrico

A influência da cimentação foi de uma maior tendência à dilatação do solo, o que se pode explicar pela restrição ao rearranjo das partículas produzida pelos contatos cimentados. Este efeito mostrou-se com maior intensidade nas amostras densas e muito densas, onde a resistência do cimento não foi determinante.

Já nas amostras fofas e muito fofas o efeito foi fraco nas amostras com cimentação pouco resistente, e mais pronunciado nas amostras com cimento mais resistente. Neste caso o efeito dependeu da resistência do cimento.

d) Envoltória de resistência

As figuras 6.52 e 6.53 mostram as envoltórias de resistência obtidas para todas as amostras, e para os dois valores de resistência do cimento. Em todos os casos verificou-se uma envoltória de pico do tipo coesiva, a qual foi ajustada satisfatoriamente por uma hipérbole. Em alguns casos o ajuste da envoltória sugere a existência de uma pequena resistência à tração mas, em geral, aponta para uma resistência à tração nula. Isto parece ser razoável, tendo em vista que apenas um terço dos contatos está inicialmente cimentado. As envoltórias ajustadas tendem para a linha de estado crítico para elevados confinamentos, quando a cimentação deixa de ter influência no comportamento do solo, pois acontece a quebra generalizada sob efeito da tensão vertical confinante.

6.4. Forma dos grãos

Foi apontado como limitação do modelo o fato de se representar os grãos de solo apenas por discos, e na validação do modelo (capítulo 5) foi apontada esta limitação como uma das causas das discrepâncias entre os ângulos de atrito obtidos na validação e os ângulos de atrito calculados experimentalmente em areias.

A ligação rochosa implementada pode ser usada também para gerar grãos de geometria diferenciada, ligando dois elementos discretos tipo disco para formar um novo elemento do dobro de tamanho e forma alongada. Assim sendo, pode-se incluir na amostra de solo estes elementos aleatoriamente e simular tanto a presença de blocos de rocha como de grãos de geometria diferenciada. A figura 6.56 mostra estes grãos especiais distribuídos aleatoriamente na amostra de solo.

A seguir são mostrados os ensaios edométrico e de cisalhamento direto executados sobre amostras com grãos especiais.

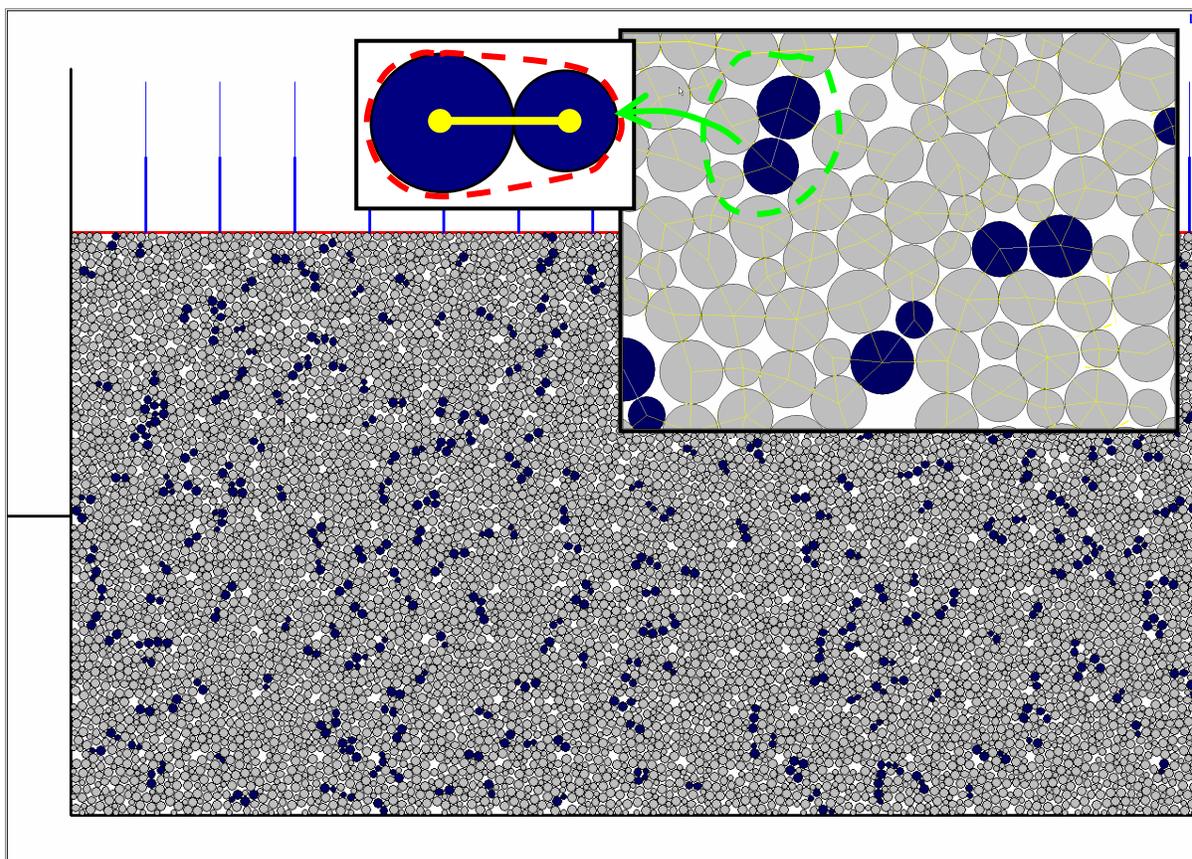


Figura 6.56: Amostra de solo com grãos especiais formados pela junção rígida de dois elementos discretos.

6.4.1. Ensaio edométrico

A figura 6.57 apresenta a curva de compressão de amostras muito fofas com e sem grãos especiais. A presença de grãos especiais (1 para cada 30 grãos) teve pouco efeito na resposta do solo comprimido, onde a tensão virtual de pré-adensamento e o índice de compressão aumentaram em menos de um 5% em relação à amostra sem grãos especiais. Para altas tensões verticais o comportamento foi independente da presença ou não de grãos especiais.

Ensaio em amostras com relações maiores (1 para cada 50 ou 100) não mostraram diferença alguma em relação à amostra sem grãos especiais. Já para amostras com relações menores (1 para cada 15) a resposta foi similar à da amostra com relação de 1 para cada 30.

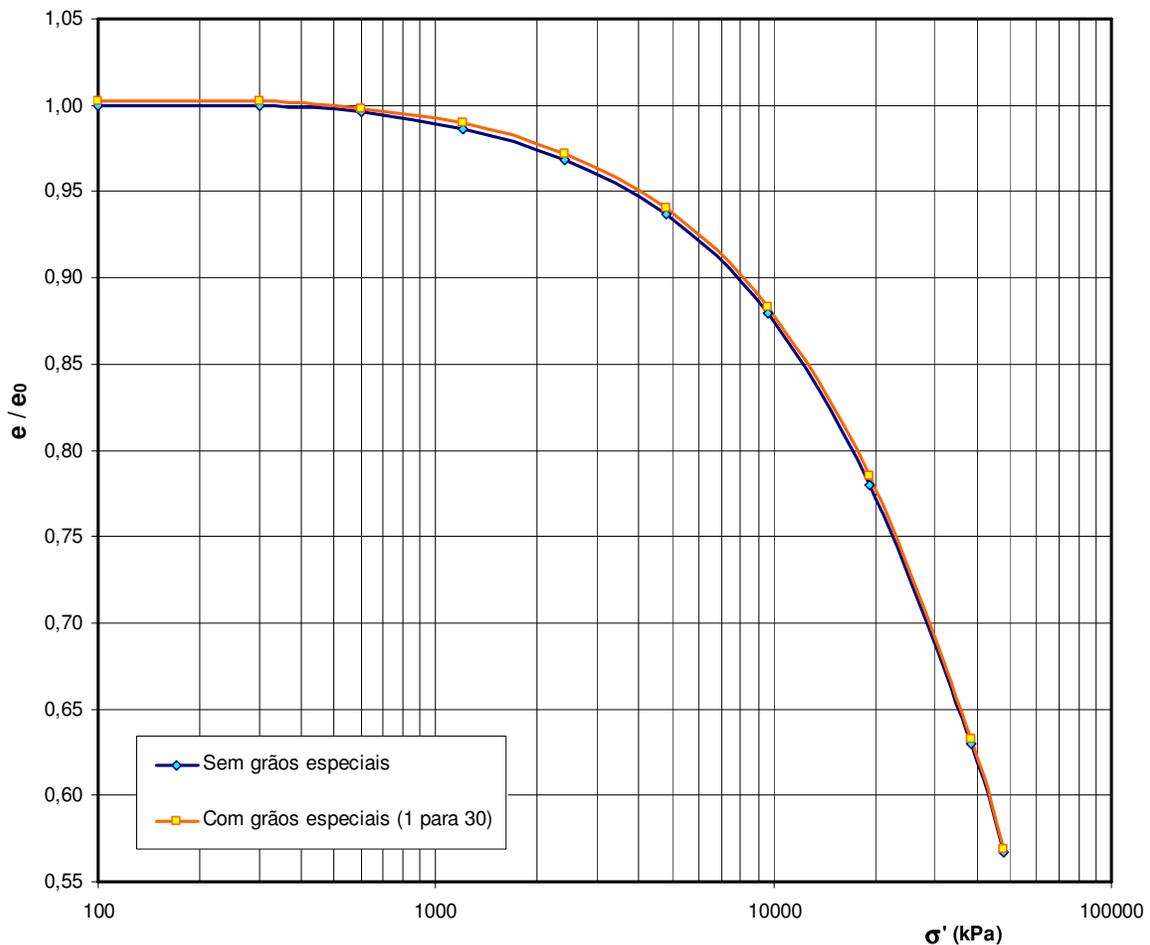


Figura 6.57: Curva de adensamento de amostra muito fofa com e sem grãos especiais.

6.4.2. Campanha de ensaios de cisalhamento direto

A tabela 6.4 apresenta a campanha de ensaios levada à cabo para simular, com as mesmas amostras, os seguintes fenômenos:

- a) a presença de pequenos blocos de rocha não intemperizados na massa de solos residuais jovens;
- b) a presença de grãos especiais na massa de solo, isto é, grãos com geometrias diferentes à do disco, formados pela junção rígida de dois discos de igual ou diferentes tamanhos.

Foram ensaiadas as amostras fofa e densa, para tensões de confinamento de 300 e 600kPa. Foram incluídos nelas na ordem de 650 grãos especiais, ou seja, 1 para cada 30 grãos circulares. Estes grãos especiais foram formados aleatoriamente pela junção de dois elementos de diferentes tamanhos, já que as amostras estão formadas por elementos de raio $r = 0.10, 0.15$ e 0.17mm .

Tabela 6.4: Campanha de ensaios para simulação de solos com grãos de geometria diferenciada. Valor inicial e final do índice de vazios 'e' em cada ensaio.

Tipo de amostra	Solo Fofo		Solo Denso	
	300kPa	600kPa	300kPa	600kPa
e inicial	0,250	0,249	0,191	0,189
e final	0,278	0,274	0,246	0,220

6.4.3. Resultados da campanha de ensaios

A figura 6.58 apresenta o resultado do ensaio de cisalhamento direto com grãos especiais em amostra fofa, para uma tensão vertical de 300kPa. Na figura 6.59 são mostrados os resultados do ensaio sobre a amostra densa, para uma tensão vertical de 300kPa.

A figura 6.60 apresenta o resultado do ensaio em amostra fofa para tensão vertical aplicada de 600kPa, entanto que a figura 6.61 mostra os resultados do ensaio em amostra densa, também para uma tensão vertical de 600kPa.

Finalmente, na figura 6.62 apresenta-se a envoltória de resistência obtida a partir dos ensaios executados, para ambas as amostras.

Solo fofo - Tensão vertical = 300kPa

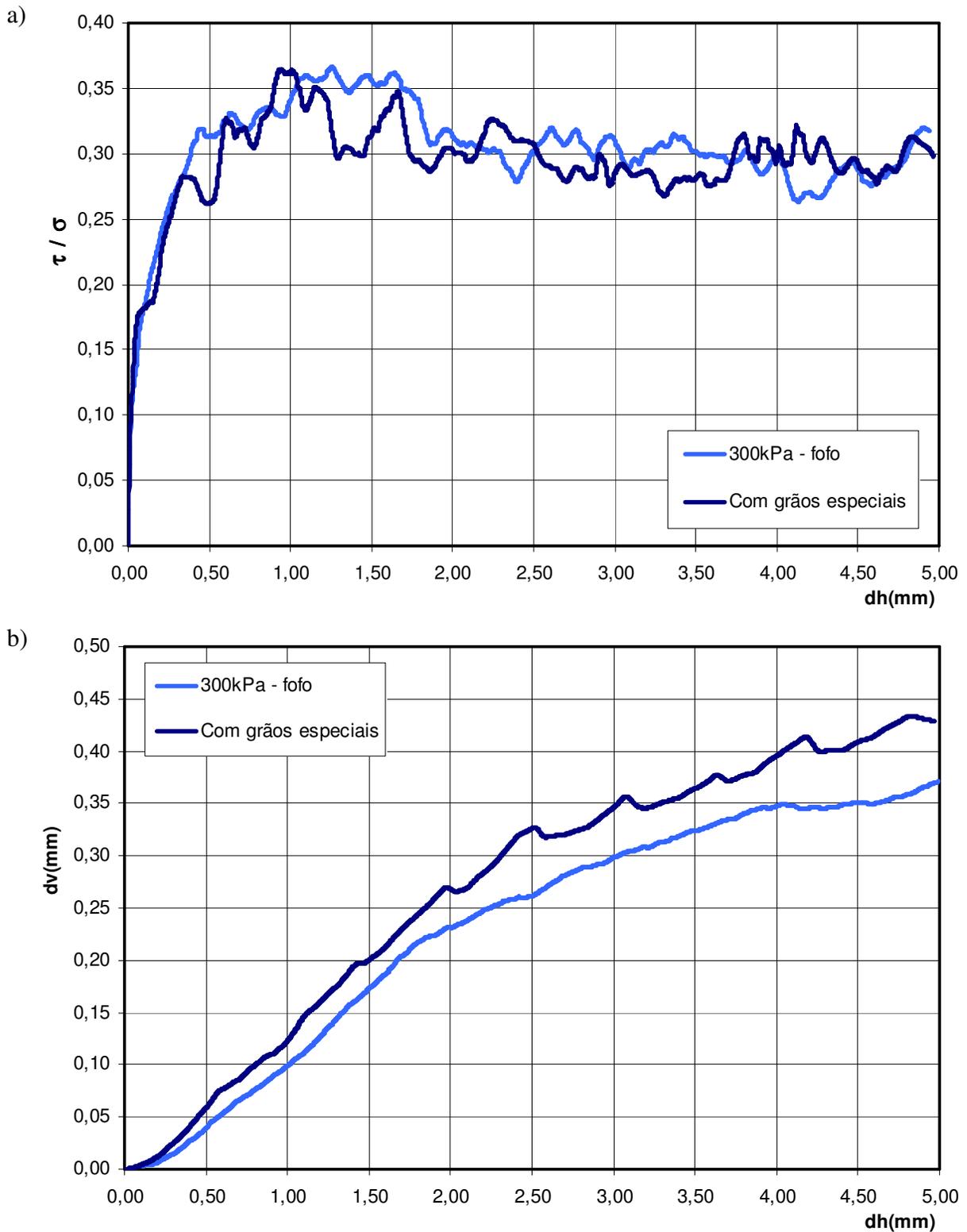


Figura 6.58: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra fofo com grãos de geometria especial, para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso - Tensão vertical = 300kPa

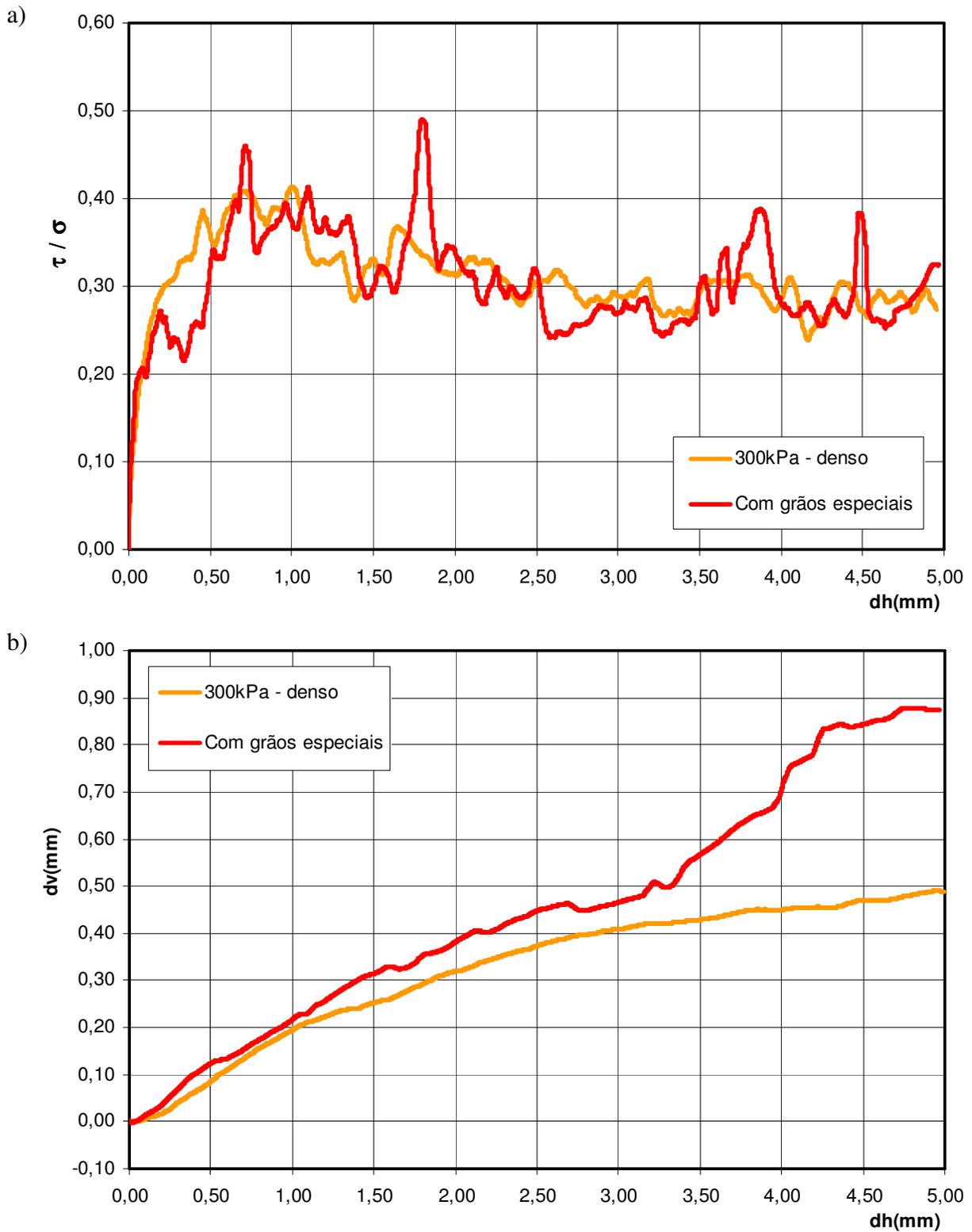


Figura 6.59: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com grãos de geometria especial, para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo fofo - Tensão vertical = 600kPa

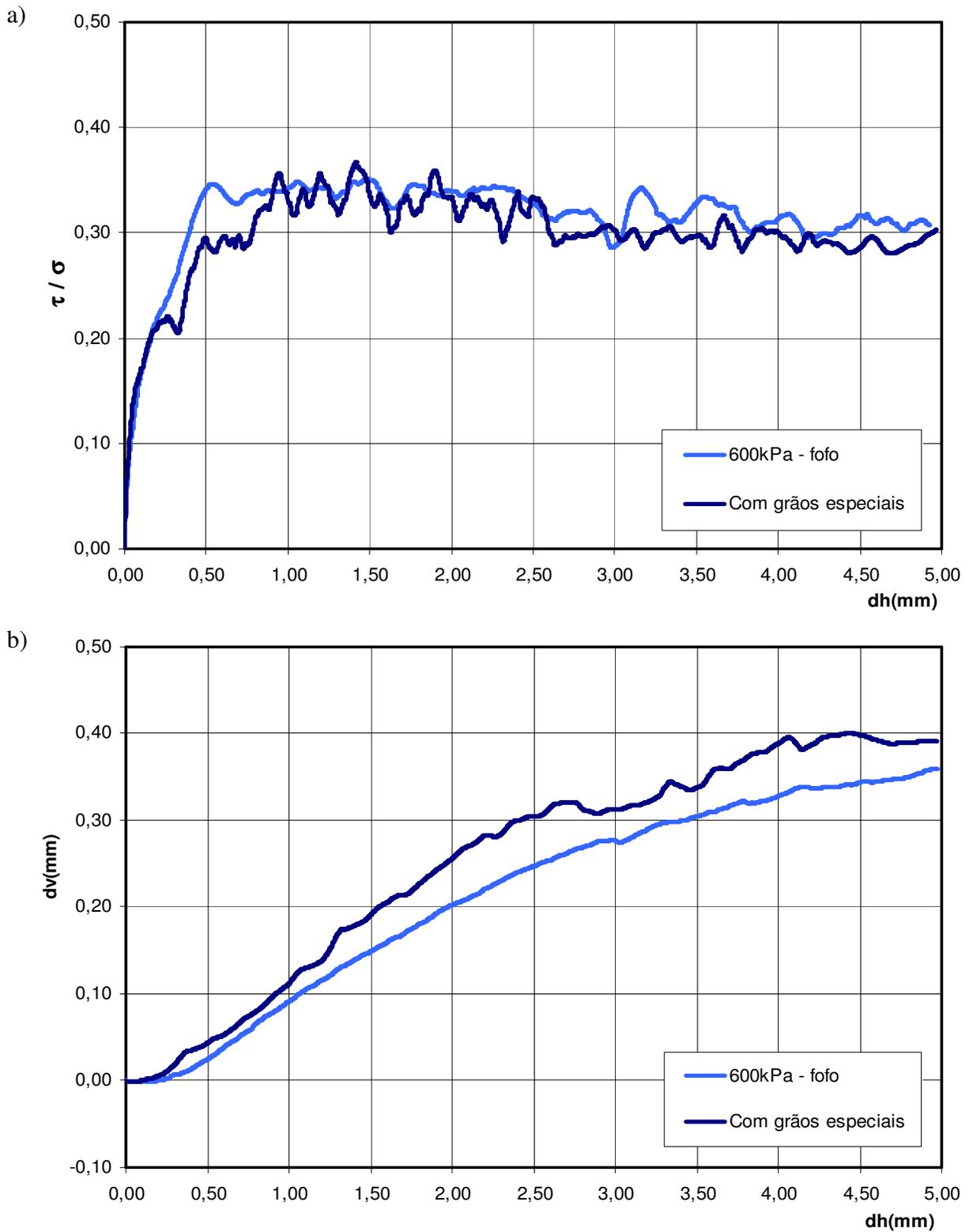


Figura 6.60: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra fofo com grãos de geometria especial, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso - Tensão vertical = 600kPa

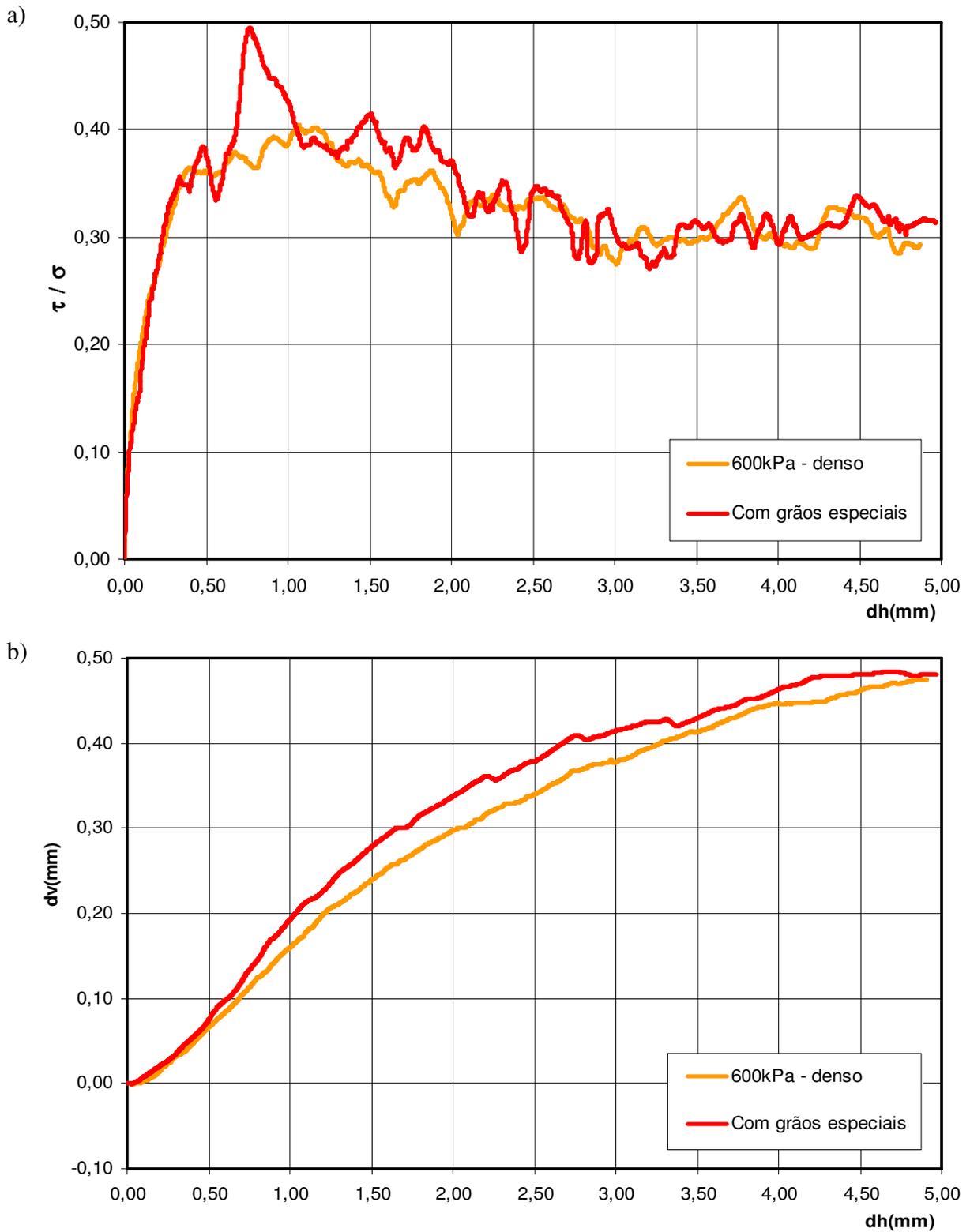


Figura 6.61: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com grãos de geometria especial, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

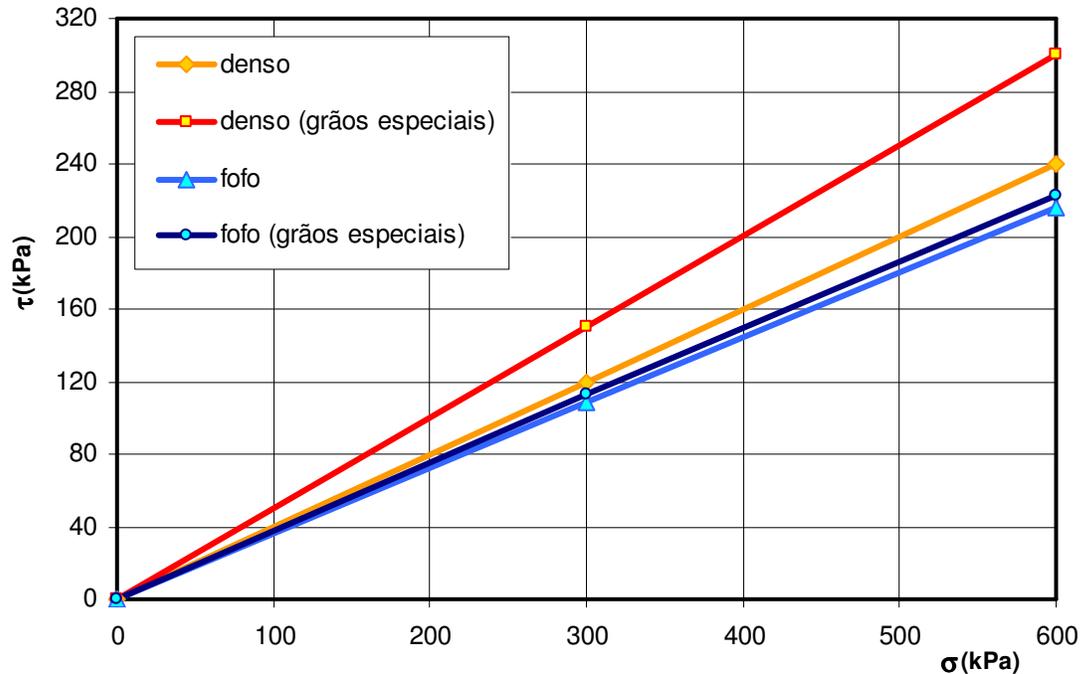


Figura 6.62: Envolvória de resistência para amostras com grãos especiais.

6.4.4. Análise dos resultados

A presença dos grãos especiais nas amostras ensaiadas se refletiu basicamente em um enrijecimento leve do solo e num acréscimo da resistência de pico e uma maior tendência à dilatância.

Os valores do ângulo de atrito obtidos foram:

- *Amostra fofo*: $\phi = 20^{\circ}$ na amostra sem grãos especiais e cresceu para $\phi = 20,5^{\circ}$ na amostra com grãos especiais.
- *Amostra densa*: $\phi = 22^{\circ}$ na amostra sem grãos especiais e cresceu para $\phi = 26,5^{\circ}$ na amostra com grãos especiais.

a) Rigidez

Quanto à rigidez inicial do solo, parece haver um ganho, leve certamente, nas amostras ensaiadas para uma tensão vertical de 300kPa. Já nas amostras ensaiadas sob tensão vertical de 600kPa não se percebe qualquer ganho na rigidez. Isto pode se dever ao fato de que o maior nível de tensão vertical tenha conseguido reorientar os

grãos especiais dentro da massa de solo. Deste modo, a oposição dos grãos especiais ao deslocamento relativo das partículas no plano de falha teria sido minimizada.

b) Resistência

Nas amostras fofas nota-se um escasso ganho na resistência de pico, mas nas amostras densas o ganho é perceptível. A resistência residual, no estado crítico, converge nos dois casos para a curva do solo sem grãos especiais. A curva tensão-deformação mostrou-se mais errática e flutuante por causa dos grãos especiais, sendo este efeito mais marcante nas amostras densas, onde a oposição dos grãos especiais ao cisalhamento no plano de falha cresce pela maior dificuldade de reorientação. Já nas amostras fofas, com macro-vazios em volta dos grãos especiais, este rearranjo é possível, sendo a oposição ao cisalhamento minimizada.

c) Comportamento volumétrico

O comportamento observado foi de uma maior tendência dilatante, com marcada flutuação da curva de deslocamento vertical, tal como observado na curva tensão-deformação. No caso da amostra densa com tensão vertical de 300kPa, a dilatância cresceu de forma expressiva em coincidência com um ganho de resistência, o que mostra a atuação pontual de grãos especiais se opondo, no mesmo plano de falha, ao cisalhamento.

c) Envoltória de resistência

O ganho no valor do ângulo de atrito foi leve na amostra fofa (passou de $\phi = 20^{\circ}$ para $\phi = 20,5^{\circ}$), onde o efeito dos grãos especiais foi menor, por causa da possibilidade de uma rápida reorientação destes grãos quando tentam se opor ao deslocamento relativo das partes da caixa. Já na amostra densa o ganho foi importante (passou de $\phi = 22^{\circ}$ para $\phi = 26,5^{\circ}$), pela dificuldade de reorientação dos grãos especiais. Isto comprova a importância da forma dos grãos na magnitude do ângulo de atrito.

6.5. Grumos argilosos

A micro-estrutura, constituída pela matriz argilosa micro-porosa, tem grande influência sobre o comportamento do solo residual. Isto se verifica no aspecto mecânico tenso-deformacional, onde a rigidez, resistência e compressibilidade do solo são afetadas pela sua presença, bem como condiciona as características do fluxo interno do solo, pela sua potencial baixa permeabilidade e capacidade de estocagem e troca de água com o meio circunvizinho.

Neste item a análise centra-se apenas nos aspectos mecânicos resultantes da presença de grumos argilosos, sem qualquer consideração dos aspectos de fluxo associados, tais como geração de meniscos, forças capilares e poro-pressões. Estas questões serão tratadas devidamente mais adiante. Assim sendo, neste item só será avaliada a influência da variação de tamanho dos elementos tipo grumo, fruto dos processos de adensamentos induzidos durante os ensaios executados.

A figura 6.63 aponta o detalhe de uma amostra com grumos argilosos aleatoriamente dispostos no arranjo de grãos, simulando uma matriz argilosa.

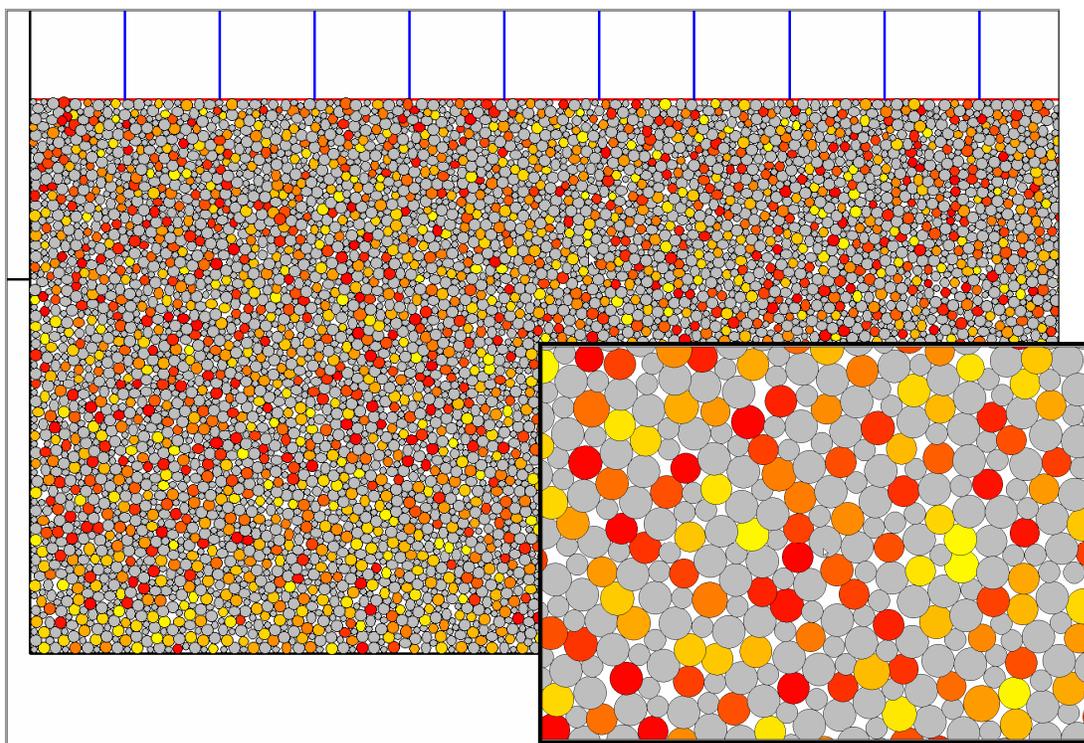


Figura 6.63: Amostra com grumos argilosos.

6.5.1. Ensaio edométrico

A campanha de ensaios edométricos foi levada a cabo sobre amostras densas, onde um terço dos elementos, os de maior tamanho ($r = 0,17\text{mm}$), foi definido como sendo a matriz argilosa. Nelas, variou-se o valor do módulo volumétrico K_v :

- a) $K_v = 1.0e^5$ (matriz argilosa de rigidez elevada);
- b) $K_v = 5.0e^4$ (matriz argilosa de rigidez media);
- c) $K_v = 1.0e^4$ (matriz argilosa de rigidez baixa);

Os resultados dos ensaios são apresentados na figura 6.64, onde as curvas de adensamento das distintas amostras com e sem grumos podem ser comparadas.

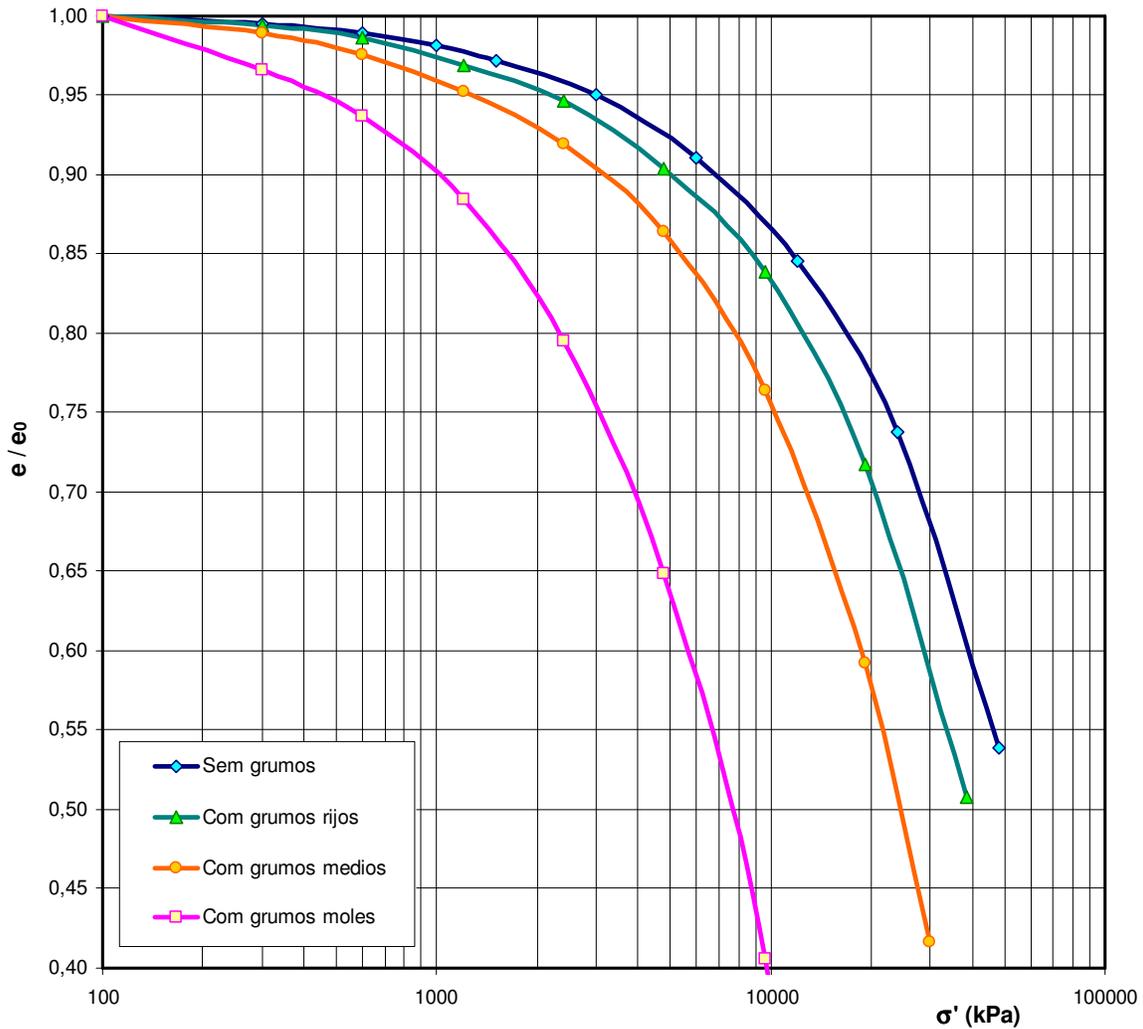


Figura 6.64: Curva de adensamento em amostras com grumos argilosos de diferente módulo volumétrico K_v .

Também foi simulado o comportamento volumétrico expansivo de alguns solos, utilizando para isto o elemento *grumo com atividade* formulado no item 4.6 e implementado no código de elementos discretos. Este grumo tem potencial de expansão sob umedecimento e simula o comportamento das argilas da família das *esmectitas*.

Foram simulados ensaios de expansão confinada em amostras densas formadas com este tipo de grumo, materializando uma argila expansiva. Neste ensaio a amostra foi colocada na célula edométrica com uma sucção inicial de 100kPa, e com uma carga vertical aplicada (100 e 300kPa). Logo, aplicou-se à amostra a condição de contorno de saturação no topo e na base da mesma, e mediu-se o deslocamento vertical ao longo do tempo. Os resultados destes ensaios são mostrados na figura 6.65.

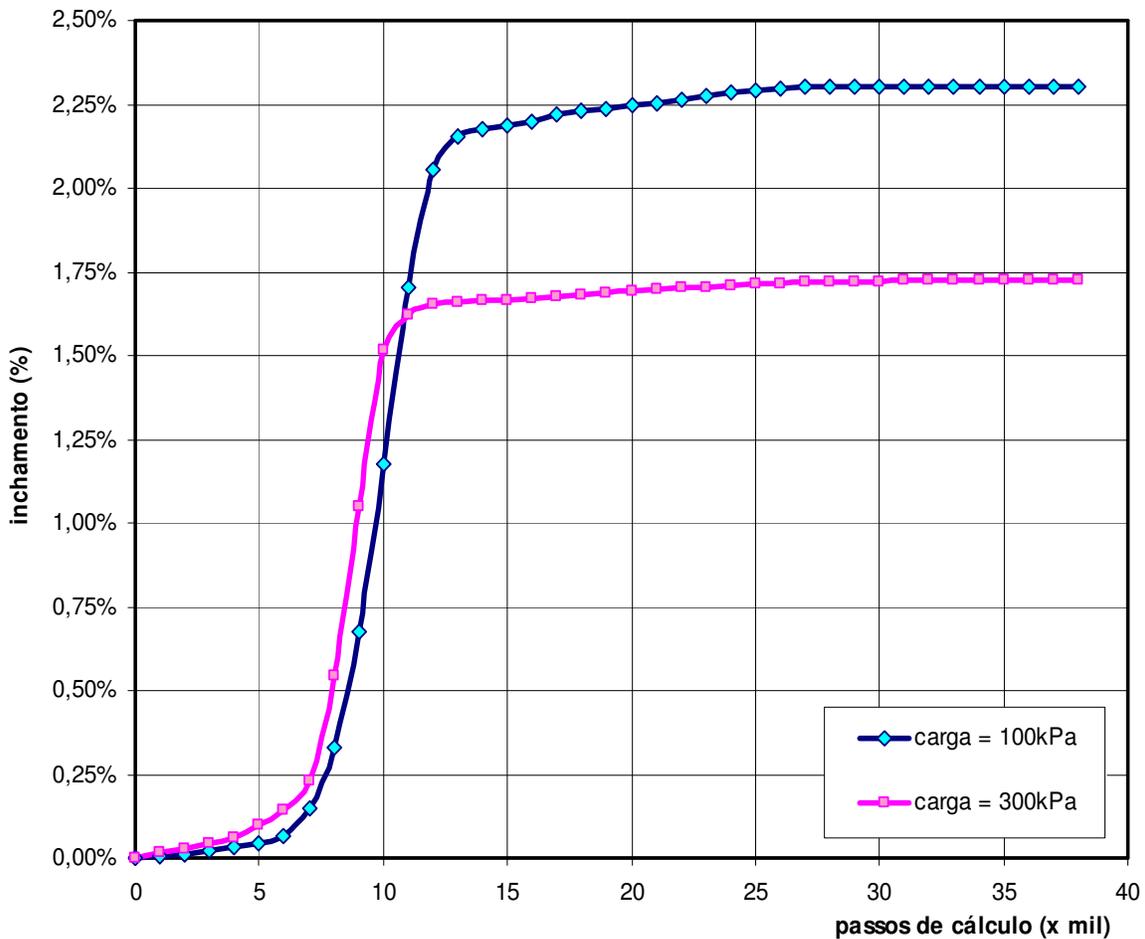


Figura 6.65: Ensaio de expansão confinada (carga vertical de 100 e 300kPa) em amostra de argila expansiva montada com grumos *ativos*.

Marco conceitual

Sobre a compressibilidade das argilas, Skempton (1944) aponta uma relação empírica linear entre o índice de compressão C_c e o limite líquido das argilas:

$$C_c \approx 0,009(LL - 10\%)$$

Esta relação simples vincula a compressibilidade do solo argiloso à sua plasticidade, onde quanto mais plástica uma argila, tanto mais compressível. A plasticidade constitui uma medida de deformabilidade, com o qual é uma medida inversa do módulo volumétrico K_v do solo. Com isto, é de se esperar valores menores de C_c na medida que cresce o módulo K_v da matriz argilosa.

Semelhantemente, a consistência de uma argila – sua rigidez – está relacionada com o grau de pré-adensamento sofrido no passado. Ou seja, a maior rigidez da argila (maior módulo volumétrico K_v) denota um maior efeito de pré-adensamento (maior tensão de pré-adensamento σ'_{oc}).

Sobre as argilas expansivas, seu comportamento no ensaio de expansão confinada foi estudado por Jucá & Pontes Filho (1997), como mostra a figura 6.66.

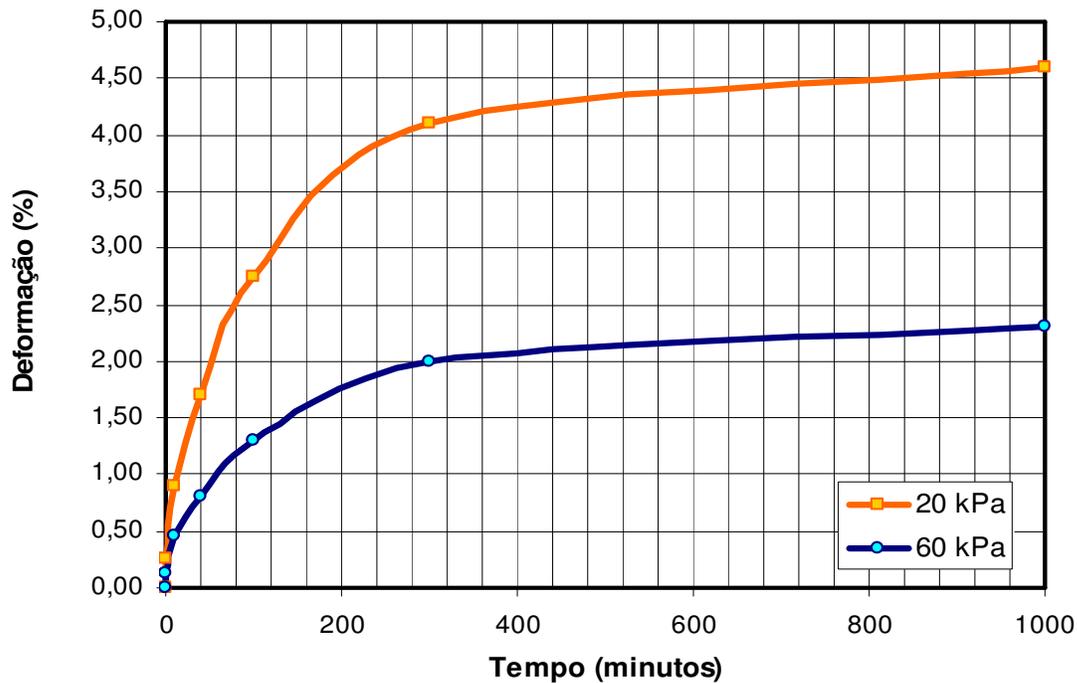


Figura 6.66: Ensaio de expansão confinada para 20 e 60 kPa (adaptado de Jucá e Pontes Filho, 1997).

Crítica dos resultados obtidos

As curvas de adensamento das amostras argilosas mostraram que na medida que aumenta a rigidez da matriz argilosa (maior módulo volumétrico K_v), estas se tornam menos compressíveis (valores decrescentes do índice C_c) e com uma maior tensão virtual de pré-adensamento σ'_{oc} . Este comportamento é condizente com o marco conceitual apontado acima no referente à evolução da tensão virtual de pré-adensamento e do índice de compressão.

A evolução do índice de compressão C_c com o módulo volumétrico K_v mostra-se na figura 6.67a. Esta evolução foi ajustada de forma satisfatória por uma lei hiperbólica negativa. A evolução da tensão virtual de pré-adensamento σ'_{oc} com o módulo volumétrico K_v mostra-se na figura 6.67b. Esta evolução foi ajustada de forma satisfatória por uma lei hiperbólica positiva.

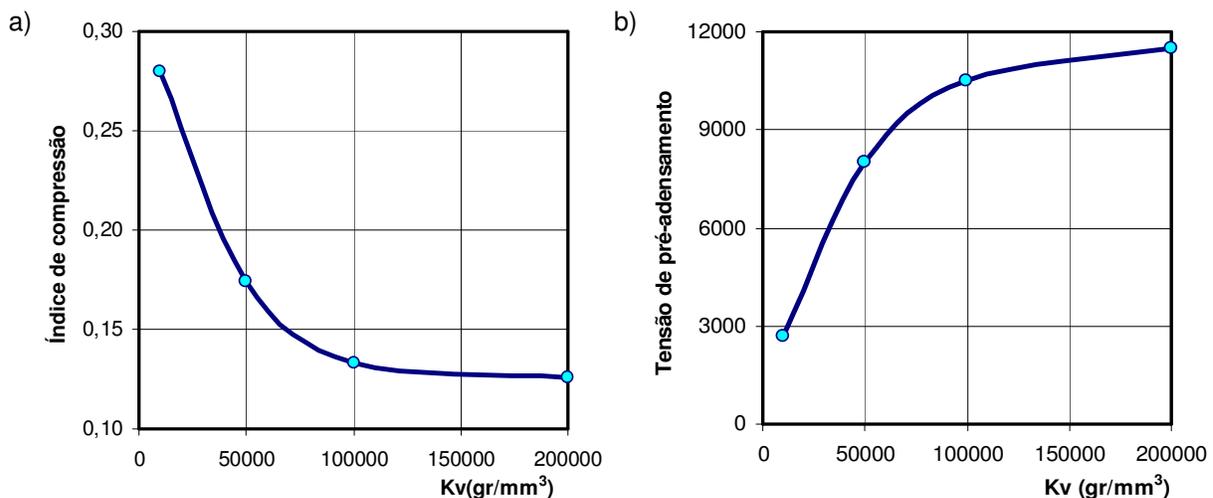


Figura 6.67: a) Evolução do índice de compressão com o módulo volumétrico K_v ; b) Evolução da tensão virtual de pré-adensamento com o módulo volumétrico K_v .

Sobre os ensaios de expansão confinada, as simulações mostraram uma etapa inicial de escassa expansão, onde a frente de saturação começa a penetrar a amostra desde o topo e a base. Depois, quando a totalidade da amostra tem água disponível acontece uma rápida expansão, à qual segue uma expansão residual que tende para o valor final. A magnitude da expansão foi inversa à carga vertical aplicada. Tal comportamento é condizente com a resposta laboratorial mostrada na figura 6.66.

6.5.2. Campanha de ensaios de cisalhamento direto

A campanha de ensaios em amostras contendo grumos argilosos foi levada a cabo em amostras fofas e densas, e para tensões verticais de 300 e 600kPa. Em todos os casos foi assumido que um terço dos elementos - os correspondentes aos de raio $r = 0.15\text{mm}$ - são grumos. O comportamento dos grumos foi definido segundo duas hipóteses:

- Grumo *elástico*, conforme formulado no capítulo 4;
- Grumo *plástico*, definido sem capacidade de recuperação em descarga;

A condição de grumo elástico estabelece um limite comportamental de processos deformacionais totalmente reversíveis na micro-estrutura, ficando os aspectos plásticos para serem simulados pelo arranjo macro-estrutural. Já a condição de grumo plástico estabelece o limite oposto, correspondente aos processos deformacionais totalmente irreversíveis dentro da própria micro-estrutura. Este último caso foi incluído como um caso especial a fim de avaliar o impacto da elasticidade do grumo no comportamento do solo com grumos sob cisalhamento.

A tabela 6.5 apresenta a campanha de ensaios de cisalhamento direto levada a cabo, indicando o valor de índice de vazios inicial e final em cada caso.

Tabela 6.5: Campanha de ensaios para simulação de solos com grumos argilosos. Valor inicial e final do índice de vazios 'e' em cada ensaio.

Tipo de amostra		Solo Fofa		Solo Denso			
				elástico		plástico	
Tensão vertical		300kPa	600kPa	300kPa	600kPa	300kPa	600kPa
Kv = 1.0e5	e inicial	0,263	0,262	0,202	0,201	0,202	0,201
	e final	0,286	0,284	0,233	0,231	0,234	0,229
Kv = 1.0e4	e inicial	0,263	0,262	0,202	0,201	0,202	0,201
	e final	0,285	0,281	0,223	0,215	0,224	0,214

Calibração dos parâmetros do grumo. Os parâmetros do grumo, a saber: k_r (permeabilidade radial) e K_v (módulo volumétrico) foram estudados mediante análises de sensibilidade para conseguir uma calibração que permitisse o desenvolvimento do processo de adensamento dos grumos durante o tempo de ensaio e para os níveis de tensão dos ensaios.

O parâmetro k_r foi assumido em 10^{-2} mm/seg, valor que possibilita que os processos de adensamento nos grumos sejam majoritariamente concluídos no tempo de ensaio, e desta forma obtém-se uma influência sobre a resposta do solo. Valores muito menores tornam o processo de adensamento lento demais para se manifestar expressivamente durante o ensaio, enquanto que valores muito maiores levariam a um adensamento quase-instantâneo que conduziria a um comportamento irreal e caótico da amostra de solo.

Já o módulo volumétrico K_v foi ajustado para os níveis de carga dos ensaios, sendo um valor de 10^4 grf/mm³ para grumos mais moles, e 10^5 grf/mm³ para grumos mais rijos.

6.5.3. Resultados da campanha de ensaios

a) Ensaios

As figuras 6.68 e 6.69 apresentam as curvas de resposta do ensaio de cisalhamento direto em amostras fofa e densa respectivamente, para uma tensão vertical de 300kPa, e grumos elásticos moles e rijos.

As figuras 6.70 e 6.71, por sua vez, apresentam as curvas de resposta do ensaio de cisalhamento direto em amostras fofa e densa respectivamente, para uma tensão vertical de 600kPa, e grumos elásticos moles e rijos.

As figuras 6.72 e 6.73 mostram as curvas de resposta do ensaio de cisalhamento direto em amostras densas com grumos plásticos, para tensões verticais de 300 e 600kPa respectivamente. Nestas figuras compara-se a resposta das amostras com grumos elásticos e plásticos, tanto moles quanto rijos.

b) Envoltórias

A figura 6.74, finalmente, apresenta as envoltórias de resistência resultantes para as amostras fofa e densa, e para os casos de amostra com grumos elásticos moles e rijos.

Solo fofo - Tensão vertical = 300kPa

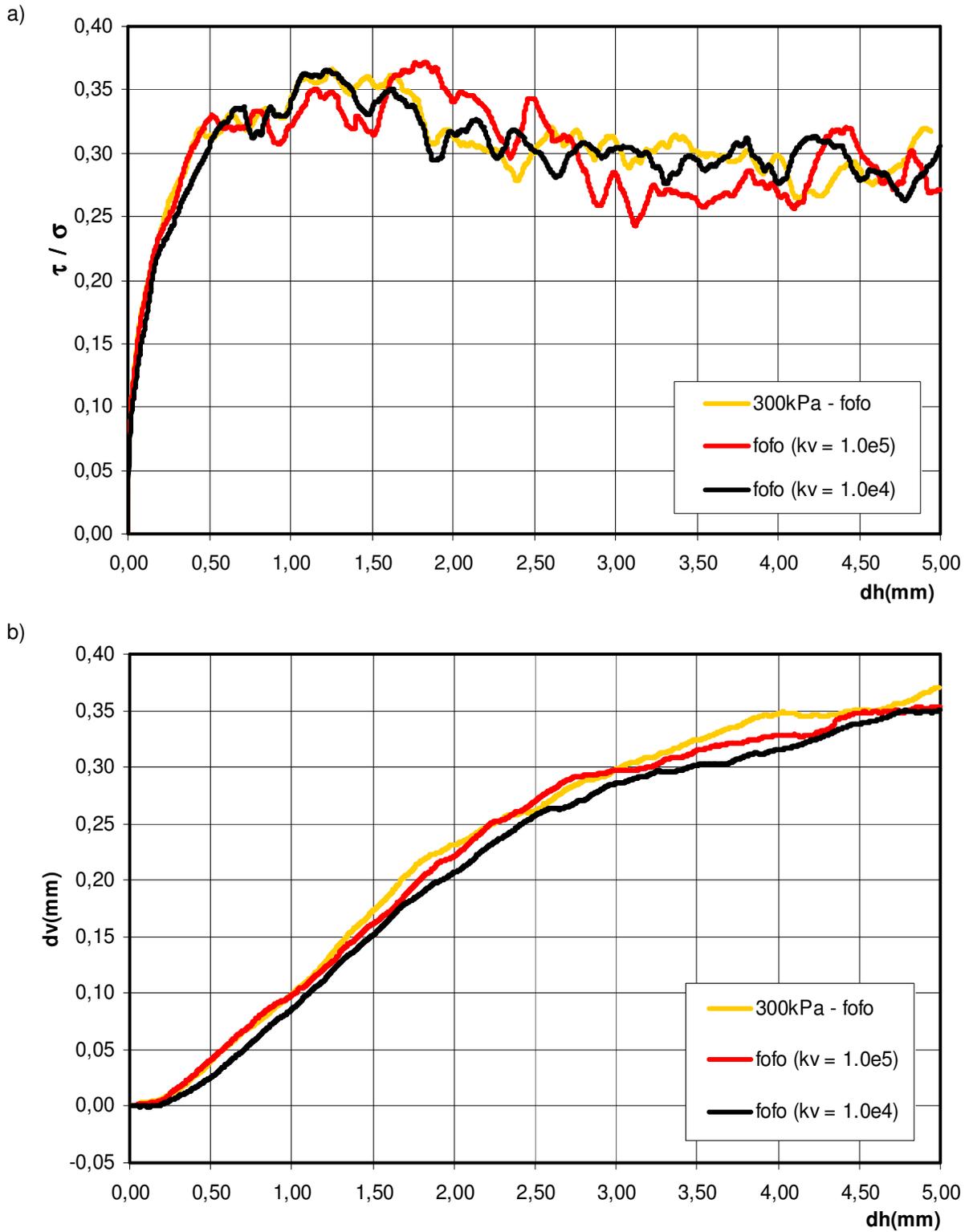


Figura 6.68: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra fofo com grumos argilosos, para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso - Tensão vertical = 300kPa

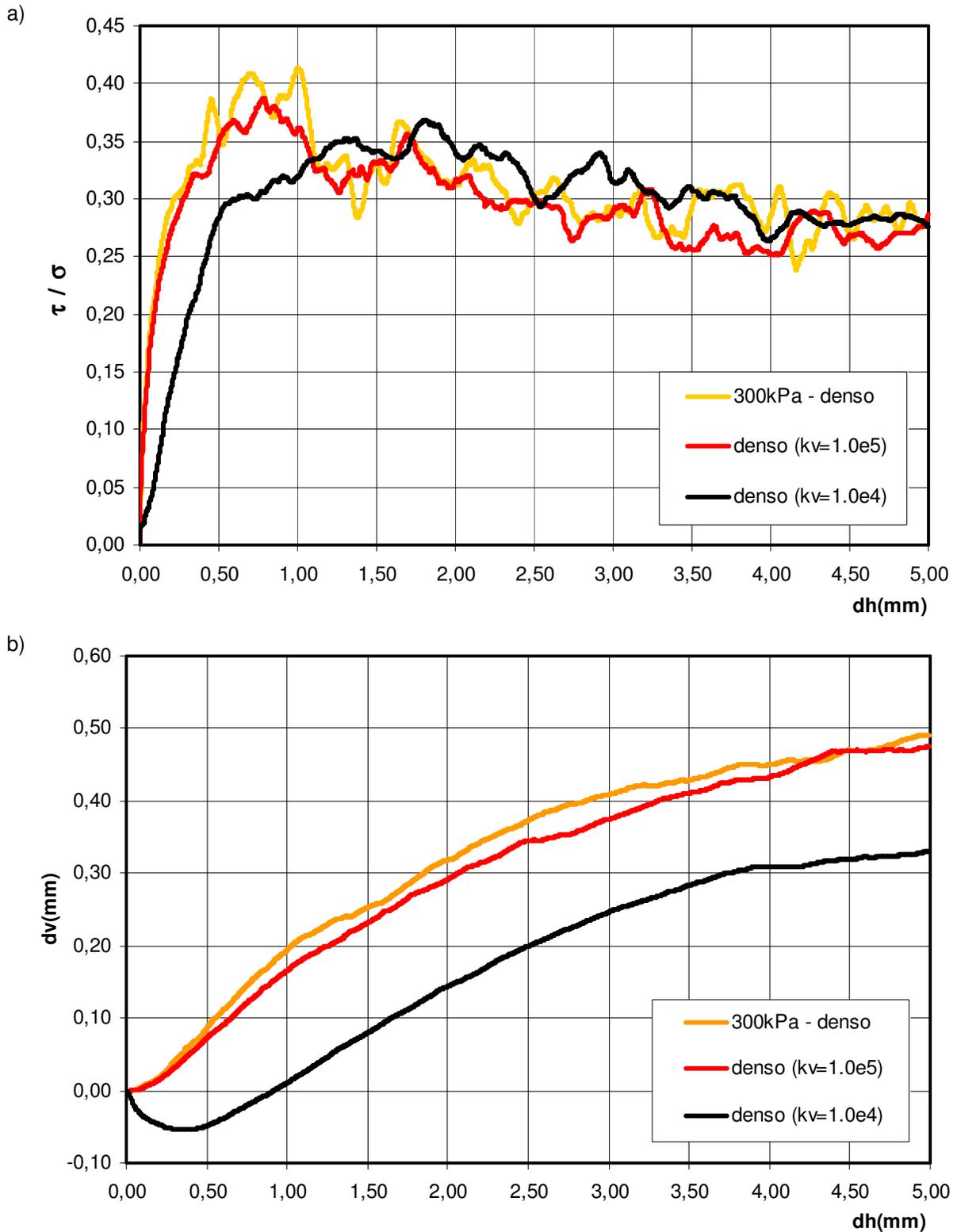


Figura 6.69: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com grumos argilosos, para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo fofo - Tensão vertical = 600kPa

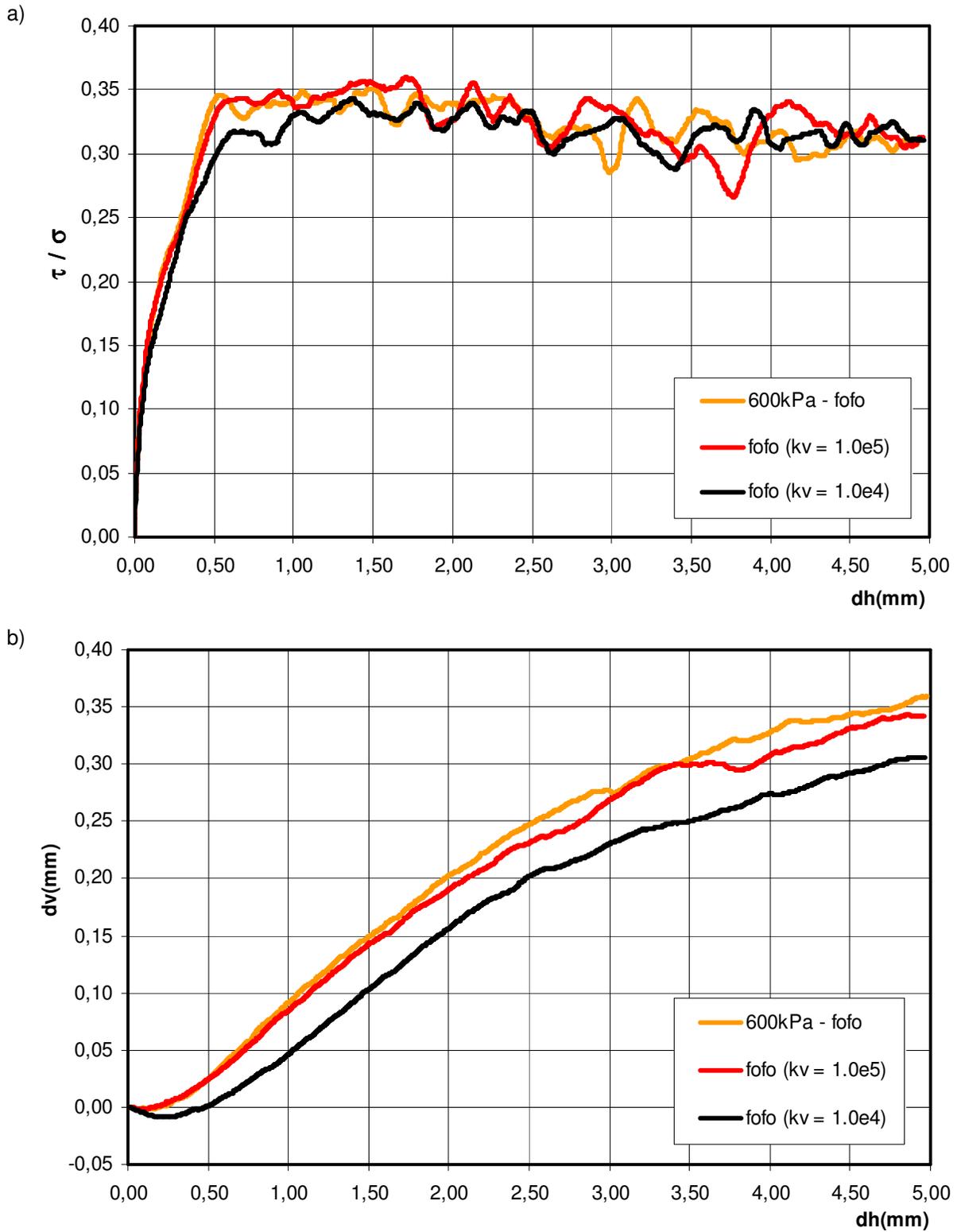


Figura 6.70: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra fofo com grumos argilosos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso - Tensão vertical = 600kPa

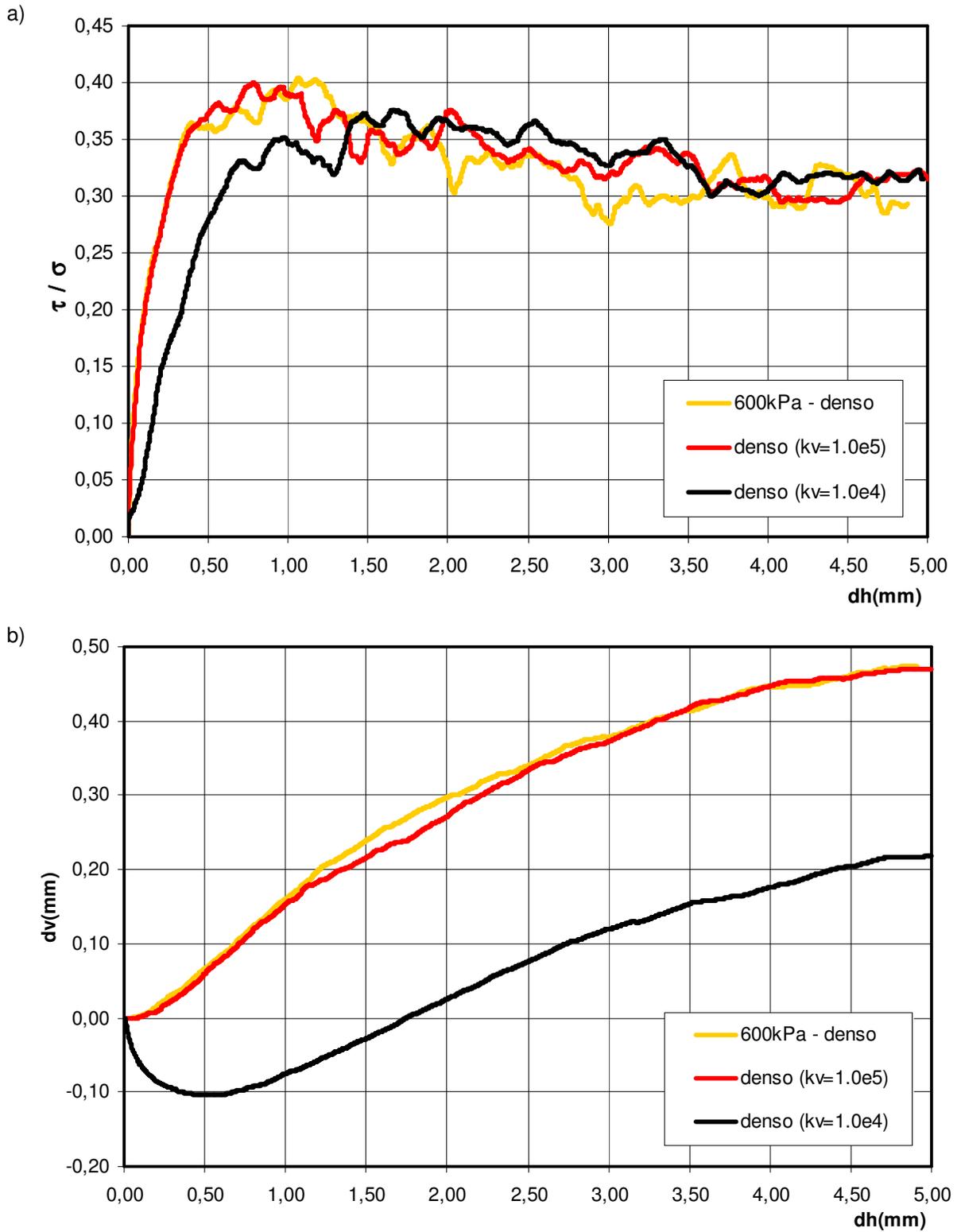


Figura 6.71: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com grumos argilosos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso - Tensão vertical = 300kPa

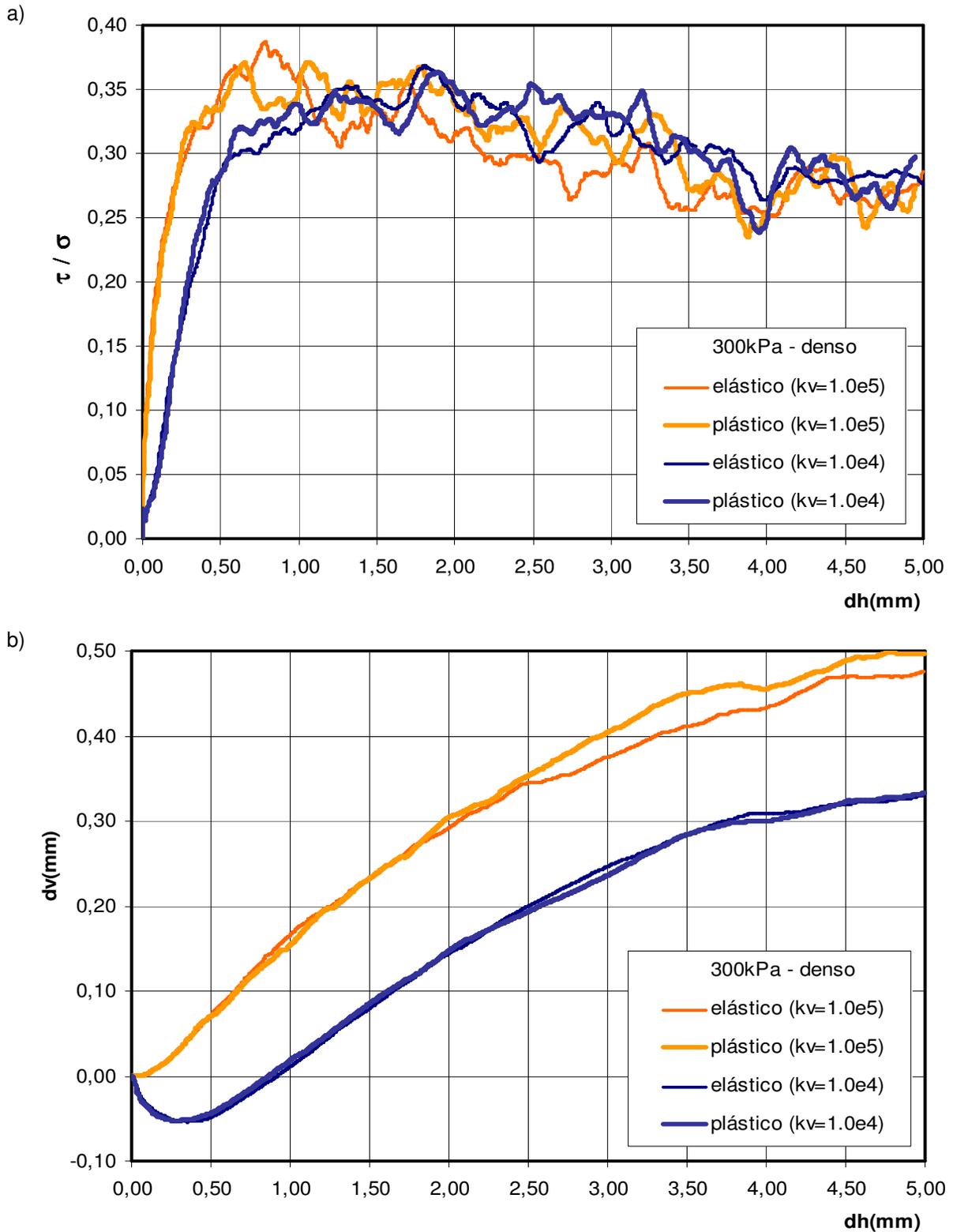


Figura 6.72: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com grumos argilosos plásticos, para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso - Tensão vertical = 600kPa

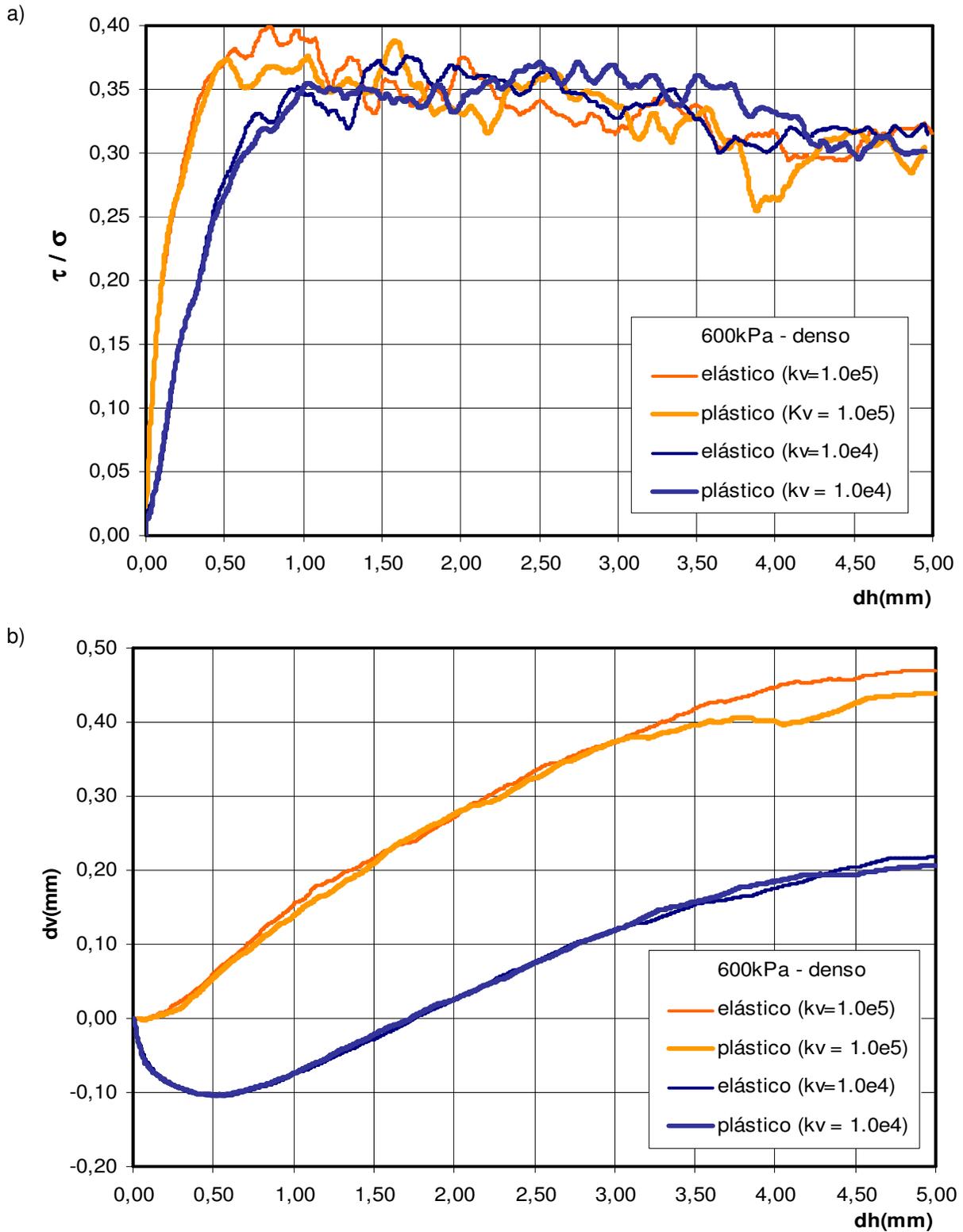


Figura 6.73: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com grumos argilosos plásticos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Envoltória de resistência

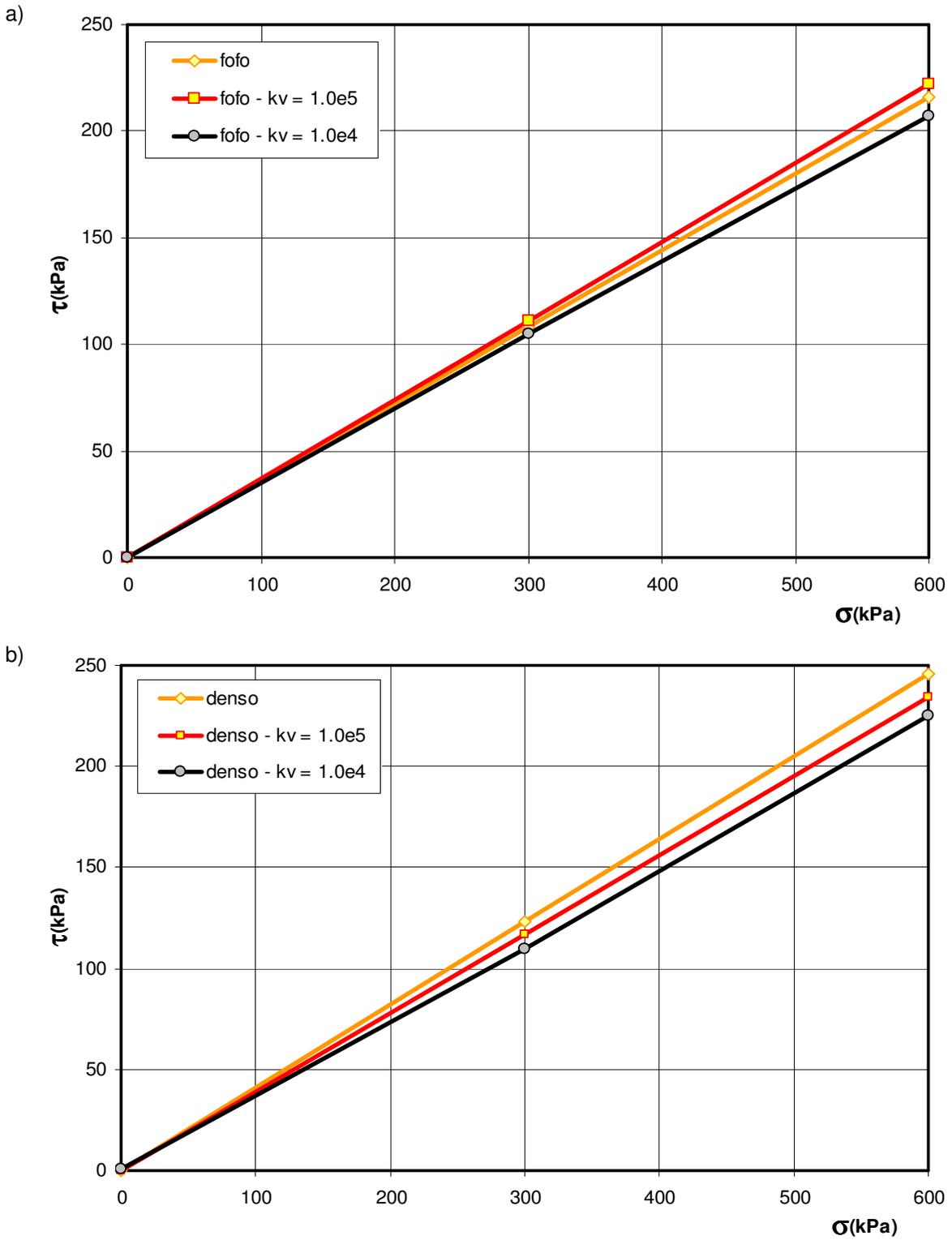


Figura 6.74: Envoltória de resistência para amostras com grumos argilosos: a) Solo fofo; b) Solo denso.

6.5.4. Análise dos resultados

Marco conceitual

A influência da matriz argilosa na resposta do solo já foi abordada no capítulo 2, onde foram analisadas as pesquisas de diversos autores. Deste levantamento podem ser apontadas as seguintes conclusões:

- a microestrutura pode ser considerada a principal responsável pela perda de rigidez e o aumento na deformabilidade.
- A curva de resistência caracteriza-se por uma relação não linear que atinge o seu valor máximo para elevadas deformações axiais, sem pico.
- As deformações volumétricas são francamente contrativas.
- A presença e influência da matriz argilosa no solo residual crescem com o grau de intemperismo alcançado.

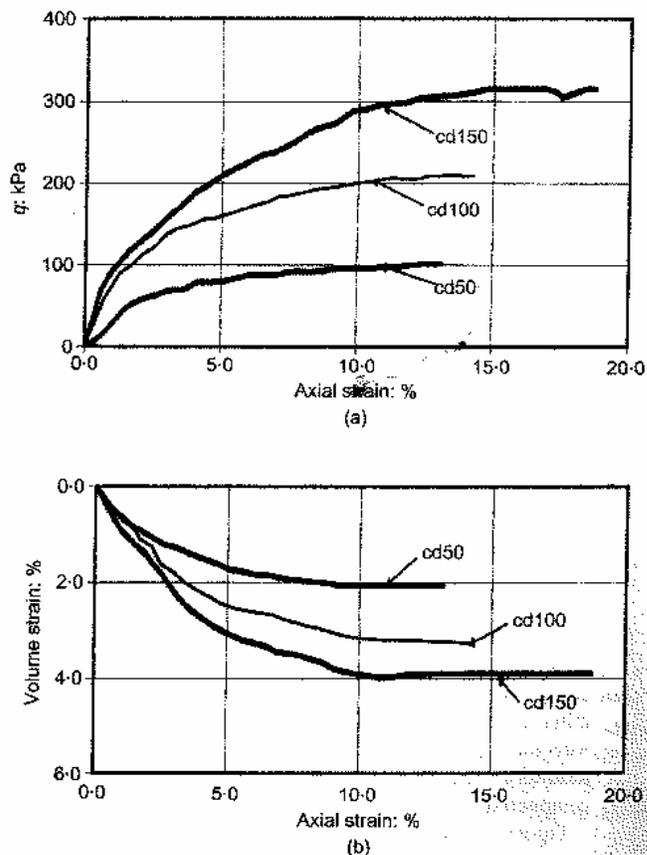


Figura 6.75: Resultados de ensaios triaxiais drenados em amostras saturadas de um solo residual maduro argilo-arenoso (Toll & Ong, 2003).

A figura 6.75 mostra o comportamento de uma argila arenosa correspondente a um solo residual maduro da de Jurang, Singapura. Os resultados apontam a um solo mole com uma curva de resistência não linear e sem pico, baixa rigidez inicial e contração volumétrica, confirmando a tendência comportamental antes apontada.

Crítica dos resultados da presente pesquisa

a) Rigidez

A presença de grumos compressíveis na amostra refletiu-se em uma perda da rigidez inicial, que foi maior no caso de grumos moles do que no caso de grumos mais rijos. A magnitude deste efeito foi pequena nas amostras fofas, pois o arranjo mais aberto permite a re-alocação das partículas sob cisalhamento, o que diminui o valor das forças de contato que comprimem os grumos. Já nas amostras densas, o rearranjo não acontece tão facilmente, pelo que crescem as forças de contato nos grumos, o que induz um maior adensamento destes.

b) Resistência

Quanto à resistência, aconteceu em geral uma perda na resistência, relacionada especificamente com a perda do pico para baixos deslocamentos da caixa. Este efeito vem atrelado à perda na rigidez inicial do solo, que tem explicação pela deformabilidade introduzida pelos grumos na fábrica do solo, o que impede o acúmulo de tensões de contato no arranjo inicial da amostra pelo processo de adensamento. Sem este acúmulo de tensões não acontece o pico, antes as tensões são dissipadas acontecendo o rearranjo de partículas favorecido pela variação de tamanho dos grumos. Este efeito percebe-se claramente nas amostras densas, onde o pico de resistência é pronunciado quando não há grumos.

c) Deformabilidade

As deformações dos grumos, fruto dos processos de adensamento induzidos neles pelos acréscimos nas forças de contato, provocaram uma clara tendência à contração volumétrica nas amostras. Esta tendência obviamente depende da

deformabilidade do grumo e do nível de tensão, como confirmam as respostas dos ensaios. Esta tendência contracional se dá no início do ensaio, quando os grumos são mais solicitados, e coincide com a perda de rigidez e do pico de resistência.

d) *Envoltória*

As envoltórias de resistência são apresentadas na figura 6.73. As simulações incluíram apenas o efeito da variação de volume dos grumos, sem contemplar qualquer efeito de geração e dissipação de poro-pressões, que serão analisados mais adiante. Isto se percebe no ajuste sem intercepto coesivo das envoltórias. As mesmas indicam uma tendência à perda de resistência que se acentua com o valor de deformabilidade dos grumos e com a compacidade da amostra, tal como mostra a tabela 6.6.

Tabela 6.6: Variação do ângulo de atrito em amostras com grumos argilosos.

	Solo fofo			Solo denso		
	Sem grumos	Com grumos (kv = 1.0e5)	Com grumos (kv = 1.0e4)	Sem grumos	Com grumos (kv = 1.0e5)	Com grumos (kv = 1.0e4)
$\phi(^{\circ})$	19,80	20,30	19,03	22,29	21,31	20,56
$\Delta\phi$	--	2,6%	-3,9%	--	-4,4%	-7,8%

e) *característica do grumo*

A análise comparativa entre amostras com grumos elásticos e plásticos mostrou pouca variação nas respostas. Em geral, nas amostras com grumos plásticos os efeitos de perda de rigidez e pico foram um pouco mais marcados, o que era de se esperar, já que nesses grumos a recuperação elástica em descarga é inibida.

Quanto à deformabilidade dos grumos, a análise comparativa entre amostras com grumos moles e rijos salientou que o efeito da matriz argilosa está ligado estreitamente com as suas próprias características plásticas. A influência dos grumos rijos na resposta do solo foi mínima, enquanto que grumos mais moles modificaram a resposta do solo dando a este a característica de compressível.

6.6. Condição não saturada

A condição não saturada é característica nos solos residuais, e tem ampla influência do seu comportamento mecânico. A presença de água no solo acontece na forma de meniscos formados em torno dos contatos entre os grãos de solo, em condutos capilares e formando bolsões deformáveis. Os bolsões argilosos foram modelados pelo elemento grumo, e as outras ocorrências da água no solo foram incluídas na rede de fluxo não saturado implementada no código de elementos discretos. A mesma se compõe de uma rede dinâmica de meniscos interconectados, montada a partir dos contatos entre elementos discretos. A figura 6.76 mostra uma distribuição de sucção em uma amostra não saturada submetida a cisalhamento direto.

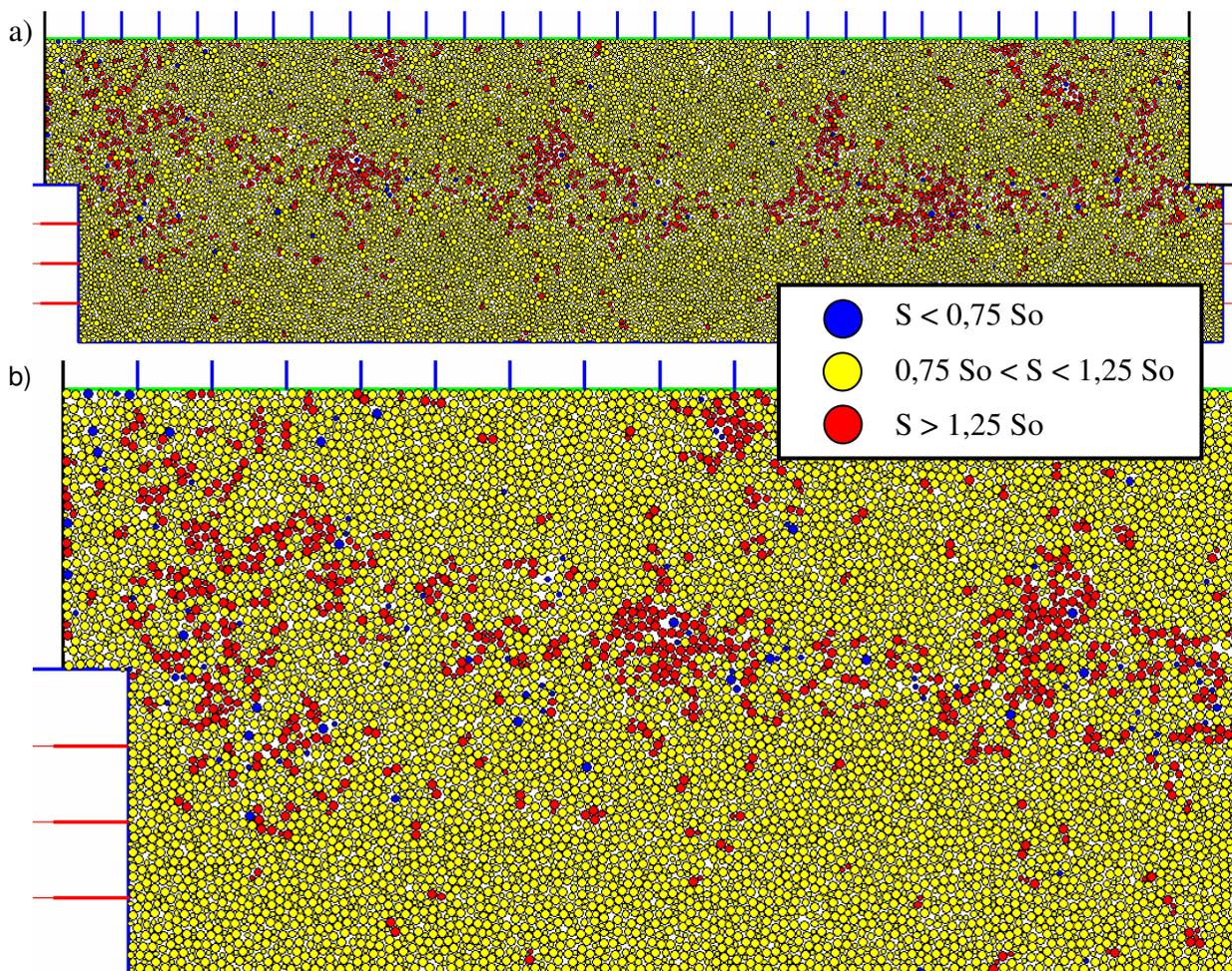


Figura 6.76: a) Amostra de solo na condição não saturada. Mapa de distribuição da sucção na amostra; b) Detalhe do mapa das sucções médias nos grãos.

6.6.1. Ensaio edométrico

Uma campanha de ensaios edométricos com sucção controlada foi levada a cabo em amostras fofas e densas, aplicando sucções de 50e 100kPa em cada caso. Os resultados foram comparados com a resposta de amostras saturadas.

A figura 6.77 mostra a influência da sucção na resposta do solo. No caso das amostras fofas, a influência da sucção foi pouco expressiva e não é mostrada aqui, mas os efeitos foram semelhantes aos experimentados pela amostra densa, ainda que com menor intensidade.

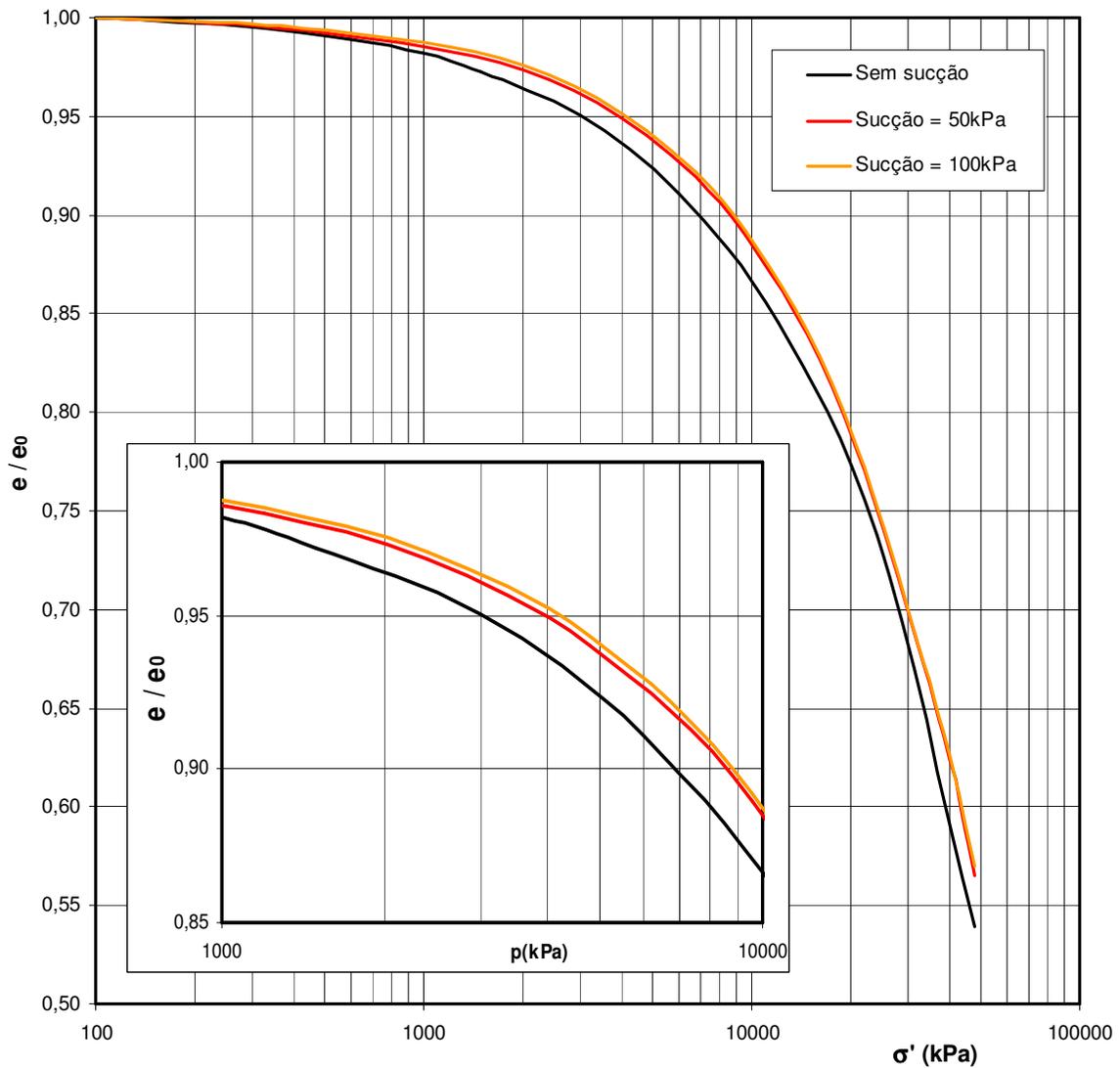


Figura 6.77: Curva de adensamento de amostras densas não saturadas.

Complementarmente, foram realizadas trajetórias de umedecimento súbito em amostras não saturadas, a fim de simular o fenômeno de colapso. As amostras foram adensadas até uma certa carga vertical, e depois inundadas subitamente, mantendo fixa a carga vertical. Uma vez estabilizadas as deformações nas amostras, deu-se seqüência ao ensaio edométrico aplicando os restantes estágios de carga. Os resultados da trajetória na amostra densa com sucção inicial de 100kPa é apresentada na figura 6.78.

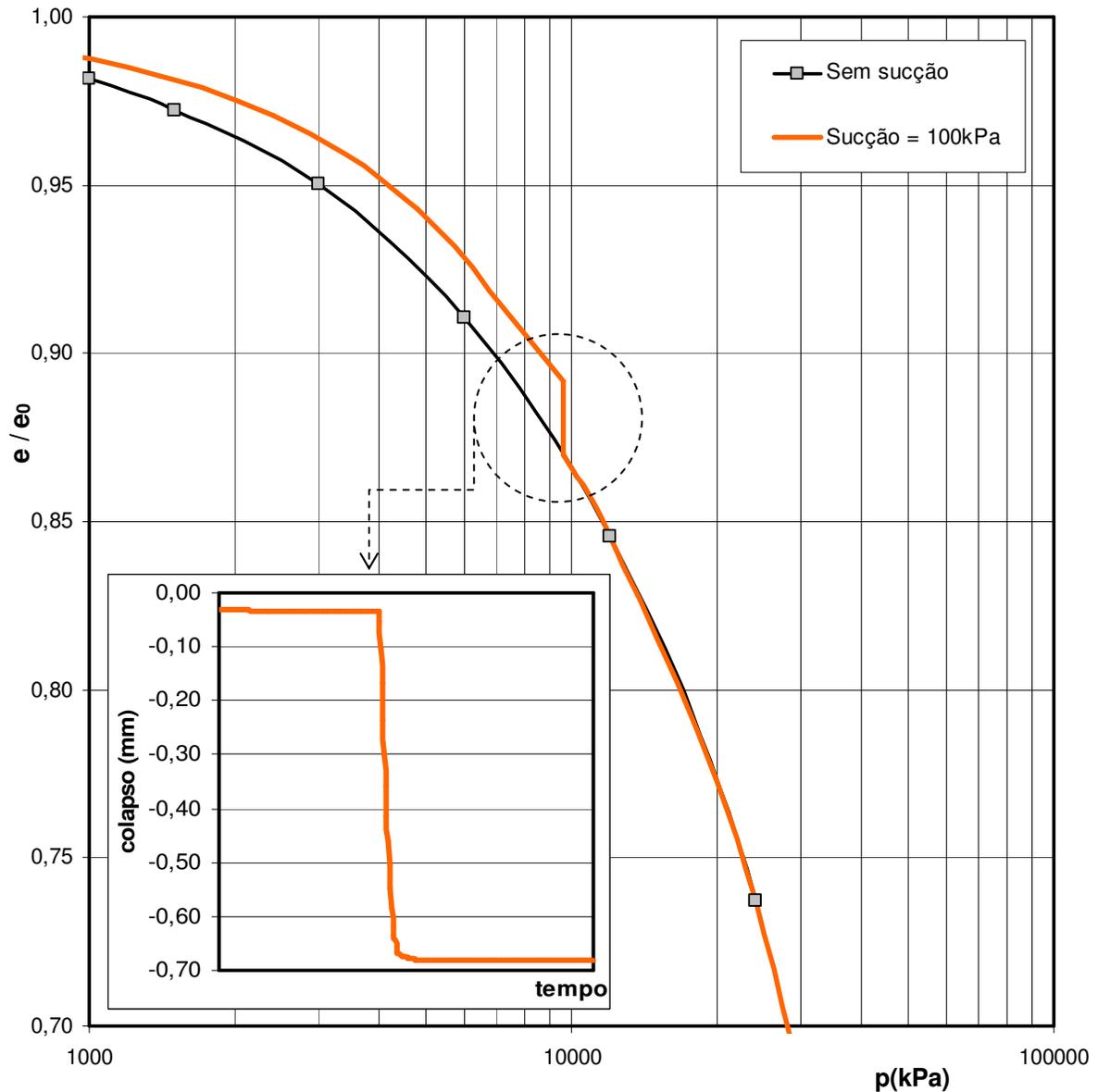


Figura 6.78: Curvas de compressão e adensamento de uma amostra densa não saturada com trajetória de umedecimento súbito para simulação de colapso.

Marco conceitual

A sucção tem influência sobre a compressibilidade do solo, tornando a massa de solo mais rígida frente às forças externas, em virtude da atração entre partículas produzida pelos meniscos. Isto se vê refletido numa menor inclinação da linha de compressão virgem, pelo que o solo sofrerá deformações volumétricas menores do que na condição saturada.

Igualmente, este efeito manifesta-se em um maior valor da tensão virtual de pré-adsensamento calculada a partir da curva. Por outro lado, variações na sucção também induzirão deformações plásticas, e para alguns solos, a saturação instantânea poderá provocar colapso ou inchamento do solo.

A figura 6.79, que esquematiza o modelo de Barcelona para solos não saturados (Alonso *et al*, 1990), mostra este efeito.

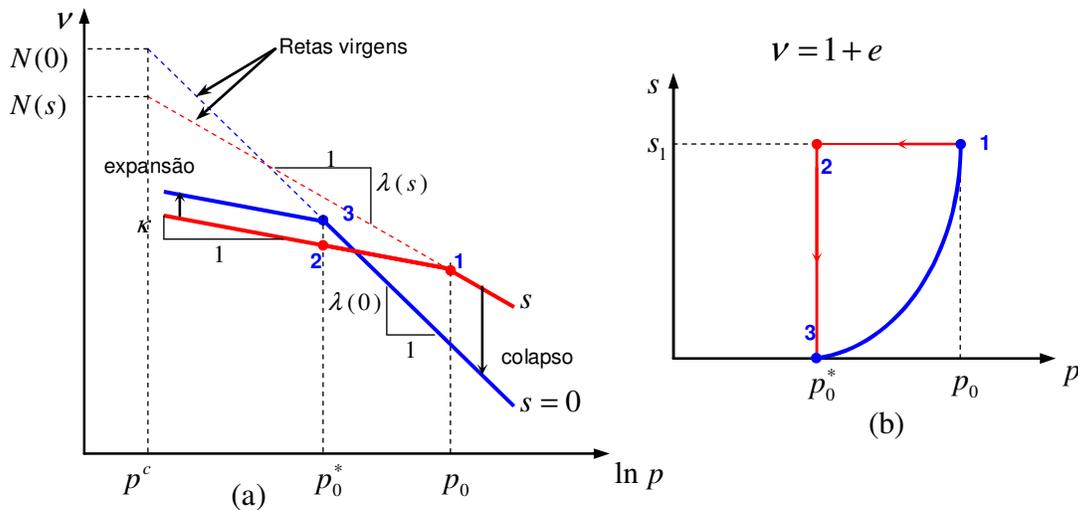


Figura 6.79: Ensaio de compressão isotrópica para solo saturado e não saturado: a) curvas de compressão isotrópica no plano $v - \ln p$; b) curva de escoamento no plano (p,s) (modificado de Alonso *et al*, 1990).

A figura 6.80a mostra as curvas de adensamento de um solo arenoso saturado e com umidade natural, onde se percebe a influência da sucção na tensão de pré-adsensamento e no índice de compressão (Jennings & Knight, 1957). Adicionalmente, a figura 6.80b apresenta a magnitude do colapso induzido por saturação em uma amostra de solo colapsível não saturada (Vargas, 1992).

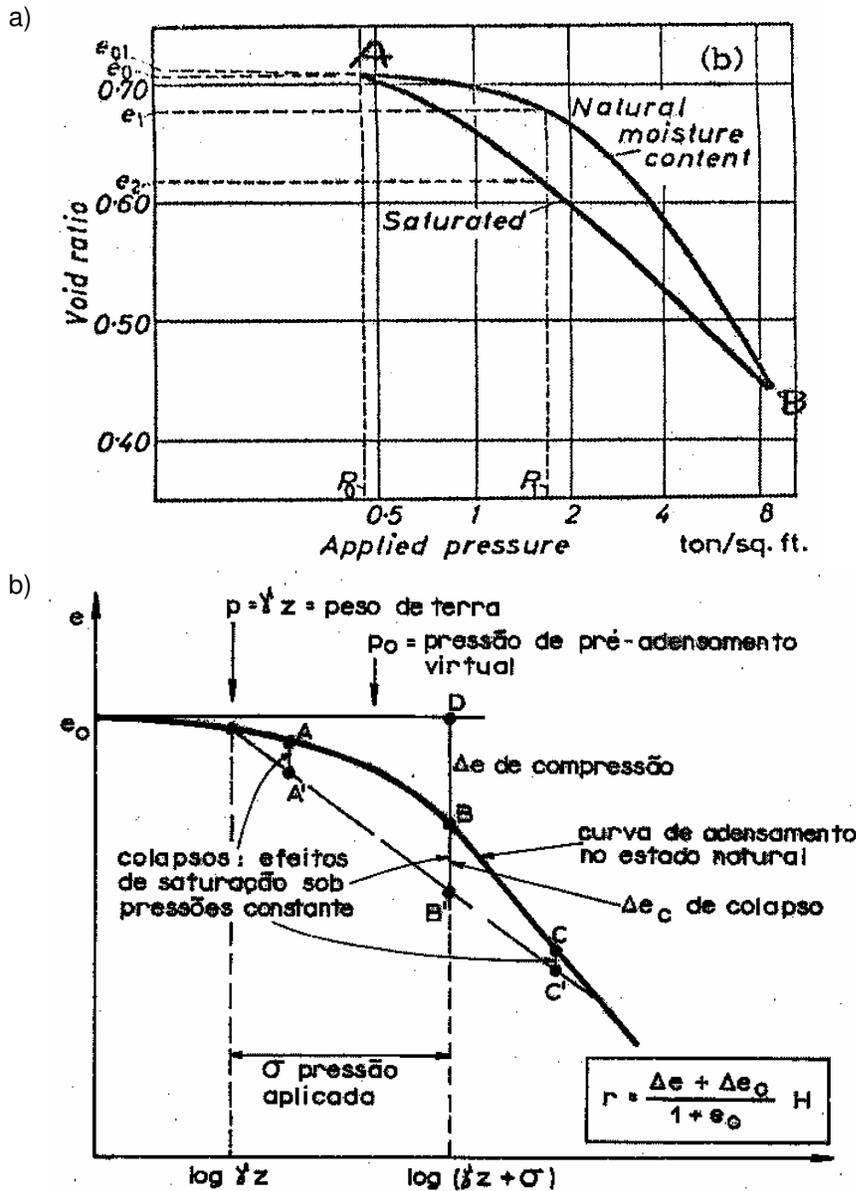


Figura 6.80: a) Ensaio edométrico em solo saturado e com umidade natural (Jennings & Knight, 1957); b) Colapso induzido por saturação (Vargas, 1992).

Crítica dos resultados obtidos

O comportamento das amostras não saturadas mostrou concordância com as características antes apontadas, tal como esquematizado pelo modelo de Barcelona. Houve um acréscimo na tensão virtual de pré-adensamento com a sucção (figura 6.81a) motivado pela rigidez adicional fornecida pelos meniscos de água, assim como um decréscimo do índice de compressão para sucções crescentes (figura 6.81b), o que mostra a resistência que exercem os meniscos ao movimento relativo dos grãos.

Em ambos os casos, a evolução destes parâmetros foi ajustada satisfatoriamente por uma lei hiperbólica do tipo

$$\sigma'_{oc} = p'_0 + \frac{(u_a - u_w)}{a + b(u_a - u_w)} \quad \text{e} \quad C_c = C_{c0} + \frac{(u_a - u_w)}{a + b(u_a - u_w)}$$

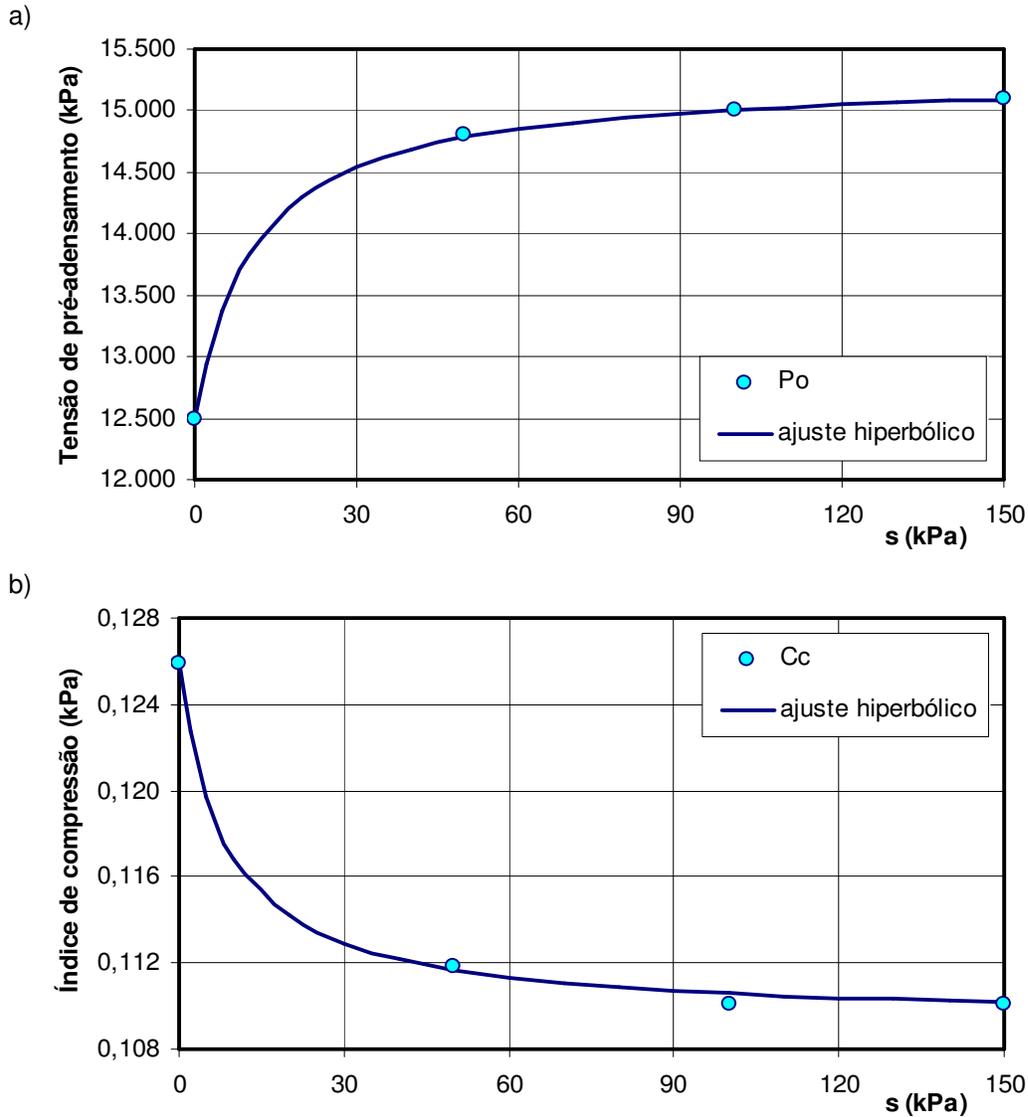


Figura 6.81: Parâmetros de adensamento em amostras densas não saturadas: a) Tensão virtual de pré-adensamento; b) Índice de compressão.

O colapso das amostras densas inundadas subitamente foi de aproximadamente 3,5% em relação ao volume inicial, e em todos os casos a compressão pós-inundação reproduziu a curva de compressão da amostra saturada, como era de se esperar pela desaparecimento das forças capilares que tendem a *estruturar* o arranjo dos grãos.

6.6.2. Campanha de ensaios de cisalhamento direto

Para a campanha de ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada foi utilizada a amostra densa, conforme mostrado na tabela 6.7. Outros ensaios adicionais foram realizados em amostras fofas e muito fofas no intuito de calibrar os parâmetros de fluxo e verificar o comportamento do modelo de fluxo, mais não são apresentados nesta seção.

Os parâmetros de fluxo que foram especificamente calibrados foram:

- a) a espessura δ da película de água que – por hipótese – recobre os grãos, a qual possibilita o fluxo entre meniscos ligados a um mesmo elemento;
- b) a relação entre o tempo correspondente ao passo de cálculo mecânico e o correspondente passo de fluxo para a atualização da rede de meniscos.

No caso de δ o mesmo foi assumido num valor de $\delta = r/50$, onde r é o raio do elemento discreto. Este valor é da ordem dos valores que se obtém pela fórmula proposta por Kovacs (1981) (ver item 4.5.1), e fornece uma taxa adequada para a lei de transferência de massa entre meniscos vizinhos (os valores de água transferida no passo de fluxo é bem menor do que a quantidade de água no menisco).

Já no caso da relação de tempos, o objetivo foi garantir a condição de sucção controlada sob cisalhamento. Após a realização de diversas simulações em diferentes amostras e para valores de sucção diversos, um fator igual a 10 mostrou-se o mais adequado para assegurar a equalização das sucções durante o ensaio. Cabe esclarecer que esta equalização não é perfeita, tendo em vista que o número de meniscos muda constantemente, ou seja, acontece criação e eliminação de meniscos durante o ensaio. Desta forma, tem-se um mapa de sucção na amostra, estável fora da zona de cisalhamento e mais instável dentro dela, já que nas partículas na zona de ruptura acontece uma contínua quebra e criação de meniscos.

Os ensaios foram executados em amostras densas sem qualquer atributo especial nos grãos e contatos, para tensões verticais de 300 e 600kPa, e para cinco níveis de sucção, a saber: 25, 50, 75, 100 e 150 kPa. O valor da sucção foi fixado na base e na tampa da caixa de cisalhamento, enquanto que as paredes da mesma foram assumidas impermeáveis.

Tabela 6.7: Campanha de ensaios de cisalhamento com sucção controlada em amostras densas. Valor inicial e final do índice de vazios 'e' em cada ensaio.

Tensão vertical	300kPa		600kPa	
Sucção	e inicial	e final	e inicial	e final
25kPa	0,190	0,242	0,189	0,239
50kPa	0,190	0,242	0,189	0,244
75kPa	0,190	0,249	0,189	0,240
100kPa	0,190	0,241	0,189	0,243
150kPa	0,190	0,251	0,189	0,252

6.6.3.

Resultados da campanha de ensaios

a) Ensaios

A figura 6.82 apresenta a resposta dos ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada e tensão vertical de 300kPa, para valores de sucção aplicada de 25 e 50kPa. A figura 6.83 apresenta as respostas para valores de sucção aplicada de 75, 100 e 150kPa.

A figura 6.84 mostra a resposta obtida dos ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada e tensão vertical de 600kPa, para valores de sucção aplicada de 25 e 50kPa. A figura 6.85 apresenta as respostas para valores de sucção aplicada de 75, 100 e 150kPa.

b) Envoltória e parâmetros

A figura 6.86 mostra a envoltória de resistência do solo ensaiado para as diferentes sucções aplicadas, tanto no plano $\sigma - \tau$ quanto no plano $s - \tau$.

A figura 6.87 apresenta a variação dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb estendido aos solos não saturados por Fredlund et al (1978),

$$\tau = c' + (\sigma - p_a) \tan \phi + (p_a - p_w) \tan \phi_b,$$

em função do valor da sucção aplicada. Estes são a coesão c' , o ângulo de atrito ϕ' e o ângulo de resistência devido à sucção ϕ_b , que foram ajustados hiperbolicamente.

A figura 6.88, finalmente, mostra a curva característica correspondente às amostras densas ensaiadas.

Solo denso - Tensão vertical = 300kPa

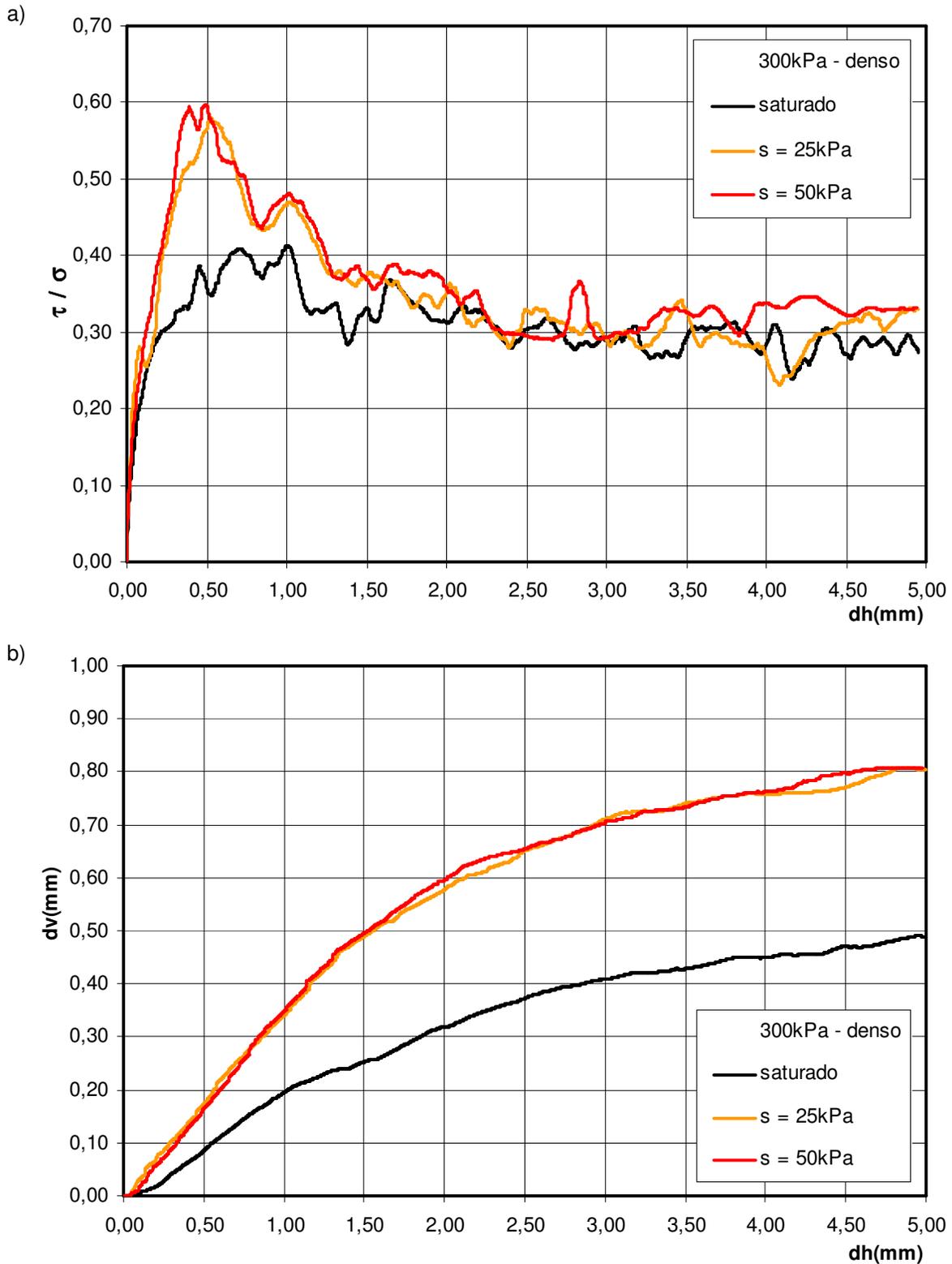


Figura 6.82: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com sucção controlada (25 e 50kPa), para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso - Tensão vertical = 300kPa

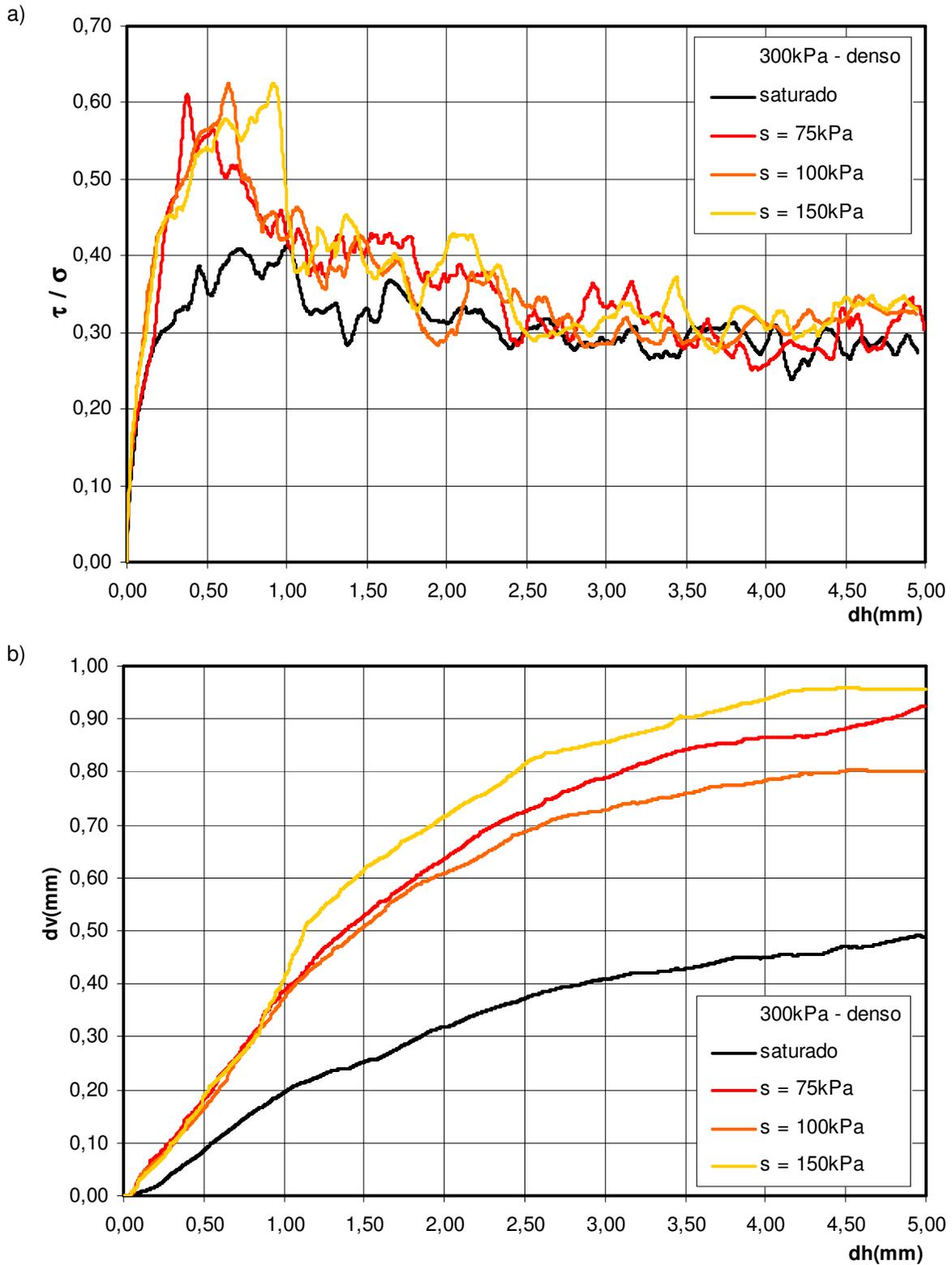


Figura 6.83: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com sucção controlada (75, 100 e 150kPa), para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso - Tensão vertical = 600kPa

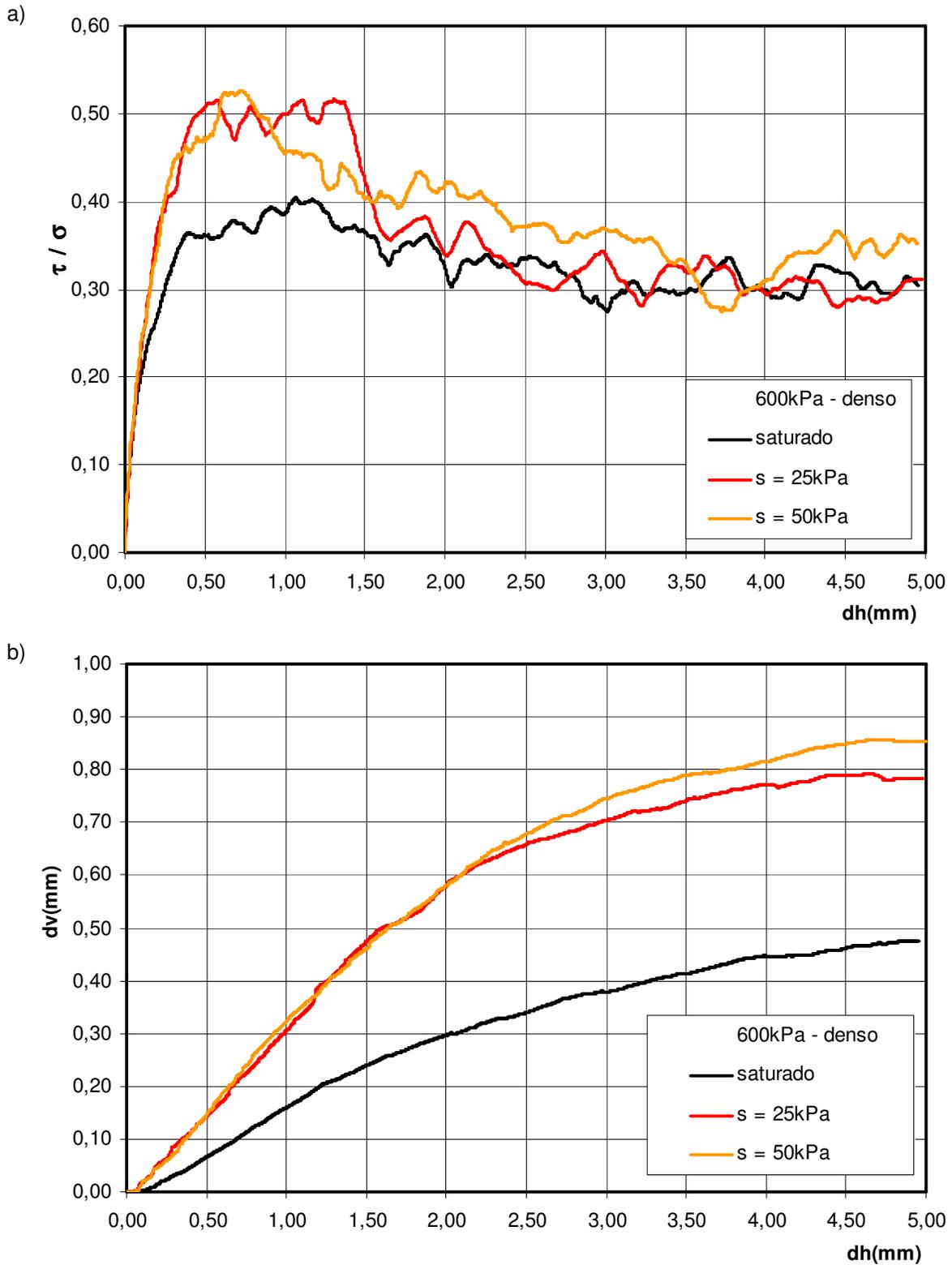


Figura 6.84: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com sucção controlada (25 e 50kPa), para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso - Tensão vertical = 600kPa

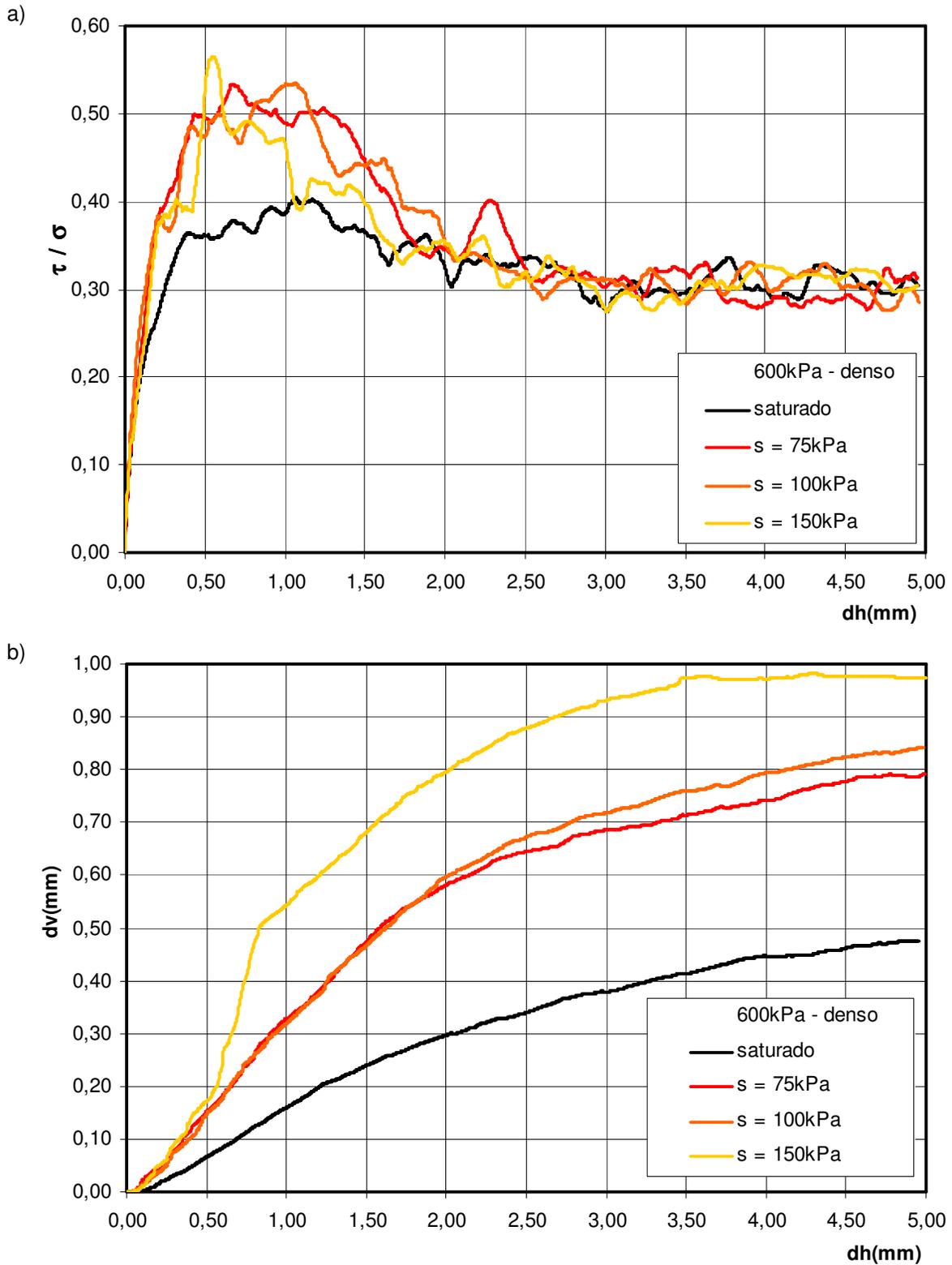


Figura 6.85: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com sucção controlada (75, 100 e 150kPa), para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Envoltória de Resistência

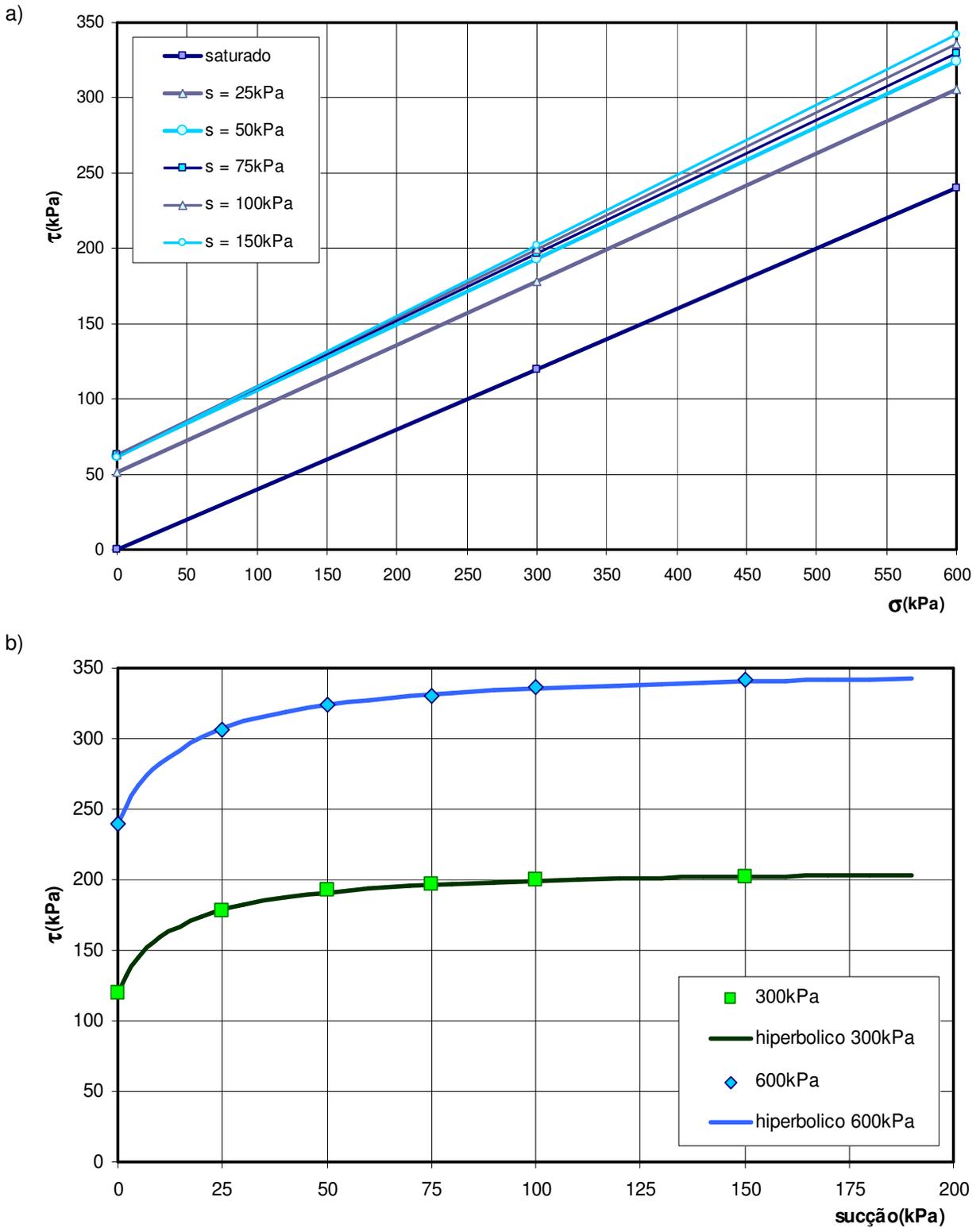


Figura 6.86: Envoltória de resistência de amostra densa com sucção controlada: a) No plano $\sigma - \tau$; b) No plano $s - \tau$.

Parâmetros de resistência

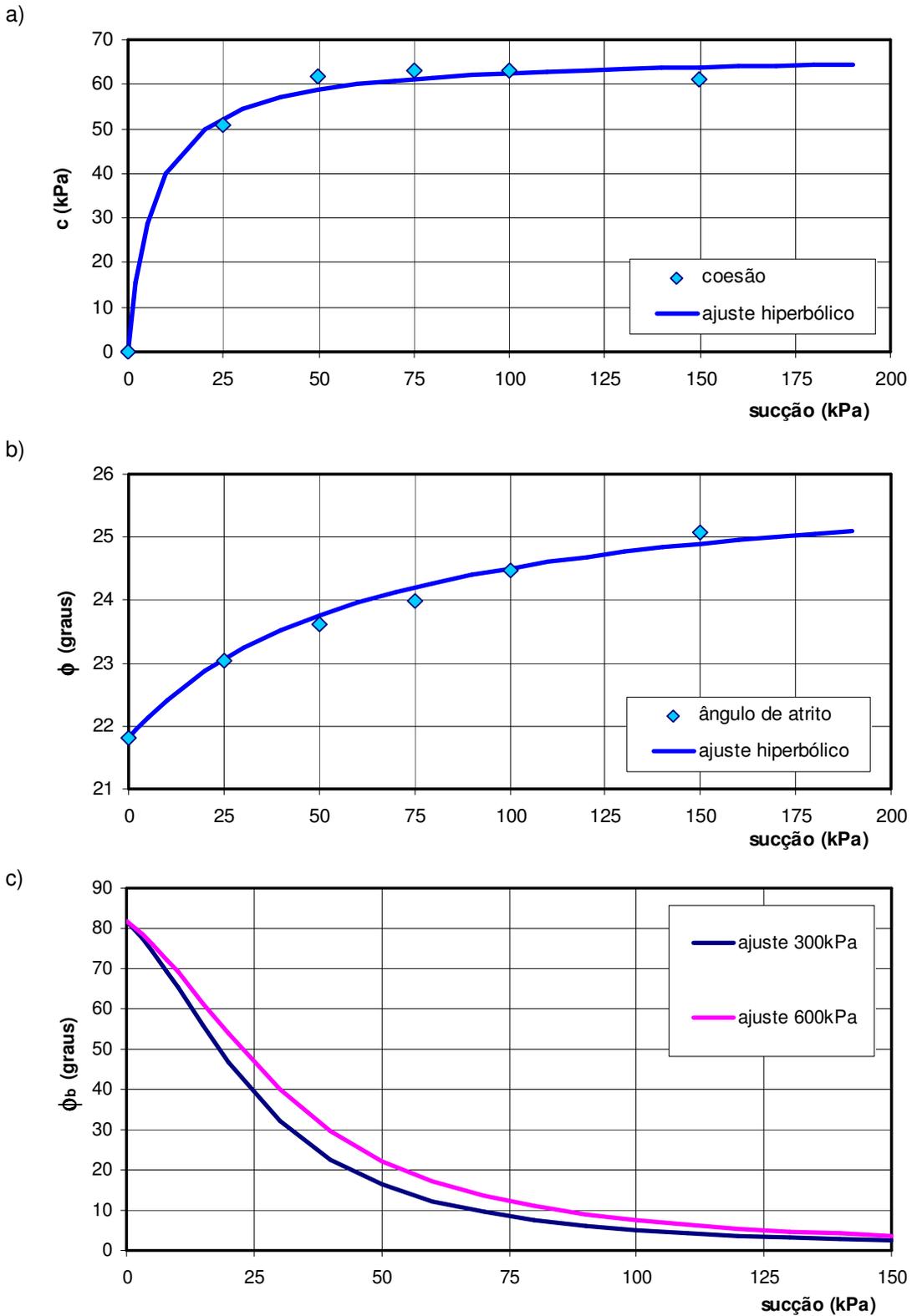


Figura 6.87: Evolução dos parâmetros de resistência não saturada com a sucção aplicada: a) coesão aparente c ; b) ângulo de atrito ϕ' ; c) ângulo de resistência devido à sucção ϕ_b .

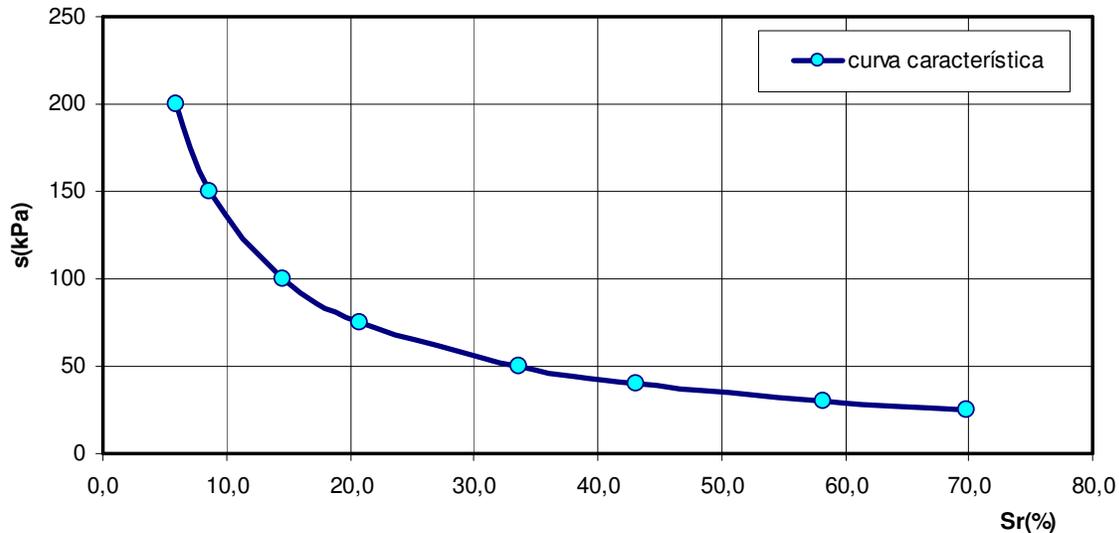


Figura 6.88: Curva característica da amostra densa para 300 e 600kPa de tensão vertical.

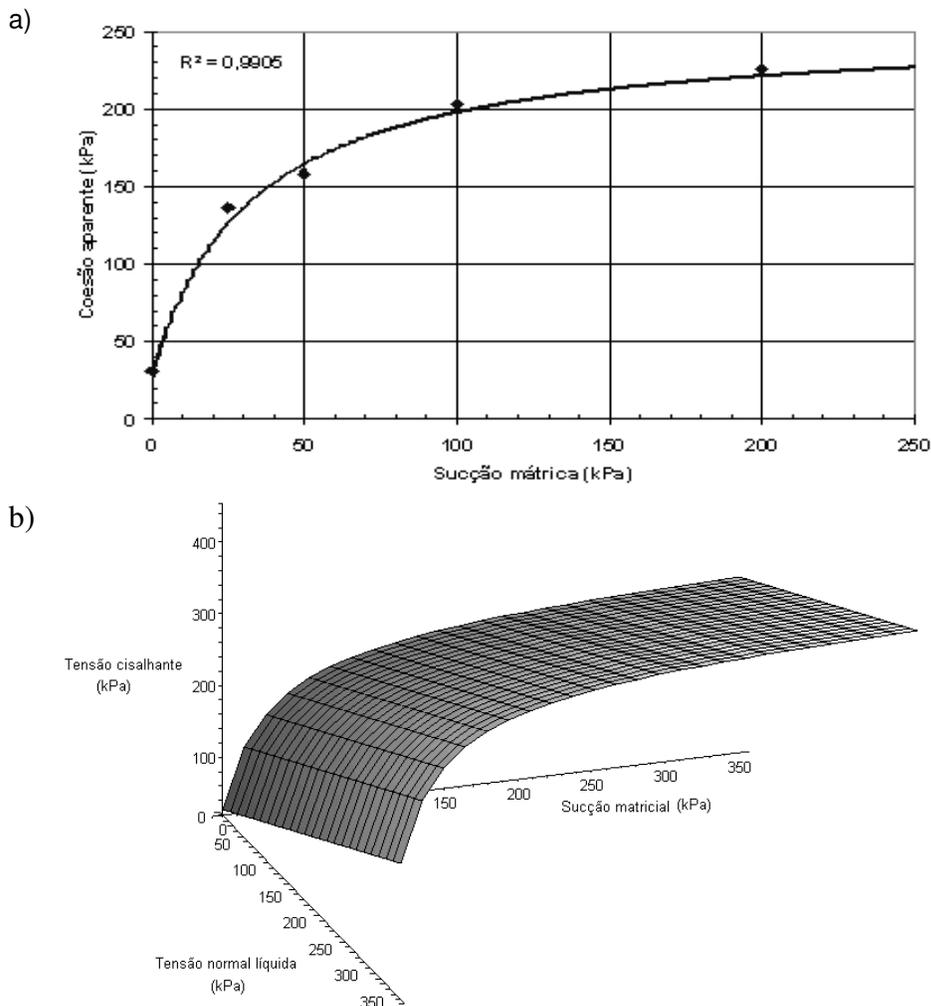
6.6.4. Análise dos resultados

Marco conceitual

- Khogo *et al* (1993) diversificam o efeito da sucção no solo como segue:
 - Para sucções menores à correspondente à entrada de ar um incremento na sucção produz apenas um aumento na tensão efetiva.
 - Para sucções maiores à correspondente à entrada de ar um incremento na sucção contribui a um aumento da tensão de escoamento assim como torna o esqueleto sólido mais rígido, além de produzir um aumento na tensão efetiva.
 - Para sucções muito maiores do que correspondente à entrada de ar, um incremento na sucção contribui apenas com um aumento na tensão de escoamento e rigidez do solo, sem influir na tensão efetiva.
- Alguns conceitos conclusivos relativos à influência da sucção no comportamento de solos são:
 - A sucção contribui para um aumento na rigidez do solo.
 - Em solos com uma estrutura porosa, uma redução na sucção (umedecimento) para uma dada tensão de confinamento poderá induzir uma compressão volumétrica irreversível (colapso).

- Variações nos valores da sucção, como no caso de ciclos de umedecimento e secagem, induzem deformações volumétricas irreversíveis.
- Um incremento na sucção resulta num incremento na coesão efetiva mas não afeta de forma importante o ângulo de atrito efetivo ϕ' . Este incremento na resistência do solo é não linear, com tendência a alcançar um máximo estável para valores elevados de sucção.

Diversos autores afirmam com base em pesquisas experimentais que a evolução na resistência por causa da sucção é não linear, do tipo hiperbólica. De Campos (1997) e Vilar (2007) apresentam uma revisão sobre este assunto. A figura 6.89 mostra o crescimento hiperbólico da resistência não saturada, assim como a envoltória não linear obtida para um solo pesquisado por Lopes *et al* (2007).



A lei que melhor ajustou a envoltória de resistência no plano $s - \tau$ para este e outros solos não saturados pesquisados é a hiperbólica, do tipo

$$\tau = \tau_0 + \frac{(u_a - u_w)}{a + b(u_a - u_w)}$$

onde o parâmetro a controla a o raio de curvatura e $1/b$ define o valor assíntótico da curva.

Crítica dos resultados da presente pesquisa

a) Rigidez

Nas amostras não saturadas, a presença de meniscos nos contatos dos grãos tornou os arranjos mais rígidos contra as ações cisalhantes, o que se percebe na maior inclinação inicial das curvas de tensão cisalhante em função do deslocamento aplicado. Isto concorda com o comportamento observado em solos não saturados, tal como apontado por Khogo *et al* (1993) e Alonso *et al* (1990), entre outros.

b) Resistência

Complementarmente, o estado de sucção nas amostras provocou um aumento na resistência ao cisalhamento, o que se percebe no pico de resistência mais pronunciado que tiveram as curvas de resposta. Este ganho na resistência tem relação com o efeito apontado por Khogo *et al* (1993) no referente ao acréscimo na tensão de escoamento produzido pela presença de meniscos de água. O ganho foi crescente com o nível de sucção aplicada.

c) Comportamento volumétrico

Em consonância com o aumento do pico de resistência, as amostras não saturadas tiveram uma maior tendência dilatante, o que se explica pela oposição dos meniscos ao rearranjo das partículas durante o cisalhamento, o que favorece a expansão da amostra. Esta tendência dilatante foi mais marcante para maiores níveis de sucção.

d) Envoltória de resistência não saturada

A envoltória de resistência obtida para a amostra densa não saturada é apresentada na figura 6.86. A mesma pode ser equacionada pela expressão

$$\tau = c' + (\sigma - p_a) \tan \phi' + (p_a - p_w) \tan \phi_b$$

e especificamente no plano $\sigma - \tau$, a mesma fica

$$\tau = [c' + (p_a - p_w) \tan \phi_b] + (\sigma - p_a) \tan \phi' \text{ ou}$$

$$\tau = c_{ap} + (\sigma - p_a) \tan \phi'$$

que corresponde ao critério de Mohr-Coulomb, definido por uma reta de parâmetros c_{ap} (coesão aparente) e ϕ' (ângulo de atrito). No plano $s - \tau$ a envoltória define-se a partir do parâmetro ϕ_b que leva em conta a influência da sucção.

d.1) Envoltória de resistência no plano $\sigma - \tau$

A evolução da coesão aparente com a sucção é mostrada na figura 6.87a, e teve um crescimento do tipo hiperbólico, sendo ajustado pela expressão

$$c_{ap}(s) = s / (0,10 + 0,015s)$$

tendo um aspecto semelhante ao ajuste obtido no caso do solo residual de filito de Belo Horizonte-MG analisado por Lopes *et al* (2007) e mostrado na figura 6.89a. Futai *et al* (2004), estudando a resistência mecânica de solos lateríticos e saprolíticos de gnaiss da região de Ouro Preto-MG, aponta resultados similares quanto ao crescimento hiperbólico da coesão aparente com a sucção.

A evolução do ângulo de atrito com a sucção é mostrada na figura 6.87b, e teve um ligeiro crescimento do tipo hiperbólico, sendo ajustado pela expressão

$$\phi'(s) = 22^\circ + s / (14 + 0,23s)$$

Escario e Sáez (1986) acharam uma variação do ângulo de atrito com a sucção, o que é desprezado nos diversos modelos de resistência para solos não saturados. Futai *et al* (2004) também salienta este comportamento em um solo residual de gnaiss, onde ϕ cresce com a sucção até se estabilizar para sucções mais elevadas. Também os resultados obtidos por Lopes *et al* (2007) apontaram um suave crescimento no valor do ângulo de atrito com a sucção.

d.2) *Envoltória de resistência no plano $s - \tau$*

A envoltória de resistência no plano da sucção mostrou uma curva claramente não linear, especialmente para baixas sucções, tendendo para um valor assintótico para sucções mais elevadas. A mesma foi ajustada satisfatoriamente por uma lei hiperbólica, segundo

$$\tau(s) = 120 + s/0, (145 + 0,011s) \quad \text{para } \sigma_v = 300kPa$$

$$\tau(s) = 240 + s/0, (145 + 0,009s) \quad \text{para } \sigma_v = 600kPa$$

Os resultados mostraram que o parâmetro é variável e depende do nível de sucção aplicada. A figura 6.87c mostra a sua evolução teórica, obtida a partir do cálculo da derivada da expressão hiperbólica que ajustou a envoltória.

Escario e Sáez (1986) mostraram que a linearidade entre sucção e resistência, admitida nas relações acima citadas, não é verificada em alguns solos, especialmente para baixas sucções. Esta observação experimental vem a respaldar o efeito diferenciado da sucção sustentado por Khogo *et al* (1993).

Esta característica também foi confirmada por De Campos (1997) ao estudar a resistência não saturada de solos residuais do Brasil. Os resultados da pesquisa mostraram que o valor de ϕ_b observado foi igual a ϕ para baixas sucções (valendo o princípio das tensões efetivas), caindo até um valor residual para altas sucções. Lopes *et al* (2007) também obtiveram uma evolução não linear, do tipo hiperbólica, para o ganho na resistência por causa da sucção. A figura 6.87 mostra o crescimento hiperbólico da resistência não saturada, assim como a envoltória não linear obtida para as amostras ensaiadas.

e) *Curva característica*

A curva característica da amostra densa, apresentada na figura 6.88, mostrou uma ampla variação de umidade para sucções menores que 100kPa, enquanto que para sucções maiores a variação de umidade foi pequena. Isto concorda com o crescimento marcante observado na resistência para baixas sucções, e a tendência para um patamar estável, com escasso ganho na resistência, observada para sucções acima de 100kPa.

6.7. Condição não saturada e grumos argilosos

O objetivo, neste ponto, é combinar o efeito da condição não saturada e a presença de grumos argilosos na amostra, a fim de estudar a interação dos grumos na rede de fluxo como depósitos para estocagem e troca de água, assim como seu efeito mecânico como corpos deformáveis em meio a um conjunto de grãos enrijecidos pela presença de meniscos.

6.7.1. Ensaio edométrico

Foi executado um ensaio edométrico em amostra densa não saturada ($s = 50\text{kPa}$), contendo uma matriz argilosa formada por um terço dos elementos discretos definidos como grumos, do tipo mole ($K_v = 1.0e^4$). A figura 6.90 apresenta a curva de compressão obtida, a qual foi comparada com as curvas de compressão correspondentes a:

- Amostra densa sem grumos e sem sucção;
- Amostra densa sem grumos com sucção aplicada;
- Amostra densa com grumos e sem sucção;

A resposta da amostra não saturada e com grumos argilosos teve um comportamento diferenciado, onde os efeitos da compressibilidade dos grumos e a rigidez fornecida pela rede de meniscos se manifestaram combinadamente. Nos estágios de carga iniciais, houve escassa variação volumétrica nos grumos e a rede de meniscos controlou o comportamento da amostra, que assim adensou a um ritmo semelhante ao mostrado pela amostra não saturada sem grumos. Na medida em que a carga de compressão aumentou, a variação de volume dos grumos adensados passou a controlar a resposta da amostra, que gradativamente convergiu para a curva da amostra sem sucção e com grumos.

A tensão virtual de pré-adensamento foi de 5.000kPa , ou seja, um valor intermédio entre os valores obtidos para a amostra sem sucção e com grumos (3.000kPa) e a amostra sem grumos e não saturada (14.800kPa).

O índice de compressão C_c calculado foi de 0,221 e também foi um valor intermediário entre os valores obtidos para a amostra sem sucção e com grumos (0,280) e a amostra sem grumos e não saturada (0,112).

O ensaio de compressão simulado mostrou o efeito combinado da condição não saturada e a matriz argilosa, onde a resposta volumétrica da amostra foi definida pela rigidez dos meniscos para baixos níveis de carga, e passou a ser definida pela compressibilidade dos grumos para elevados níveis de carga.

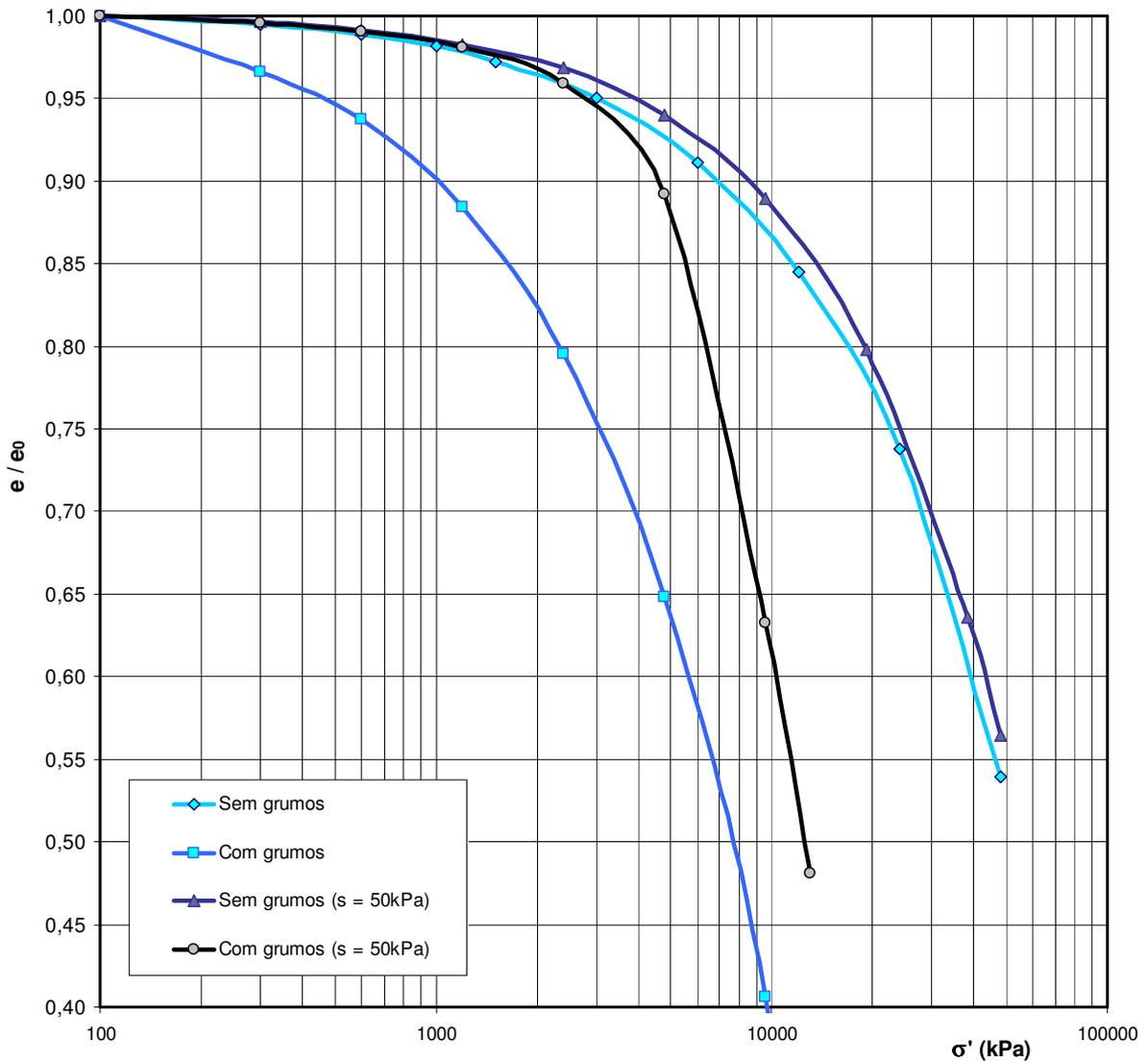


Figura 6.90: Curva de adensamento de amostras densas com grumos e sucção aplicada.

6.7.2. Campanha de ensaios de cisalhamento direto

A campanha de ensaios de cisalhamento direto procura analisar qual o efeito da presença de uma matriz argilosa em uma amostra não saturada, no que se refere à rigidez inicial, o comportamento volumétrico e a resistência ao cisalhamento alcançada. Para isto foi utilizada a amostra densa, previamente ensaiada na condição não saturada e com a presença de matriz argilosa. Estas respostas servirão de marco de referência para entender o comportamento da amostra com estas duas condições combinadas.

Foi montada uma amostra densa com um terço de elementos definindo a matriz argilosa, com um módulo volumétrico $K_v = 1.0e^4$, que corresponde ao grumo mais compressível. Esta amostra foi ensaiada para uma sucção de 50kPa, e tensão vertical de 300 e 600kPa. Na tabela 6.8 são apresentados os valores inicial e final do índice de vazios destes ensaios.

Tabela 6.8: Campanha de ensaios para simulação da presença de matriz argilosa com sucção controlada. Valor inicial e final do índice de vazios 'e' em cada ensaio.

Amostra densa com grumos (s = 50kPa)	300kPa		600kPa	
	e inicial	e final	e inicial	e final
	0,190	0,244	0,189	0,240

6.7.3. Resultados da campanha de ensaios

A seguir são apresentadas as curvas de resposta do ensaio de cisalhamento direto com sucção controlada em amostra densa com matriz argilosa.

A figura 6.91 mostra os resultados para tensão a vertical de 300kPa, enquanto que a figura 6.92 mostra os resultados para tensão a vertical de 600kPa.

Já a figura 6.93 apresenta a envoltória de resistência obtida a partir dos ensaios efetuados.

As curvas obtidas foram comparadas com a resposta da mesma amostra densa não saturada e sem grumos.

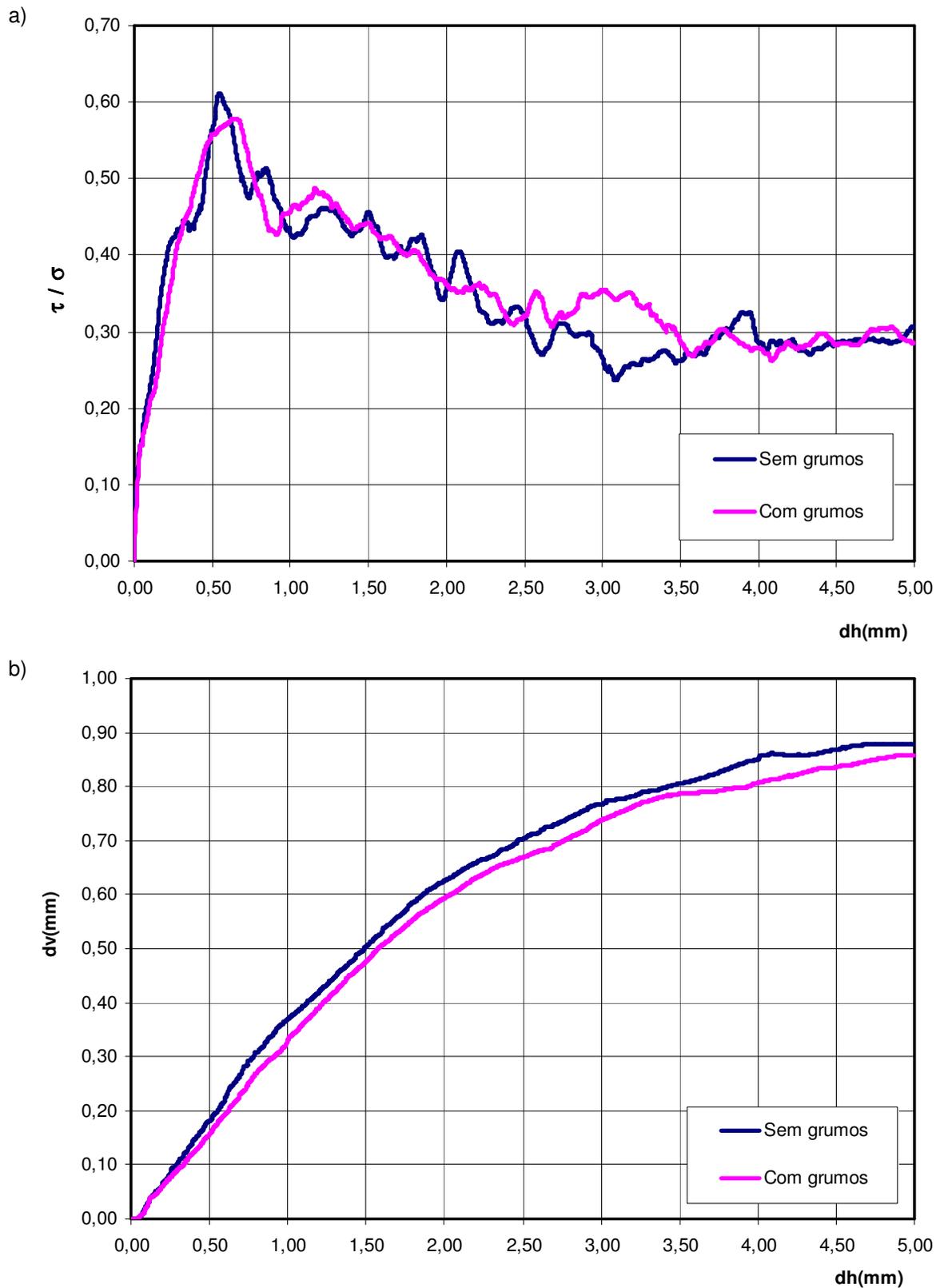


Figura 6.91: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com sucção controlada (50kPa) e matriz argilosa, para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

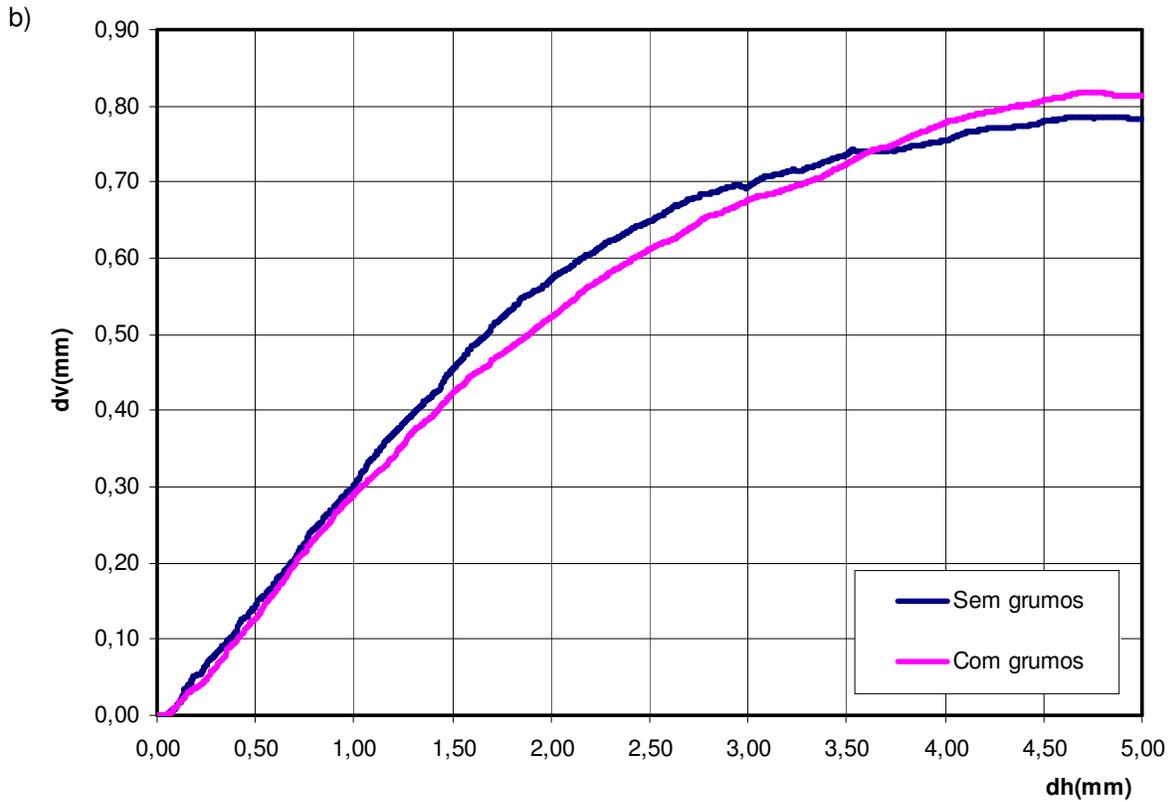
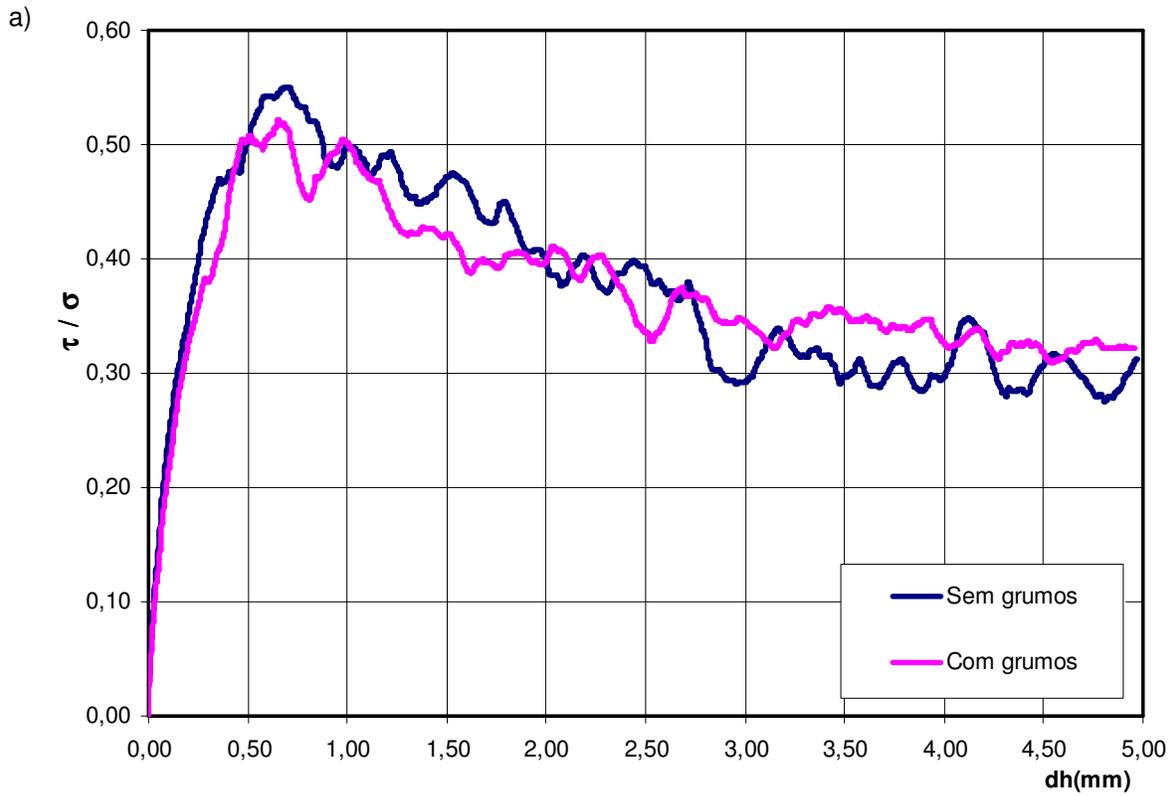


Figura 6.92: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com sucção controlada (50kPa) e matriz argilosa, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

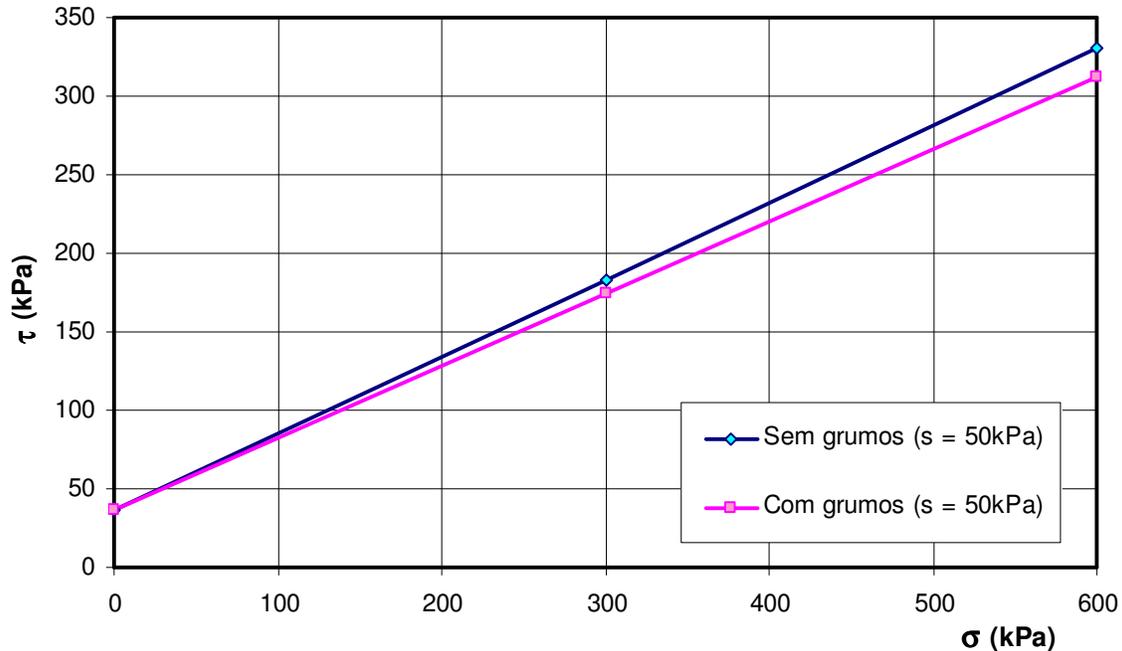


Figura 6.93: Envoltória de resistência da amostra densa com sucção controlada (50kPa) e matriz argilosa.

6.7.4. Análise dos resultados

a) Rigidez

A amostra não saturada com matriz argilosa perdeu rigidez no início do ensaio, se comparada com a amostra não saturada sem grumos. Este efeito deve-se a compressibilidade dos grumos, que sendo carregados adensam, e sua variação de tamanho favorece a mobilidade relativa dos grãos em detrimento do intertravamento do arranjo.

b) Resistência

A presença da matriz argilosa dissipou o pico de resistência, o qual foi menor em magnitude e maior no intervalo de deslocamento. Comprova-se assim a tendência equalizadora das tensões internas da matriz argilosa, que impede a concentração de tensões em certos pontos da amostra. Quando os grumos são carregados, estes adensam e parte da sua carga é transferida para os grãos vizinhos, dissipando os picos de tensão.

Quanto à resistência no estado crítico, para grandes deslocamentos, não houve uma variação significativa derivada da presença da matriz argilosa.

c) Comportamento volumétrico

O efeito da matriz argilosa no comportamento volumétrico foi uma tendência contrátil provocada pela diminuição de tamanho dos grumos adensados sob cisalhamento. Trata-se do efeito resultante da variação de volume (adensamento e expansão em descarga) em todos os grumos da amostra.

d) Envoltória

A queda no pico de resistência refletiu-se em uma diminuição do ângulo de atrito, sem alterar o intercepto coesivo. O ângulo passou de $\phi' = 26,1^{\circ}$ na amostra não saturada sem grumos para $\phi' = 24,7^{\circ}$ na amostra não saturada com grumos. Já a coesão aparente ficou estável em $c_{ap} = 36kPa$.

7

Simulação do Comportamento de Solos Residuais

O objetivo final da presente pesquisa consiste na simulação do comportamento mecânico de solos residuais, a partir da modelagem micro-mecânica discreta, a qual permite a inclusão de diversos fenômenos micro-estruturais presentes na massa deste tipo de solo. Assim, a resposta global do solo mostrará a superposição dos efeitos de cada fenômeno presente atuando simultaneamente.

A análise destes fenômenos de forma isolada já foi abordada no capítulo que antecede, e possibilitou a compreensão do tipo de influência que exercem sobre a rigidez, resistência, comportamento volumétrico e compressibilidade do meio particulado que constitui o modelo de solo nesta pesquisa. Resta agora estudar sua resposta em conjunto, na perspectiva de tentar reproduzir comportamentos observados em diferentes solos residuais ensaiados experimentalmente.

7.1.

Comportamento mecânico de solos residuais

A padronização do comportamento mecânico de solos residuais em certos tipos básicos de resposta não se corresponde com a variedade de respostas que estes solos podem oferecer, pelo que deve ser evitada. Como já foi estudado no capítulo 2 desta pesquisa, são variados os aspectos de gênese e composição mineralógica-estrutural que determinam o tipo de solo residual, e em consequência o tipo de resposta. Entre estes aspectos podem-se citar:

- Características da rocha mãe e do maciço;
- Condições de clima e relevo;
- Mineralogia e estrutura;
- Grau de intemperismo;

Segundo quais sejam as particularidades destes fatores, ter-se-á um solo residual resultante com características diferenciadas no que se refere a sua granulometria, dupla estrutura, matriz argilosa, não saturação, resistência dos seus grãos, cimentação e presença de blocos de rocha inalterada. Dentro desta diversidade procurar-se-á simular alguns comportamentos freqüentemente observados.

No interior dos maciços residuais as características mudam em função do estágio de evolução do intemperismo. Tem-se, na realidade, um perfil residual contínuo a partir da superfície do maciço e para o interior deste. Destes perfis deseja-se simular solos residuais jovens e maduros, correspondentes aos estágios intermediário e final do processo de intemperismo. O solo residual jovem é constituído por minerais primários e secundários, e ainda guarda características herdadas da rocha original, podendo conter alguns blocos rochosos em sua massa. Já o solo maduro é constituído por minerais secundários (transformados e neoformados) e primários que resistiram ao intemperismo, com granulação variável e geralmente de composição homogênea e com estrutura porosa.

Alguns resultados experimentais

Maccarini (1980) e Sandroni & Maccarini (1981) apresentam resultados de ensaios de cisalhamento direto e triaxiais convencionais em amostras indeformadas de uma ocorrência de solo residual gnáissico jovem do campo experimental da PUC-Rio. Blocos para a confecção das amostras foram retirados de cinco profundidades de um poço e cinco níveis de um talude. A resposta dos ensaios triaxiais apresentou dois tipos básicos de comportamento, os quais são resumidos na figura 7.1.

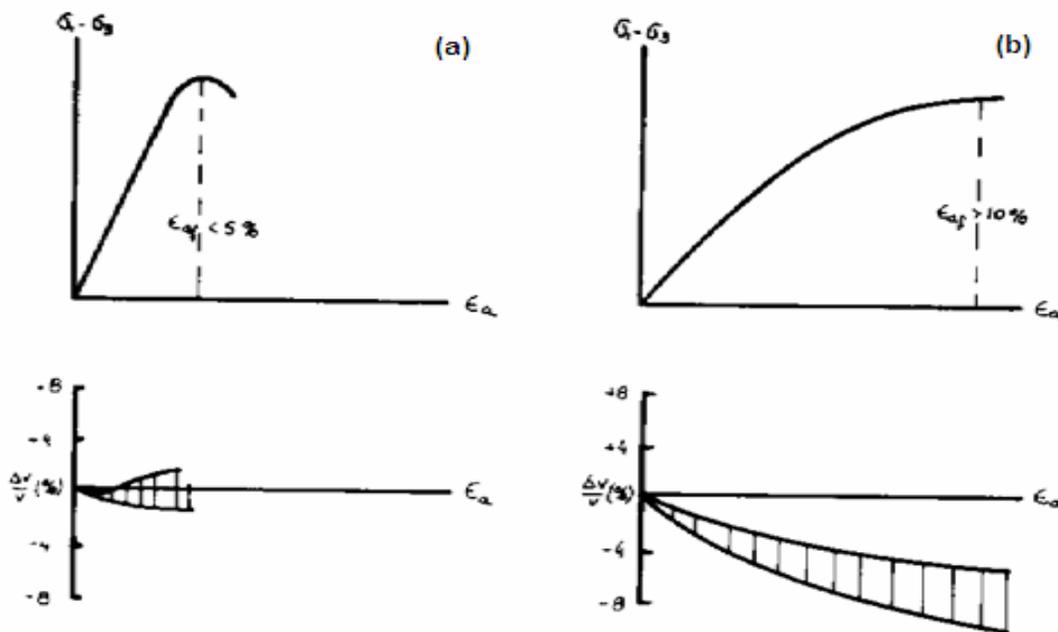


Figura 7.1: Comportamento observado de solos residuais no ensaio triaxial: a) solo jovem; b) solo maduro (Sandroni & Maccarini, 1981).

O comportamento do solo jovem caracteriza-se por uma relação aproximadamente linear entre tensão e deformação até atingir o pico de resistência para uma deformação axial não superior a 5%, seguindo-se uma curva de amolecimento. As deformações volumétricas variam de contrações moderadas até dilatações. Já o comportamento do solo maduro caracteriza-se por uma relação não linear entre tensão e deformação que atinge o seu valor máximo para deformações axiais maiores do que 10%. As deformações volumétricas são contrativas.

Futai (2002) e Futai *et al* (2004) analisaram a resistência ao cisalhamento não saturada de um perfil de solo residual de gnaiss da região de Ouro Preto - MG. Foram estudados dois horizontes no perfil, um *saprolito* - o solo jovem (profundidade de 5 metros) e uma *laterita* - o solo maduro (profundidade de 1 metro). As características físicas e a curva de retenção de água são mostradas na figura 7.2.

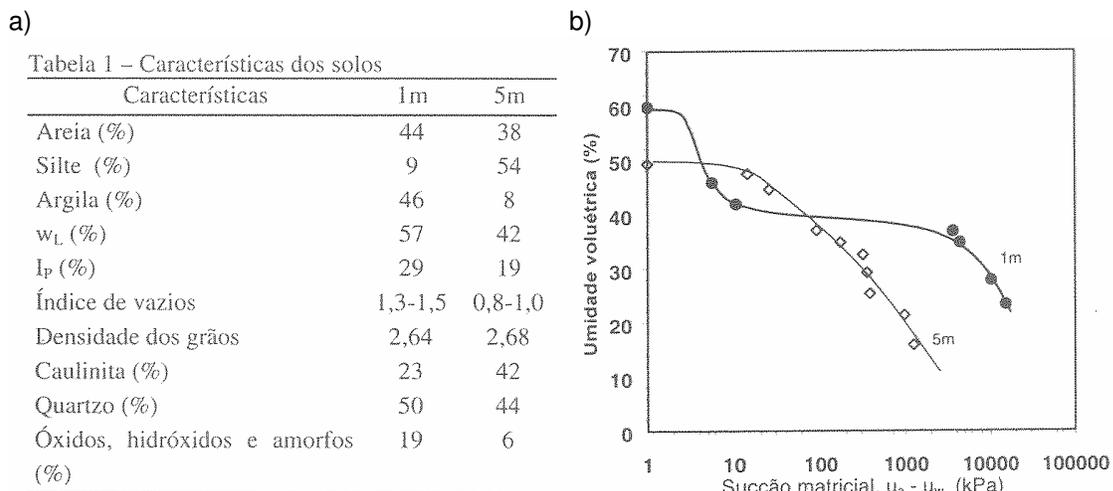


Figura 7.2: a) Características físicas de solo laterítico (1m) e saprolítico (5m); b) Curva característica dos solos (Futai *et al*, 2004).

No solo jovem prevalecem as frações areia e silte, com pouca presença de argila, e no solo maduro predominam as frações areia e argila, com pouco silte. O quartzo permaneceu inalterado como areia, mas os minerais alteráveis passaram gradativamente da fração silte para argila. Isto se reflete na curva característica, onde o caráter *bimodal* no caso do solo maduro sugere a ausência da fração silte.

A figura 7.3 mostra a resposta de ensaios triaxiais com sucção controlada (100kPa) para diferentes tensões de confinamento. No caso do solo maduro a matriz argilosa controlou o comportamento do solo, caracterizado pela ausência de pico na

resistência e pela contração verificada nas deformações volumétricas. Já no solo jovem, com uma matriz argilosa menos persistente, se observa uma maior resistência com formação de pico juntamente com uma maior tendência dilatante.

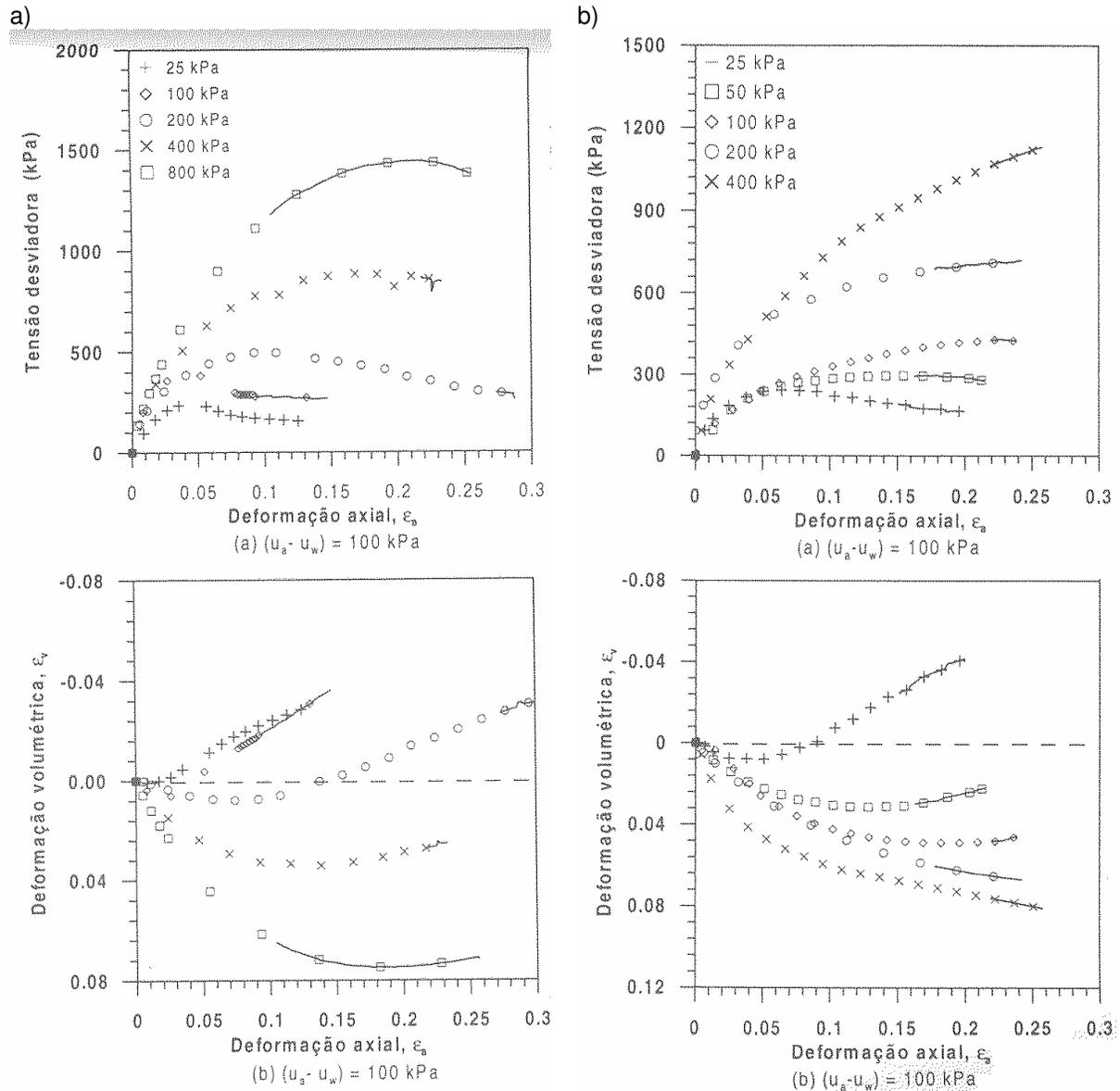


Figura 7.3: Ensaio triaxial com sucção controlada: a) solo jovem; b) solo maduro (Futai *et al*, 2004).

A figura 7.4. apresenta os resultados de uma campanha de ensaios de cisalhamento direto em amostras de solo residual de folhelho da região de KwaZulu Natal, Sudáfrica (Brenner *et al*, 1997). A ordenação das amostras corresponde com a profundidade a que foram retiradas do maciço, pelo que abarcam do solo maduro (a)

até o solo residual jovem (d). Como se pode apreciar, a resistência decresce com o grau de intemperismo, enquanto crescem as contrações volumétricas. É de se destacar que nas amostras (c) e (d) correspondentes a solos jovens, acontece um pico de resistência associado a um comportamento volumétrico contrátil.

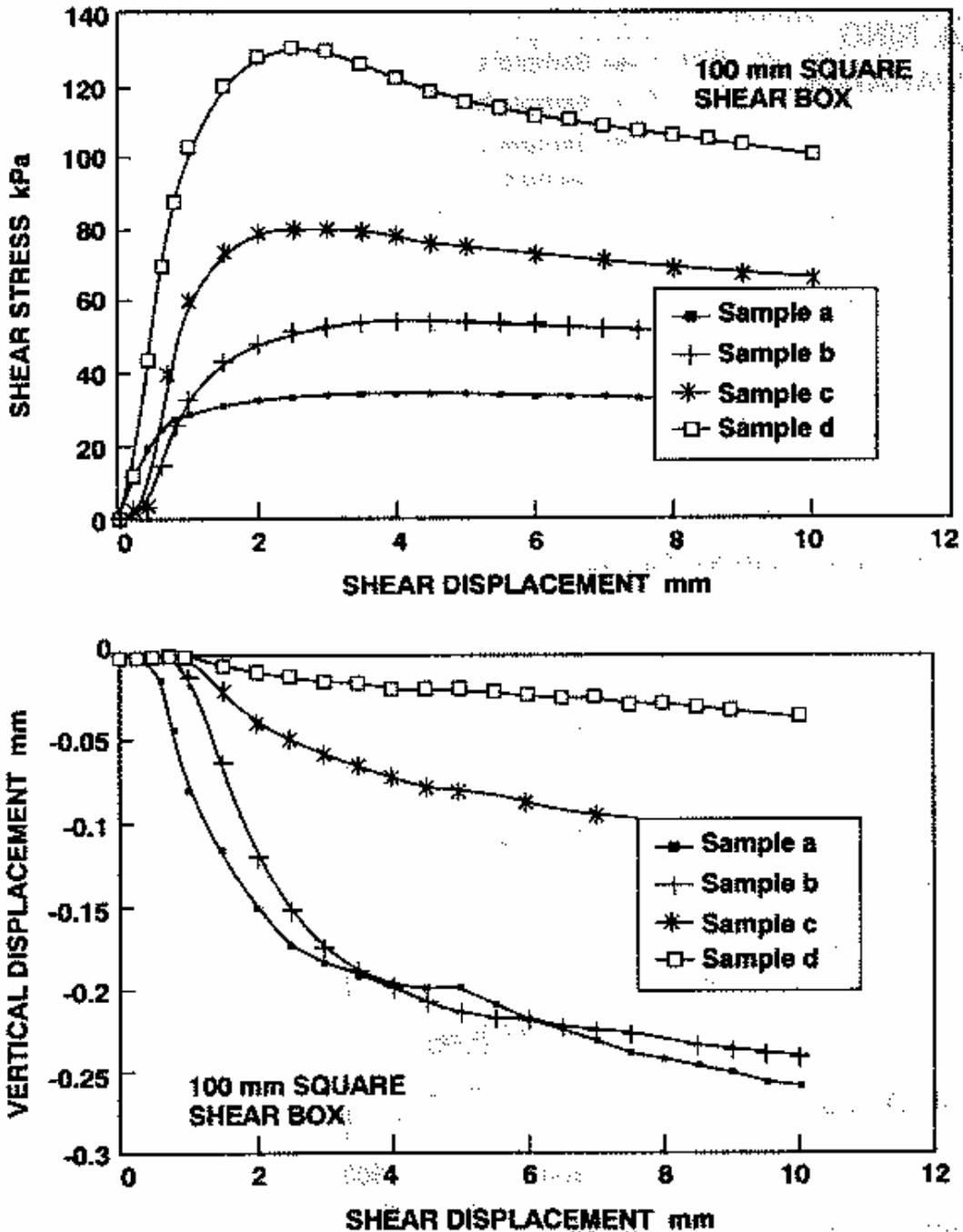


Figura 7.4: Ensaio de cisalhamento direto em solo residual de folhelho da região de KwaZulu Natal, Sudáfrica (Brenner *et al*, 1997).

Reis (2004) e Reis & Vilar (2004) estudaram o comportamento mecânico de um perfil residual de gnaiss da cidade de Viçosa/MG, por meio de ensaios triaxiais com sucção controlada em amostras indeformadas correspondentes aos estágios de solo saprolítico (jovem) e maduro. A figura 7.5 apresenta a campanha de ensaios triaxiais consolidados e drenados para a condição saturada.

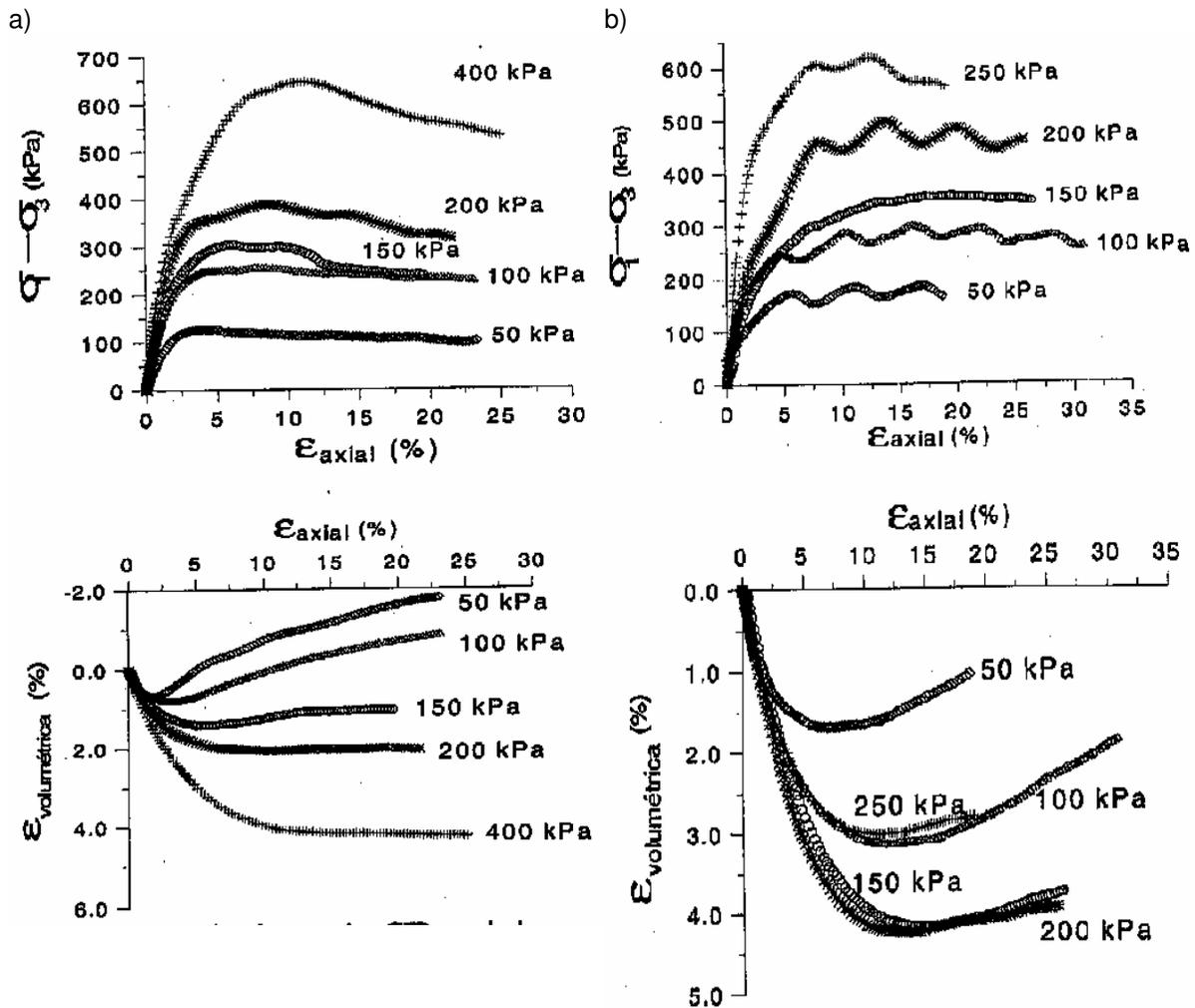


Figura 7.5: Resultados de ensaios triaxiais drenados com amostras saturadas; a) Solo residual jovem; b) Solo residual maduro (Reis & Vilar, 2004).

O solo jovem mostrou-se dilatante para baixos confinamentos, passando gradativamente para um comportamento contrátil para confinamentos mais elevados. O pico de resistência, suave, cresceu com o confinamento, contrariamente ao que seria de se esperar de um solo do tipo granular. A tensão virtual de pré-adensamento de 265kPa, relacionada com a cimentação de grãos, causou tal comportamento.

Já o solo maduro não apresentou pico de resistência e seu comportamento volumétrico foi claramente contrátil, conforme o esperado de um solo coesivo normalmente adensado.

A figura 7.6 apresenta os resultados de ensaios triaxiais com sucção controlada no solo jovem, para tensões de confinamento de 50, 100 e 200kPa e sucções de 80 e 320kPa. O aumento da tensão confinante provoca deformações volumétricas de contração crescentes, assim como um aumento da resistência marcado pela suavização da curva e do pico, que acontece para maiores valores da deformação axial. A influência do nível de sucção é um acréscimo na rigidez da fábrica do solo, o que redundava em uma maior resistência ao cisalhamento com pico mais pronunciado, juntamente com uma maior tendência dilatante no comportamento volumétrico.

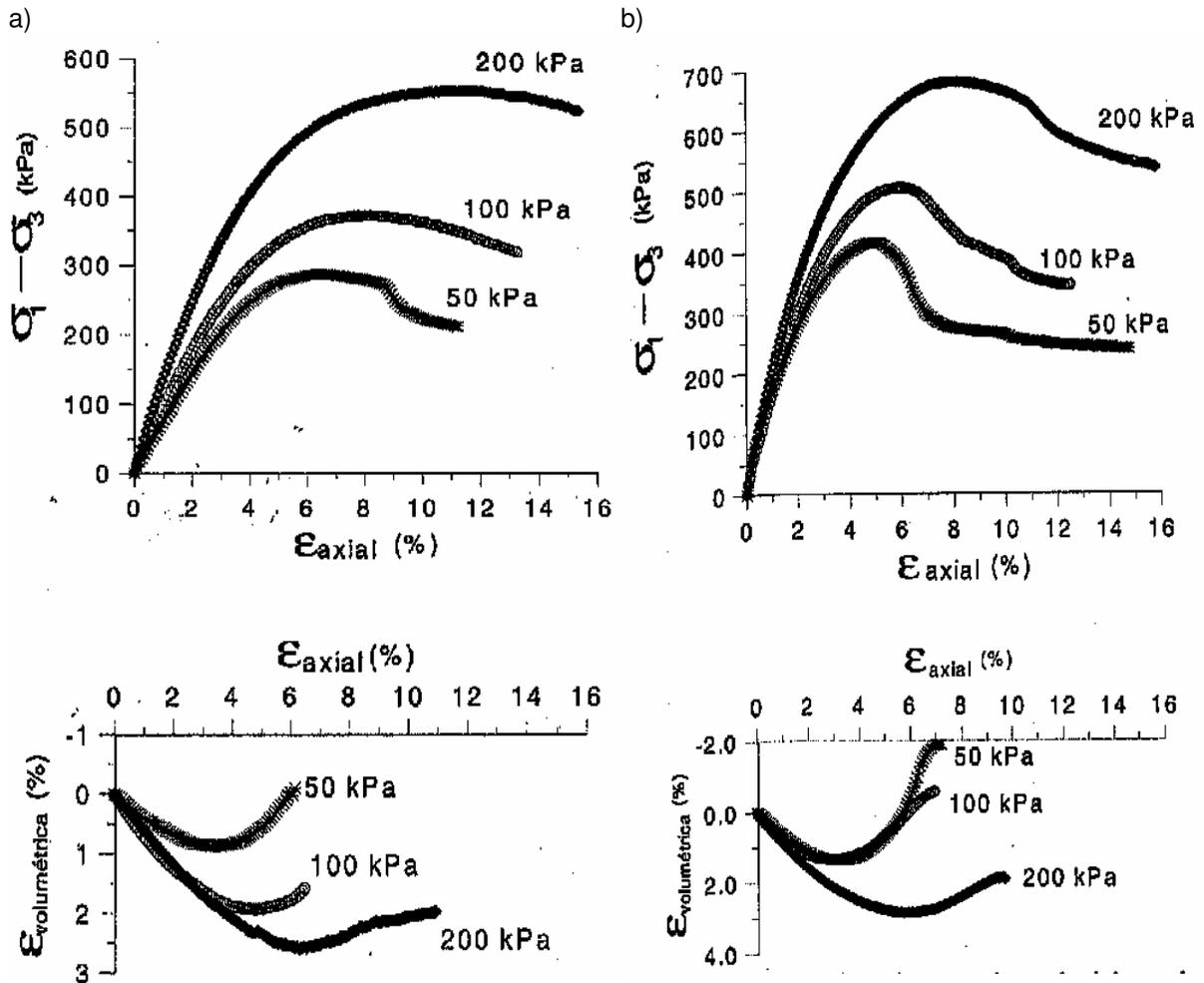


Figura 7.6: Resultados de ensaios triaxiais com sucção controlada em solo residual jovem, para confinamentos de 50, 100 e 200kPa: a) $s = 80$ kPa; b) $s = 320$ kPa (Reis & Vilar, 2004).

A figura 7.7 apresenta os resultados de ensaios triaxiais com sucção controlada no solo residual maduro, para tensões de confinamento de 50 e 200kPa e sucções de 80 e 320kPa. As amostras com baixo confinamento apresentaram pico de resistência juntamente com um comportamento, inicialmente contrátil, mais depois com tendência dilatante. A resistência cresceu com o aumento do confinamento, mas sem apresentar pico de resistência e sim uma curva suave até atingir a resistência máxima para elevadas deformações axiais. As deformações volumétricas tornaram-se claramente de compressão para o confinamento mais elevado. A influência da sucção, como no caso do solo jovem, foi a de induzir uma maior resistência ao cisalhamento, juntamente com uma maior tendência dilatante.

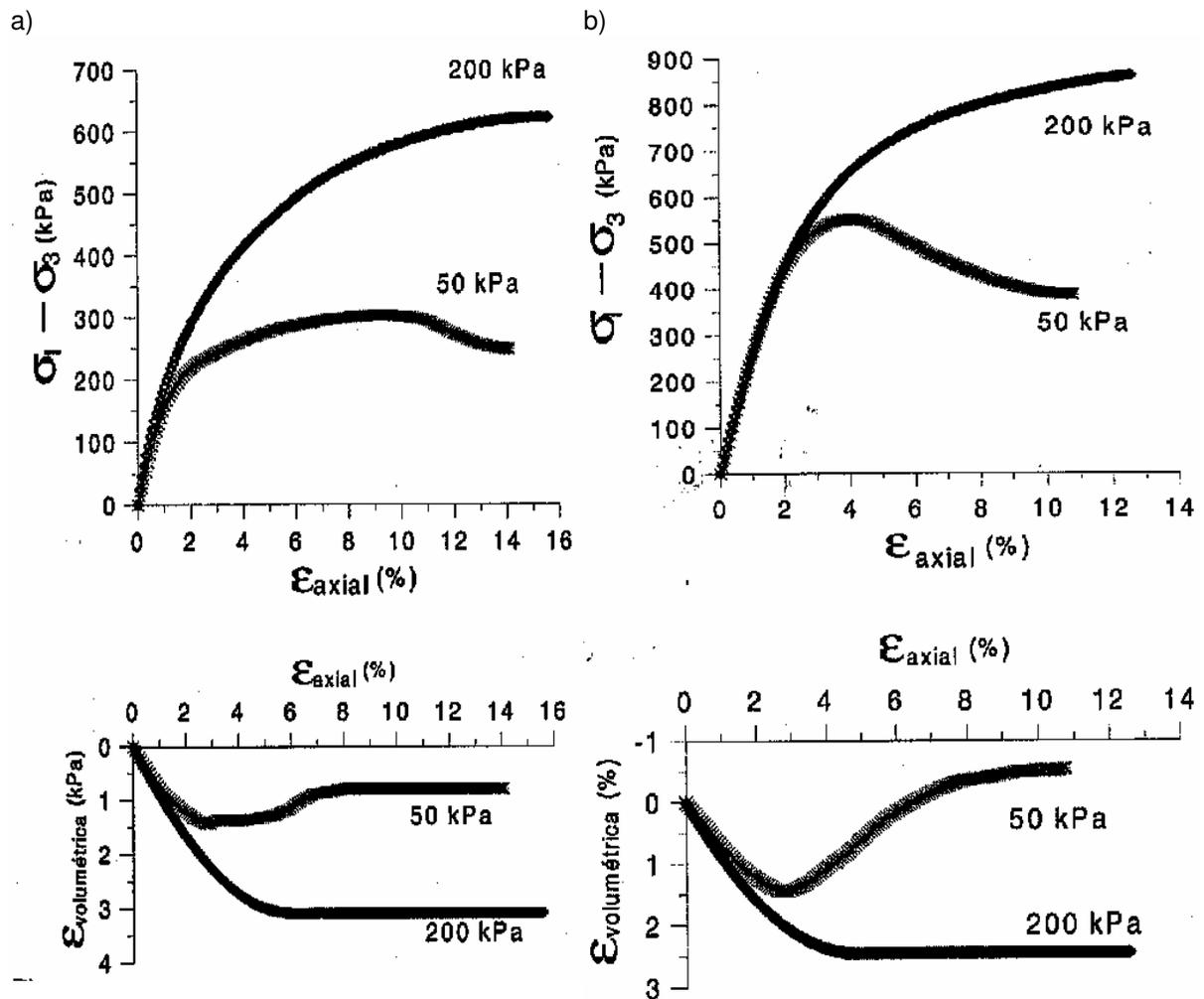


Figura 7.7: Resultados de ensaios triaxiais com sucção controlada em solo residual maduro, para confinamentos de 50 e 200kPa: a) $s = 80$ kPa; b) $s = 320$ kPa (Reis & Vilar, 2004).

7.2. Simulação de solos residuais jovens

O objetivo da modelagem se centrou na reprodução das características do comportamento exibido pelos solos jovens sob cisalhamento nos ensaios laboratoriais. Como primeiro passo, foram montadas amostras discretas que assemelhassem o tipo residual jovem, incluindo de forma ponderada a ocorrência de cimentação de grãos, grãos susceptíveis de quebra e matriz argilosa, além da condição não saturada. Estas amostras foram ensaiadas sob condições edométricas e a cisalhamento direto no intuito de reproduzir respostas que expressem as tendências comportamentais observadas em laboratório. Os resultados obtidos foram criticados e confrontados com os resultados experimentais para encontrar semelhanças e confirmações sobre o papel de cada fenômeno incluído na resposta global do solo.

7.2.1 Montagem das amostras

A tabela 7.1 apresenta as amostras montadas para a campanha de ensaios, as quais geraram-se a partir da inclusão combinada de:

- *Sucção controlada*: em todos os casos a mesma foi fixada em 50kPa.
- *Cimentação de grãos*: Variou-se a porcentagem de contatos entre grãos que foram definidos como cimentados no início do ensaio, assim como o valor da resistência do cimento, F_c , expressa em Newtons.
- *Quebra de grãos*: Variou-se a porcentagem de grãos definidos como sendo susceptíveis de quebra no início do ensaio, assim como o valor da resistência à quebra do grão, S_c , expressa em Newtons.
- *Matriz argilosa*: Variou-se a porcentagem de grãos definidos como grumos, assim como o valor do módulo volumétrico destes, K_v , expresso em grf/mm^3 .

Foram geradas sete amostras de solo residual jovem, sendo todas elas montadas sobre a amostra muito fofa gerada para a validação do programa de análise (ver capítulo 5). Desta forma simula-se a estrutura porosa dos solos jovens. Em todas as amostras a sucção aplicada foi de 50kPa, e um terço dos grãos foi definido susceptível de quebra.

Tabela 7.1: Amostras discretas para a simulação de solos residuais jovens.

Tipo de solo	Compacidade de amostra	Cimentação de grãos		Matriz argilosa		Quebra de grãos		Sucção	
		% contatos	Fc (N)	% grãos	Kv (grf/mm ³)	% grãos	Sc (N)	kPa	
JOVEM	1	Muito Fofa	25	20	16,7	1,00E+04	33,3	400	50
	2	Muito Fofa	25	50	33,3	1,00E+04	33,3	300	50
	3	Muito Fofa	50	100	33,3	1,00E+04	33,3	300	50
	4	Muito Fofa	50	50	33,3	1,00E+04	33,3	300	50
	5	Muito Fofa	50	50	33,3	5,00E+03	33,3	300	50
	6	Muito Fofa	50	50	33,3	1,00E+03	33,3	300	50
	7	Muito Fofa	50	50	33,3	1,00E+03	33,3	150	50

A amostra N^o1 representa um solo com escassa e fraca cimentação de grãos, pouca presença de uma matriz argilosa, e grãos susceptíveis à quebra com resistência elevada. A amostra N^o2 representa um solo com escassa cimentação de grãos mas com um cimento mais resistente, maior presença de uma matriz argilosa, e grãos susceptíveis à quebra com resistência média. A amostra N^o3 representa um solo com importante ocorrência de cimentação de grãos com um cimento muito resistente, para a mesma presença de matriz argilosa e grãos susceptíveis à quebra que a amostra N^o2.

A amostra N^o4 mantém as características da amostra N^o3, mais diminuindo o valor da resistência do cimento. As amostras N^o5 e N^o6 são semelhantes à amostra N^o4, apenas variando o módulo volumétrico dos grumos argilosos para torná-los mais compressíveis. A amostra N^o7, finalmente, é semelhante à amostra N^o6, mas nela os grãos susceptíveis à quebra possuem uma baixa resistência à tal.

7.2.2. Ensaio edométrico

As sete amostras foram ensaiadas sob condições edométricas a partir de uma tensão inicial de 300kPa, e duplicando a carga para cada novo estágio. As curvas de adensamento e os valores dos parâmetros de compressibilidade delas obtidos são apresentados na figura 7.8.

Os históricos de ocorrência de quebras de grãos e de cimentação foram obtidos para cada ensaio, sendo mostrados na figura 7.9.

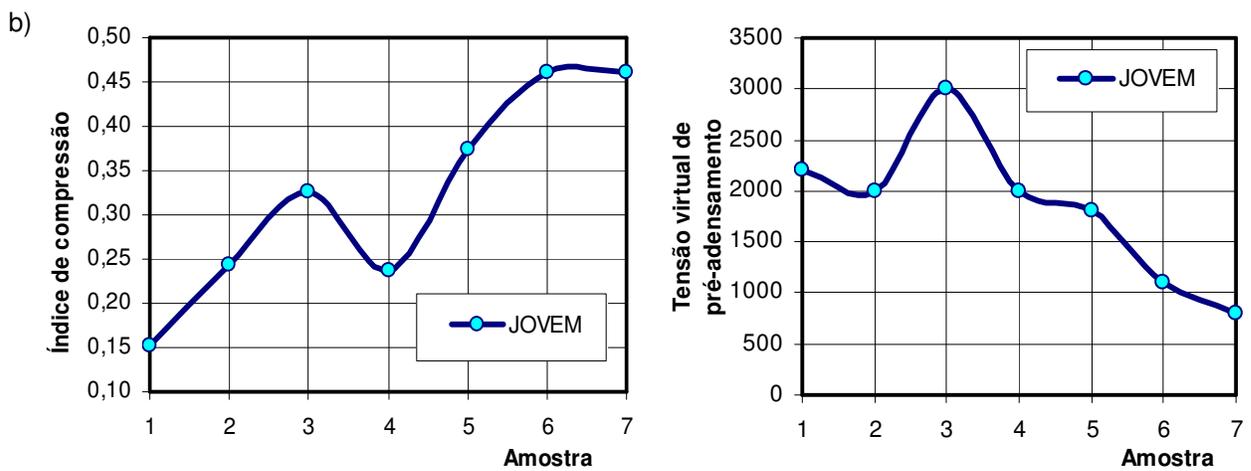
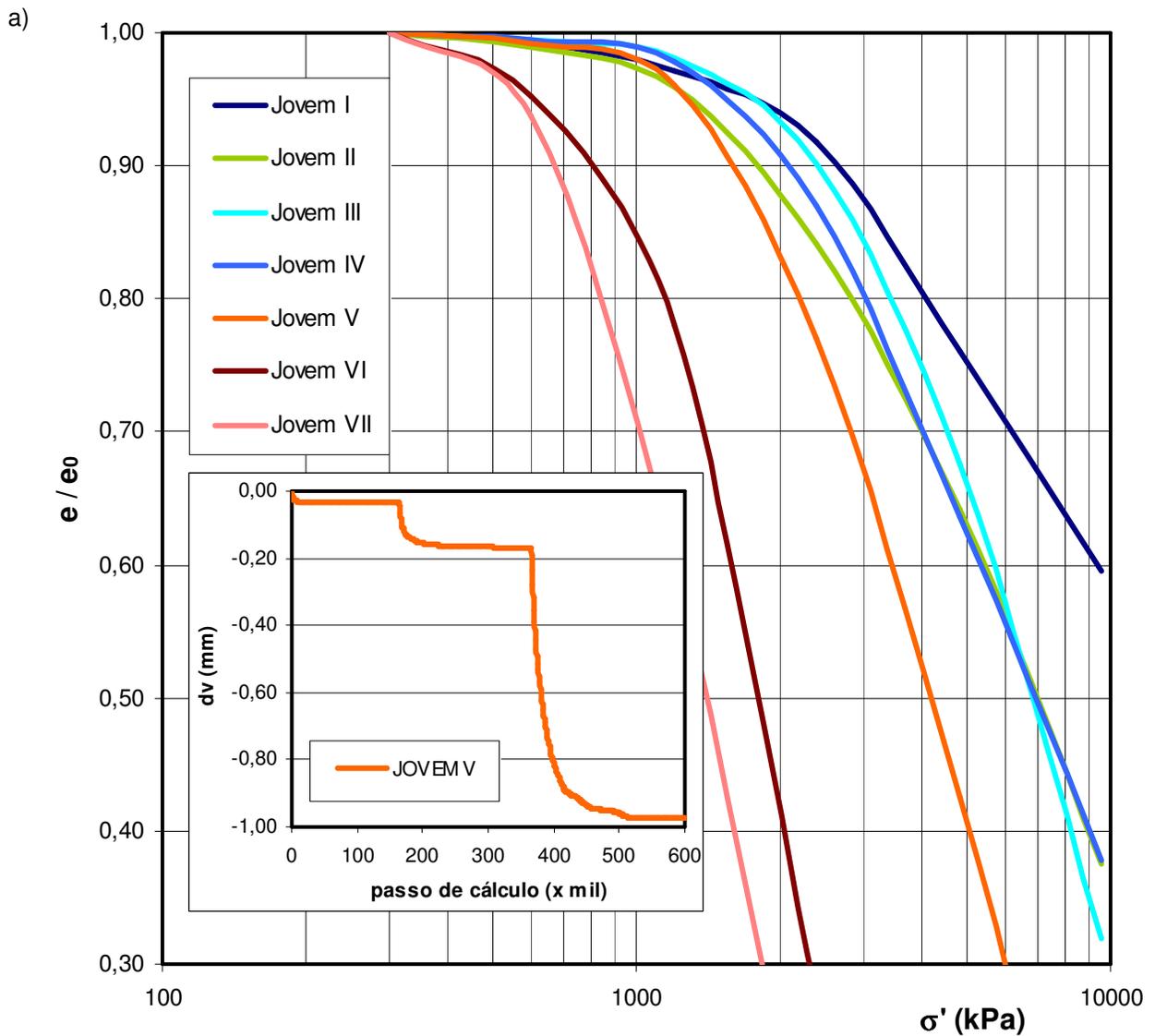


Figura 7.8: a) Curvas de adensamento normalizadas das amostras de solo residual jovem. Em detalhe a evolução no tempo da variação de altura da amostra “Jovem V”. b) Parâmetros de compressibilidade.

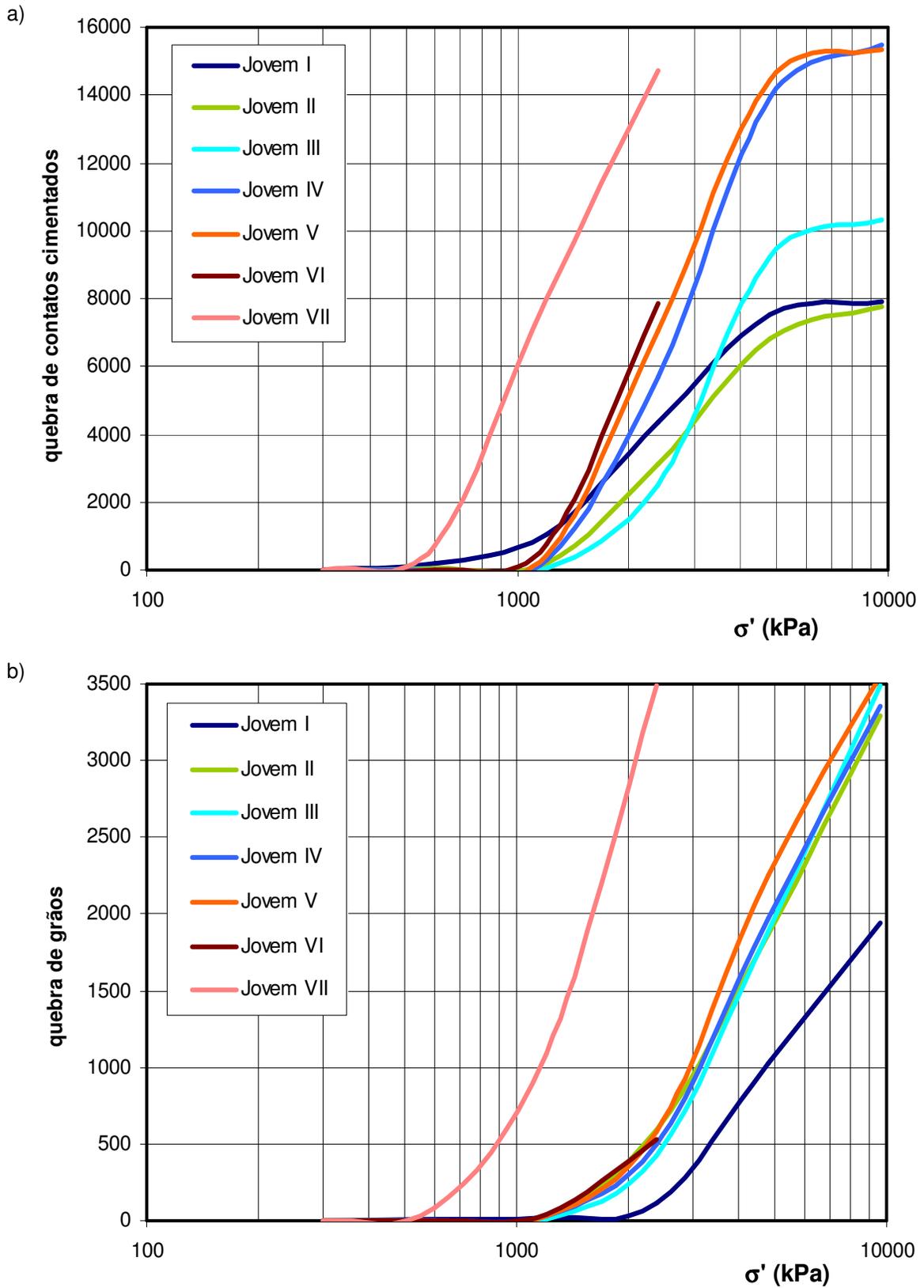


Figura 7.9: Histórico de quebras durante o ensaio edométrico em amostras de solo residual jovem: a) Quebra de cimentação; b) Quebra de grãos.

7.2.3. Ensaio de cisalhamento direto

Foram executados ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada fixada em 50kPa nas sete amostras de solo residual jovem, para uma tensão vertical de 300kPa em todos os casos.

A figura 7.10 mostra o aspecto da estrutura residual gerada de forma discreta, onde podem-se perceber a presença da matriz argilosa, os grãos susceptíveis de quebra, e os contatos cimentados.

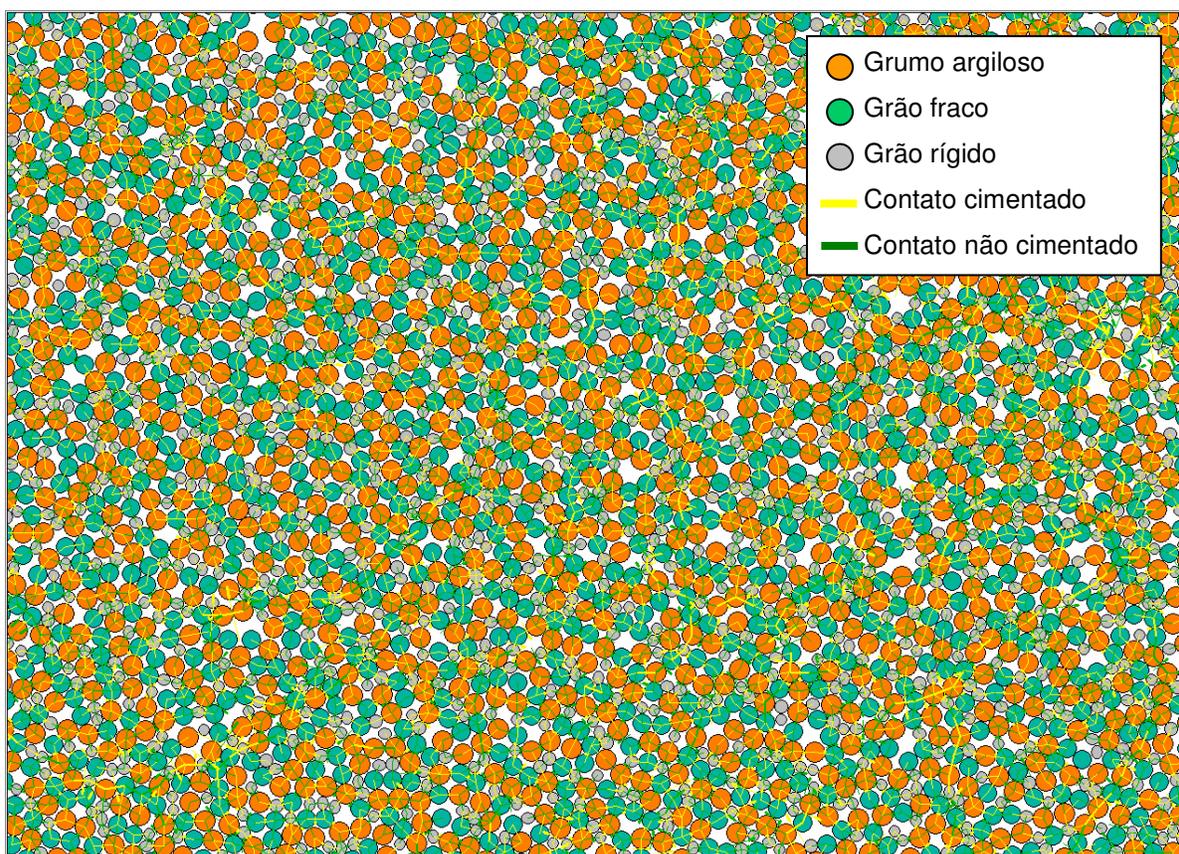


Figura 7.10: Detalhe de amostra discreta de solo residual jovem.

A figura 7.11 apresenta o histórico de ocorrência de quebras de contatos cimentados e quebra de grãos fracos durante os ensaios.

A figura 7.12 apresenta os resultados dos ensaios correspondentes às amostras N°1 e N°2. A figura 7.13 apresenta os resultados dos ensaios correspondentes às amostras N°3 e N°4. Finalmente, a figura 7.14 apresenta os resultados dos ensaios correspondentes às amostras N°5, N°6 e N°7.

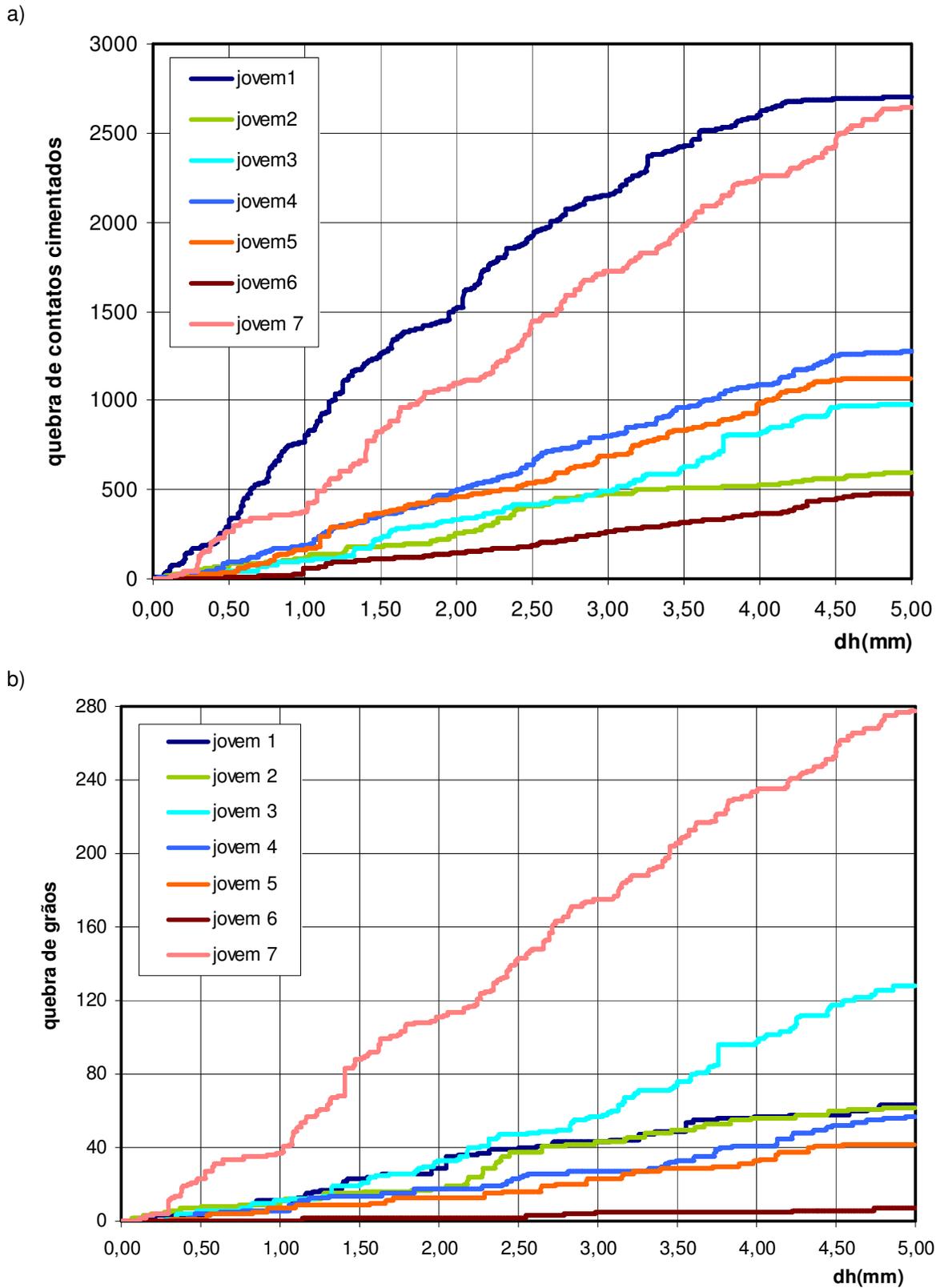


Figura 7.11: Histórico de quebras de cimentação e de grãos sob cisalhamento para as sete amostras de solo residual jovem.

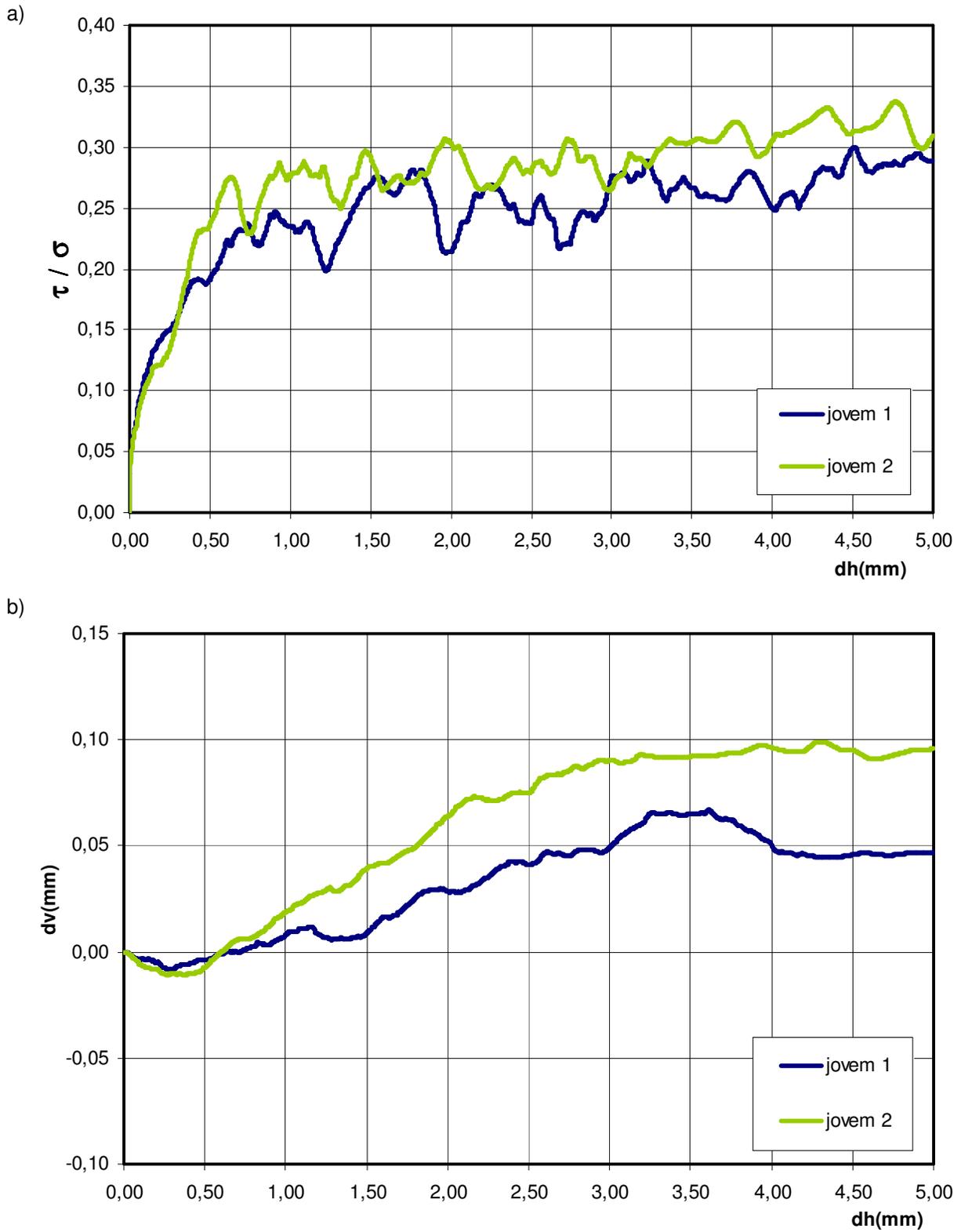


Figura 7.12: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra de solo residual jovem N°1 e N°2, para tensão vertical de 300kPa e sucção de 50kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

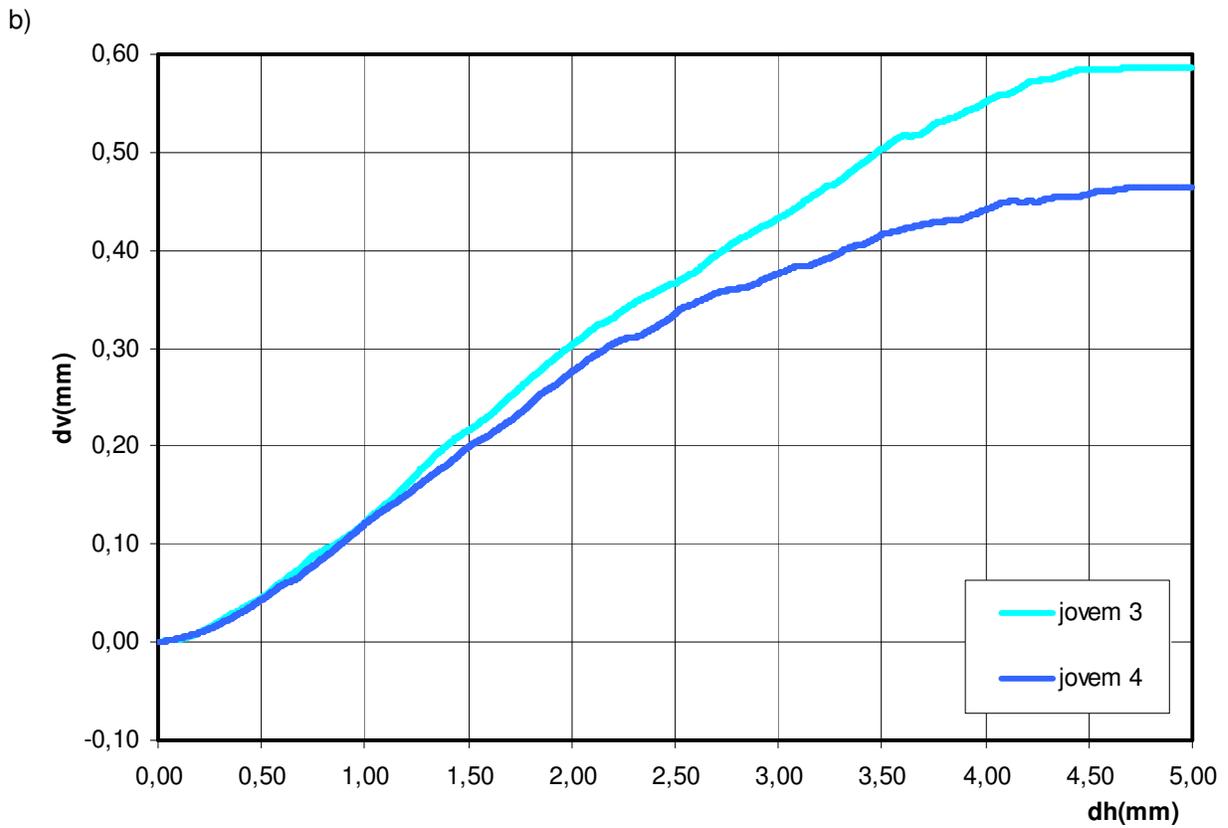
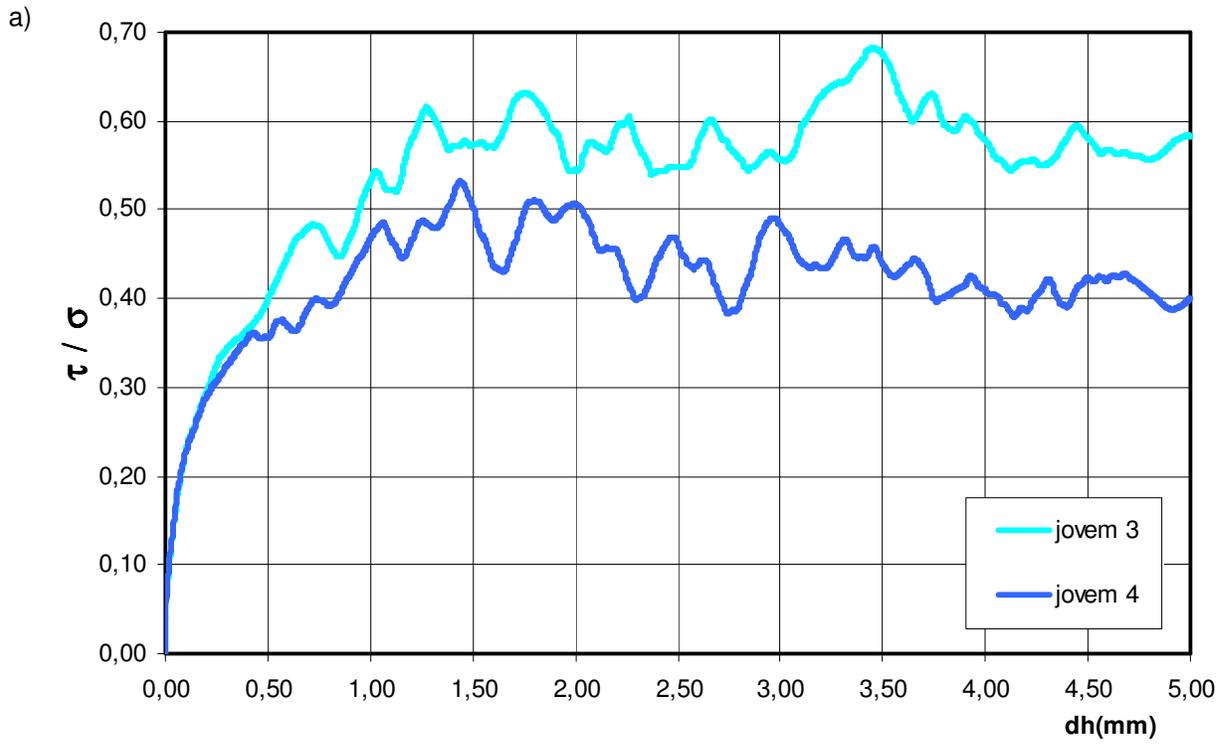


Figura 7.13: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra de solo residual jovem N°3 e N°4, para tensão vertical de 300kPa e sucção de 50kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

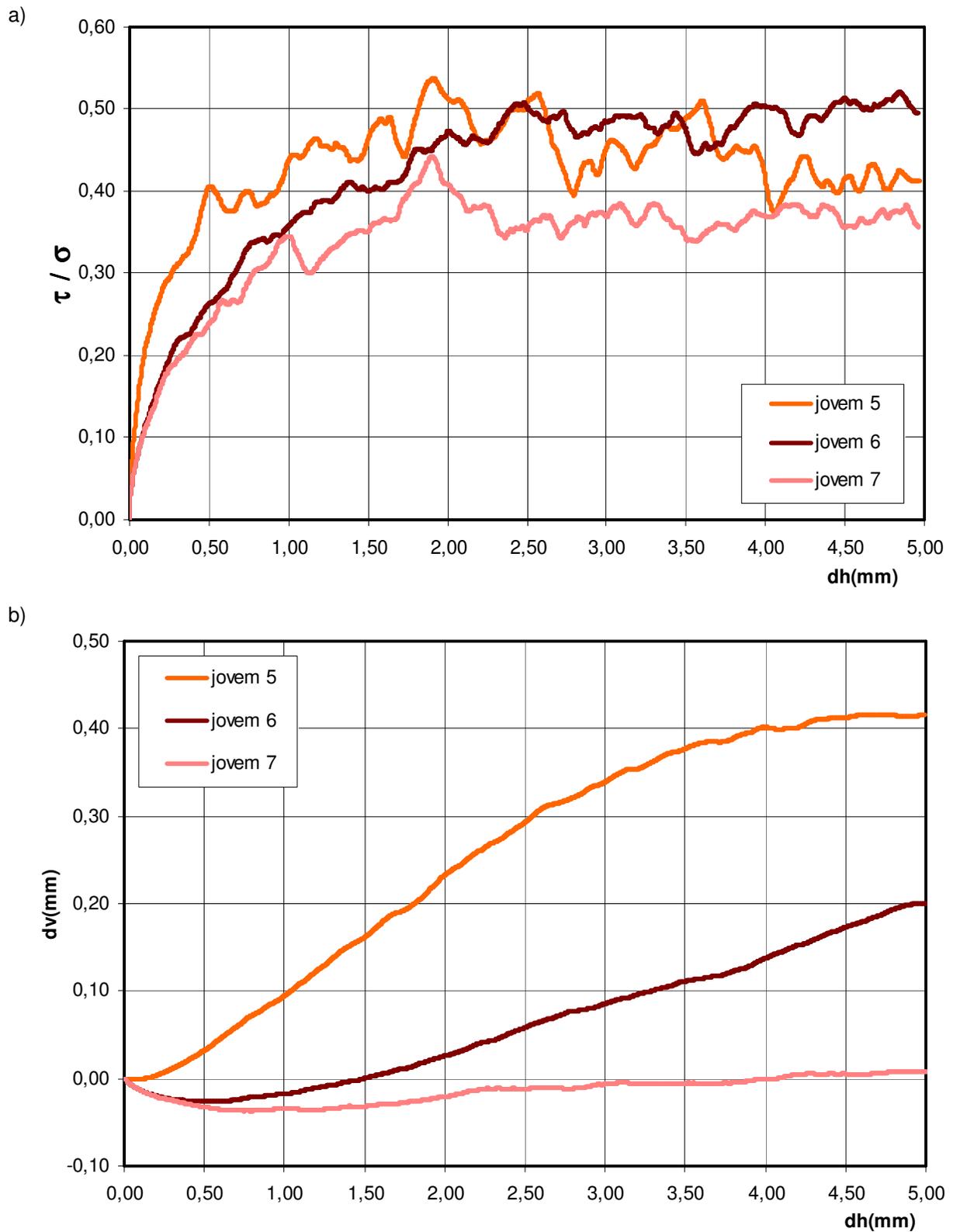


Figura 7.14: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra de solo residual jovem N°5, N°6 e N°7, para tensão vertical de 300kPa e sucção de 50kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

7.2.4. Análise dos resultados

- **Amostra N°1:**

Esta amostra simula um solo residual jovem com estrutura porosa, com cimentação fraca e pouco intensa, com grãos quebradiços mas de elevada resistência à quebra, e com a formação de uma insipiente matriz argilosa pouco compressível.

O resultado do ensaio edométrico mostrou um solo com baixa compressibilidade devido à escassa presença da matriz argilosa e à elevada resistência dos grãos quebradiços. A escassa presença de uma matriz argilosa, junto ao efeito da cimentação, induziram um elevado valor da tensão virtual de pré-adensamento.

O resultado do ensaio de cisalhamento direto mostrou um solo pouco resistente, com baixa rigidez inicial e levemente dilatante. A cimentação fraca e pouco intensa foi rapidamente destruída, pelo que não induziu um comportamento rígido elástico pré-pico, nem mesmo o pico de resistência. Apenas influenciou para estruturar levemente o solo e para, na ausência de uma matriz argilosa intensamente disseminada na amostra, produzir um comportamento volumétrico dilatante. Esta dilatação foi leve devido à elevada porosidade da amostra. A ocorrência de quebra de grãos foi escassa e teve pouca influência na resposta global.

- **Amostra N°2:**

Esta amostra simula um solo residual jovem com estrutura porosa, com cimentação pouco intensa mas com cimento mais resistente, com grãos quebradiços de resistência média à quebra, e com a presença de uma matriz argilosa pouco compressível.

O resultado do ensaio edométrico mostrou um solo mais compressível do que a amostra N°1, devido à maior presença da matriz argilosa e à menor resistência dos grãos quebradiços. Isto se viu refletido no aumento no valor do índice de compressão. A cimentação escassa mas de maior resistência teve um efeito menor, já que os efeitos da matriz argilosa e a maior ocorrência de quebras induziram um menor valor da tensão virtual de pré-adensamento.

Sob cisalhamento a cimentação de grãos da amostra, sendo mais resistente, foi pouco quebrada, com o qual tornou a massa de solo mais rija e com tendência dilatante. Isto, no entanto, foi atenuado pela presença intensa da matriz argilosa. Assim, esta amostra desenvolveu maior resistência ao cisalhamento e experimentou mais dilatação do que a amostra N^o1. Neste caso, e tal como aconteceu na amostra N^o1, a ocorrência de quebra de grãos foi escassa e pouco pesou na resposta global.

- **Amostra N^o3:**

Esta amostra simula um solo com estrutura porosa, com cimentação intensa e com cimento muito resistente, com grãos quebradiços de resistência média à quebra, e com a presença de uma matriz argilosa pouco compressível.

O resultado do ensaio edométrico mostrou o efeito da forte cimentação da amostra. Comparando com a amostra N^o2, a tensão virtual de pré-adensamento aumentou por causa da cimentação, que aumentou o patamar elástico no comportamento mecânico. Também aumentou consideravelmente o índice de compressão, pois a desestruturação sofrida pela quebra massiva da cimentação fez tender a curva de compressão para a curva de um solo não estruturado.

Sob cisalhamento, a forte cimentação controlou a resposta do solo. A rigidez inicial foi elevada, assim como a resistência ao cisalhamento, mas o pico de resistência foi atenuado por causa da elevada porosidade, a compressibilidade da matriz argilosa, e a ocorrência de quebras de contatos cimentados ao longo do ensaio. A ocorrência de quebra de grãos também contribuiu neste sentido. O comportamento volumétrico, por causa da cimentação e também pela quebra de grãos, foi marcadamente dilatante.

- **Amostra N^o4:**

Esta amostra simula um solo residual jovem com estrutura porosa, com cimentação intensa e com cimento de resistência média, com grãos quebradiços de resistência média à quebra, e com a presença de uma matriz argilosa pouco compressível. Trata-se da mesma amostra N^o3, mas com a resistência do cimento na metade do seu valor.

O comportamento no ensaio edométrico, comparado a amostra N^o3, mostrou uma diminuição considerável do índice de compressão e da tensão virtual de pré-adensamento. Isto deveu-se à menor resistência do cimento, pelo qual a ocorrência de quebras foi mais intensa, mas aconteceu gradativamente ao longo do ensaio.

No ensaio de cisalhamento direto, esta queda na resistência do agente cimentante não afetou a rigidez inicial, mas se viu refletida em uma menor resistência ao cisalhamento e na formação de um mais suave pico de resistência. O comportamento volumétrico também se viu afetado passando a ser menos dilatante que no caso da amostra N^o3.

- **Amostra N^o5:**

Esta amostra simula um solo com estrutura porosa, com cimentação intensa de um cimento resistente, com grãos quebradiços de resistência média à quebra, e com a presença de uma matriz argilosa compressível. Trata-se da mesma amostra N^o4, mas com maior compressibilidade na matriz argilosa.

O resultado do ensaio edométrico mostrou o efeito da maior compressibilidade na matriz argilosa. Assim, a tensão virtual de pré-adensamento foi menor, e o índice de compressão aumentou consideravelmente.

Sob cisalhamento, o aumento na compressibilidade da matriz argilosa tornou o comportamento volumétrico do solo menos dilatante, e diminuiu a ocorrência de quebras de contatos cimentados e de grãos, ao produzir um efeito equalizador das tensões que impede a concentração de tensões. A resistência ao cisalhamento não foi afetada de forma relevante, pois os efeitos da maior compressibilidade foram compensados pela menor ocorrência de quebras na cimentação.

- **Amostra N^o6:**

Esta amostra simula um solo residual jovem com estrutura porosa, com cimentação intensa de um cimento resistente, com grãos quebradiços de resistência média à quebra, e com a presença de uma matriz argilosa muito compressível. Trata-se da mesma amostra N^o5, mas com uma elevada compressibilidade na matriz argilosa.

O resultado do ensaio edométrico mostrou o efeito acentuado da maior compressibilidade na matriz argilosa. Isto confirmou a tendência mostrada pela amostra N^o5, pois diminuí a tensão virtual de pré-adensamento, e o índice de compressão aumentou consideravelmente.

Sob cisalhamento, o comportamento foi diferenciado. A matriz argilosa muito compressível afetou claramente o comportamento do solo, mais atuou conjuntamente com a cimentação de grãos, pois seu efeito equalizador de tensões inibiu a quebra de contatos cimentados e de grãos fracos. Desta forma, o solo experimentou uma perda considerável de rigidez inicial, o comportamento volumétrico foi inicialmente contrátil e não houve pico de resistência. No entanto, a cimentação não foi destruída, pelo que a resistência máxima experimentada foi maior do que na amostra N^o5, e a variação volumétrica passou suavemente de contrátil para dilatante.

- **Amostra N^o7:**

Esta amostra simula um solo residual jovem com estrutura porosa, com cimentação intensa de um cimento resistente, com grãos quebradiços de baixa resistência à quebra, e com a presença de uma matriz argilosa muito compressível. Trata-se da mesma amostra N^o6, mas com grãos quebradiços muito fracos.

O resultado do ensaio edométrico mostrou o impacto da baixa resistência dos grãos quebradiços. A ocorrência maciça de quebra de grãos para baixos estágios de carga provocou a quebra generalizada da cimentação. Comparado com o comportamento da amostra N^o6, este efeito não modificou o valor do índice de compressão, mas provocou uma queda no valor da tensão virtual de pré-adensamento.

No ensaio de cisalhamento direto, esta fraqueza dos grãos quebradiços provocou a ocorrência maciça de quebras, o que levou à desestruturação da massa de solo que induziu a ocorrência, também maciça, de quebra de contatos cimentados. Com desestruturação, a matriz argilosa controlou em maior parte a resposta do solo, com o que a resistência máxima atingida foi um pouco menor do que a experimentada pela amostra N^o6, ainda que com um pico de resistência. O comportamento volumétrico foi contrátil ao longo de todo o ensaio, já que a tendência dilatante que introduz a cimentação foi eliminada pela maciça ocorrência de quebras.

7.3. Simulação de solos residuais maduros

Para a simulação do comportamento mecânico de solos residuais maduros, foram geradas amostras discretas seguindo as características micro e macro-estruturais apontadas no capítulo 2. Estas amostras foram ensaiadas à compressão confinada e cisalhamento, e os resultados são em seguida apresentados e analisados.

7.3.1. Montagem das amostras

A montagem das amostras seguiu os seguintes critérios:

- Existência de uma matriz argilosa que controla o comportamento do solo conferindo-lhe características de solo mole;
- Estrutura porosa;
- Condição não saturada;
- Ausência de cimentação de grãos e de grãos susceptíveis à quebra;

A partir destes lineamentos foram geradas três amostras discretas utilizando as amostras fofa e muito fofa usadas para a validação do programa de análise. Em todos os casos a sucção aplicada foi de 50kPa, e não se incluíram os fenômenos de quebra de grãos e cimentação de grãos. Estas estão resumidas na tabela 7.2.

Tabela 7.2: Amostras discretas para a simulação de solos residuais maduros.

Tipo de solo	Compacidade de amostra	Cimentação de grãos		Matriz argilosa		Quebra de grãos		Sucção kPa	
		% contatos	Fc (N)	% grãos	Kv (grf/mm ³)	% grãos	Sc (N)		
MADURO	1	Muito Fofa	-	-	50,0	1,00E+04	-	-	50
	2	Fofa	-	-	50,0	1,00E+03	-	-	50
	3	Fofa	-	-	50,0	2,00E+03	-	-	50

A amostra N^o1 é do tipo muito fofo, onde metade dos grãos forma a matriz argilosa. As amostras N^o2 e N^o3 são do tipo fofo, onde metade dos grãos forma a matriz argilosa, com diferentes valores de compressibilidade dos grumos. A manipulação dos valores de compressibilidade dos grumos e o tipo de compacidade das amostras tem por objetivo assegurar o comportamento contrátil das amostras.

7.3.2. Ensaio edométrico

As três amostras de solo residual maduro foram ensaiadas a compressão sem deformação lateral por estágios de carga, a partir de uma tensão inicial de 300kPa, e duplicando a carga para cada novo estágio. Os resultados mostram-se na figura 7.15.

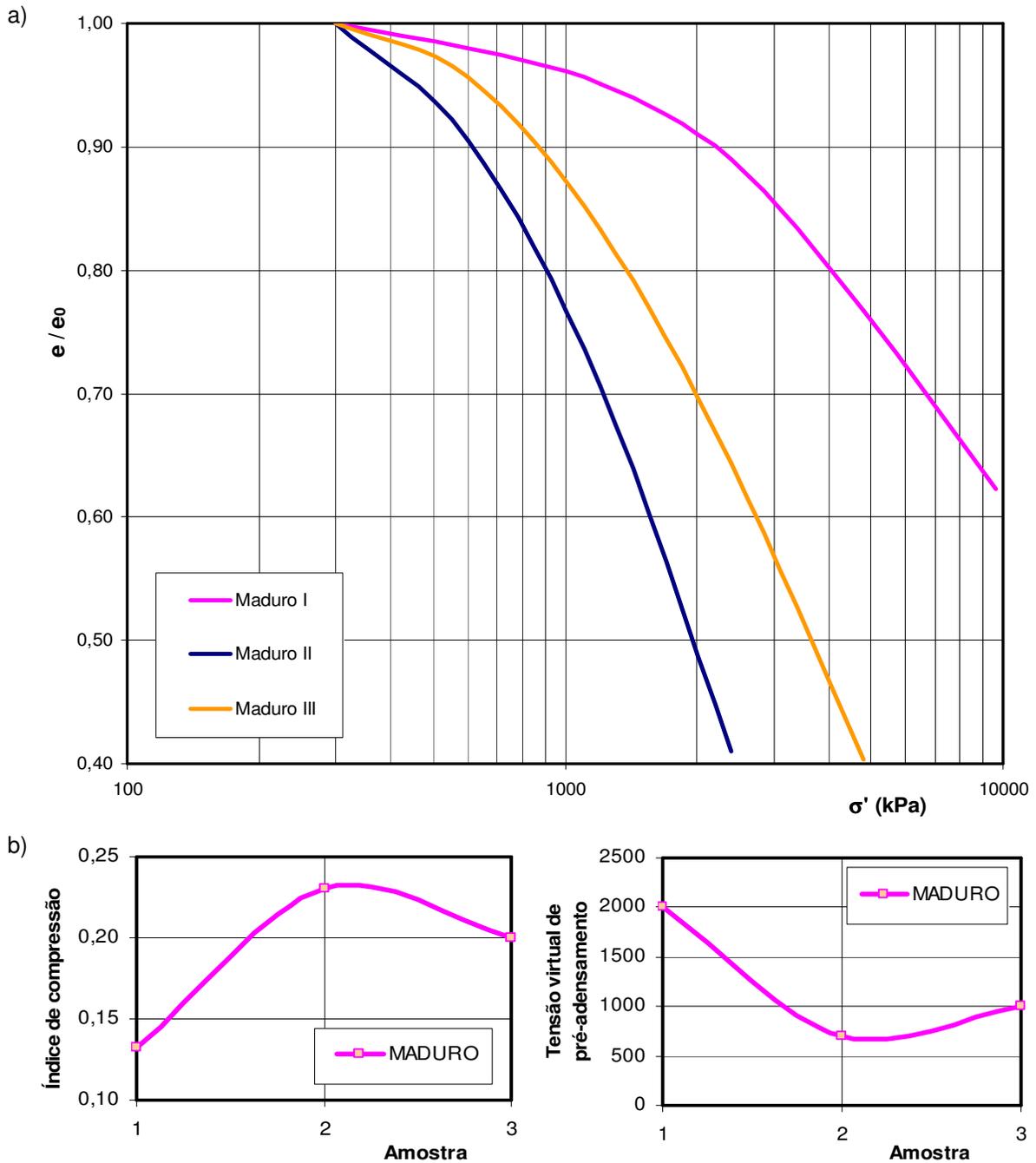


Figura 7.15: a) Curvas de adensamento normalizadas das amostras de solo residual maduro; b) Parâmetros de compressibilidade.

7.3.3. Ensaio de cisalhamento direto

Foram executados ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada nas três amostras de solo residual maduro montadas. O valor da sucção aplicada na base e topo da caixa foi fixado em 50kPa. A tensão vertical aplicada foi de 300kPa em todos os casos.

A figura 7.16 mostra o aspecto da estrutura de solo maduro gerada de forma discreta. Na mesma se pode perceber a presença ostensiva da matriz argilosa formada por grumos aleatoriamente distribuídos na amostra. O restante dos elementos discretos foi considerado como partícula rígida.

A figura 7.17 apresenta os resultados dos ensaios de cisalhamento direto executados nestas amostras.

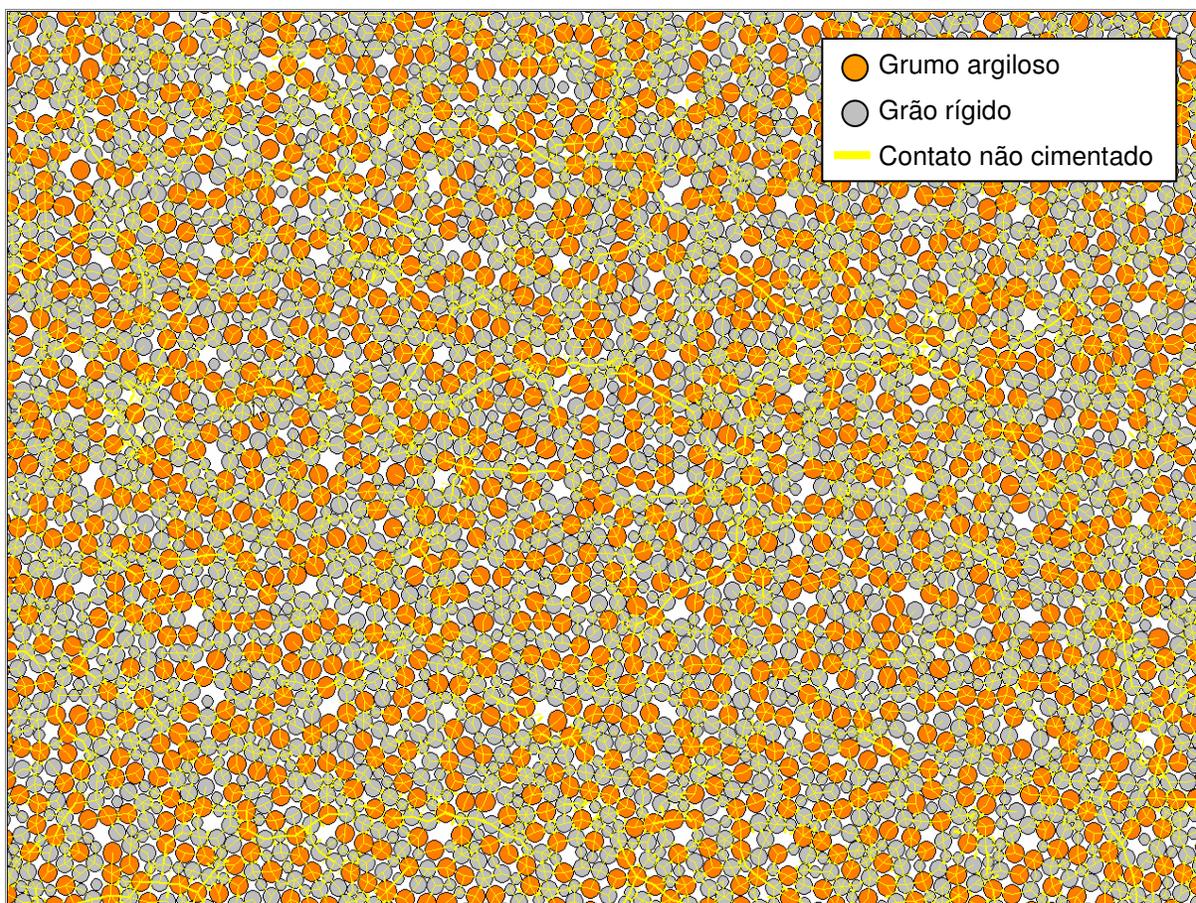


Figura 7.16: Detalhe de amostra de solo residual maduro.

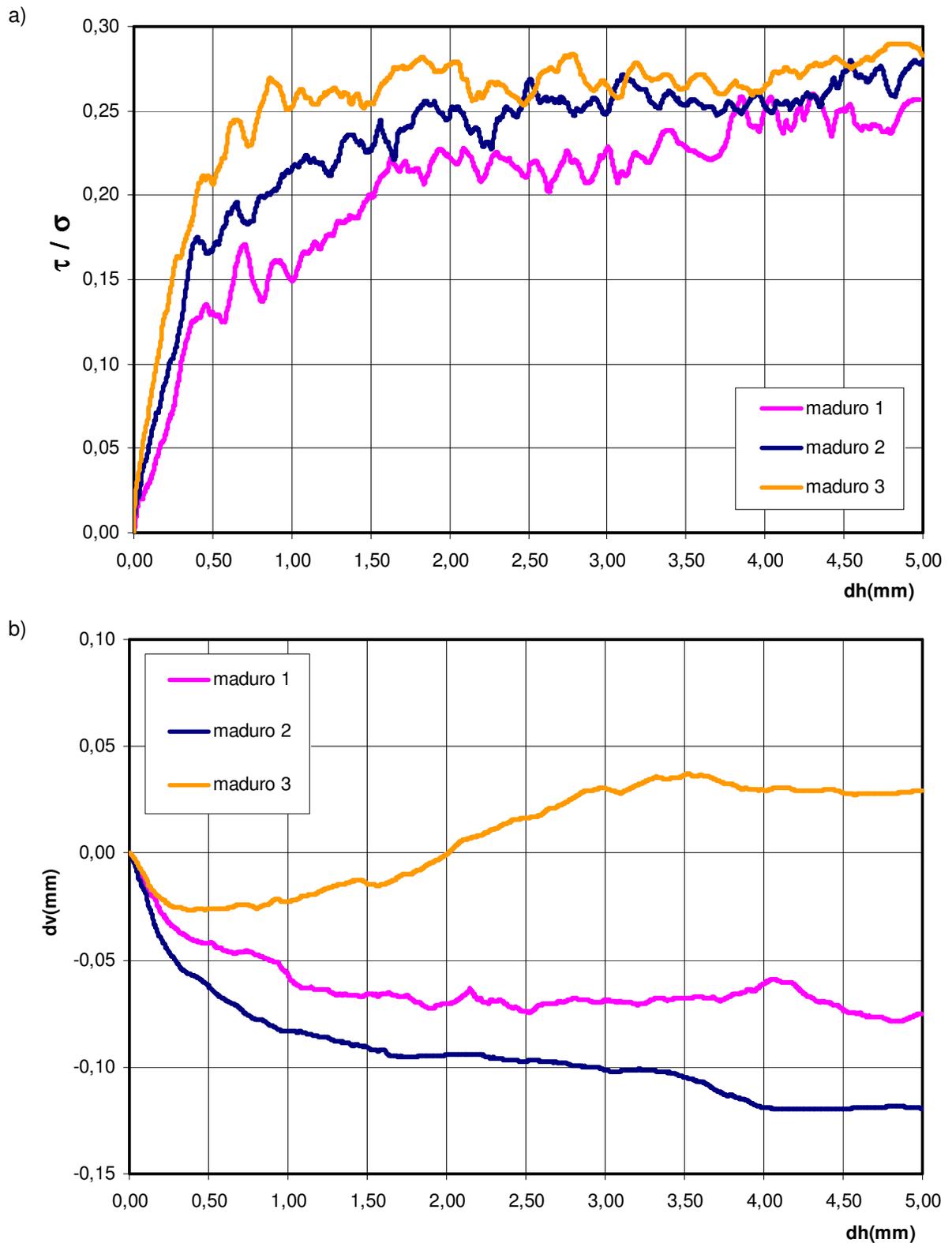


Figura 7.17: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra de solo residual maduro N°1, N°2 e N°3, para tensão vertical de 300kPa e sucção de 50kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

7.3.4. Análise dos resultados

- **Amostra N°1: Solo poroso argiloso (argila de baixa compressibilidade)**

Esta amostra simula um solo residual maduro e muito poroso. A matriz argilosa é de baixa compressibilidade. O resultado do ensaio edométrico mostrou um comportamento de solo moderadamente compressível por causa da estrutura porosa da amostra, combinada com uma matriz argilosa pouco compressível.

O resultado observado sob cisalhamento foi o de um solo pouco resistente e compressível, com comportamento volumétrico contrátil. A rigidez inicial foi baixa, assim como a resistência ao cisalhamento, a qual evolui suavemente na medida que o solo contrai, até se estabilizar no estado crítico.

- **Amostra N°2: Solo argiloso (argila de alta compressibilidade)**

Esta amostra simula um solo poroso e com uma matriz argilosa muito compressível. No ensaio edométrico o comportamento foi altamente compressível. Em comparação com a amostra N°1, aumentou sensivelmente o índice de compressão, e caiu consideravelmente o valor da tensão virtual de pré-adensamento.

O resultado observado sob cisalhamento foi o de um solo de baixa resistência e com comportamento contrátil, devido à compressibilidade da matriz argilosa. A rigidez inicial foi baixa, assim como resistência ao cisalhamento, a qual evoluiu suavemente sem ocorrência de qualquer pico. Comparando com a amostra N°1 (porosa com matriz argilosa pouco compressível), esta amostra, menos porosa e com uma matriz argilosa mais compressível, experimentou uma maior contração, e uma maior resistência ao cisalhamento por causa da sua estrutura mais compacta.

- **Amostra N°3: Solo argiloso (argila de compressibilidade média)**

Esta amostra simula um solo poroso e com uma matriz argilosa medianamente compressível. No ensaio edométrico, a curva situou-se entre as curvas das amostras N°1 e N°2, devido ao valor médio da compressibilidade dos grumos. Igualmente, os valores do índice de compressão e da tensão virtual de pré-adensamento situaram-se entre os valores respectivos das amostras N°1 e N°2.

No ensaio de cisalhamento direto, esta amostra se diferenciou das anteriores, pois seu comportamento volumétrico, inicialmente contrátil, tornou-se levemente dilatante. Isto foi provocado pela menor compressibilidade da matriz argilosa, em comparação com a amostra N^o2. Em consonância com este comportamento volumétrico, a rigidez inicial da amostra foi maior, e a resistência ao cisalhamento também cresceu, mas sem a formação de qualquer pico de resistência.

7.4. Conclusões

Neste capítulo se tentou modelar de forma discreta a resposta mecânica observada em alguns solos residuais jovens e maduros. Amostras discretas foram montadas a partir da inclusão dos fenômenos físicos estudados no capítulo 2, formulados e implementados no capítulo 4, e avaliados no capítulo 6. Esta inclusão dos fenômenos seguiu os critérios levantados no capítulo 2, sobre a intensidade da sua ocorrência no solo em função do grau de intemperismo. Desta forma, a quebra de grãos e a cimentação de grãos foram incluídas nas amostras jovens e não nas maduras. A matriz argilosa foi incluída levemente nas amostras jovens e maciçamente nas amostras maduras. Já a condição não saturada foi incluída em ambos casos. A compacidade das amostras refletiu a porosidade observada nas massas residuais, utilizando-se para isto as amostras fofa e muito fofa.

Os resultados obtidos com estas amostras mostraram uma coerência na resposta global, ao mesmo tempo que permitiram a visualização da influência que cada fenômeno presente imprimiu ao comportamento do solo, variando de acordo com a intensidade da sua presença na amostra e dos valores dados aos seus parâmetros.

As amostras jovens conseguiram reproduzir diversos tipos de solos residuais saprolíticos, com e sem resistência de pico, com variada rigidez inicial e comportamento volumétrico. Na amostra N^o7 conseguiu-se reproduzir um solo resistente, com pico de resistência, mas com comportamento volumétrico contrátil, que caracteriza o comportamento de alguns solos residuais jovens. As amostras maduras também conseguiram modelar o comportamento de solos residuais maduros, argilosos e porosos, de comportamento contrátil e baixa resistência.

8

Considerações finais

O presente trabalho abordou a questão da modelagem micro-mecânica discreta de solos residuais, constituindo uma nova linha de pesquisa na área da modelagem numérica aplicada a geotecnia. Esta linha de pesquisa é o ponto de encontro de outras três linhas de pesquisa de grande interesse no meio geotécnico, a saber:

- A pesquisa experimental dos solos não saturados em geral, e dos solos residuais em particular, que atingiu um importante nível de desenvolvimento teórico e experimental.
- A pesquisa sobre os modelos discretos e sua aplicabilidade aos meios geológicos e geotécnicos, de aparição mais recente e em plena etapa de desenvolvimento no meio acadêmico.
- A pesquisa sobre a análise micro-mecânica de solos, ainda em estado incipiente mais com um grande potencial de desenvolvimento.

Destas três, a pesquisa sobre solos não saturados e residuais foi tomada como alicerce conceitual, marco de referência teórico-metodológico e alvo. A pesquisa sobre modelagem discreta foi tomada como ferramenta e meio para atingir esse alvo. A pesquisa sobre análise micro-mecânica foi adotada como filosofia e estratégia para a junção das outras duas linhas de pesquisa.

Esta linha de pesquisa nasceu como resposta à busca por alternativas na hora de abordar o grande desafio de *modelar para compreender*, em vez de *modelar para ajustar*, o comportamento observado em solos não saturados e residuais. Após um tempo de consultas e procuras nos âmbitos da mecânica do contínuo e até no domínio da termodinâmica, as três peças – solos residuais, modelos discretos e análise micro-mecânica - se encaixaram, e deu-se início à pesquisa sobre a modelagem micro-mecânica discreta de solos residuais.

As conclusões deste trabalho são as respostas achadas para certas perguntas que foram norteando o desenvolvimento da pesquisa e marcando as etapas de avanço na investigação deste assunto. Estas perguntas e suas respostas são apresentadas seguidamente.

Pergunta 1: Quais as características que controlam a resposta mecânica dos solos residuais ?

O objetivo de partida da pesquisa foi o de compreender e modelar de forma numérica o comportamento mecânico dos solos residuais, levando em conta suas particularidades para incluí-las devidamente no modelo, isto é, sem obviá-las, nem simplificá-las, e sem incorporá-las via ajustes de curvas experimentais que carecessem de generalidade.

Tratava-se, em fim, de incluir as características através dos fenômenos físicos que as produzem, e não através dos seus efeitos medidos em certos ensaios laboratoriais. Para isto se fazia necessário responder a pergunta: Quais as características? Quais os fenômenos?

A revisão bibliográfica dos trabalhos e publicações da linha de pesquisa sobre solos não saturados e residuais apontou claramente que as características de resistência, compressibilidade e deformabilidade dos solos residuais associam-se a diversos aspectos de *constituição* e *estado* presentes na sua massa, cujas influências se vinculam para dar uma resposta global. A gênese e os diversos processos formativos destes solos são os que moldam estes aspectos.

Entre os aspectos constitutivos se incluem:

- A *estrutura residual*, em termos de fábrica, cimentação de grãos e matriz argilosa, materializando estes uma macro e uma micro-estrutura para o solo.
- A *anisotropia* da massa de solo, em virtude da sua estrutura reliquiar.
- A *resistência dos grãos* constituintes, especialmente dos grãos fracos, produto dos processos de alteração em andamento no solo.

Os aspectos de estado incluem:

- a *compacidade* do solo, em virtude da perda de massa derivada da ação de certos processos intempéricos.
- *grau de saturação* existente na massa de solo.
- *grau de alteração* do solo, que indica o estágio em que se acha o solo dentro da dinâmica do intemperismo.

Estas foram as principais características levantadas, a partir das quais se originou a pergunta seguinte.

Pergunta 2: Qual o método de modelagem mais adequado para modelar o solo residual incluindo estas características ?

Uma vez em posse do conhecimento teórico-experimental dos fenômenos envolvidos no comportamento mecânico dos solos residuais, o objetivo centrou-se em adotar um método de modelagem numérica a partir do qual desenvolver uma ferramenta de simulação que incluí-se estes fenômenos. Para isso se fez necessário responder às questões: Qual método? Quais hipóteses? Qual abordagem?

A revisão bibliográfica sobre o assunto mostrou a existência de dois caminhos bem diferenciados para a modelagem de problemas geotécnicos:

- *A modelagem do contínuo*, baseada na concepção do solo como meio contínuo e no alicerce teórico da mecânica do contínuo;
- *A modelagem discreta*, baseada na concepção do solo como meio particulado e no fundamento da mecânica clássica.

Os modelos baseados na mecânica do contínuo, importados da mecânica aplicada aos metais, constituem as principais ferramentas hoje disponíveis para a modelagem de solos. A inclusão de alguns aspectos comportamentais próprios dos solos nestes modelos é feita basicamente por ajuste de curvas de resultados experimentais. Tratam-se de modelos que tentam ajustar os efeitos, mas não modelam os fenômenos que os produzem.

A decisão desta pesquisa em modelar os fenômenos, e não os efeitos, levou a questionar a escala de modelagem, já que os fenômenos característicos dos solos residuais acontecem no nível das partículas. Neste ponto, a análise micro-mecânica aparece, em oposição à análise mecânica (ou macro-mecânica), como a alternativa a utilizar a fim de modelar os fenômenos na escala em que eles acontecem.

Com este cenário os métodos discretos cobram especial interesse. Pois os modelos micro-mecânicos contínuos precisam de funções de homogeneização impostas para levar a formulação desenvolvida da escala micro para a macro. Já os modelos discretos não tem qualquer necessidade de troca de escalas, pois eles naturalmente são modelos da micro-escala, desde que modelam o solo na escala das partículas através dos elementos discretos. Por tal motivo, a análise micro-mecânica via elementos discretos foi o método escolhido para a modelagem.

Pergunta 3: Quais as formulações para descrever estas características e de que maneira estas podem ser incluídas num programa de modelagem discreta ?

A inclusão dos fenômenos presentes em solos residuais no modelo de elementos discretos pressupõe a formulação matemática dos fenômenos levando em conta sua adaptação às condições geométricas do meio discreto. Assim, se julgou necessário a formulação e implementação de:

- Um elemento discreto que comporte um grumo argiloso;
- Um elemento discreto que comporte um grão fraco e quebradiço;
- Um contato que comporte uma cimentação de grãos;
- Um contato que comporte uma ligação rochosa;
- Uma rede de fluxo que comporte a condição não saturada.

O *elemento grumo* foi idealizado a partir da geometria de disco 2D imposta pelo elemento discreto, segundo a teoria de adensamento de Terzaghi aplicada à geometria do elemento, assumindo a hipóteses de saturação e comportamento elástico. O desenvolvimento da formulação do adensamento radial do grumo forneceu umas expressões para a variação de volume do grumo e o volume de água trocado com o meio. A condição de contorno do grumo também foi tratada, propondo uma formulação para a obtenção de um carregamento equivalente a partir das forças e sucções atuantes no seu entorno.

O *elemento fraco* foi idealizado a partir da análise experimental de quebra de grãos, que apontou o mecanismo de quebra utilizado no ensaio brasileiro de tração por compressão diametral como o mais adequado para a modelagem da quebra. Para isto foi proposta uma formulação para a obtenção das forças resultantes atuantes nos elementos fracos, com as quais poder calcular as trações induzidas nestes elementos e checar se o critério de quebra foi ou não ultrapassado. A quebra em duas partes foi simulada pela inclusão de dois novos elementos no lugar do antigo, os quais conservam a massa deste.

O *contato cimentado* foi idealizado a partir das características pontual e fraca da cimentação que acontece entre grãos de solo pela ação de diversos tipos de agentes. Este fenômeno de atração entre grãos foi formulado por uma ligação que se

opõe aos deslocamentos relativos entre elementos discretos, nas direções normal (resistência à tração) e tangencial (resistência ao cisalhamento). Por ser uma ligação pontual e fraca, a mesma não resiste rotações relativas entre elementos. Esta ligação pode ser destruída caso as forças atuantes ultrapassem a resistência dada ao cimento.

O *contato rochoso* foi idealizado como uma ligação forte entre elementos, tal que se opõe aos movimentos relativos nos três graus de liberdade. O modelo de viga rígida de conexão foi adotado para formular os esforços resistentes da ligação (normal, cisalhante e momento), que são comparados com os esforços limite dados pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb para rochas. Quando os esforços ultrapassam a resistência máxima acontece a ruptura da ligação.

A *rede de fluxo não saturado* foi idealizada a partir de uma rede geométrica obtida do modelo discreto e composta dos elementos discretos e suas conectividades (contatos) com outros elementos. Todo contato entre elementos é o espaço geométrico em torno do qual se idealiza a entidade menisco, à qual associa-se um volume de água formando uma geometria específica de menisco, da qual se pode calcular a correspondente sucção. Esta sucção se equilibra com uma força capilar em cada contato, que atrai os elementos em questão. Já a rede de conectividade permite estipular uma taxa de fluxo entre meniscos, controlada pela geometria dos meniscos e pelo gradiente de sucção entre eles. Esta rede de fluxo interage também com os elementos grumos, constituindo para estes a condição de contorno em termos de sucção e trocando água em função do gradiente de sucção entre o grumo e os meniscos. Cabe destacar que se trata de uma rede dinâmica, em constante mudança e adaptação em resposta às mudanças na disposição geométrica dos elementos, o que trai atrelada destruição e criação de meniscos.

Todas estas implementações foram incluídas no passo de cálculo do programa de elementos discretos, que assumiu a característica de acoplado ao vincular o cálculo mecânico com o cálculo de fluxo. O acoplamento se dá nas duas direções: o cálculo mecânico modifica a geometria do modelo e assim a rede de fluxo, e o cálculo de fluxo modifica as forças capilares que afetam o equilíbrio mecânico.

Pergunta 4: Qual a capacidade do programa de modelagem discreta para representar a resposta mecânica de solos ?

Antes de começar com a pesquisa sobre a influência destes fenômenos estudados e implementados na resposta mecânica dos solos residuais, se fez necessário enfrentar uma questão fundamental: Podem efetivamente os modelos discretos modelar solos? Quais suas limitações?

O primeiro passo foi a calibração do modelo, isto é, dos seus parâmetros. Para isto adotou-se o ensaio de cisalhamento direto como referencial para a calibração dos parâmetros de rigidez e amortecimento do modelo constitutivo dinâmico do contato (tipo mola-amortecedor). Também foi necessária a calibração das massas dos elementos parede que materializam a caixa de cisalhamento.

Outras questões relacionadas com o ensaio foram analisadas, dado a sua influência sobre a resposta do modelo: A distribuição de tamanhos da amostra discreta e a relação de tamanhos grão/caixa, a compactação das amostras, a separação das partes da caixa, e a parte da caixa que desloca.

Após a calibração foi feita a validação do modelo discreto, cujo objetivo foi testar a capacidade do modelo de reproduzir o comportamento básico de solos granulares: o mecanismo de atrito, a influência do confinamento na resistência, a evolução da resistência com o deslocamento, com valores pico e residual, a influência da compactação da amostra na resistência, o comportamento volumétrico e os efeitos de contração e dilatação.

Os resultados obtidos na validação mostraram coerência e harmonia, o que deixa de manifesto que o modelo está simulando corretamente o comportamento de solos granulares. Não entanto, a limitação geométrica de representar os grãos de solo apenas por discos e a pouca variedade de tamanhos induziram a uma discrepância no valor do ângulo de atrito obtido. Estas mesmas limitações, junto com as características do cálculo dinâmico, induziram a formação de amostras mais densas e dilatantes do desejável.

Portanto, o modelo discreto se mostrou potente para a simulação do comportamento mecânico de solos, ainda que melhorias podem ser incluídas na representação dos grãos de solo para diminuir as discrepâncias observadas.

Pergunta 5: Qual o efeito isolado de cada uma destas características na resposta mecânica de solos a partir da modelagem discreta ?

Uma vez em posse do modelo calibrado e validado, a pesquisa se centrou na análise de cada fenômeno formulado e implementado no modelo discreto de forma separada. A pergunta a ser respondida era: Qual o efeito destes fenômenos no solo? Como afetam sua compressibilidade, rigidez, resistência ao cisalhamento e comportamento volumétrico?

Para este estudo foram feitas simulações de ensaios de compressão edométrica e cisalhamento direto em amostras densas, muito densas, fofas e muito fofas, onde cada fenômeno implementado foi testado isoladamente.

- O estudo da *quebra de grãos* mostrou que:
 - A quebra de grãos induziu um aumento na compressibilidade e uma queda na tensão de virtual pré-adensamento do solo;
 - A intensidade de quebra sob cisalhamento acontece em função da magnitude da tensão vertical aplicada;
 - Estruturas abertas, onde os grãos têm um menor número de contatos, favorecem a quebra;
 - Em amostras fofas a quebra induz um colapso da estrutura e portanto leva a uma contração volumétrica adicional. Já em amostras densas a quebra está associada ao rearranjo das partículas, o que provoca uma dilatância adicional;
 - A quebra induz a uma envoltória de resistência não linear. A curvatura torna-se maior quanto menor seja a resistência dos grãos fracos, ou seja, quanto maior seja o número de quebras na amostra;
 - A taxa de quebras cresce exponencial com a tensão vertical aplicada, por isso para baixas tensões verticais há um ganho na resistência, mas para tensões elevadas há uma perda de resistência;
- O estudo da *cimentação de grãos* mostrou que:
 - A cimentação induz um acréscimo na tensão virtual de pré-adensamento que cresce de forma linear com a porcentagem de contatos cimentados;
 - A tensão virtual de pré-adensamento cresce com a resistência do cimento, mas não de forma linear e sim hiperbólica;

- O índice de compressão cresce linearmente com a porcentagem de contatos cimentados, pois a quebra maciça das ligações provoca um amolecimento abrupto no solo;
- As quebras de contatos cimentados sob cisalhamento ocorrem principalmente nos primeiros estágios do cisalhamento;
- A cimentação de grãos fornece ao solo uma maior rigidez inicial ao cisalhamento, cuja magnitude está associada à resistência do cimento;
- A cimentação de grãos induz um comportamento elástico até um pico definido de resistência;
- A quebra da cimentação ao atingir o pico é do tipo frágil, ao que segue uma queda abrupta na resistência ao cisalhamento;
- A cimentação de grãos provoca um maior comportamento dilatante em amostras densas. Em amostras fofas provoca dilatação ou contração em função da tensão vertical aplicada;
- A envoltória de pico dos solos cimentados é do tipo coesiva;
- A envoltórias tendem para a linha de estado crítico para elevados confinamentos, quando a cimentação é maciçamente destruída;
- O estudo da *forma dos grãos* mostrou que:
 - O fator de forma (afastamento da forma circular) induz um leve aumento na tensão virtual de pré-adensamento e o índice de compressão do solo;
 - O fator de forma induz um enrijecimento leve do solo;
 - O fator de forma provoca em um acréscimo da resistência de pico ao cisalhamento e uma maior tendência dilatante no solo. O efeito é mais marcante nas amostras densas;
- O estudo da *matriz argilosa* mostrou que:
 - A compressibilidade do solo cresce com a presença de uma matriz argilosa;
 - O aumento da compressibilidade depende da rigidez dos grumos argilosos;
 - A tensão de pré-adensamento cresce com a rigidez dos grumos argilosos;
 - A expansão de solos argilosos ativos sob umedecimento é do tipo hiperbólico no tempo, e sua magnitude é inversamente proporcional à tensão vertical aplicada;

- A matriz argilosa induz uma perda na rigidez inicial sob cisalhamento assim como uma perda de resistência máxima, a qual é alcançada para grandes deslocamentos;
- As deformações volumétricas do solo argiloso variam de francamente contrativas para dilatantes em função da rigidez da matriz argilosa;
- A deformabilidade da matriz argilosa impede o acúmulo de tensões em pontos rígidos, o que inibe a formação de um pico de resistência;
- O estudo da *condição não saturada* mostrou que:
 - A condição não saturada diminui a compressibilidade do solo com a sucção, pela resistência que exercem os meniscos ao movimento relativo dos grãos;
 - A condição não saturada induz um acréscimo na tensão virtual de pré-adensamento com a sucção motivado pela rigidez adicional fornecida pelos meniscos de água;
 - A sucção produz uma maior rigidez no solo contra o cisalhamento;
 - A resistência ao cisalhamento cresce com a sucção seguindo uma lei hiperbólica;
 - A sucção produz uma maior tendência dilatante no solo, especialmente em amostras densas;
 - Os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb c' e ϕ' crescem hiperbolicamente com a sucção, e o ângulo ϕ_b decresce abruptamente com a sucção até valores próximos de zero;
 - A envoltória do solo não saturado é não linear;
- O estudo da *condição não saturada* junto com a *matriz argilosa* mostrou que:
 - A compressibilidade do solo argiloso não saturado é governada pela não saturação para baixas tensões, e a matriz argilosa passa a controlá-la na medida que as tensões aumentam;
 - A matriz argilosa suaviza os ganhos na resistência e rigidez provocados pela sucção aplicada;
 - A matriz argilosa suaviza os a tendência dilatante provocada pela sucção aplicada;

Pergunta 6: Qual o efeito da combinação destas características na resposta mecânica de solos residuais a partir da modelagem discreta ?

Para completar a pesquisa foram estudados estes fenômenos de forma combinada, a fim de responder as perguntas: Qual o efeito combinado destes fenômenos? Qual a influência de um efeito sobre os outros? A combinação destes efeitos reproduz a resposta dos solos residuais?

Para encarar esta última etapa da pesquisa foi feito o levantamento do comportamento laboratorial observado em solos residuais, os quais se classificaram em dois grandes grupos: os solos residuais jovens e os maduros.

A simulação destes comportamentos observados se deu a partir da montagem de amostras segundo a combinação criteriosa dos diferentes fenômenos antes estudados.

- Sobre os *solos residuais jovens* a pesquisa mostrou:
 - Dadas as características porosas destes solos, a elevada rigidez inicial, a tendência dilatante e o comportamento de pico na resistência, quando existente, deve-se a presença de cimentação de grãos. A intensidade deste efeito depende da intensidade da cimentação e da resistência do cimento;
 - A cimentação de grãos induz uma maior quebra de grãos;
 - A matriz argilosa tende a inibir a quebra da cimentação e dos grãos fracos;
 - A matriz argilosa torna o solo mais compressível;
 - A presença de grãos muito fracos fomenta a desestruturação do solo e a quebra maciça da cimentação. Isto induz um pico de resistência seguido de amolecimento devido a desestruturação. A presença de uma matriz argilosa neste solo poroso faz com que este comportamento se dê combinado com uma contração volumétrica, fato característico de alguns solos residuais.
- Sobre os *solos residuais maduros* a pesquisa mostrou:
 - A condição não saturada conjuntamente com a matriz argilosa controlam o comportamento do solo.
 - A elevada porosidade e a matriz argilosa pouco rija conferem ao solo comportamento contrátil;
 - A resistência é baixa e não há pico de resistência.

Pergunta 7: Quais os caminhos para dar continuidade a esta nova linha de pesquisa ?

O presente trabalho tem aberto uma nova trilha para a pesquisa do comportamento de solos empregando a análise micro-mecânica discreta. Sem dúvidas os assuntos abordados não foram esgotados, mas brevemente analisados, existindo ainda um vasto campo para o aprofundamento e extensão da investigação. A seguir apontam-se alguns tópicos que surgem como destacados para serem abordados em pesquisas posteriores sobre o tema.

- *Representação dos grãos.* A limitação da representação feita apenas por discos tem sido apontada como principal causal das discrepâncias entre modelo e realidade no que se refere ao valor do ângulo de atrito. A inclusão de elementos com novas geometrias é um passo vital para melhorar este aspecto. Isto, porém, não deveria atender conta a eficiência computacional do programa.

- *Algoritmo de cálculo numérico.* O algoritmo de relaxação dinâmica deve ser analisado e otimizado, especialmente no cálculo do amortecimento a fim de minimizar o sub-amortecimento.

- *Eficiência do programa.* As rotinas de gerenciamento dos contatos e o acesso aos dados devem ser otimizados, a fim de tornar o cálculo mais rápido.

- *Geração dos domínios.* A geração dos domínios para análise deve ser otimizada mediante a inclusão de métodos de população de domínios mais eficientes.

- *Campanha de ensaios.* A campanha de ensaios pode ser aprofundada, inclusive incluindo outros ensaios como o triaxial, para o qual seria necessário implementar um elemento parede especial para a simulação da membrana flexível;

- *Modelagem 3D.* O programa pode ser estendido para a modelagem 3D, o que acrescentaria sua capacidade de modelagem. Todos os fenômenos implementados para o caso 2D podem ser estendidos para o caso 3D sem maiores dificuldades. O ponto mais trabalhoso seria a troca de sistema gráfico do programa aplicativo, a fim de conseguir a visualização 3D dos modelos discretos.

- *Simulação de problemas geotécnicos.* As mais variadas aplicações podem ser feitas para o estudo de problemas geotécnicos. A limitação está relacionada com os tempos envolvidos nas análises.

Referências bibliográficas

ALEIXO, M. S., **Comportamento tensão-deformação de solos residuais no equipamento triaxial**. Dissertação de mestrado. Dpto. Eng. Civil, PUC-Rio, 1998.

ALONSO, E. E.; GENS, A.; JOSA, A. A constitutive model for partially saturated soils. **Geotechnique**, V 40, No. 3, 1990, pp 405-430.

ALONSO, E. E., GENS, A. & YUK GEHLING, W. Y. Elastoplastic model for unsaturated expansive soils. **Numerical Methods in Geotechnical Engineering**, Smith (ed), Balkema: Rotterdam, 1994.

ALONSO, E. E.; JOSA, A.; GENS, A., Modelling tile Behavior of Compacted Soils upon Wetting. Marsal Volume, Mexico, 1992.

ARNOLD, M., The genesis, mineralogy and identification of expansive soils. **Proc. 5th Int. Conf. on Expansive Soils**, Adelaide, Australia, 1984, pp 32-36.

BARKSDALE, R.D. & BLIGHT, G.E., Compressibility and settlement of residual soils. In **Mechanics of Residual Soils**. Blight (ed)., Rotterdam: Balkema, 1997. Chapter 8, pp 95-153.

BLIGHT, G. E., Origin and formation of residual soils. In **Mechanics of Residual Soils**. Blight (ed)., Rotterdam: Balkema, 1997. Chapter 1, pp 1-15.

BOLTON, M.D., **The Role of Micro-Mechanics in Soil Mechanics**, CUED/D-Soils/TR313, Cambridge University, September 2000, 24p.

BOLTON, M.D. & CHENG, Y.P., **Micro-Geomechanics**, CUED/D-Soils/TR323, Cambridge University, August 2002, 12p.

BOWEN, N.L., **The evolution of the igneous rocks**. New York: Dover, 1928.

BRENNER, R. P., GARGA, V.K., BLIGHT, G.E., Shear Strength Behavior and Measurement of shear Strength in Residual Soils. In **Mechanics of Residual Soils**. Blight (ed)., Rotterdam: Balkema, 1997. Chapter 9, pp 155-220.

BRINK, A.B.A. & KANTEY, B.A., Collapsible grain structure in residual granite soils in Southern Africa. **Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. & Found. Eng.**, Paris, 1961, V. 1, pp 611-614.

BRZESOWSKY,R. Micromechanics of sand grain failure and sand compaction. **Geologica Ultraiectina**, Universiteit Utrecht, Nederlands. No 133, 1995.

BURLAND, J.B., On the compressibility and shear strength of natural clays. **Géotechnique**, V. 40, No. 3, 1990, pp 327-378.

CAMPOS, J.L.E. ; VARGAS JR, E. A. ; BERNARDES, G. ; IBAÑEZ, J.P. ; VELLOSO, R. Q. Numerical experiments with discrete elements to simulate pile penetration in granular soils. In: **XXVI Iberian Latin-American Congress on**

Computational Methods in Engineering - CILAMCE 2005, 2005, Guarapari. Proceedings of the XXVI Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering - CILAMCE 2005, Section of Computational Geomechanics and Geophysics, 2005, 8p.

CARSLAW, H. S. & JAEGER, J. C., **Conduction of Heat in Solids**. Oxford: Oxford University Press, 1959. Second edition.

CARVALHO, J.B.Q. & SIMMONS, J.V., Mineralogy and microstructure. In **Mechanics of Residual Soils**. Blight (ed)., Rotterdam: Balkema, 1997. Chapter 3, pp 31-40.

CEDEX, **La alteración de los materiales petreos utilizados en las obras públicas y en la edificación**, Máster em Mecânica del Suelo e Ingeniería de Cimentaciones, Madrid. Publicación interna, 2001.

CHATEAU, X, & DORMIEUX, L., Micromechanics of saturated and unsaturated porous media. **Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.**, 2002; 26:831-844.

CHENG, Y.P., BOLTON, M.D. & NAKATA, Y., Crushing and plastic deformation of soils simulated using DEM, **Geotechnique**, V. 54, No 2, 2004, pp 131-141.

CHIN, T.Y. & SEW, G.S., The determination of shear strength in residual soils for slope stability analysis. In **Seminar Cerun Kebangsaan 2001**, Cameron Highlands, 2001.

COLLINS, K., Towards characterization of tropical soil microstructure. **Proc. 1st Conf. on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils**, Brasilia, V. 1, 1985, pp 85-96.

COOP, M.R., The mechanics of uncemented carbonate sands. **Géotechnique**, V. 40, No. 4, 1990, pp 607-626.

COOP, M.R. & ATKINSON, J.H., The mechanics of cemented carbonated sands. **Géotechnique**, V. 43, No. 1, 1993, pp 53-67.

COOP, M.R. & LEE, I.K., The behaviour of granular soils at elevated stresses. In **Predictive soil mechanics**, London: Thomas Telford, 1993, pp 186-198.

COSTA FILHO, L.M. & CAMPOS, T.M.P., Anisotropy of a Residual soil., **IX Pan. Conf. On Soil Mech. And Found. Eng.**, Viña Del Mar, Chile (1991). Anais Vol. 1, pp 51-61.

CUCCOVILLO, T. & COOP, M.R., The influence of bond stress on the mechanics of carbonated soft rocks. **Proc. Int. Symp. on geotech. Engng. of hard soils – soft rocks**, Athens, V. 1, 1993, pp 447-455.

CUCCOVILLO, T. & COOP, M.R., Yielding and pre-failure deformations of structured sands. **Géotechnique**, V. 47, No. 3, 1997, pp 491-508.

CUCCOVILLO, T. & COOP, M.R., On the mechanics of structured sands. **Géotechnique**, V. 49, No. 6, 1999, pp 741-760.

CUI, Y., LOISEAU, C. & DELAGE, P., Water transfer through a confined heavily compacted swelling soil., **6th Int. Workshop on Key Issues in Waste Isolation Research**, Proc. Symp. Paris, 2001, pp 43-60.

CUNDALL, P. A. A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems, **Proc. Symp. Rock Fracture (ISRM)**, Nancy, 1971, Vol 1, paper II-8.

CUNDALL, P. A. & STRACK, O. D. L. A discrete numerical model for granular assemblies, **Geotechnique**, vol 29, No. 1, 1979, pp 47-65.

DE CAMPOS, T.M., Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados, **Anais do 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, ñsat'97**, Rio de Janeiro, 1997, pp 399-417.

DE MELLO, V.F.B., Apreciações sobre a engenharia de solos aplicável a solos residuais. **ABGE**, tradução No. 9, 1979.

DEERE, D. U. & PATTON, F. D., Estabilidad de taludes en suelos residuais. **IV Cong. Pan. Mec. Suelo**, 1: 93-185. Puerto Rico, 1971.

DELGADO, A., **Influencia de la trayectoria de tensiones en el comportamiento de las arcillas expansivas y de los suelos colapsibles en el laboratorio y en el terreno**. Tesis Doctoral. Universidad de Sevilla, 1986.

ESCARIO, V.; SAEZ, J. The strength of partially saturated soils. **Géotechnique**, V. 36, No. 3, 1986, pp 453-456.

FALCÃO, M. F. G., **Fatores geológicos e características de intemperismo condicionantes das propriedades mecânicas de solos residuais**. Dissertação de mestrado. Dpto. Eng. Civil, PUC-Rio, 1984.

FEDA, J., Notes on the effect of grain crushing on the granular soil behavior, **Engineering Geology**, V. 63, No. 1, 2002, pp 93-98.

FIGUEIREDO, R. P., **Aplicação da técnica de Relaxação Dinâmica à solução de problemas geotécnicos**. Dissertação de mestrado. PUC-Rio. Rio de Janeiro. 1991.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R.; WIDGER, R. A. The shear strength of unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**. No 15, 1978. pp 313-321.

FUTAI, M.M., **Theoretical and experimental study of unsaturated tropical soil behavior applied a gully case**. PhD. Theses. COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 2002, 559p (in portuguese).

FUTAI, M.M., ALMEIDA, M.S.S. & LACERDA, W.A., Resistência ao Cisalhamento de Solos Tropicais Não Saturados, **5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, São Carlos-SP, Vilar, O.M (ed)., 2004, pp 43-54.

GALLAGHER, J.J. Fracturing of quartz sand grains. In: Site characterization, **preprint-proceedings 17th Symposium on Rock Mechanics**, 2 A4-1 – 2 a4-8, 1976.

GENS, A. & ALONSO, E. E. A framework for the behavior of unsaturated expansive clays. **Canadian Geotechnical Journal**, 29, (1992), pp1013-1032.

GILI, J.A., **Modelo microestructural para médios granulares no saturados**, Ph.D. Thesis, UPC: Barcelona, 1988.

GILI, J.A. & ALONSO, E.E., Microestructural deformation mechanism of unsaturated granular soils, **Int. Jnl. for Num. and Anl. Meth. in Geomech.**, V. 26, 2002, pp 433-468.

GOODMAN, R. E. **Rock Mechanics**. John Wiley:New York, 1980.

GOODMAN, R.E., TAYLOR, R.L. & BREKKE, T.L., A model for the mechanics of jointed rocks, **Jnl. Soil Mech. Found. Div. ASCE**, V. 94, SM3, 1968, pp 637-659.

GRIM, R.E., **Clay Mineralogy**, 2nd Ed. McGraw-Hill, New York, 1968.

HAINBUCHNER, E.; POTTHOFF, S.; KONIETZKY, H.; TE KAMP, L., Particle based modeling of shear test and stability problems for shallow foundations in sand. **Num. Mod. in Micromech. via Particle Meth.**, Konietzky (ed.), Swets & Zeitlinger: Lisse, 2003, pp 151-156.

HARDIN, B.O., Crushing of soil particles. **J. Geotech. Engng. Div. Am. Soc. Civ. Engrs.**, V. 114, No. 10, 1985, pp 1177-1192.

HOWATT, M.D., The in situ strength of saturated decomposed granite. **Proc. 2nd Int. Conf. Geomechancs in Tropical Soils**, Singapore, V. 1, 1988, pp 311-316.

IBAÑEZ, J.P., **Modelagem constitutiva para solos, com ênfase em solos não saturados**. Dissertação de Mestrado, CTC - PUC-Rio, 2003.

ISRM, Basic Geotechnical Description for Rock Masses, ISRM Comission on Classification of Rock and Rock Masses, **Int. Jnl. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech.**, Abstr 18, pp 85-110, 1981.

ITASCA, **UDEC – Universal Distinct Element Code**, Version 3.0, Itasca Consulting Group, Minneapolis, USA, 1996.

IWASHITA, K. & ODA, M., Micro-deformation mechanism of shear banding process based on modified distinct element model. **Powder Technology**, 109, 2000, pp 192-205.

JENNINGS, J.E. & KNIGHT, K., The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sandy sub-soils on wet, **Proc. 4th I.C.S.M.F.E.**, London, 1957.

JIANG, M.J., LEROUEIL, S. & KONRAD, J.M., Insight into shear strength functions of unsaturated granulates by DEM analyses, **Computers and Geotechnics**, V. 31, 2004, pp 473-489.

JIMENEZ SALAS, J. A. & ALPAÑES, J. L. J., **Geotécnia y Cimientos I**. Propiedad de los suelos y de las rocas. Madrid: Rueda, 1975. Segunda edición.

JUCA, J.F.T. & PONTES FILHO, I.D.S., Comportamento de Solos Expansivos. **Anais do 3^o Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados ÑSAT '97**, Rio de Janeiro, 1997, Eds: de Campos, T.M.P. & Vargas Jr, E.A., Vol 2, pp 461-489.

KATZENBACH, R. & SCHMITT, A., Micromechanical modeling of granular materials under triaxial and oedometric loading. **Numer. Modeling in Micromechanics via Particle Methods**, Shimizu, Hart & Cundall (eds.), London:Taylor & Francis Group, 2004, pp 313-322.

KHOGO, Y., NAKANO, M., MIYAZAKI, T., Theoretical aspect of constitutive modelling for unsaturated soils. **Soils and Foundations**, Jap. Soc. Of Soil Mech. And Found. Eng., No. 4, pp 49-63, 1993.

KNIGHT, K., **The collapse of structure of sandy sub-soils on wetting**, PhD Thesis, University of the Witwatersrand, Johannesburg, 1961.

KOVACS, G. **Seepage Hydraulics. Developments in Water Science**. Elsevier: Amsterdam. 1981, 730 pp.

LAESPIGA, M.A.M., **Estudo do Fenômeno de Expansão da Formação Libertad (Quaternário): Metodologia de Avaliação e Mapeamento na Região de Montevideú, Uruguai**. Tese de Mestrado em Geotécnia. EESC/USP, São Carlos-SP, 2001.

LEE, I.K. & COOP, M.R., The intrinsic behaviour of a decomposed granite soil. **Geotechnique**, V. 45, No. 1, 1995, pp 117-130.

LEMOES, J.V., Discrete element models in geomechanics – Evolution and future trends, **Geotécnia**, No 100, Lisboa: Portugal, 2004, pp 333-343.

LEROUEIL, S. & VAUGHAN, P.R., The genetal and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. **Geotechnique**, V. 40, No. 3, 1990, pp 467-488.

LITTLE, A.L., The engineering classification on residual tropical soils. Proc. Spec. Session on Eng. Props. Lateritic Soils. **7th Int. Conf. Soil Mech. & Found. Eng.**, Mexico City, 1969, pp 1-10.

LIU, S.H.; SUN, D.; MATSUOKA, H., On the interface friction in direct shear test, **Computers and Geomechanics**, No 32, 2005, pp 317-325.

LLORET, A., VILLAR, M.V., SANCHEZ, M., GENS, A., PINTADO, X. & ALONSO, E. Mechanical behavior of heavily compacted bentonite under high suction changes. **Géotechnique**, 53 (1):27-40, 2003

LOBO-GUERRERO, S. & VALLEJO, E., Discrete Element Method Evaluation of Granular Crushing Under Direct Shear Test Conditions, **Jnl. of Geotech. and Geoenv. Eng.**, V. 131, No. 10, 2005, pp 1295-1300.

LOPES, M.B.L; DE CAMPOS, T.M.P.; ANTUNES, F.S.; VILLAR, L.F.S.; Influência da Sucção na Resistência ao Cisalhamento de um Solo Residual de Filito da Região Metropolitana de Belo Horizonte (MG), **VI Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, Salvador-Bahia, V. 1, Parte 2, 2007, pp 433-440.

LUMB, P., The properties of decomposed granite. **Géotechnique**, V. 12, 1962, pp 226-243.

MACCARINI, M., **Ensaio Triaxiais de Cisalhamento Direto no Solo Residual Gnáissico Jovem do Campo Experimental da PUC-Rio**, Gávea, Dissertação de Mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1980.

MACCARINI, M., **Laboratory studies of weakly bonded artificial soil**. PhD Thesis, University of London, 1987.

MACIEL, I.C.Q., **Aspectos Microestruturais e Propriedades Geomecânicas de um Perfil de Solo Residual de Gnaisse Facoidal**, Dissertação de Mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1991.

MARTINS, F.B., **Automatização do equipamento triaxial visando o comportamento de solos tropicais cimentados**. Dissertação de Mestrado, CPGE/UFRGS, Porto Alegre, 1994.

MARTINS, F.B., **Investigação do comportamento mecânico de um solo naturalmente estruturado**. Tese de Doutorado, CPGE/UFRGS, Porto Alegre, 2001.

MENEZES FILHO, A. P., **Aspectos geológico-geotécnicos de um perfil de alteração de gnaisse facoidal**. Dissertação de mestrado. Dpto. Eng. Civil, PUC-Rio, 1993.

MITCHELL, J.K., **Fundamentals of soil behaviour**. Chichester: Wiley, 1976.

MURAD, M.A. & CUSHMAN, J.H., Multiscale Flow and Deformation in Hydrophilic Swelling Porous Media. **Int. J. Engng. Sci.**, V. 34, No. 3, pp 313-338, 1996.

MURAD, M.A. & CUSHMAN, J.H., A three-scale model for consolidation of swelling clay soils. **Numerical Models in Geomechanics**, Pietruszczak & Pande (eds), 1997, Rotterdam: Balkema, 117-122.

MURAD, M.A., GUERREIRO, J.N., LOULA, A.F.D., Micromechanical computational modeling of secondary consolidation and hereditary creep in soils, **Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.**, 190 (2001), 1985-2016.

NELSON, J.D. & MILLER, D.J., **Expansive Soils. Problems and Practice in foundation and Pavement Engineering**. New York: John Willey, 1992.

NI, Q., POWRIE, W., ZHANG, X., HARKNESS, R., Effect of particle properties on soil behavior: 3-D numerical modeling of shear box tests. ASCE Geotechnical Special Publication No 96, 2000, pp 58-70.

OLLIER, C., **Weathering**. 2nd ed., Harlow: Longman, 1984.

O'SULLIVAN, C.; CUI, L.; BRAY, J.D., Three-dimensional discrete element simulations of direct shear tests. **Num. Mod. in Micromech. via Particle Meth.**, Shimizu, Hart & Cundall (eds.), Taylor & Francis Group: London, 2004, pp 373-382.

POLIVANOV, H., **Caracterização química, mineralógica, física e geotécnica de perfis de alteração desenvolvidos de gnaisses**. Tese de Doutorado. Dpto. Eng. Civil, PUC-Rio, 1998.

POTYONDY, D.O. & CUNDALL, P.A., A bonded-particle model for rock, **Int. Jnl. of Rock Mech. & Mining Sc.**, V. 41, 2004, pp 1329-1364.

POWERS, D. L., **Boundary Value Problems**. New York: Academic Press, 1972.

REIS, R.M., **Desenvolvimento e Utilização de um Equipamento Triaxial Cúbico no Estudo da Anisotropia de um Solo Residual de Gnaise da Região de Viçosa (Minas Gerais)**, Dissertação de Mestrado, UFV, Viçosa-MG, 1998.

REIS, R.M., **Comportamento tensão-deformação de dois horizontes de um solo residual de gnaise**. Tese de Doutorado, EESC/USP, 2004, 198p.

REIS, R.M. & VILAR, O.M., Resistência ao cisalhamento de dois solos residuais de gnaise não saturados. **5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, São Carlos-SP, Vilar, O.M (ed)., 2004, pp 109-114.

SANDRONI, S. S., Solos residuais – pesquisas realizadas na PUC-RJ. In **Simp. Bras. de Solos Tropicais em Eng.**, Rio de Janeiro, COOPE-UFRJ, V. 2, 1981, pp 30-65.

SANDRONI, S. S. & MACCARINI, M. Ensaio triaxiais e de cisalhamento direto em uma ocorrência de solo residual gnáissico jovem rico em feldspato. **I Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia**. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1981, pp 324-339.

SERRANO, A. **Mecánica de las rocas**. Colégio de ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Servicio de publicaciones: Madrid, 3ed, 2000.

SKEMPTON, A. W., Notes on the compressibility of Clays. **Quarterly Journal of Geological Society of London**, 100, 119-135, 1944.

SKEMPTON, A.W. The colloidal activity of clays. **Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.** Switzerland, V1, 1953, pp 57-61.

SITHARAM, T.G., Numerical simulation of particulate materials using discrete element modeling, **Current Science**, Vol. 78, No. 7, 2000, pp 876-886.

SPRY, A., **Metamorphic textures**. Pergamon Press, 1969, 350p.

SOUZA ALMEIDA, M. R. C., **Propriedades mecânicas de rochas associadas ao grau de intemperismo**. Dissertação de mestrado. Dpto. Eng. Civil, PUC-Rio, 1987.

STRAKHOV, N.M., **The principles of lithogenesis**. V. 1, Edinburgh: Oliver and Boyd, 1967.

SULLIVAN, C. O. & CUI, L., Three-dimensional discrete element simulations of direct shear tests, **Numer. Modeling in Micromechanics via Particle Methods**, Shimizu, Hart & Cundall (eds.), London:Taylor & Francis Group, 2004, pp 373-382.

TERZAGHI, K. & PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. New York: John Willey, 1936. First edition.

TOLL, D. G. & ONG, B. H., Critical-state parameters for an unsaturated residual sandy clay, **Geotechnique**, V. 53, No. 1, 2003, pp 93-103.

TROLLOPE, D. H., The mechanics of discontinua or elastic mechanics in rocks problems, in **Rock Mechanics in Engineering Practice**. Eds. K. G. Stagg & O. C. Zienkiewicz, London: John Wiley, 1968, pp 275-320.

UEHARA, G., Soil science for the tropics. Engineering and construction in tropical and residual soils. **ASCE Geotech. Div. Spec. Conf.**, Honolulu, Hawaii, 1982, pp 13-26.

VAN DER MERWE, D.H., **The soils and their engineering properties of an area between Pretoria North and Brits, Transvaal**. DSc Thesis, Univ. of Pretoria, 1965.

VARGAS, M., Engineering properties of residual soils from south-central region of Brazil. In **Int. Cong. Engng. Geology**, São Paulo, 1953, V. 1, pp 5.1-5.26.

VARGAS, M., Engineering properties of residual soils from south-central region of Brazil. **Proc. 2nd Int. Conf. Geomechanics in Tropical Soils**, Singapore. No. 2, pp 469-487.

VARGAS, M., **Solos porosos e colapsáveis**. Aula inaugural, Escola de Eng. São Carlos, USP, 1992.

VAUGHAN, P.R., Mechanical and hydraulic properties of of in situ residual soils. **Proc. 1st Int. Conf. Geomech. Tropical Laterit. Saproilit. Soils**, Brasilia, V. 3, 1985, pp 231-263.

VAUGHAN, P.R., Characterising the mechanical properties of in-situ residual soils. **Proc. 2st Int. Conf. on Geomech. in Tropical Soils**, Singapore, 1988, pp 469-487.

VAUGHAN, P.R., MACCARINI, M. & MOKHTAR, S.M., Indexing the engeneering of residual soil. **Q. J. Engng Geol.**, V. 21, 1998, pp 69-84.

VELLOSO, R. Q., VARGAS Jr, E. A., CAMPOS, J.L.E., GONÇALVES, C. A Mumerical Implementation to Simulate Fluid-Mechanical Process in Sand Production Using Discrete Elements. **Proc. 4TH Int. Workshop Appl. of Comp. Mech. in Geotech. Eng.** Ouro Preto, Brasil, 2003. pp 237-248.

VILAR, O. M. An Expedite Method to Predict the Shear Strength of Unsaturated Soils. **Soils and Rocks**, v. 30, p. 51-61, 2007.

VILLAR, M.V., **Thermo-hydro-mechanical characterization of Cabo de Gata Bentonite** (in Spanish), Ph.D. Thesis, Complutense University, Madrid, 2000.

WARKENTIN, B. P., BOLT, G.M. & MILLER, R. D., Swelling pressure of montmorillonite. **Soil Science Society of America Proc.**, 21: 495-497, 1957.

YAMAMOTO, S., **Fundamental study on mechanical behavior of granular materials by DEM**, Dr. Eng. Dissertation, Nagoya Inst. of Tecnology, Japan, 1995.

ZHANG, L. & THORNTON, C., A numerical examination of the direct shear test, **Geotechnique**, V. 57, No. 4, 2007, pp 343-354.

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)