

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 e 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.

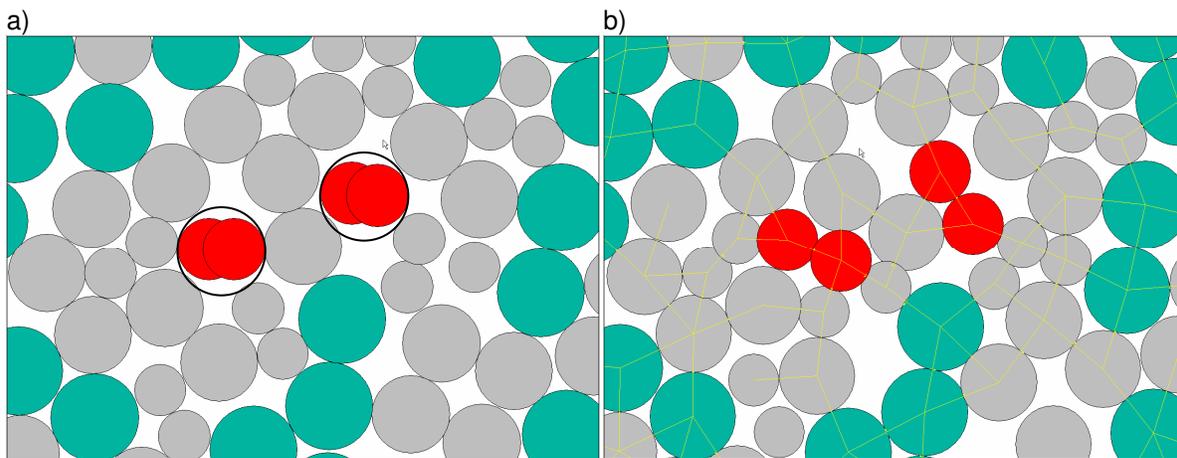


Figura 6.1: Detalhe da quebra de grãos: a) Instante da quebra de dois grãos; b) Rearranjo dos novos grãos que os substituem.

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.

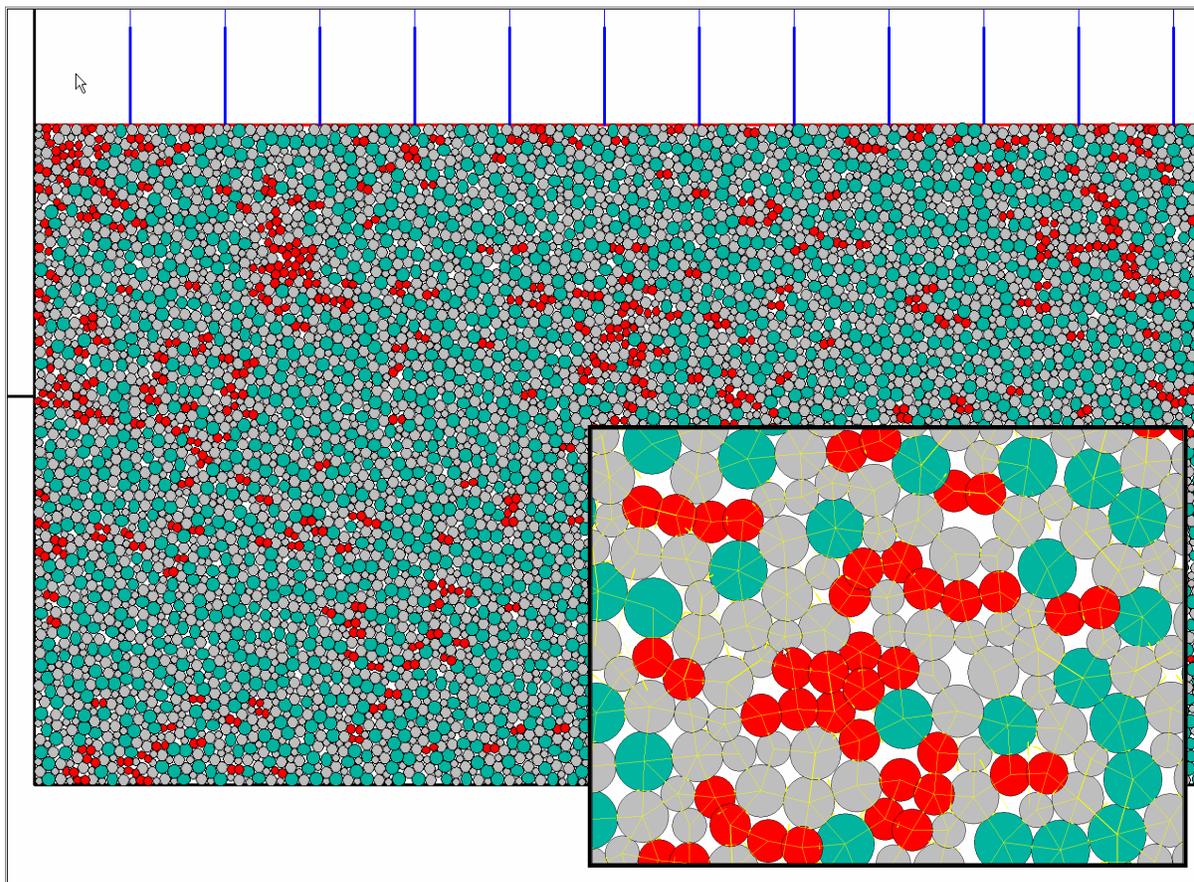


Figura 6.2: Quebra de grãos em amostra densa durante o ensaio edométrico.

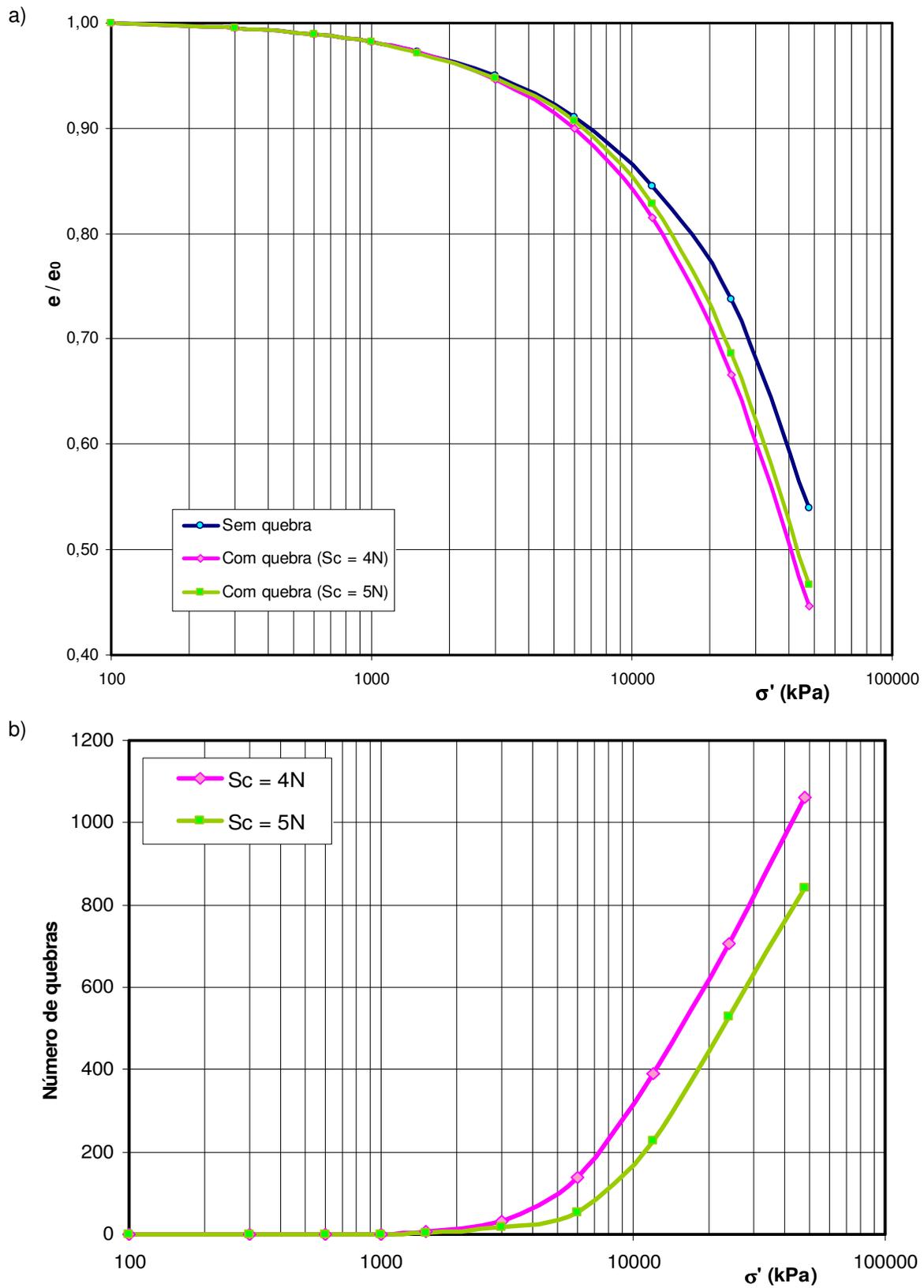


Figura 6.3: a) Curva de compressibilidade de solo com quebra de grãos (Sc : resistência dos grãos, em newtons); b) Histórico de quebra de grãos com a pressão vertical.

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

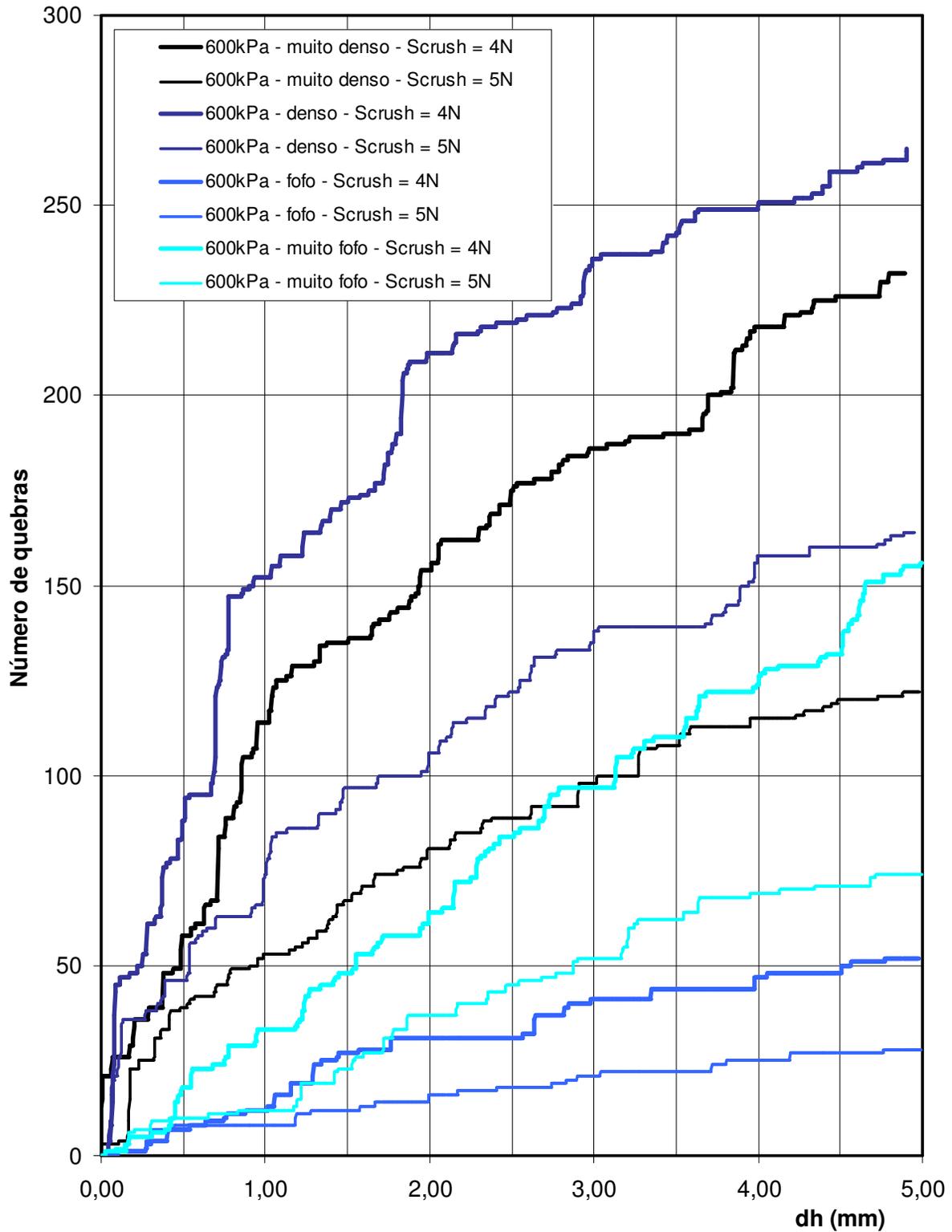


Figura 6.4: Histórico de quebra de grãos durante o ensaio de cisalhamento direto, sob uma tensão vertical de 600kPa.

Histórico de quebras - Tensão vertical = 1000kPa

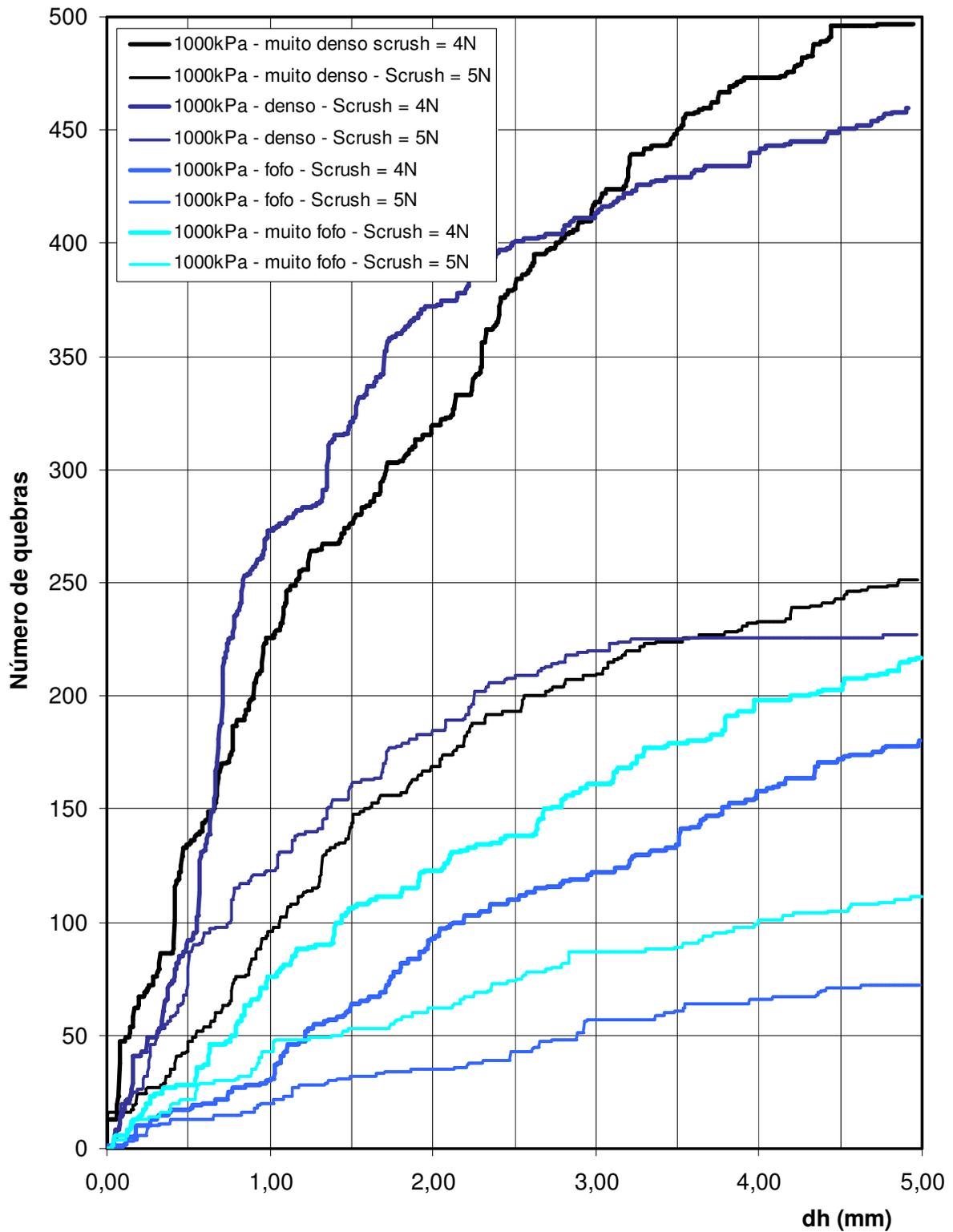


Figura 6.5: Histórico de quebra de grãos durante o ensaio de cisalhamento direto, sob uma tensão vertical de 1000kPa.

Histórico de quebras - Tensão vertical = 1500kPa

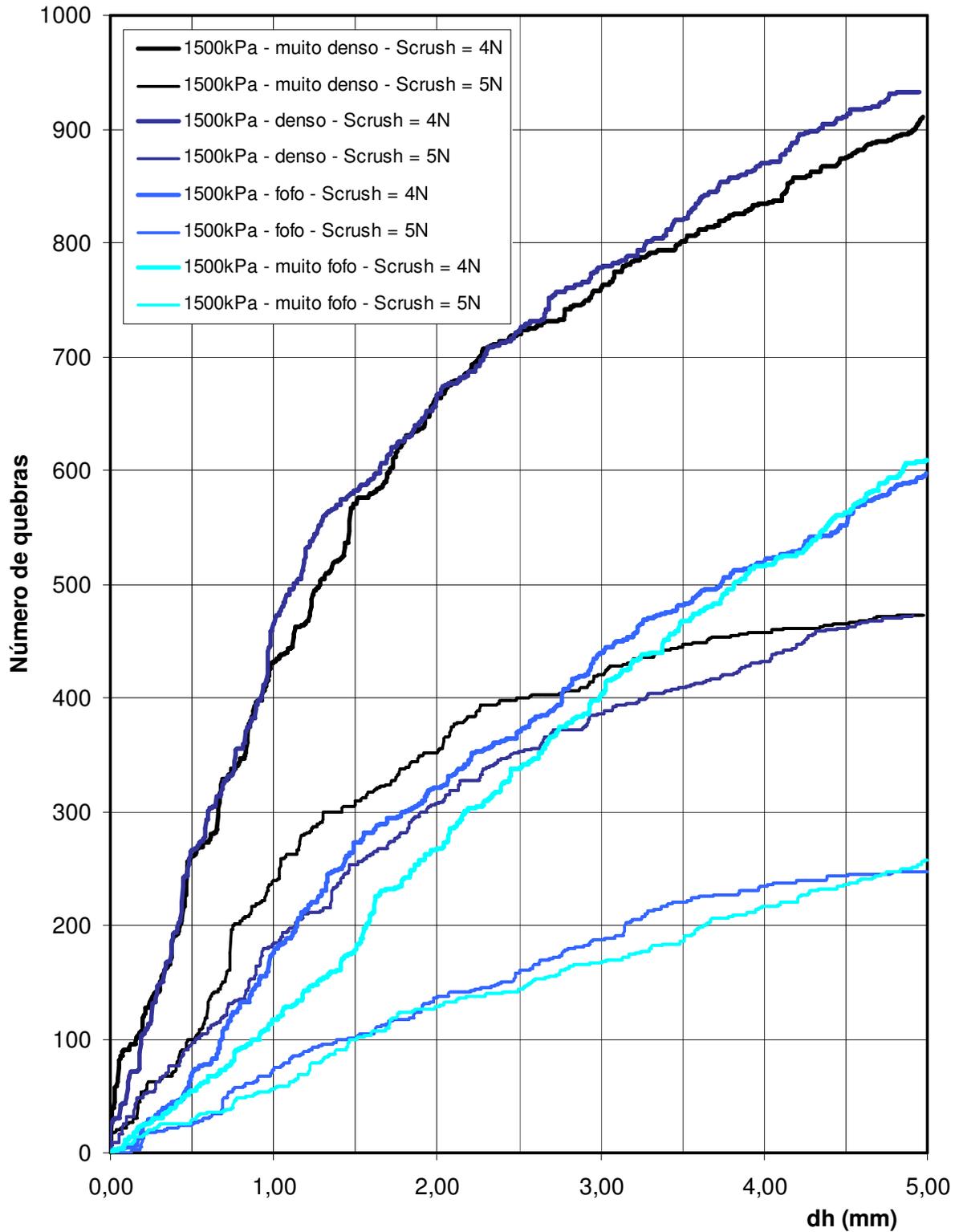


Figura 6.6: Histórico de quebra de grãos durante o ensaio de cisalhamento direto, sob uma tensão vertical de 1500kPa.

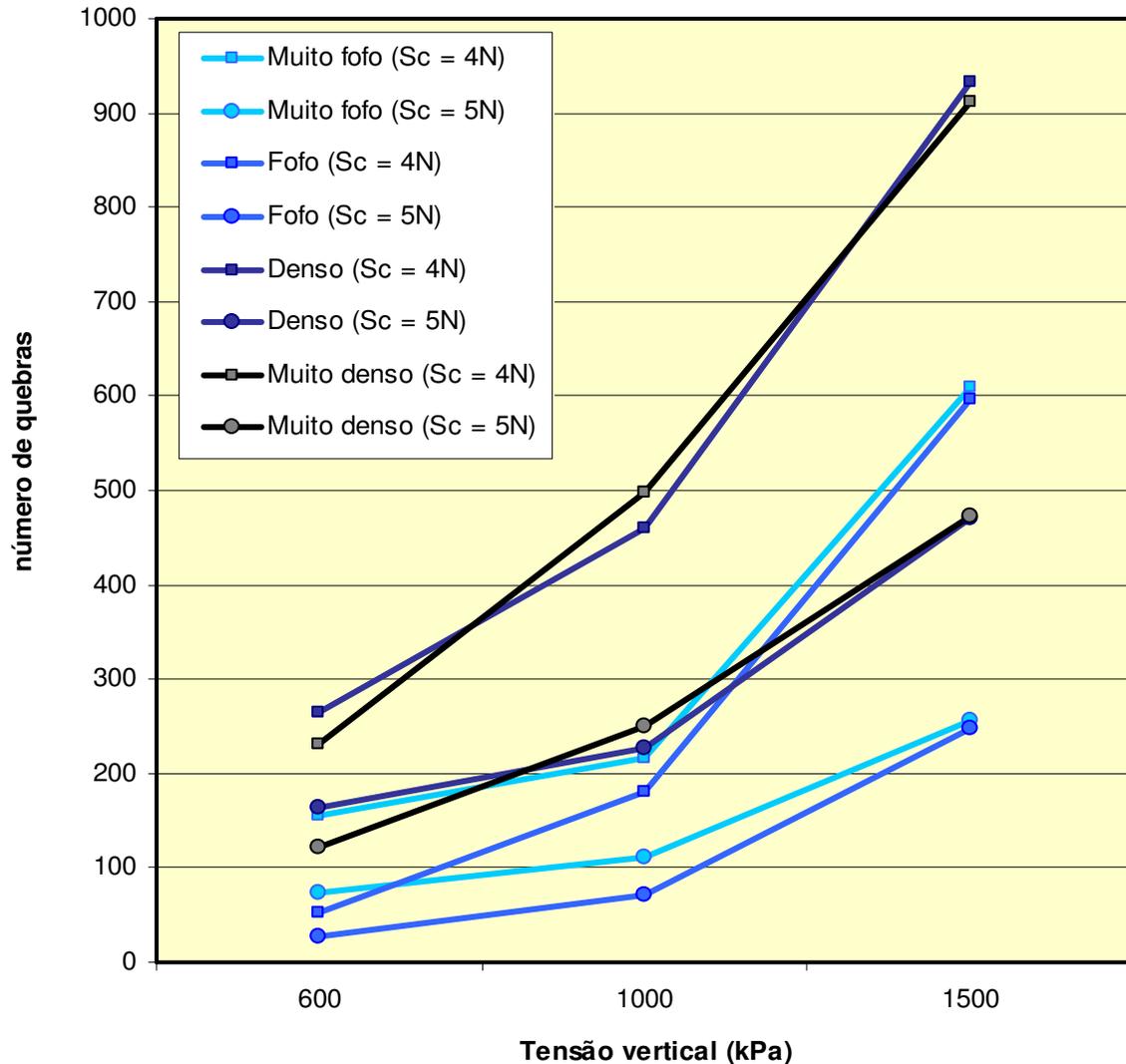


Figura 6.7: Número total de quebras nas amostras em função da tensão vertical.

- 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

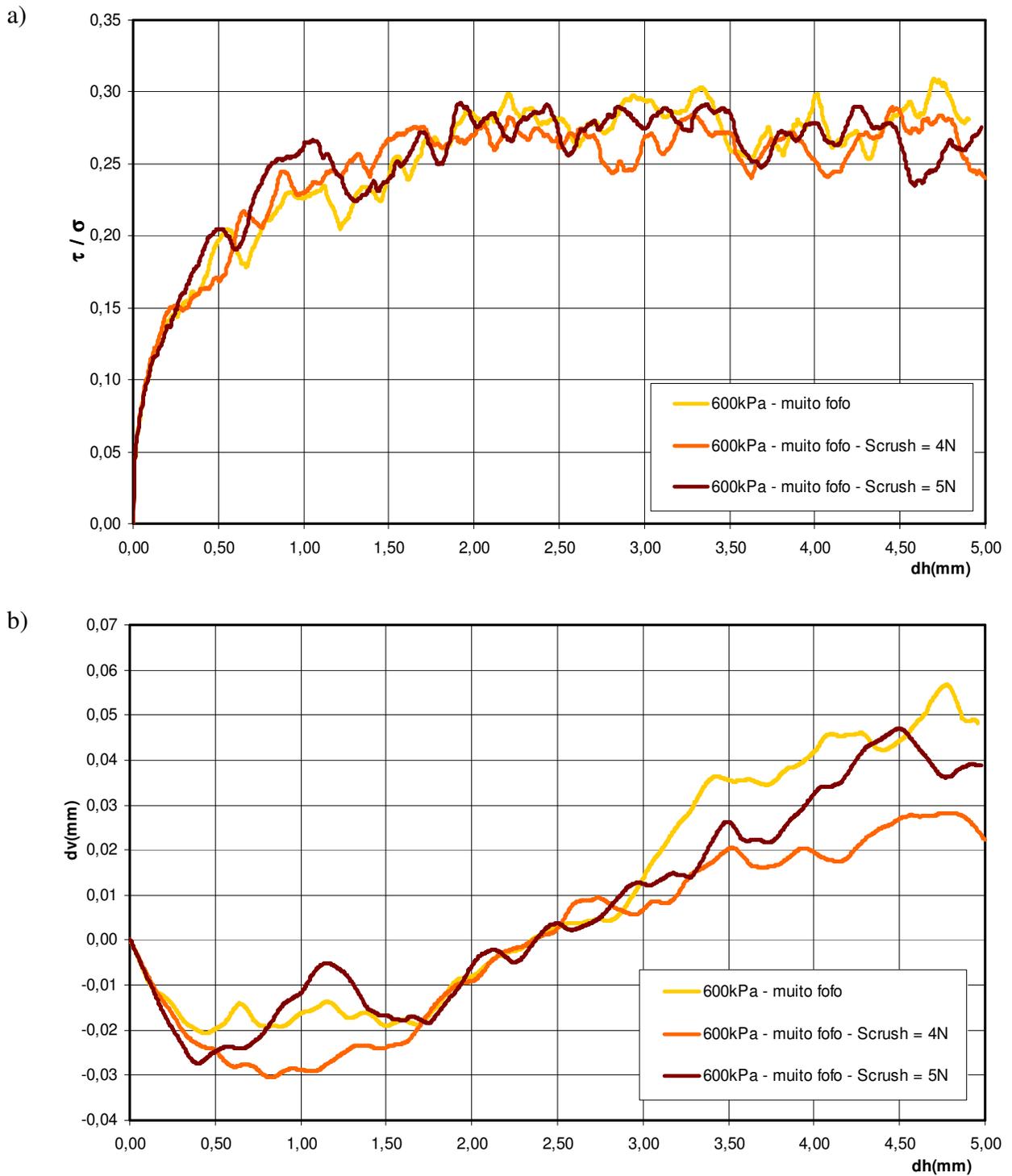


Figura 6.8: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito fofo com quebra de grãos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo fofo - Tensão vertical = 600kPa

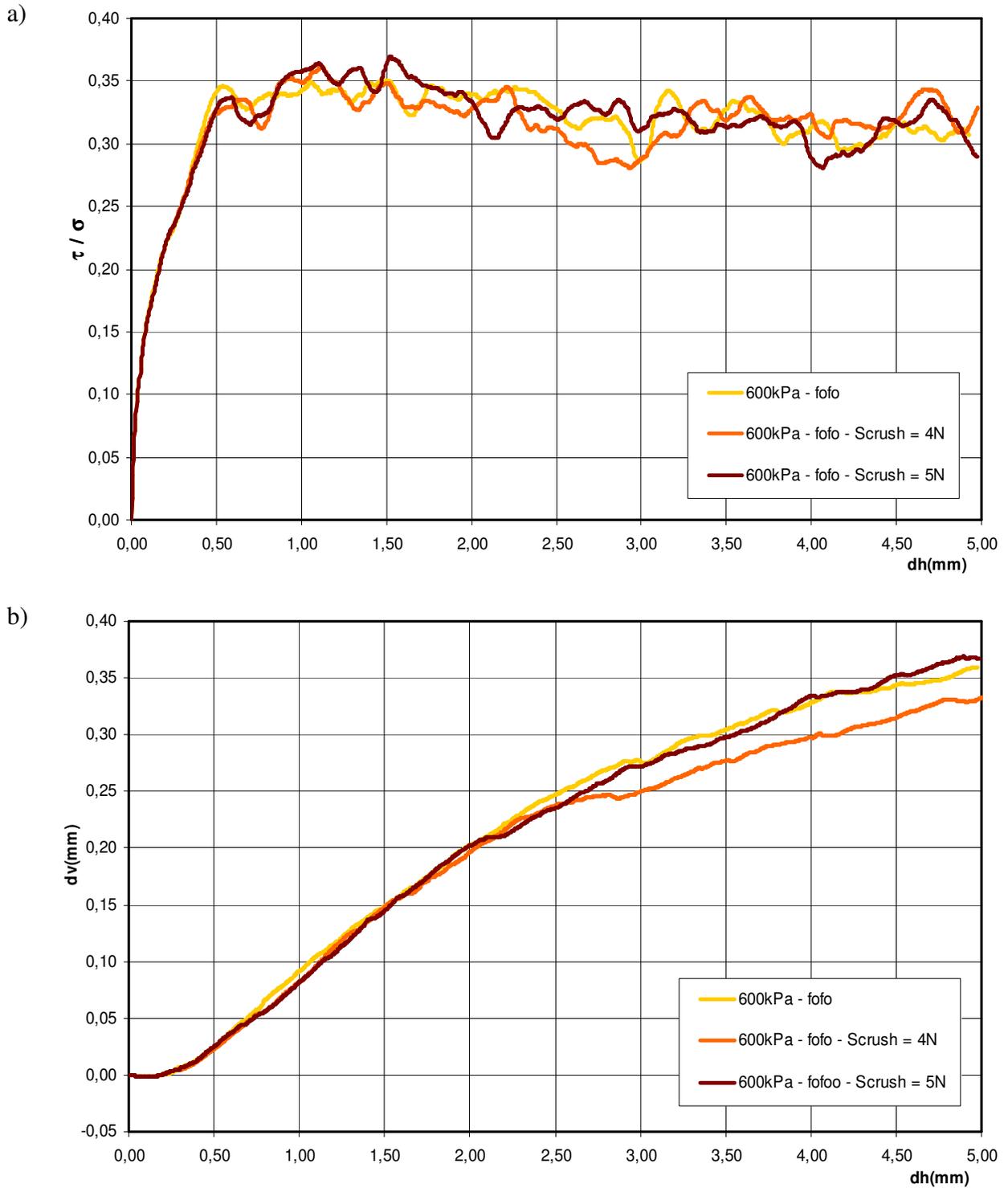


Figura 6.9: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra fofo com quebra de grãos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso - Tensão vertical = 600kPa

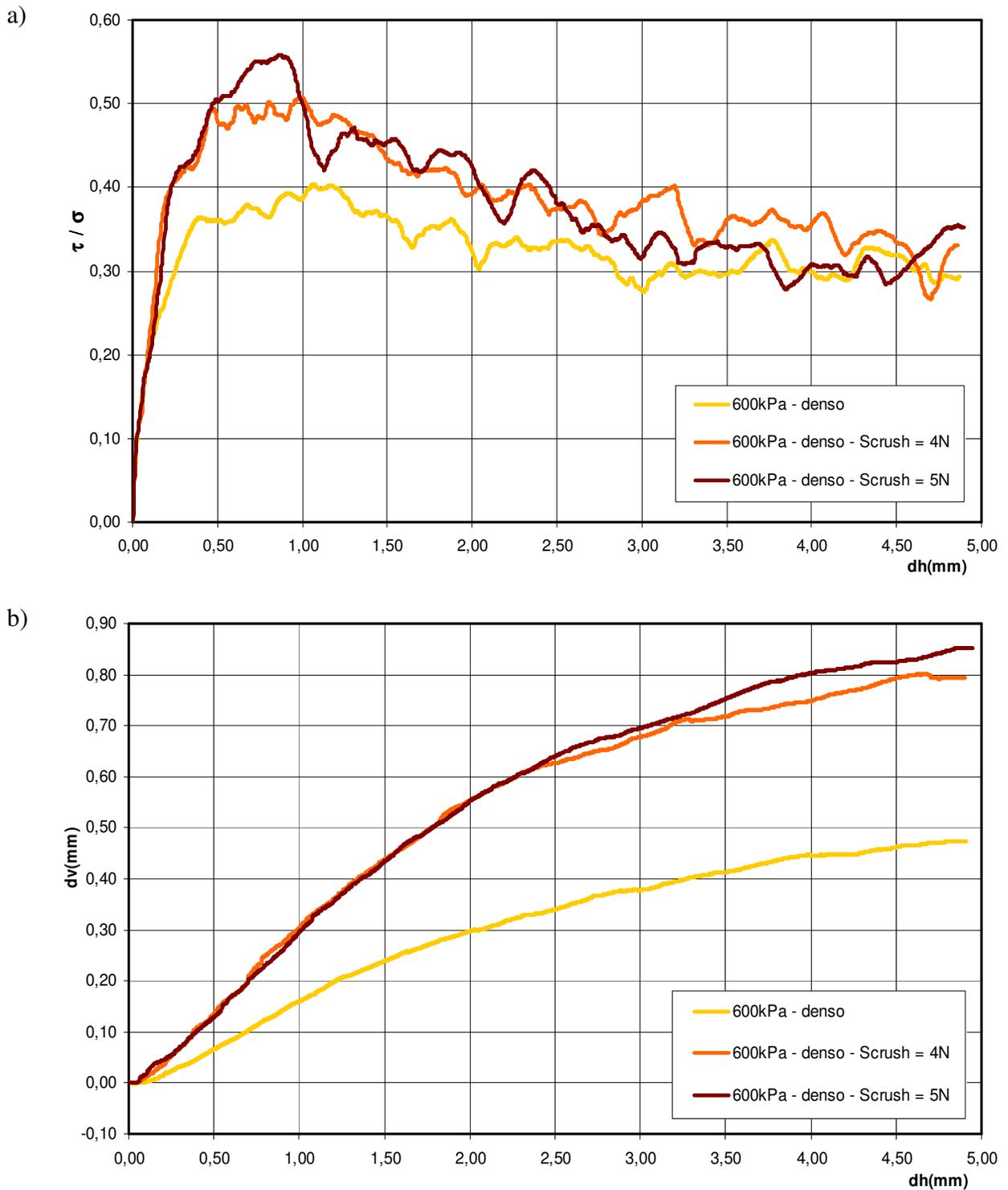


Figura 6.10: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com quebra de grãos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo muito denso - Tensão vertical = 600kPa

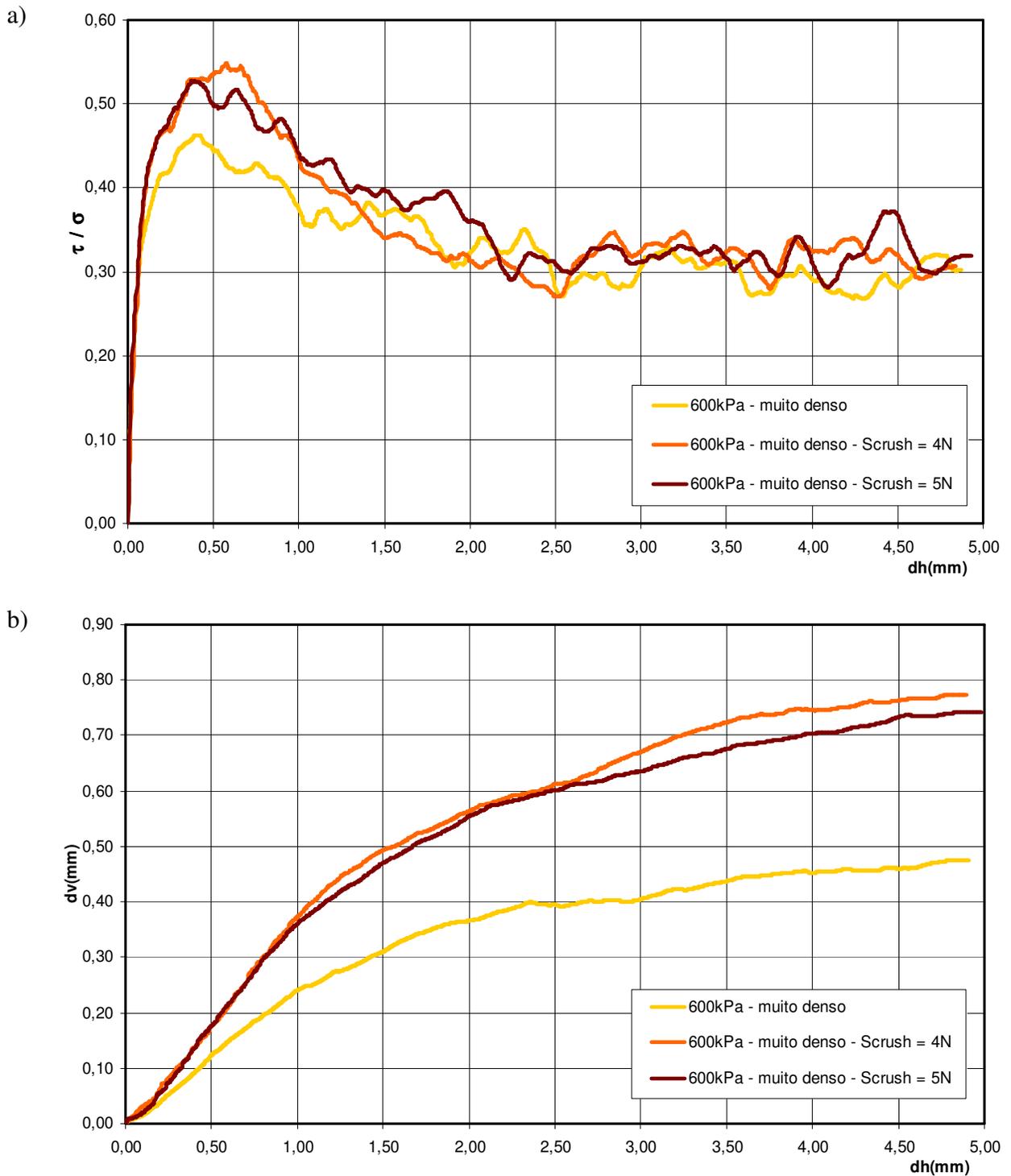


Figura 6.11: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito densa com quebra de grãos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo muito fofo - Tensão vertical = 1000kPa

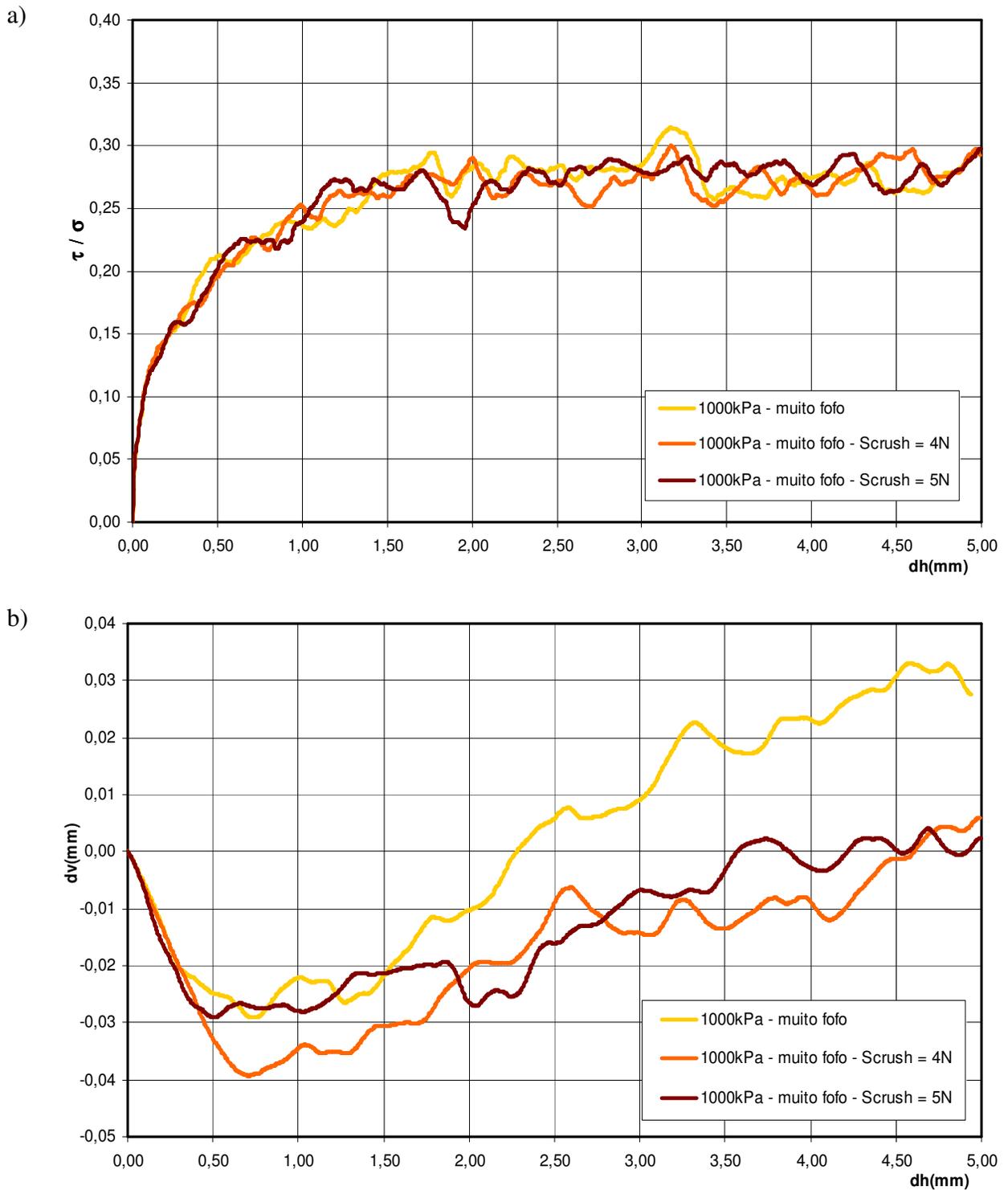


Figura 6.12: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito fofo com quebra de grãos, para tensão vertical de 1000kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo fofo - Tensão vertical = 1000kPa

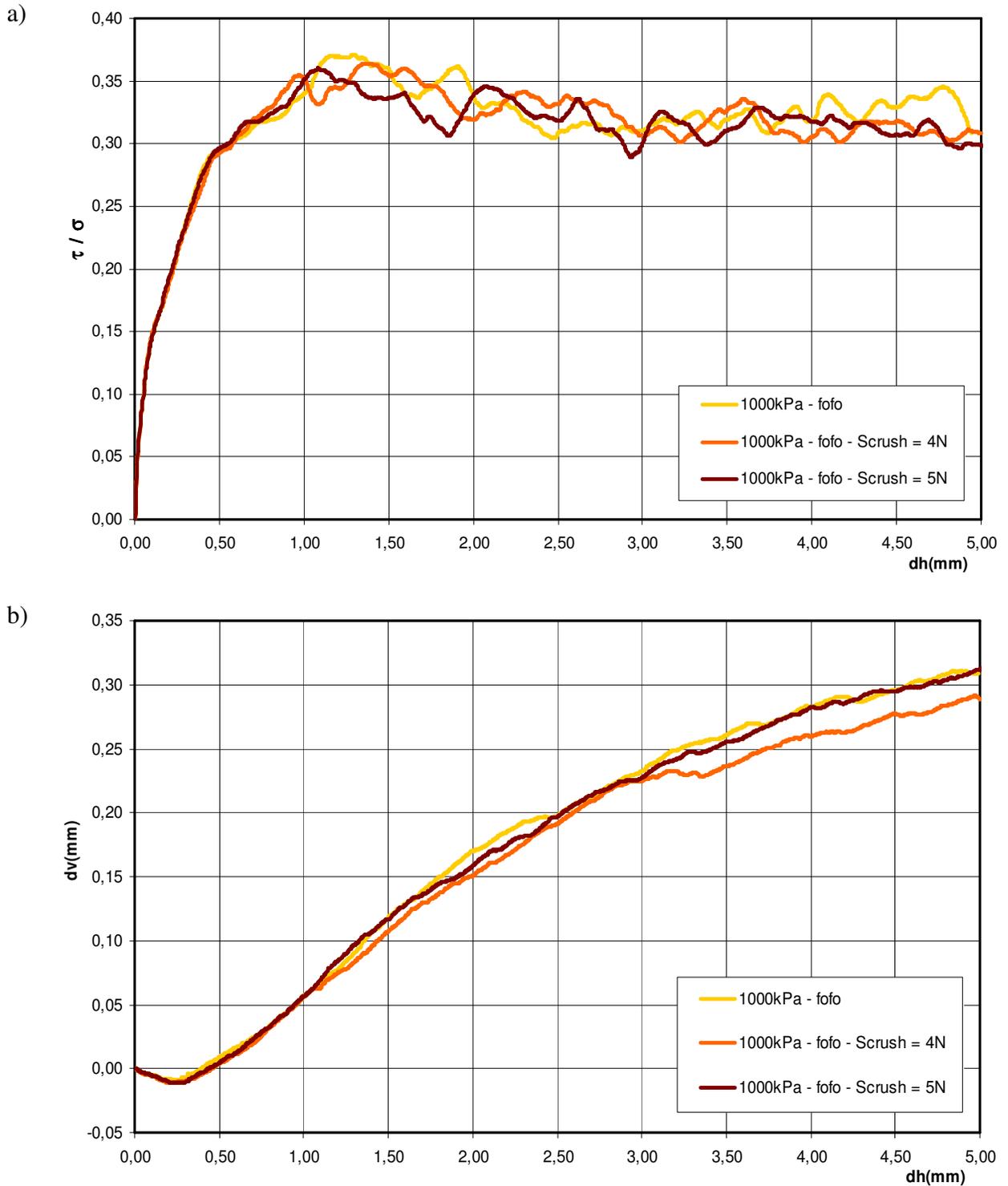


Figura 6.13: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra fofo com quebra de grãos, para tensão vertical de 1000kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso - Tensão vertical = 1000kPa

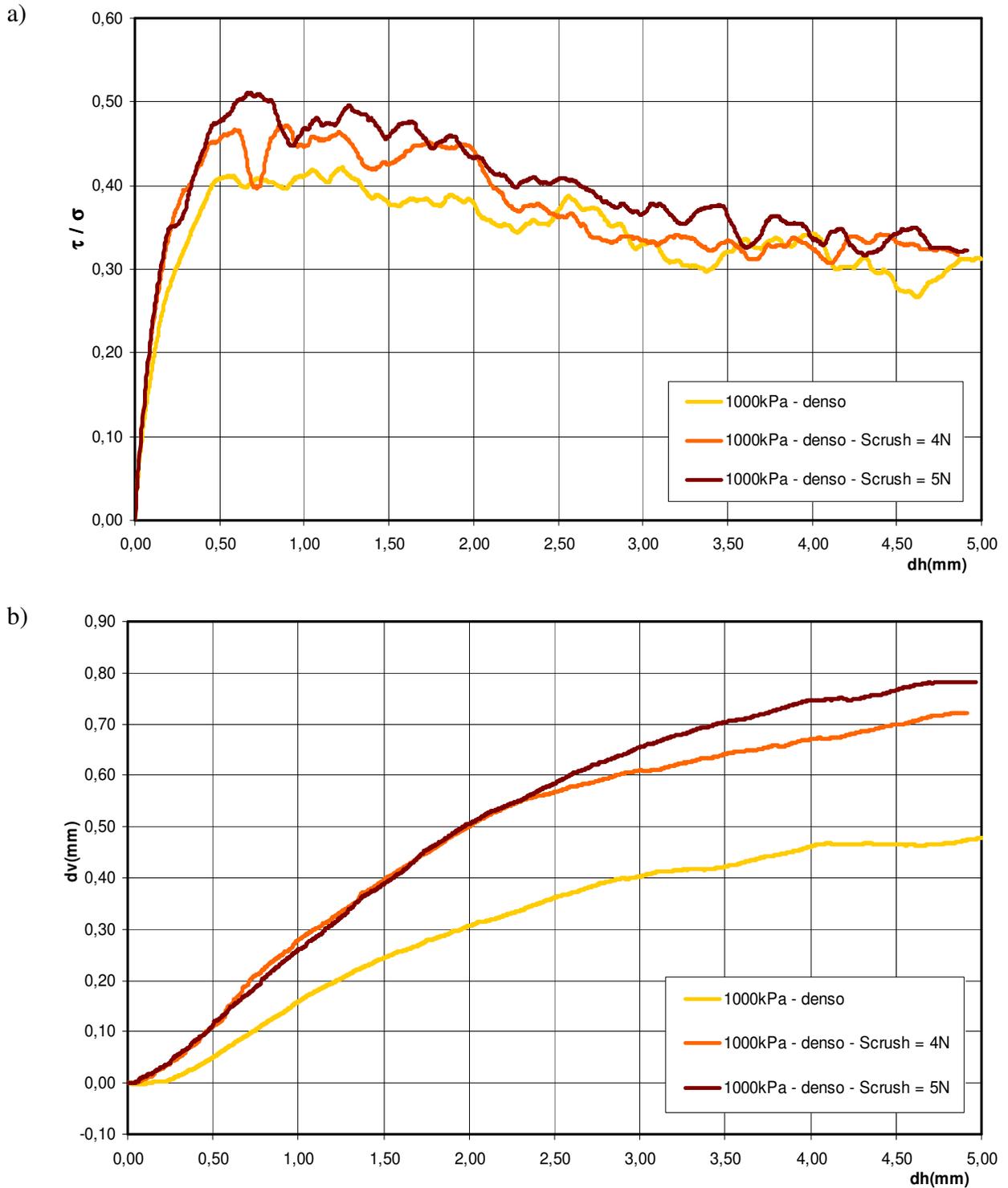


Figura 6.14: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com quebra de grãos, para tensão vertical de 1000kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo muito denso - Tensão vertical = 1000kPa

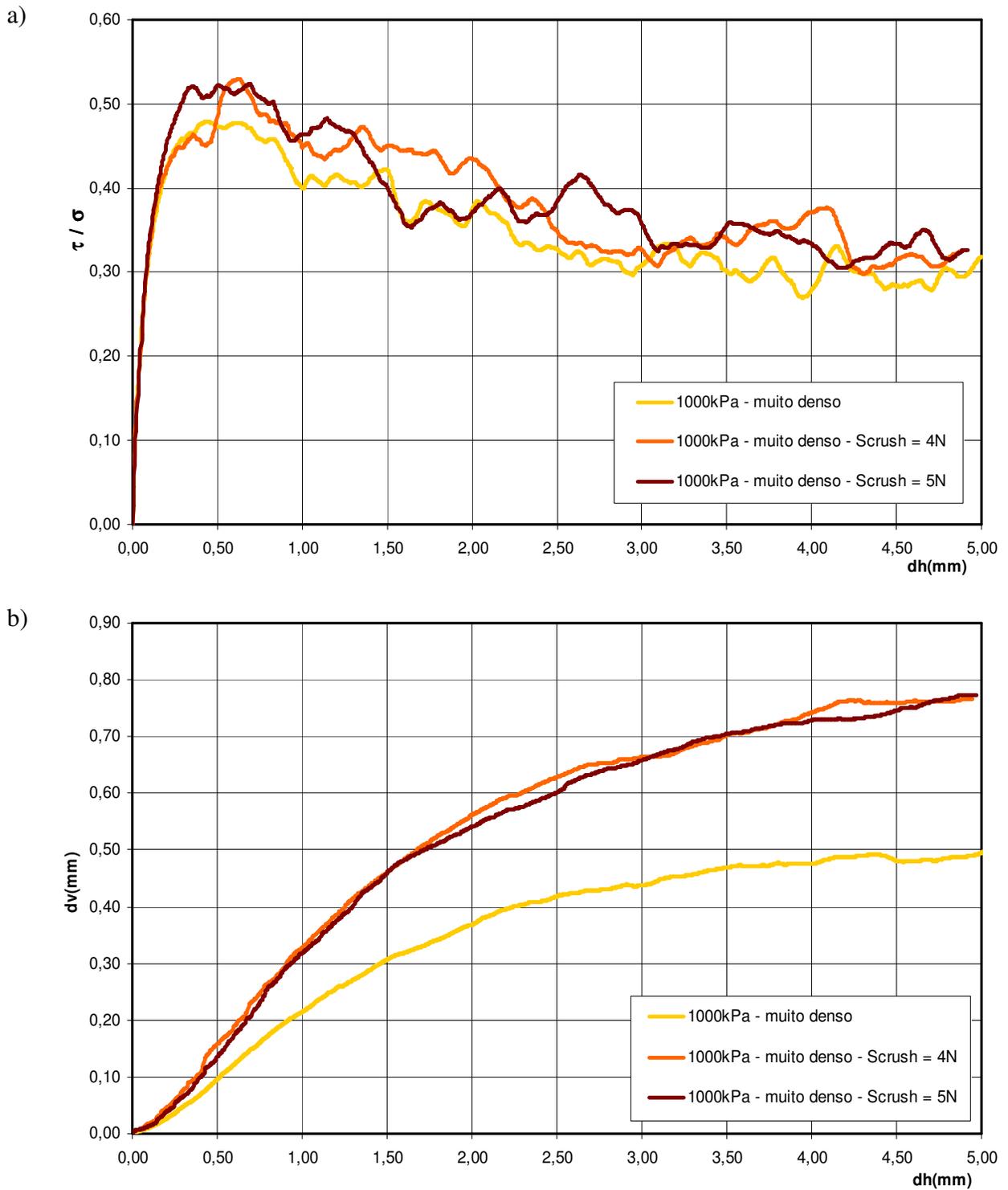


Figura 6.15: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito densa com quebra de grãos, para tensão vertical de 1000kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo muito fofo - Tensão vertical = 1500kPa

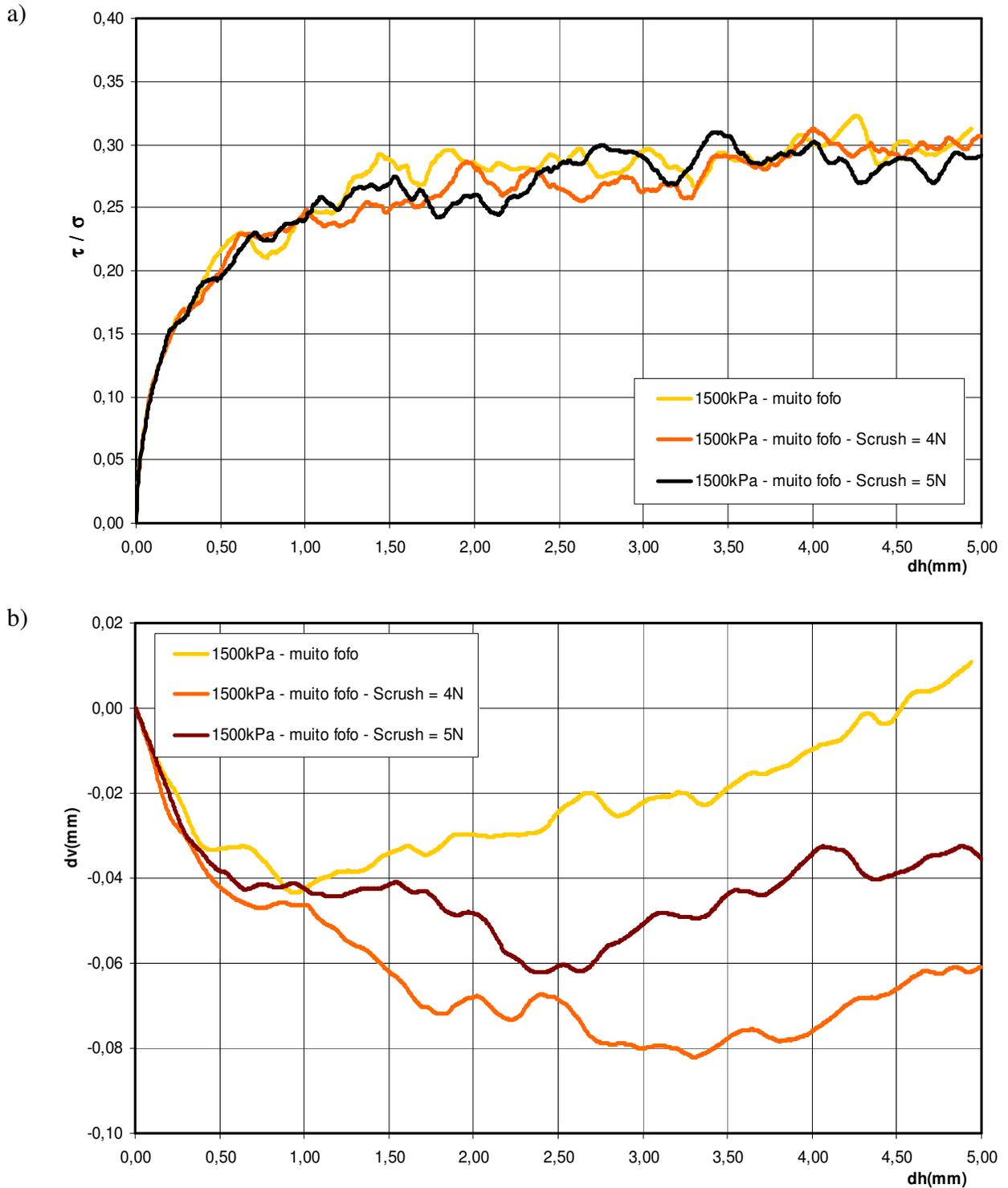


Figura 6.16: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito fofo com quebra de grãos, para tensão vertical de 1500kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo fofo - Tensão vertical = 1500kPa

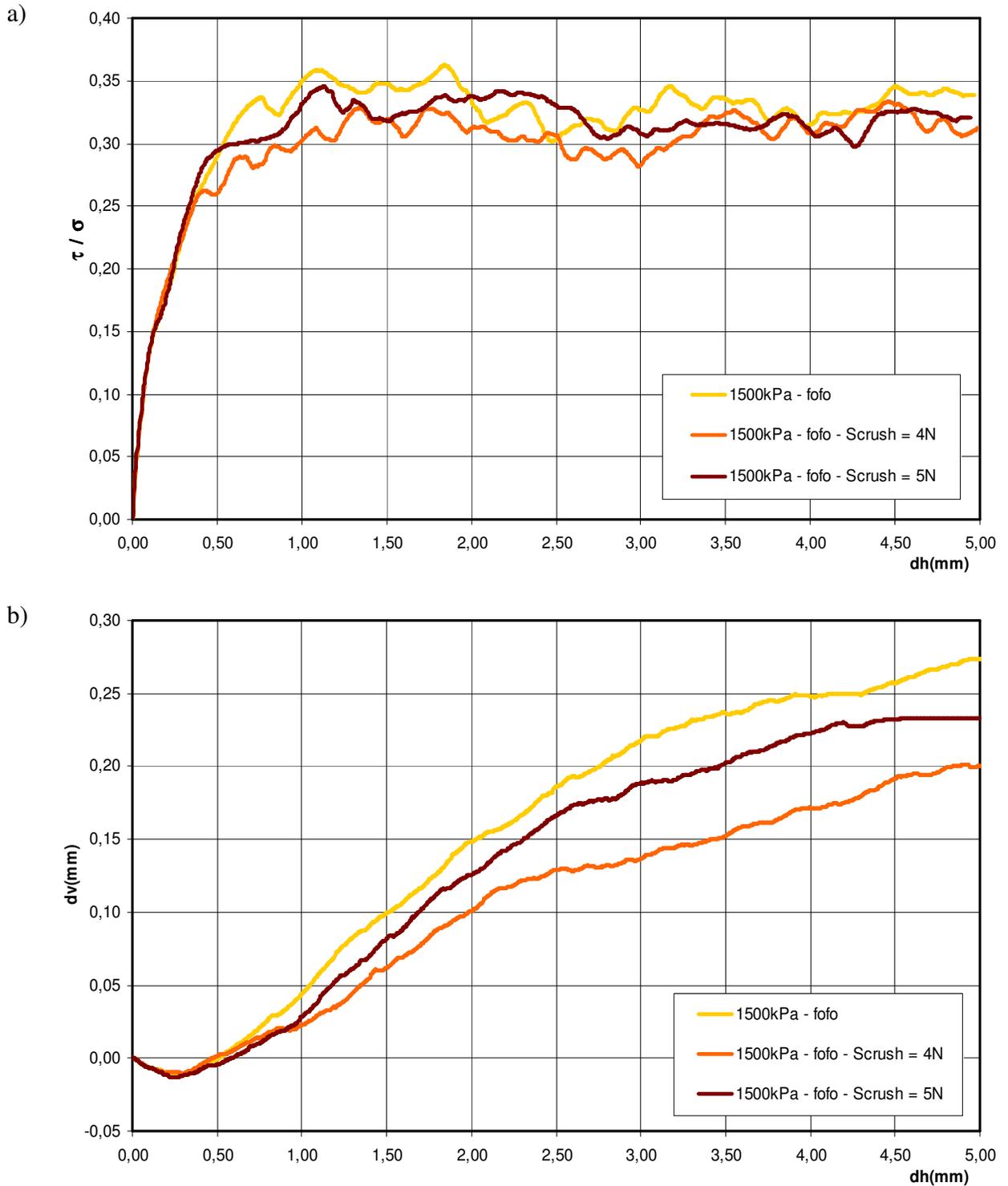


Figura 6.17: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra fofo com quebra de grãos, para tensão vertical de 1500kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso - Tensão vertical = 1500kPa

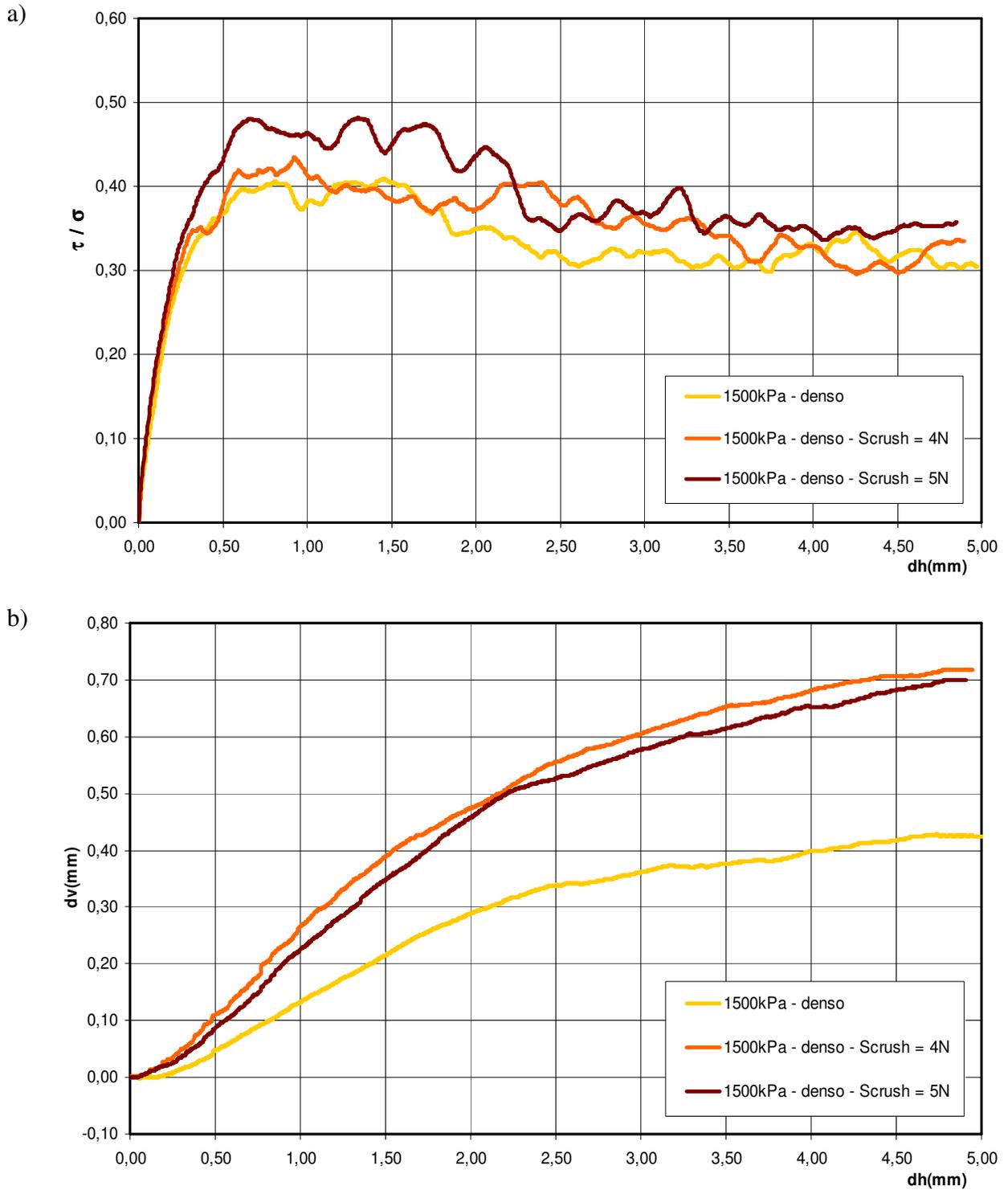


Figura 6.18: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com quebra de grãos, para tensão vertical de 1500kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo muito denso - Tensão vertical = 1500kPa

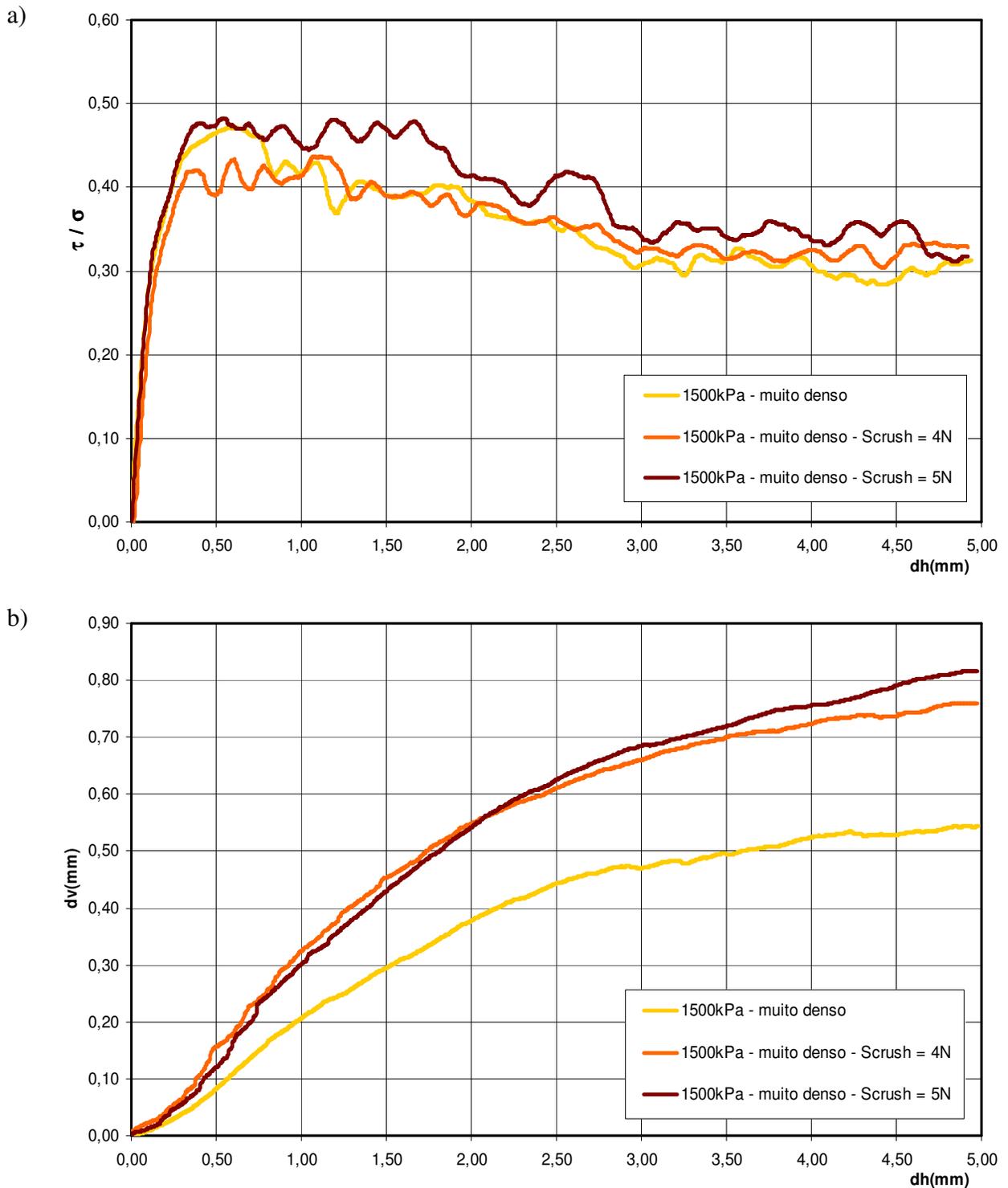


Figura 6.19: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito densa com quebra de grãos, para tensão vertical de 1500kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

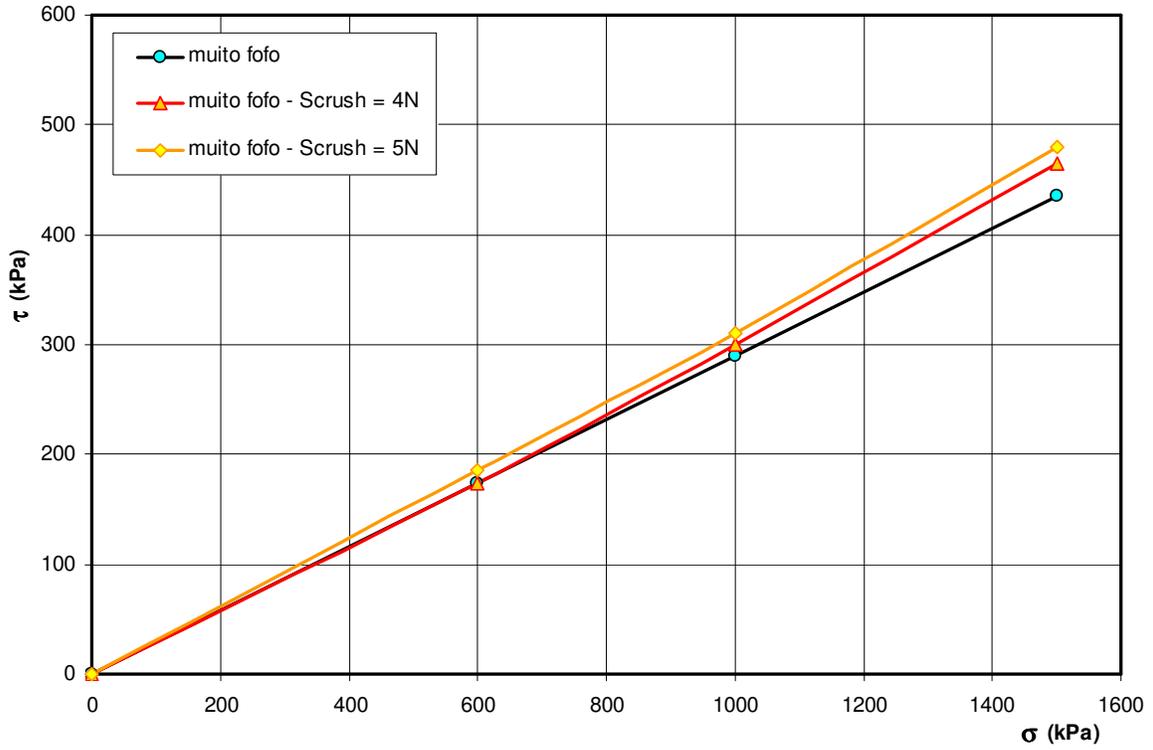


Figura 6.20: Envoltória de resistência do solo muito fofo com quebra de grãos.

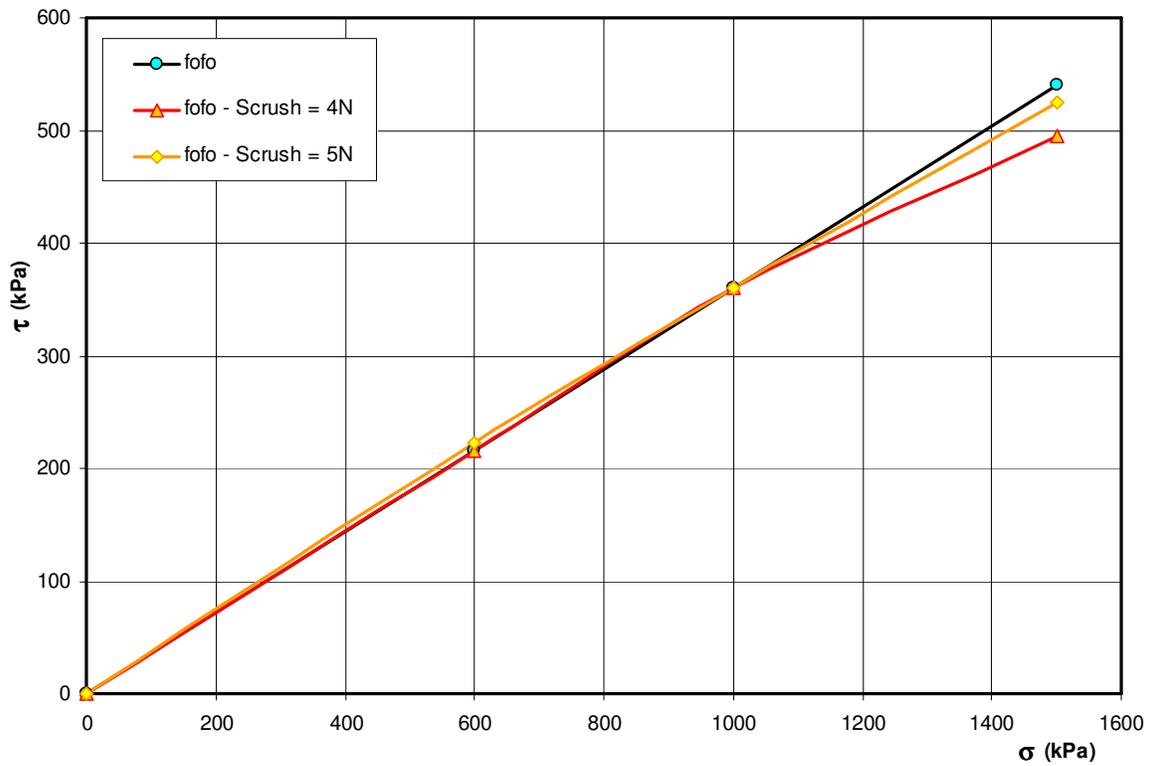


Figura 6.21: Envoltória de resistência do solo fofo com quebra de grãos.

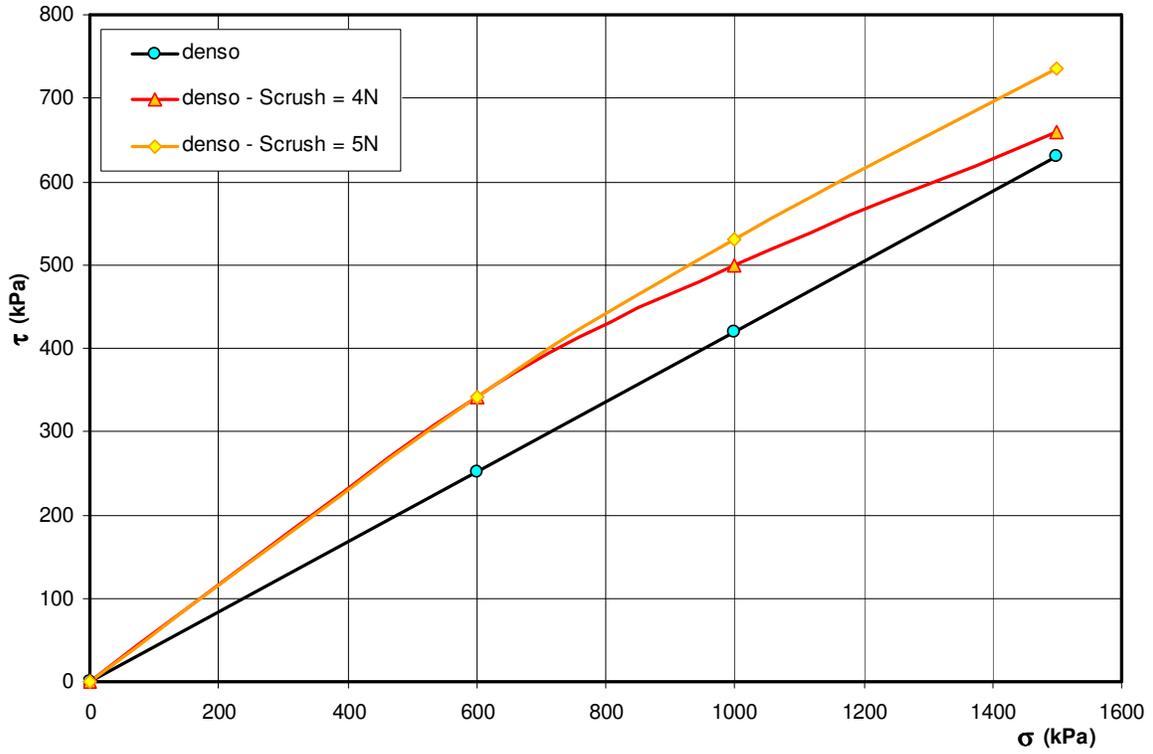


Figura 6.22: Envoltória de resistência do solo denso com quebra de grãos.

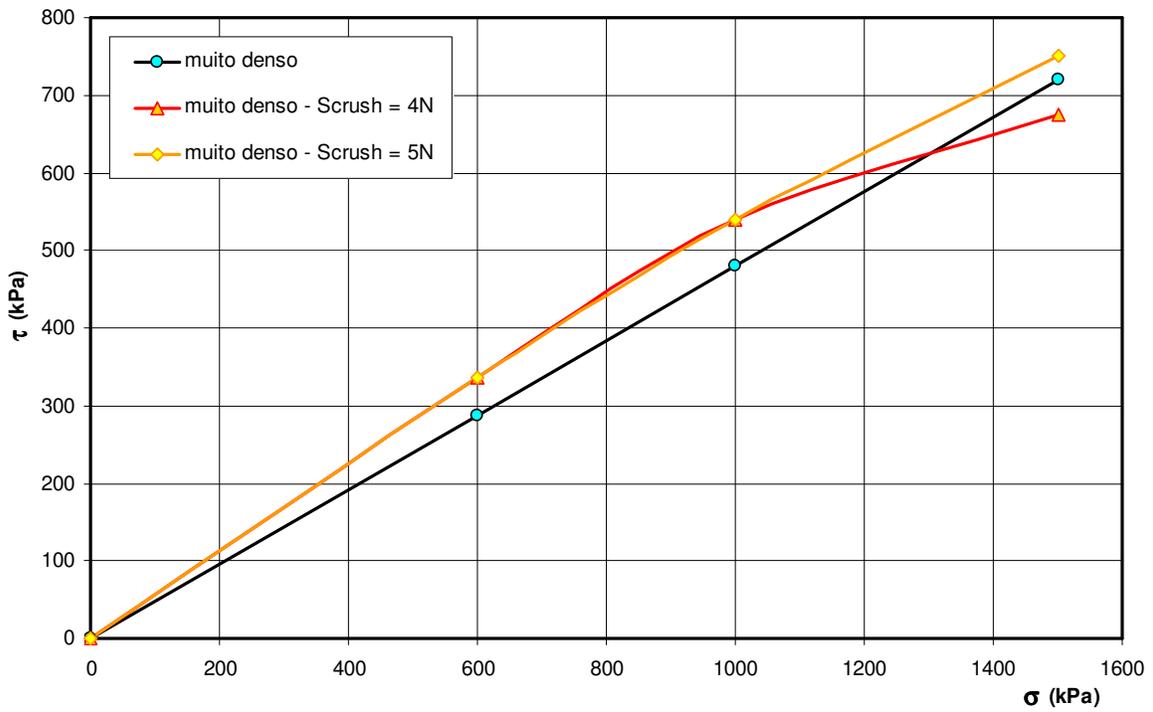
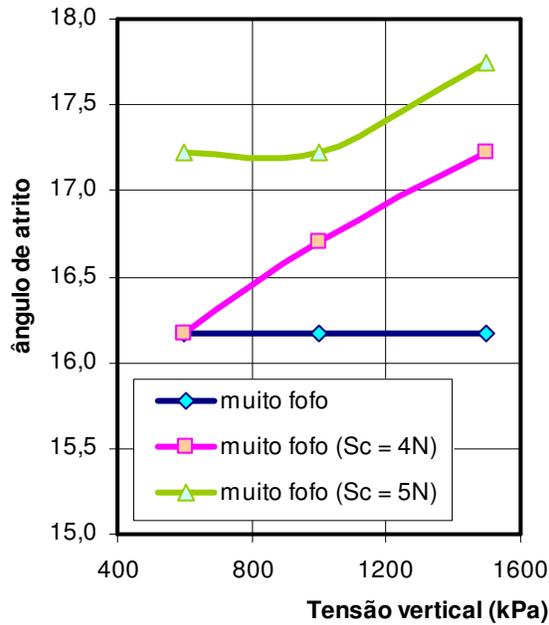
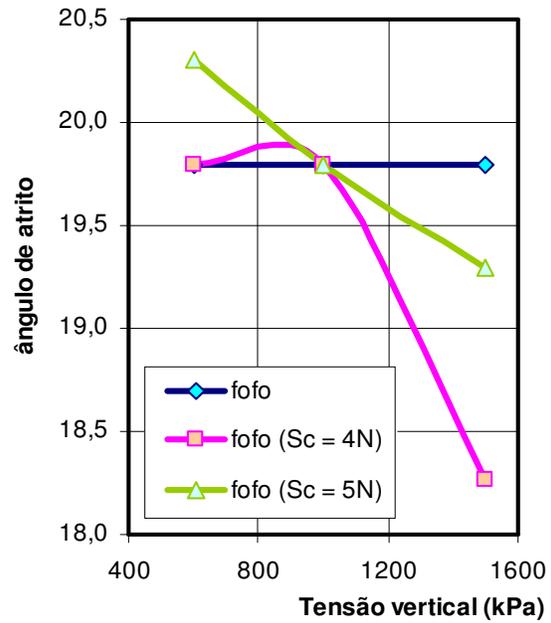


Figura 6.23: Envoltória de resistência do solo muito denso com quebra de grãos.

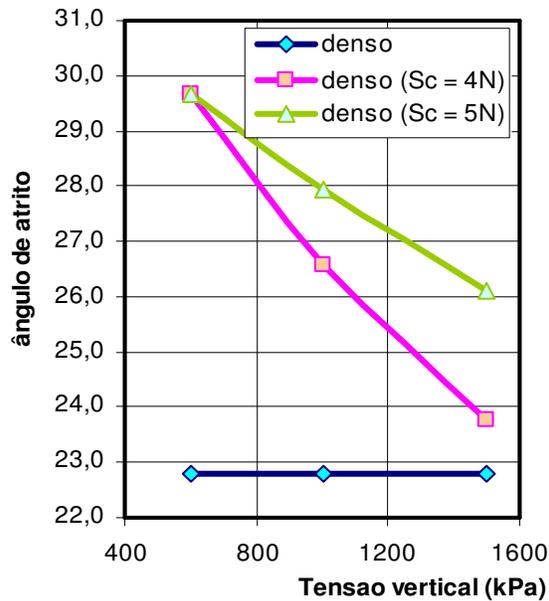
a) Solo muito fofo



b) Solo fofo



c) Solo denso



d) Solo muito denso

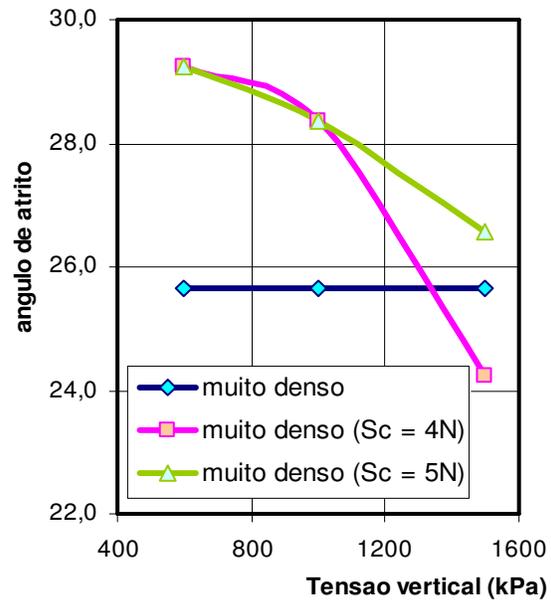
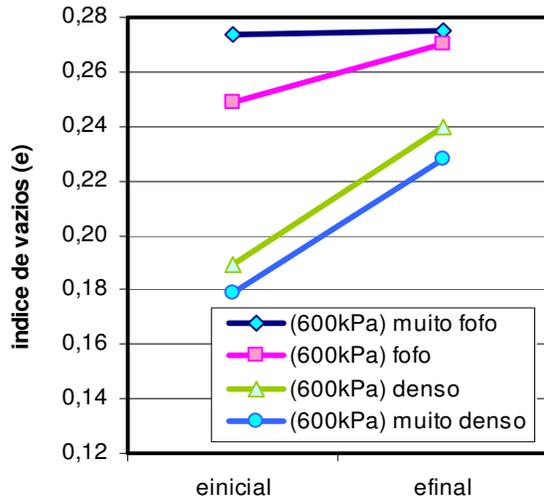


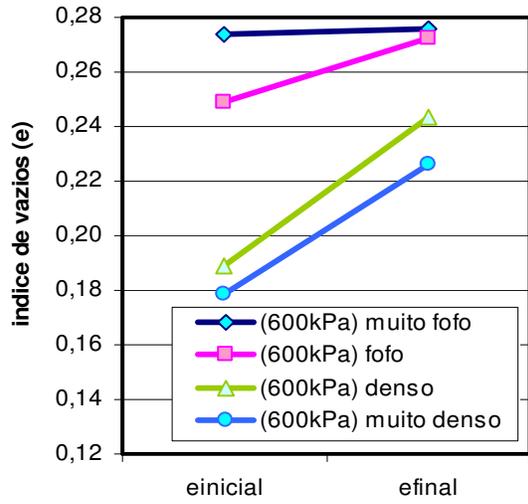
Figura 6.24: Evolução do ângulo de atrito com a tensão vertical em amostras com quebra de grãos.

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.

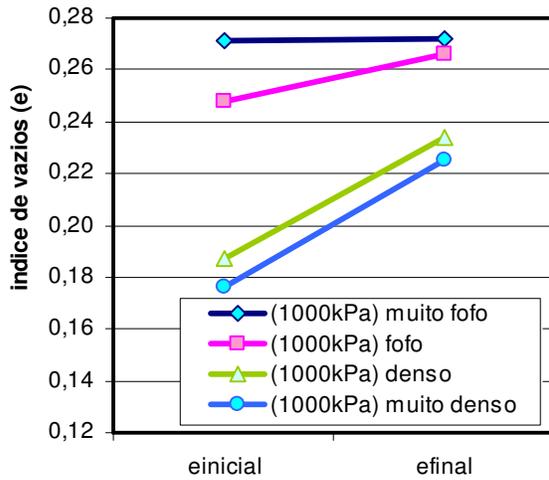
a) ($\sigma_v = 600\text{kPa}$) $Sc = 4N$



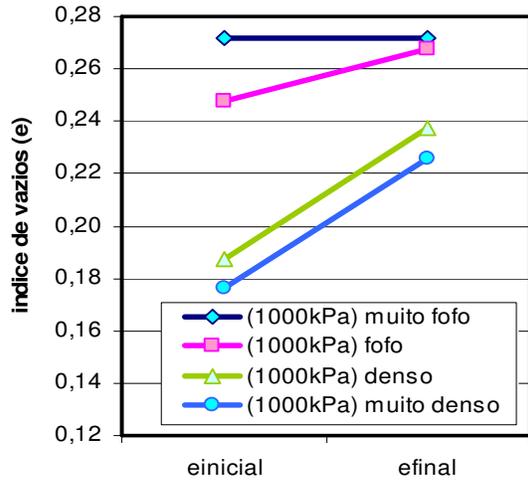
b) ($\sigma_v = 600\text{kPa}$) $Sc = 5N$



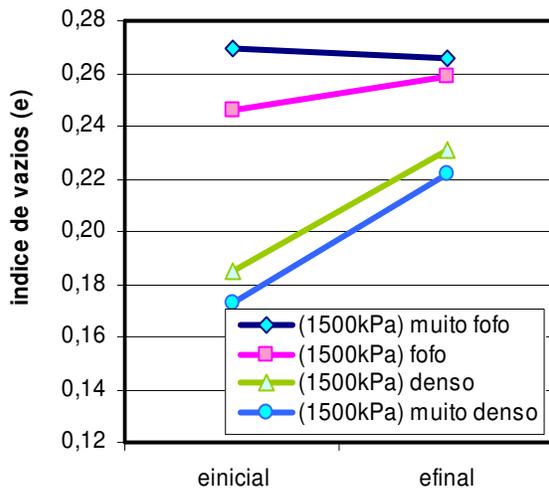
c) ($\sigma_v = 1000\text{kPa}$) $Sc = 4N$



d) ($\sigma_v = 1000\text{kPa}$) $Sc = 5N$



e) ($\sigma_v = 1500\text{kPa}$) $Sc = 4N$



f) ($\sigma_v = 1500\text{kPa}$) $Sc = 5N$

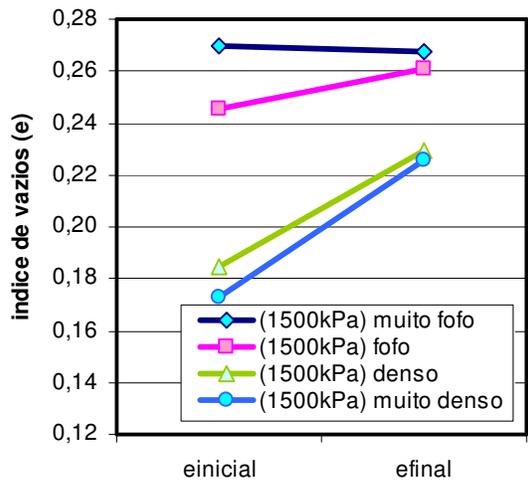


Figura 6.25: Índice de vazios inicial e final dos solos com quebra de grãos cisalhados.

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.

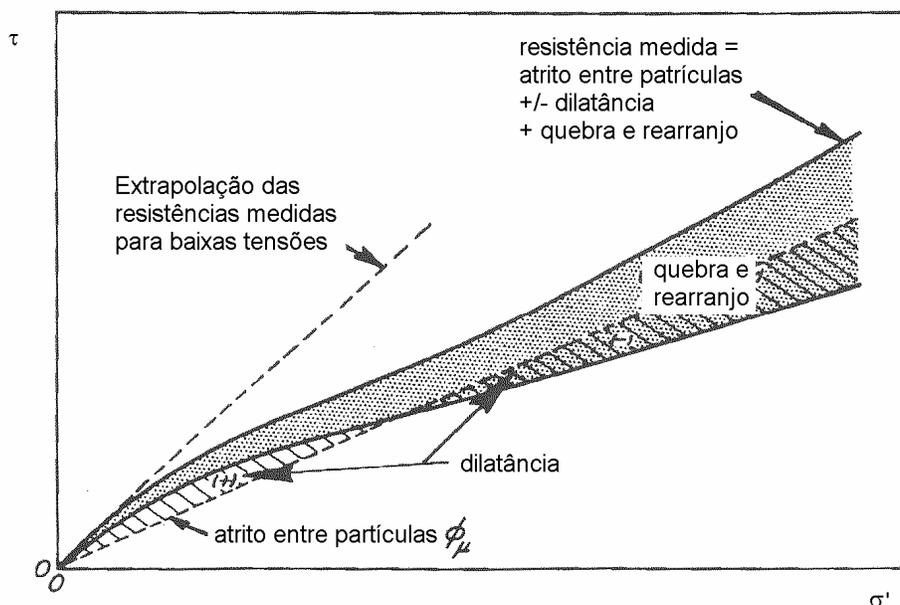


Figura 6.26: Contribuição do atrito, ditatância, quebra e rearranjo de grãos na envoltória de resistencia de Mohr para ensaios drenados em areias (Lee & Seed, 1967).

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.

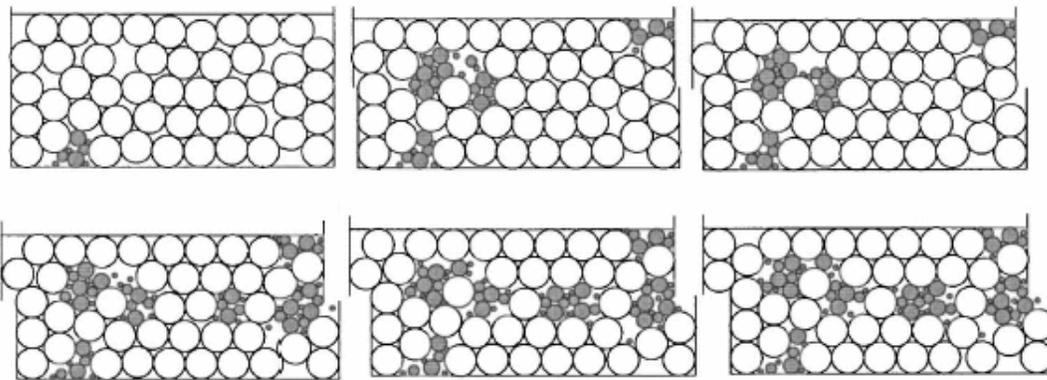


Figura 6.27: Simulação de quebra de grãos sob cisalhamento (Lobo-Guerrero & Vallejo, 2005).

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.

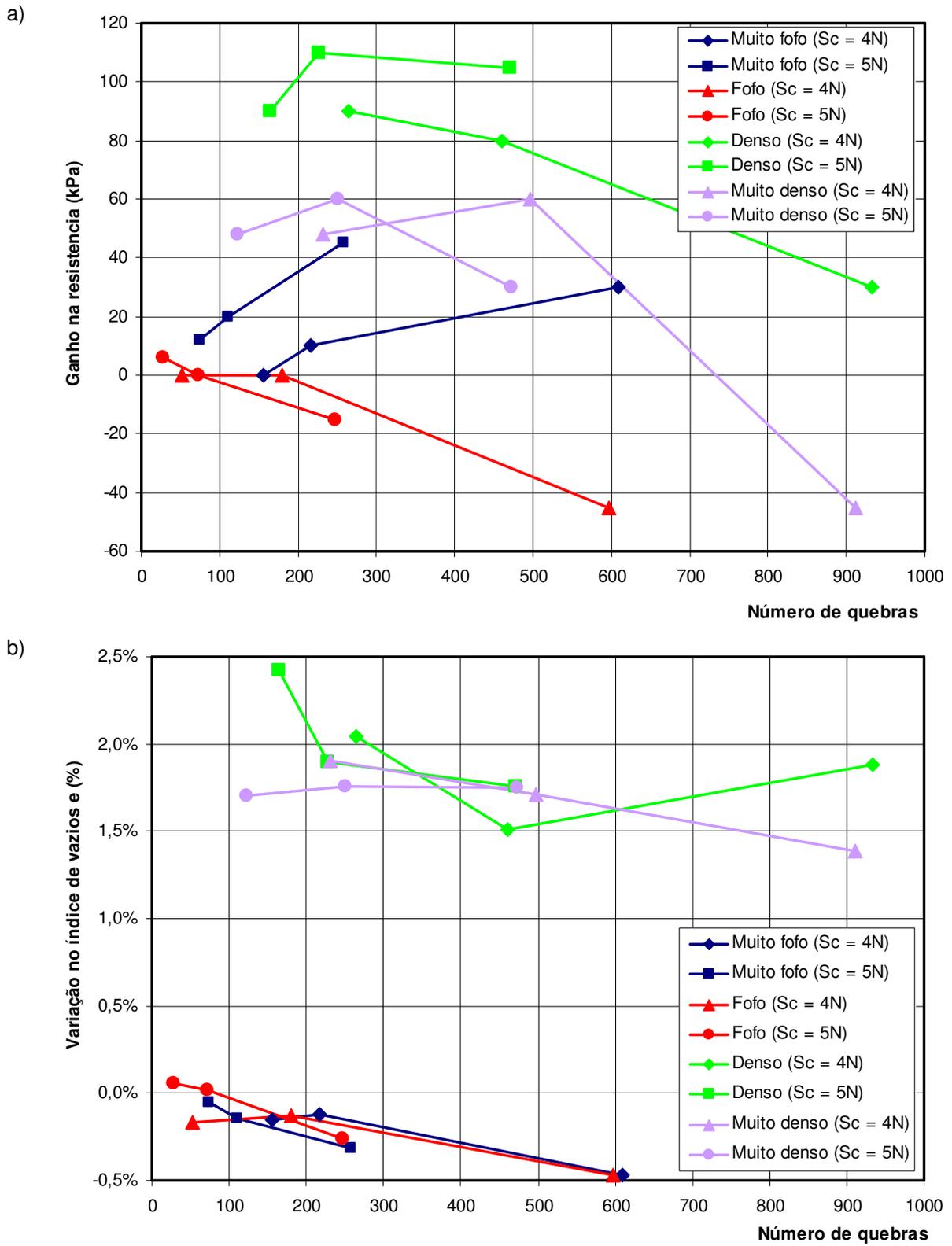


Figura 6.28: Resultados relativos à mesma amostra sem quebra: a) Ganho na resistência ao cisalhamento com o número de quebras; b) Variação no índice de vazios com o número de quebras.

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 contato 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.

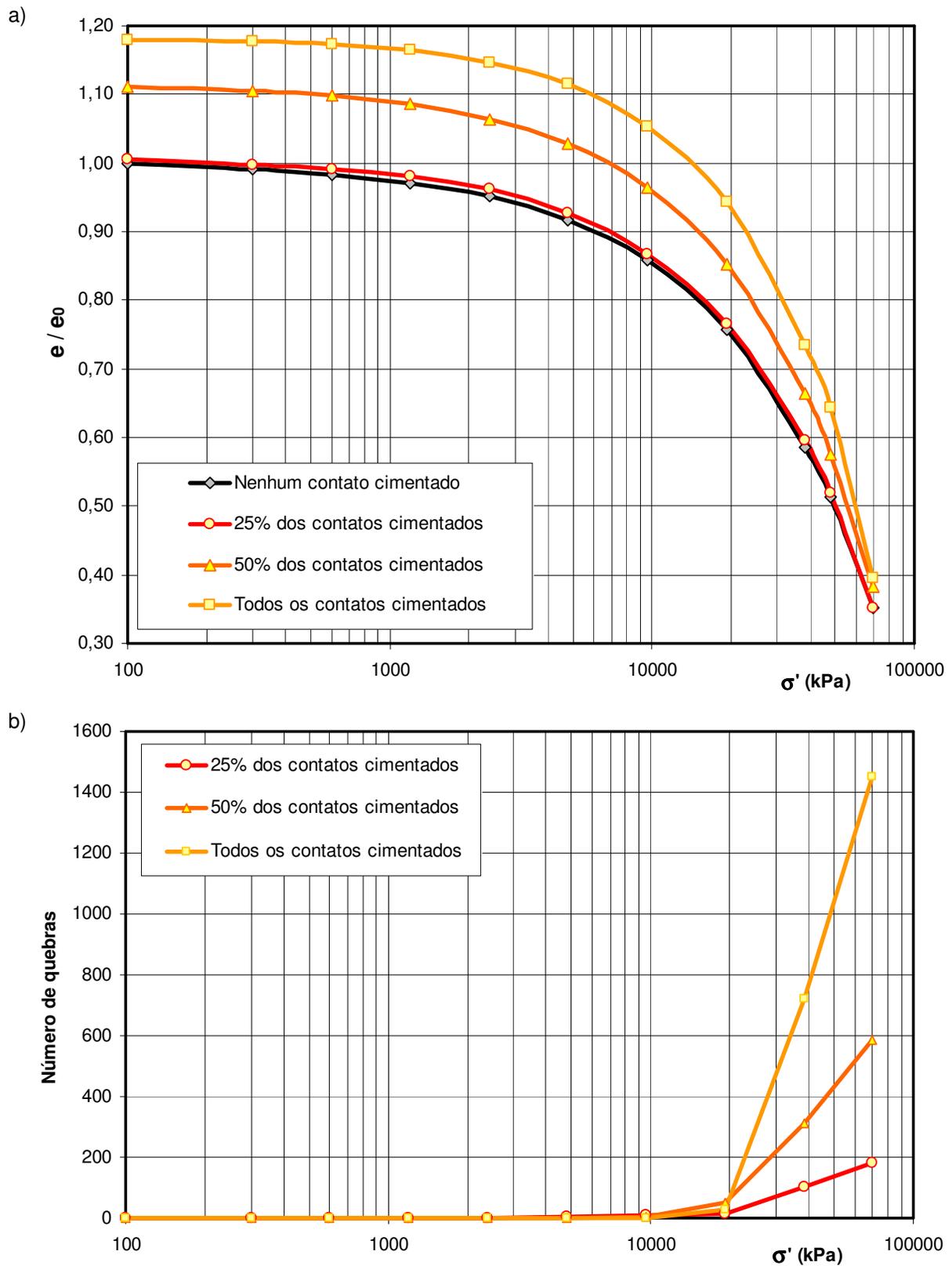


Figura 6.29: a) Curvas de adensamento normalizada de solos com cimentação de grãos para uma resistência do cimento de $F_c = 5\text{N}$; b) Histórico de quebra de contatos cimentados com a pressão vertical.

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 Cc	0,210	0,241	0,278	0,353

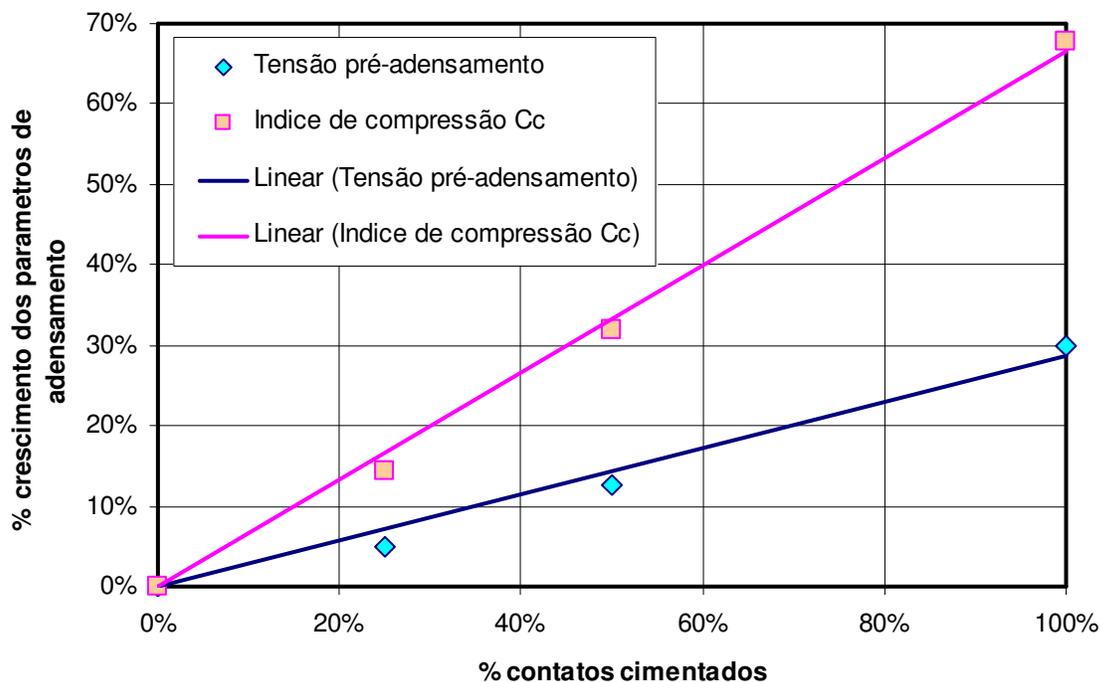


Figura 6.30: Evolução da tensão virtual de pré-adensamento e o índice de compressão com a porcentagem de contatos cimentados, para amostra fofa de $F_c = 5N$.

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).

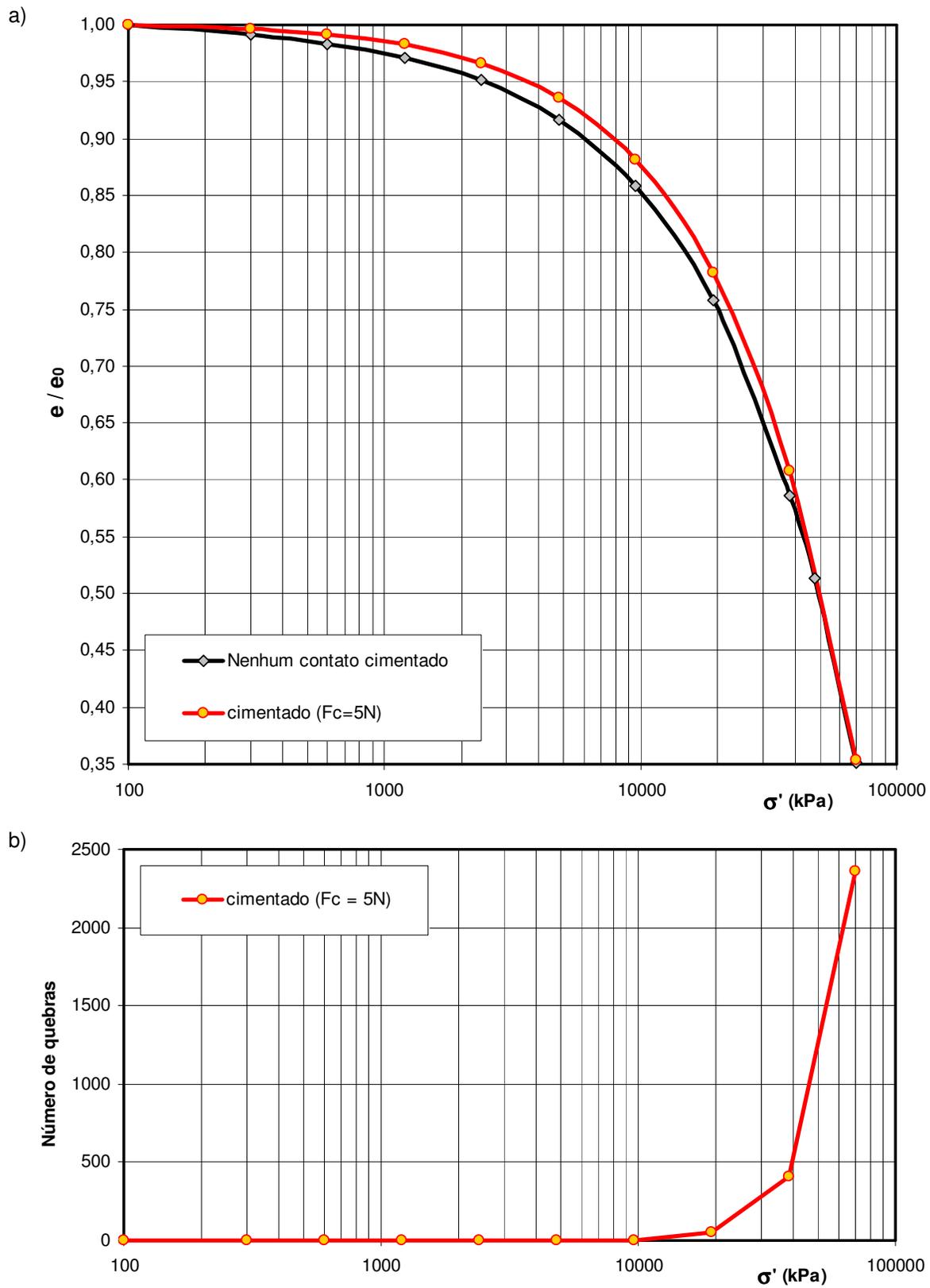


Figura 6.31: a) Curvas de adensamento normalizada de solos com e sem cimentação de grãos para igual valor de e_0 ; b) Histórico de quebra de contatos cimentados com a pressão vertical.

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).

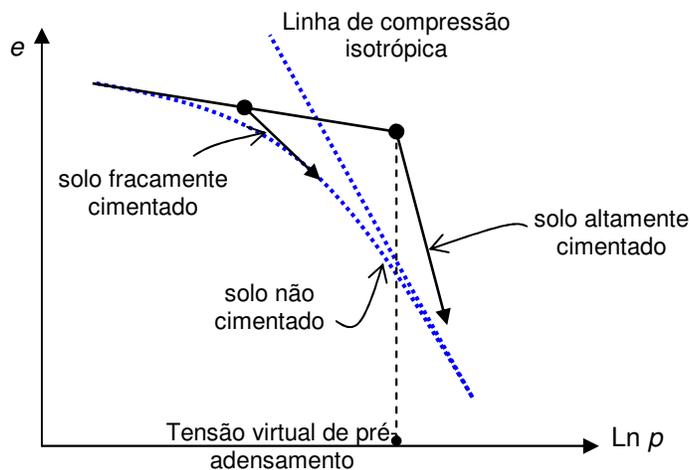


Figura 6.32: Esquema de uma curva de adensamento de solos fraca e altamente cimentados.

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 $F_c = 0,5N$.

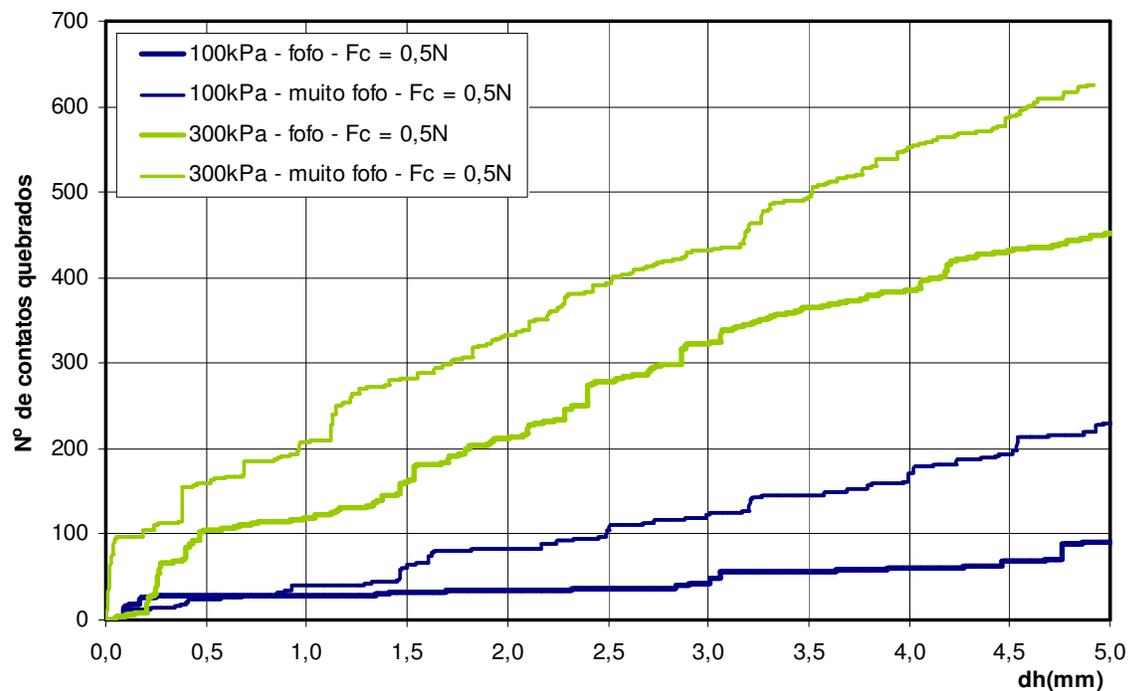


Figura 6.33: Histórico de quebras de contatos cimentados em amostras fofas e muito fofas, para tensão vertical de 100 e 300kPa ($F_c = 0,5N$).

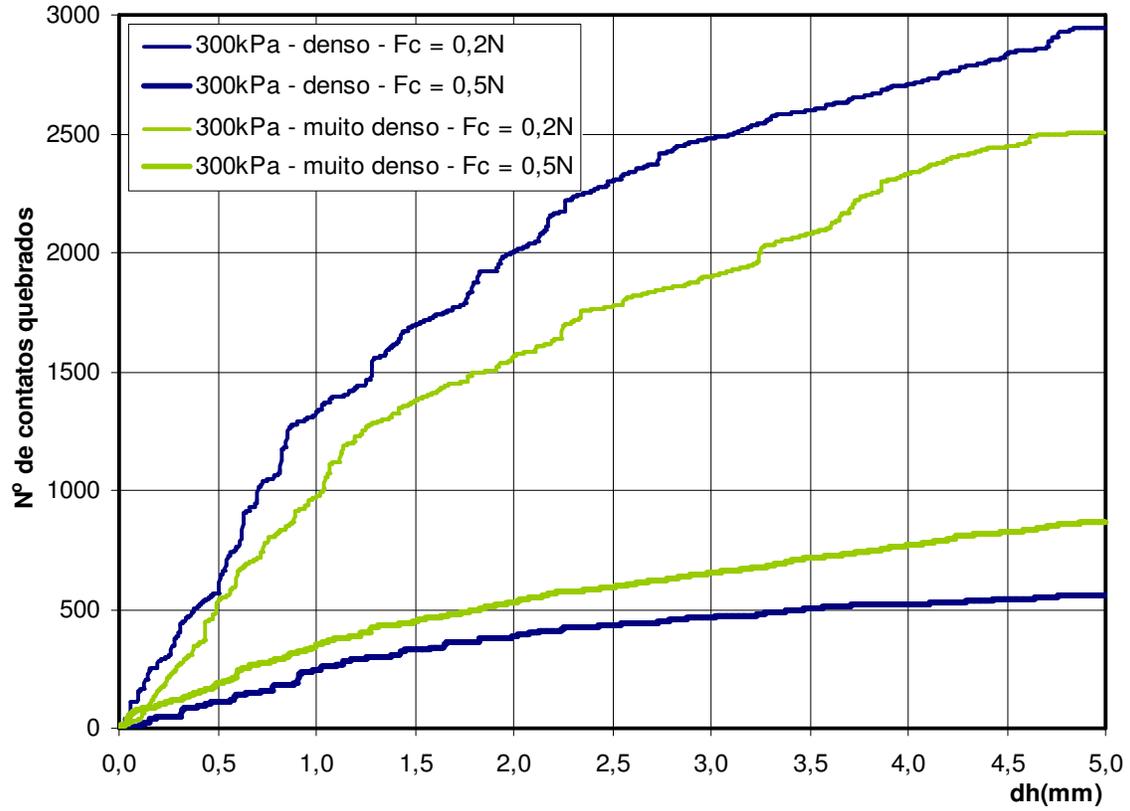


Figura 6.34: Histórico de quebras de contatos cimentados em amostras densas e muito densas, para tensão vertical de 300kPa.

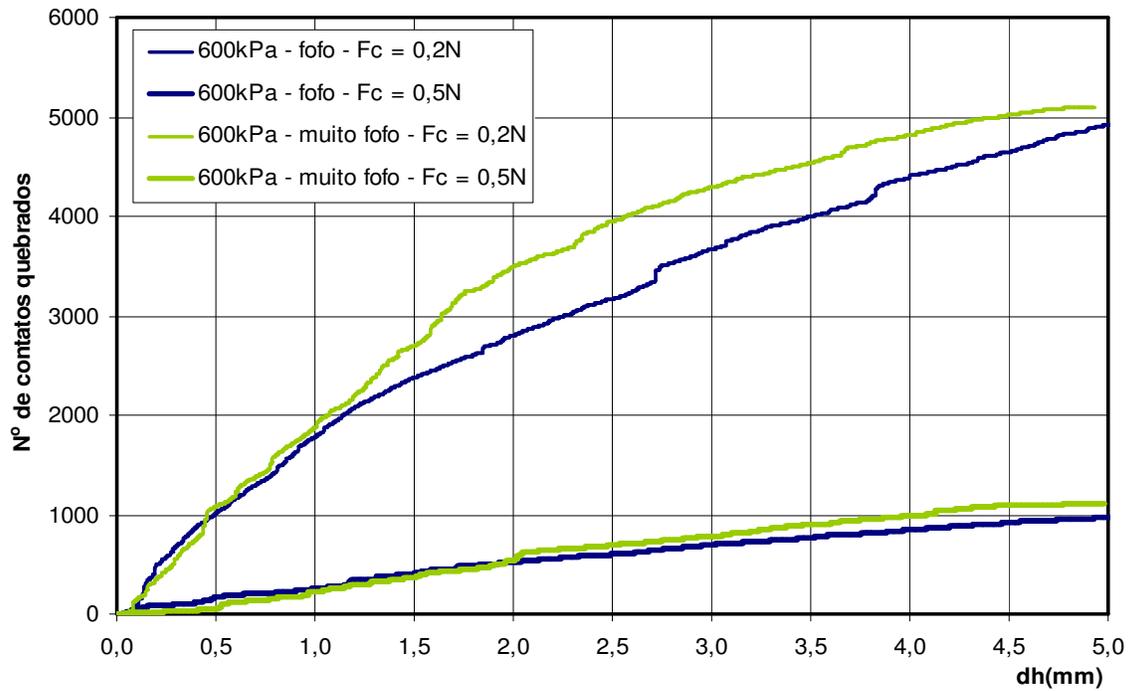


Figura 6.35: Histórico de quebras de contatos cimentados em amostras fofas e muito fofas, para tensão vertical de 600kPa.

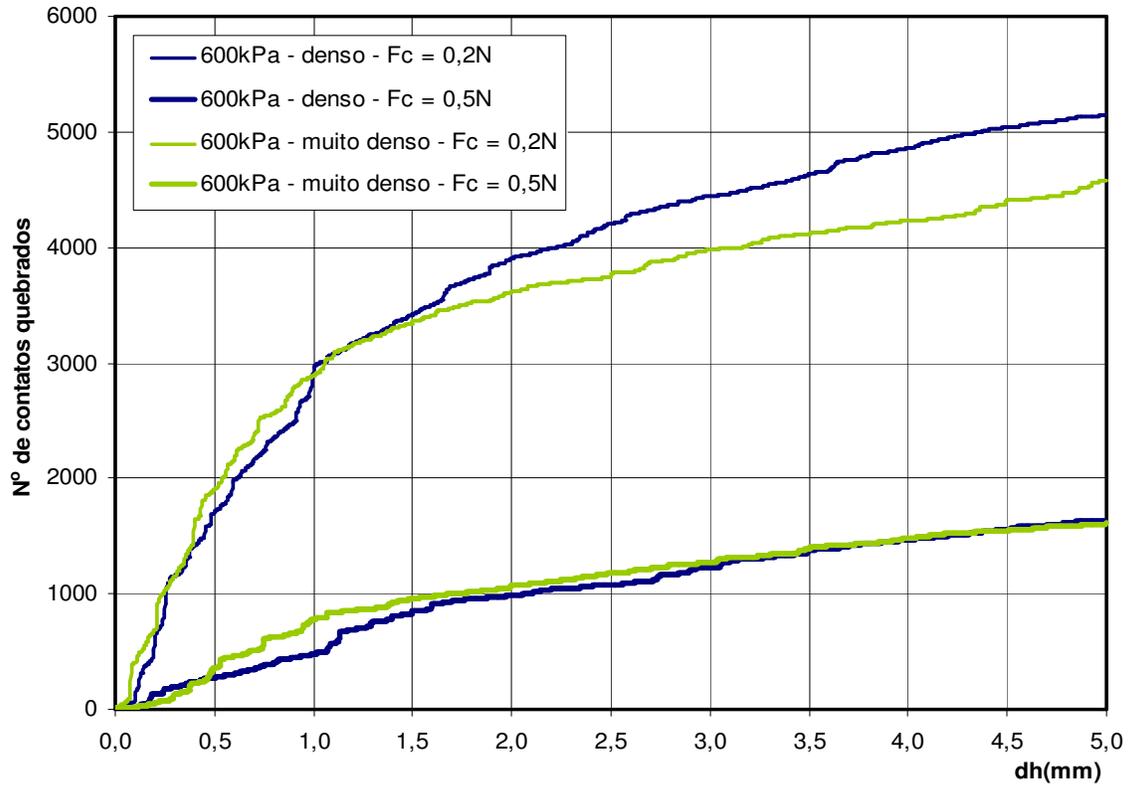


Figura 6.36: Histórico de quebras de contatos cimentados em amostras densas e muito densas, para tensão vertical de 600kPa.

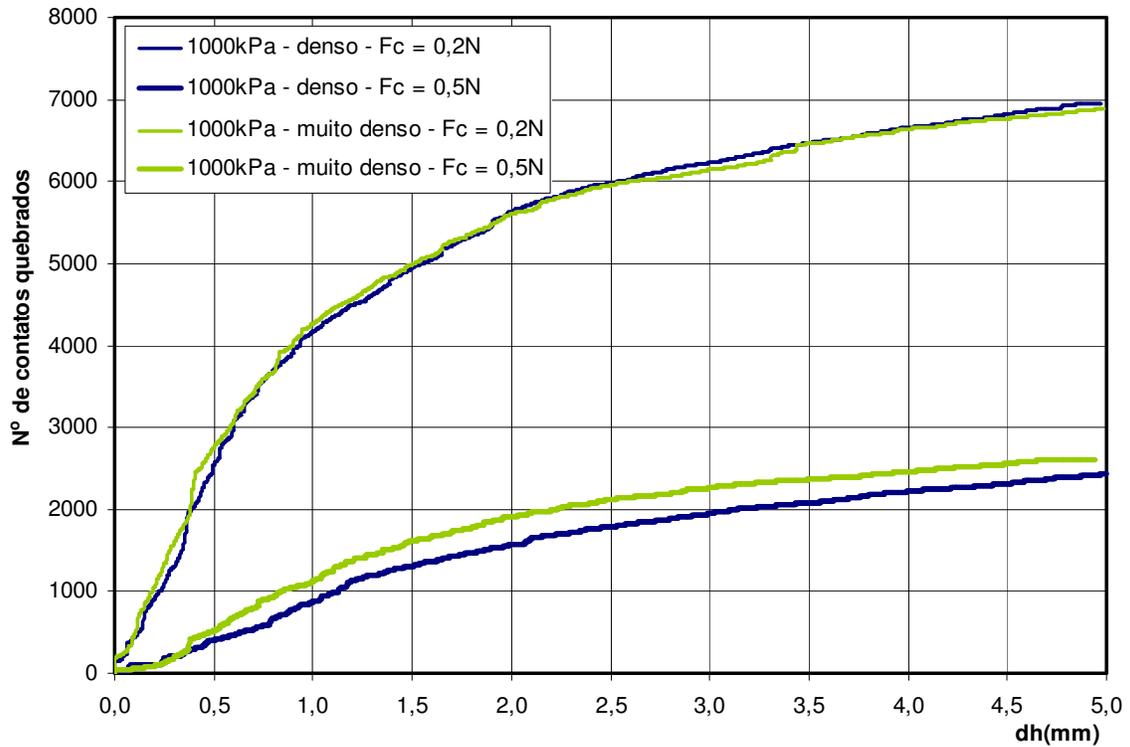


Figura 6.37: Histórico de quebras de contatos cimentados em amostras densas e muito densas, para tensão vertical de 1000kPa.

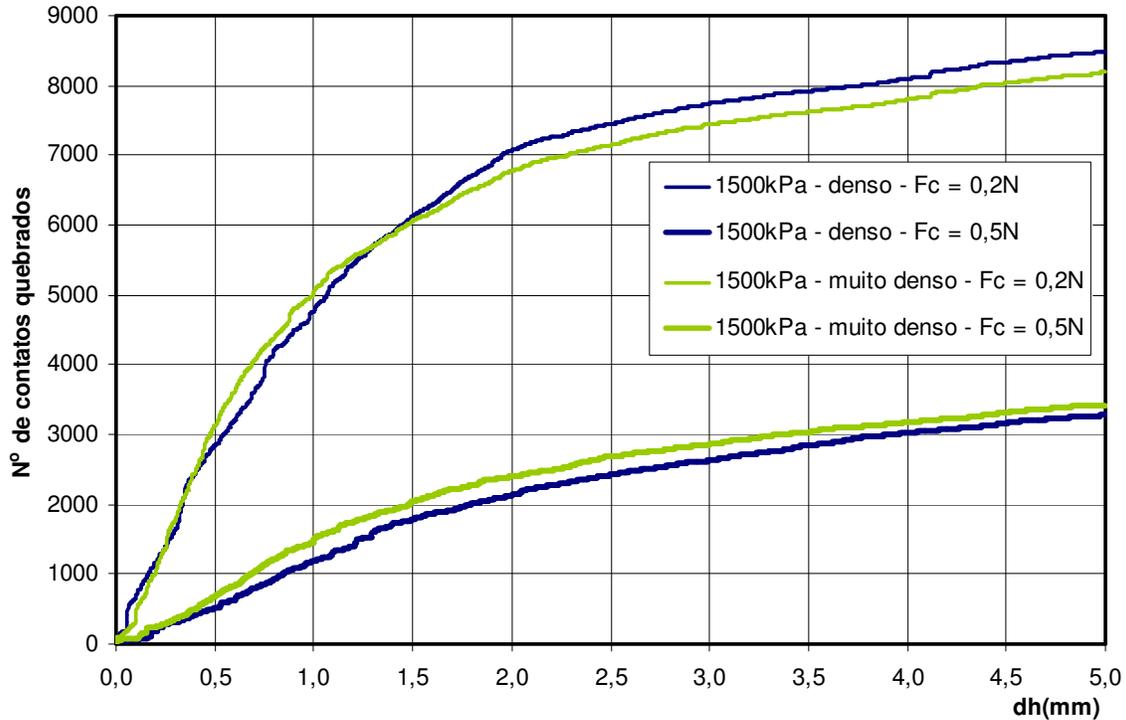


Figura 6.38: Histórico de quebras de contatos cimentados em amostras densas e muito densas, para tensão vertical de 1500kPa.

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.

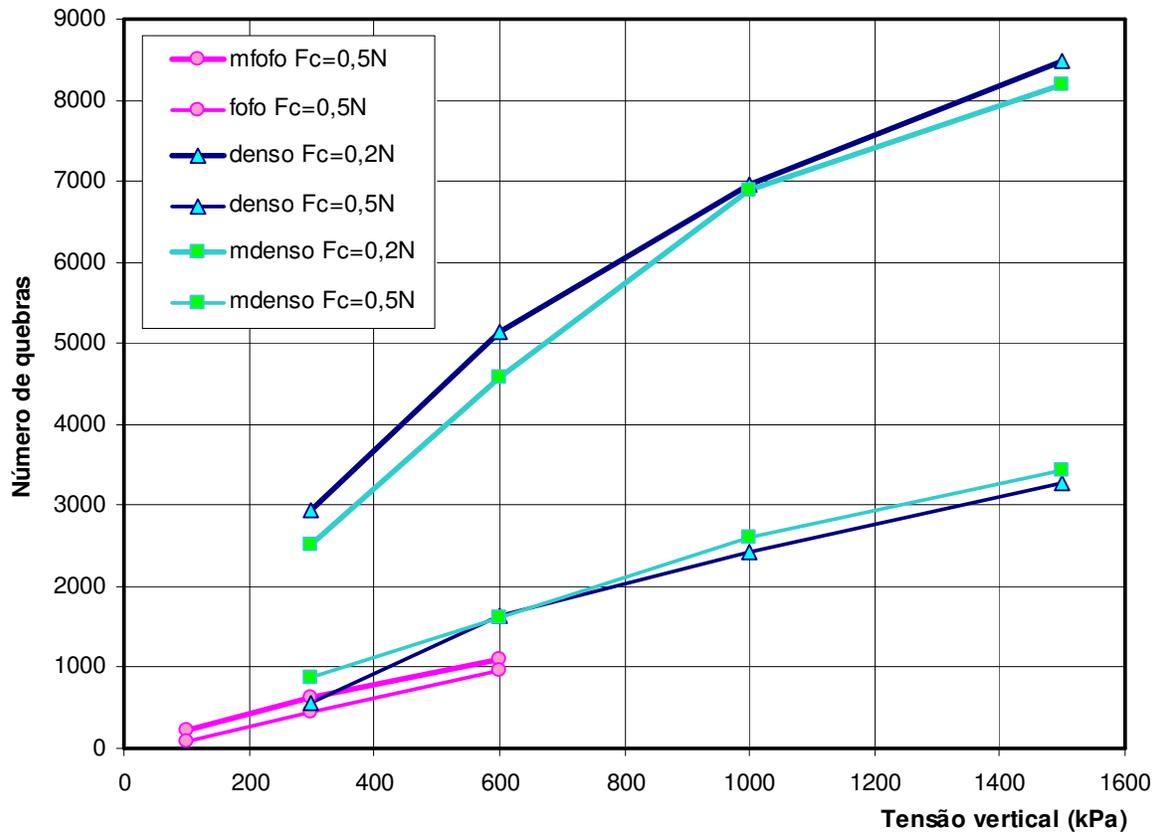


Figura 6.39: Histórico de quebras de contatos cimentados em função da tensão vertical.

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

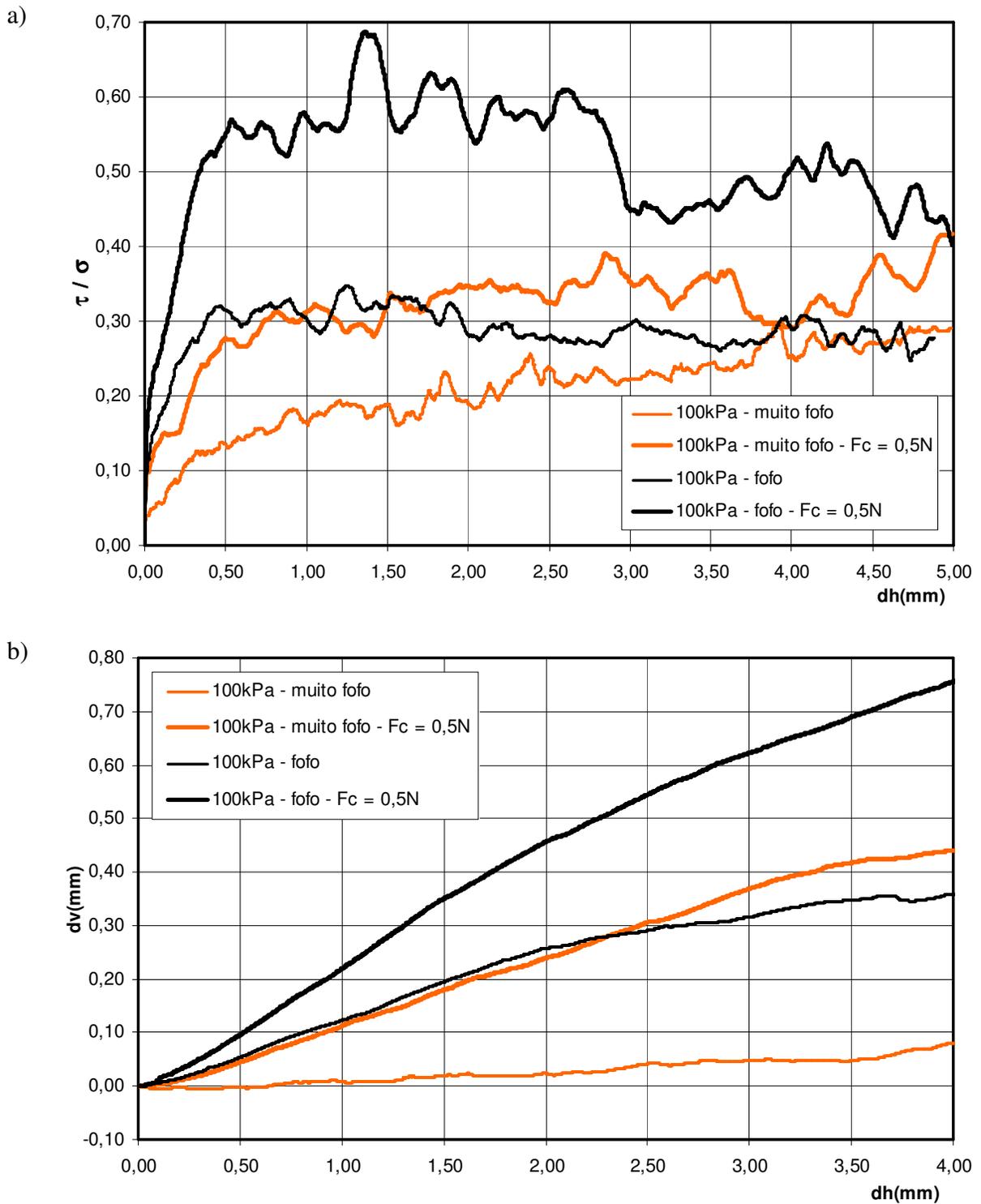


Figura 6.40: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra fofo e muito fofo com cimentação de grãos, para tensão vertical de 100kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo fofo e muito fofo - Tensão vertical = 300kPa

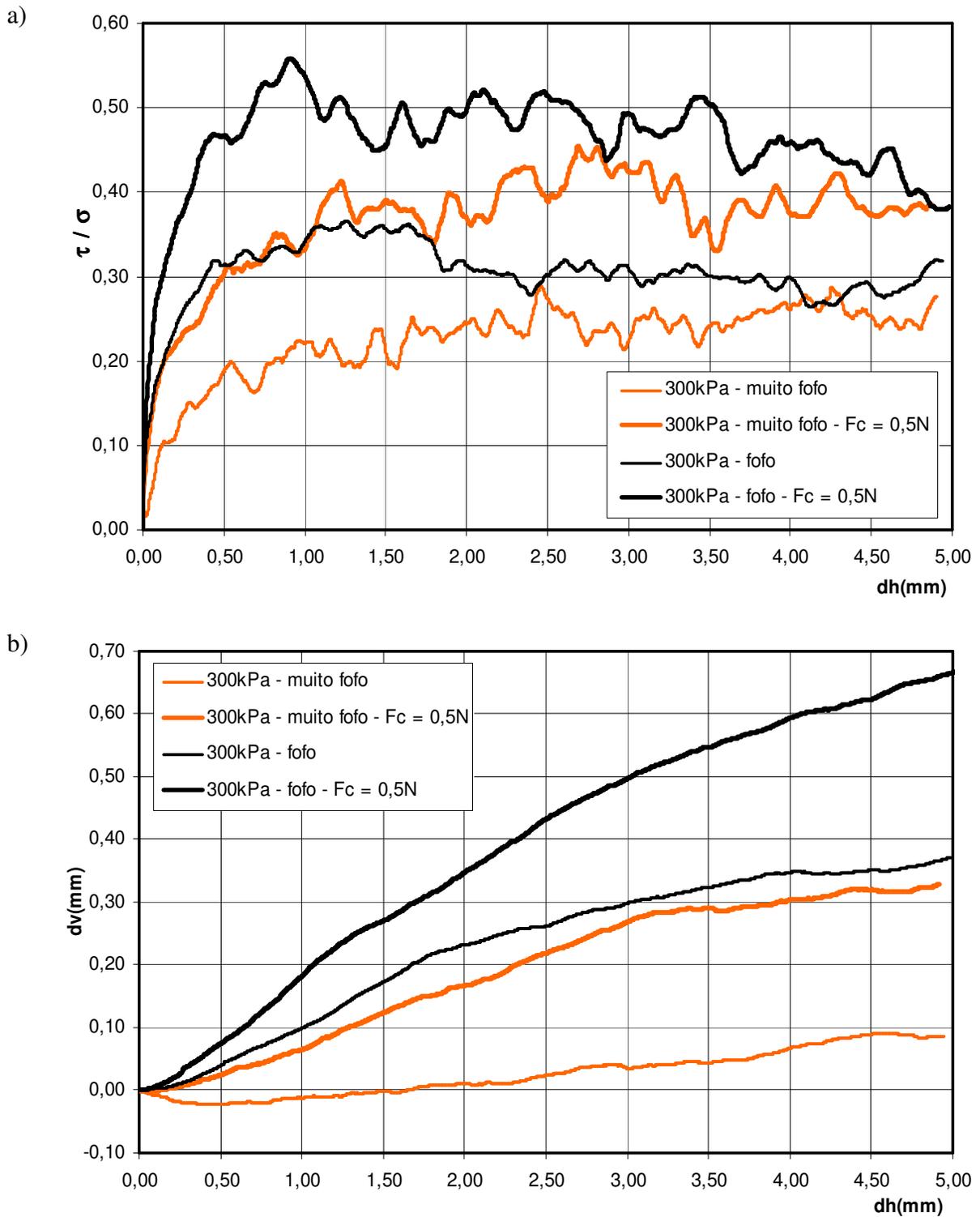
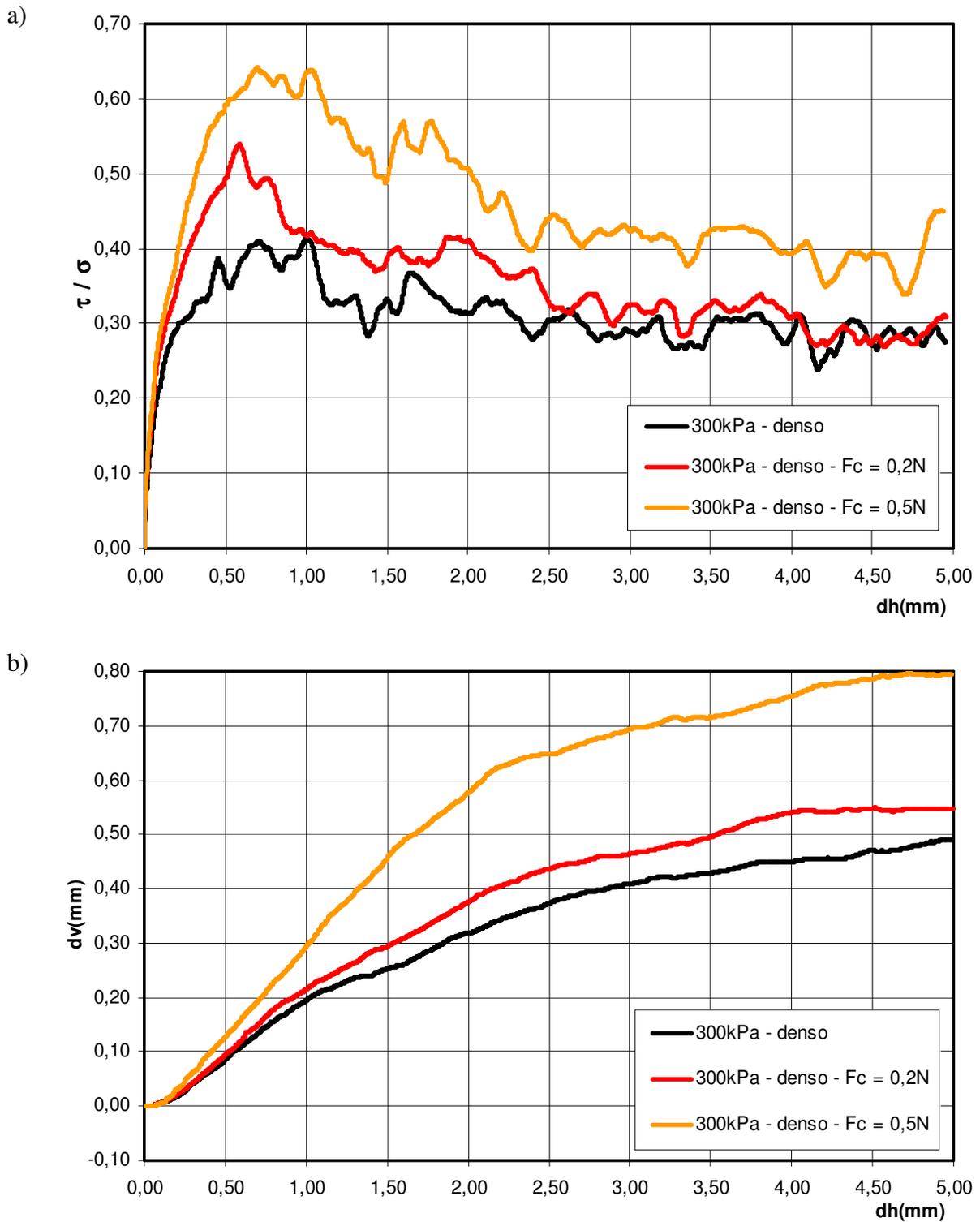


Figura 6.41: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra fofo e muito fofo com cimentação de grãos, para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso - Tensão vertical = 300kPa



Solo muito denso - Tensão vertical = 300kPa

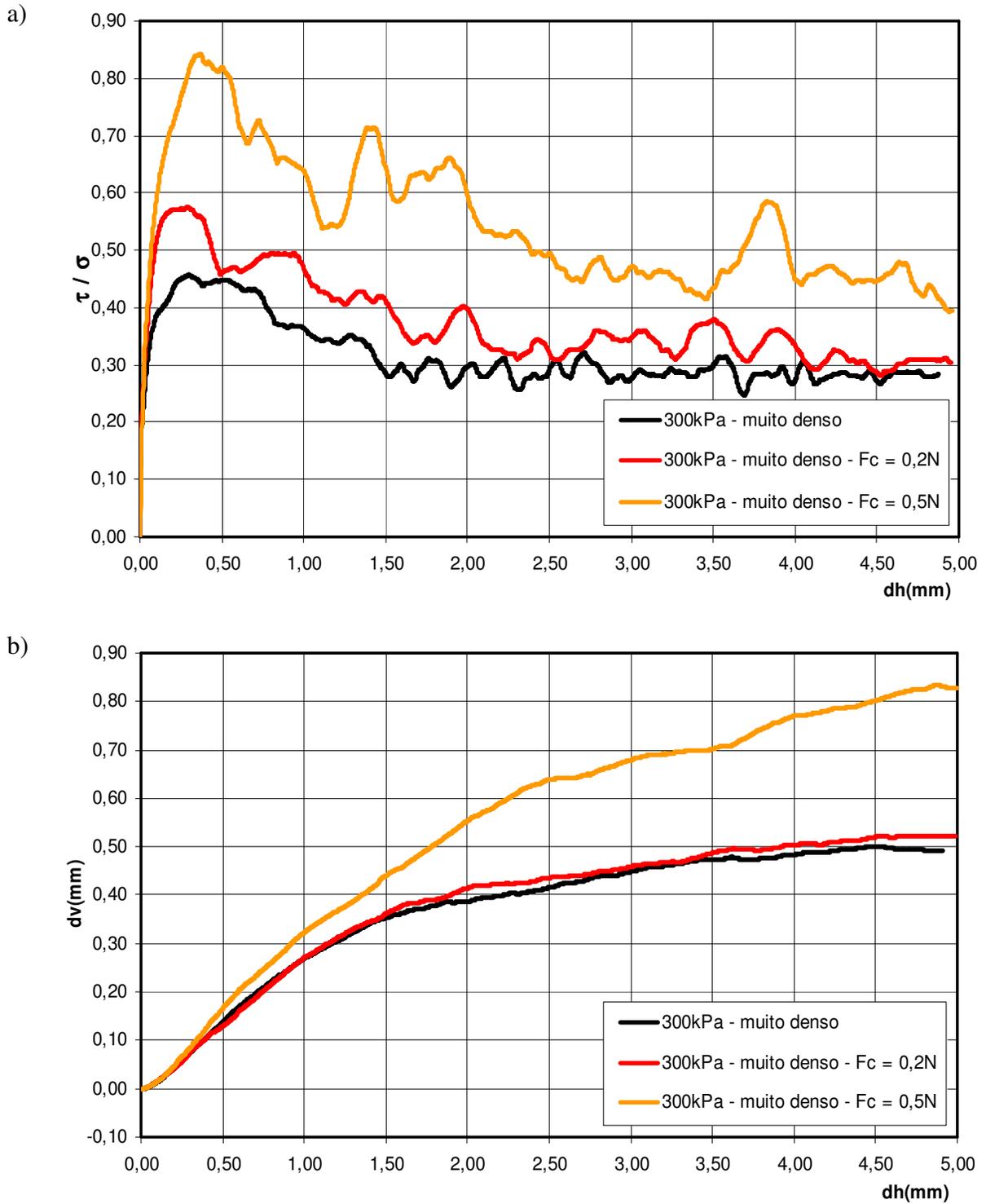


Figura 6.43: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito densa com cimentação de grãos, para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo muito fofo - Tensão vertical = 600kPa

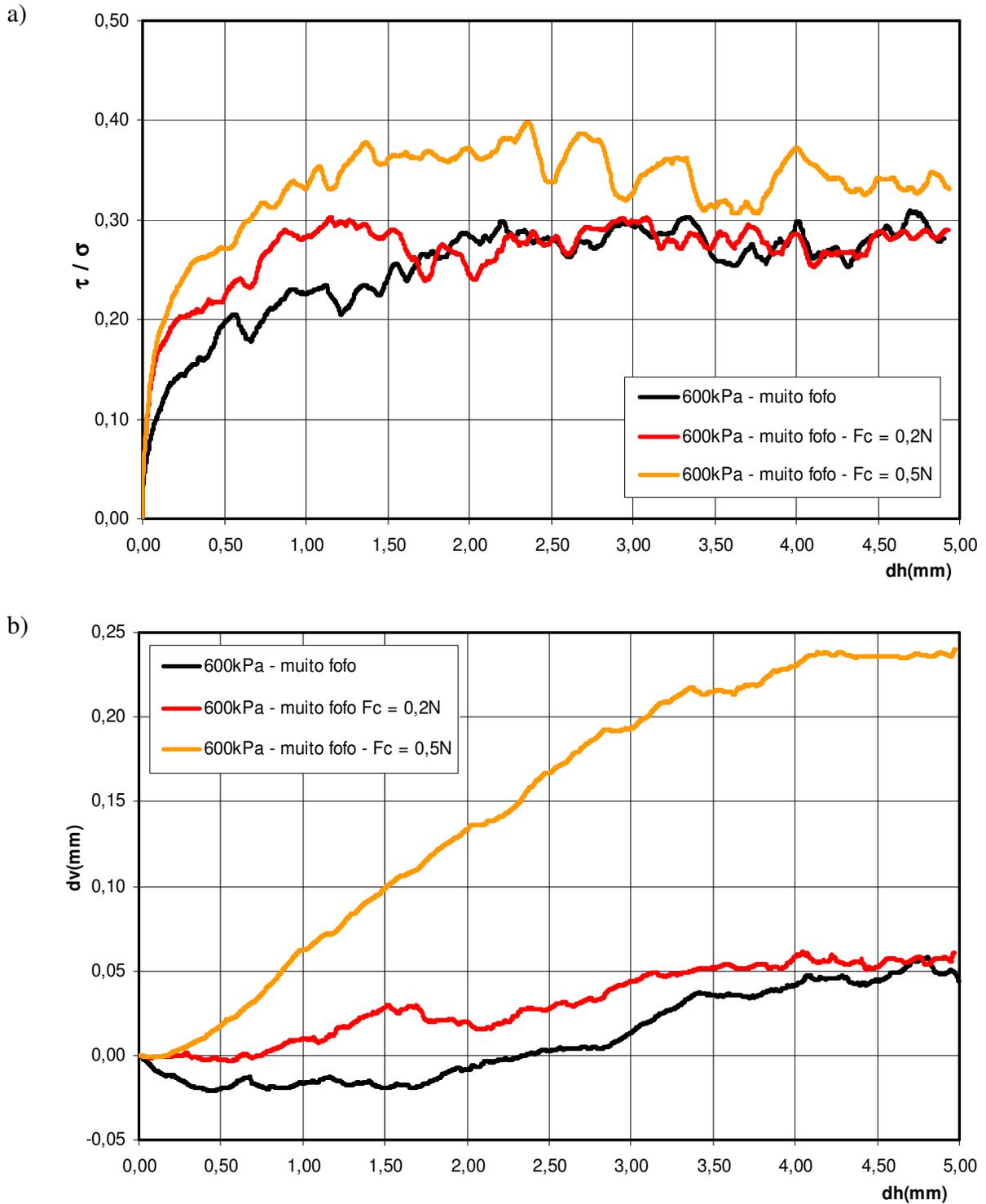


Figura 6.44: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito fofo com cimentação de grãos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo fofo - Tensão vertical = 600kPa

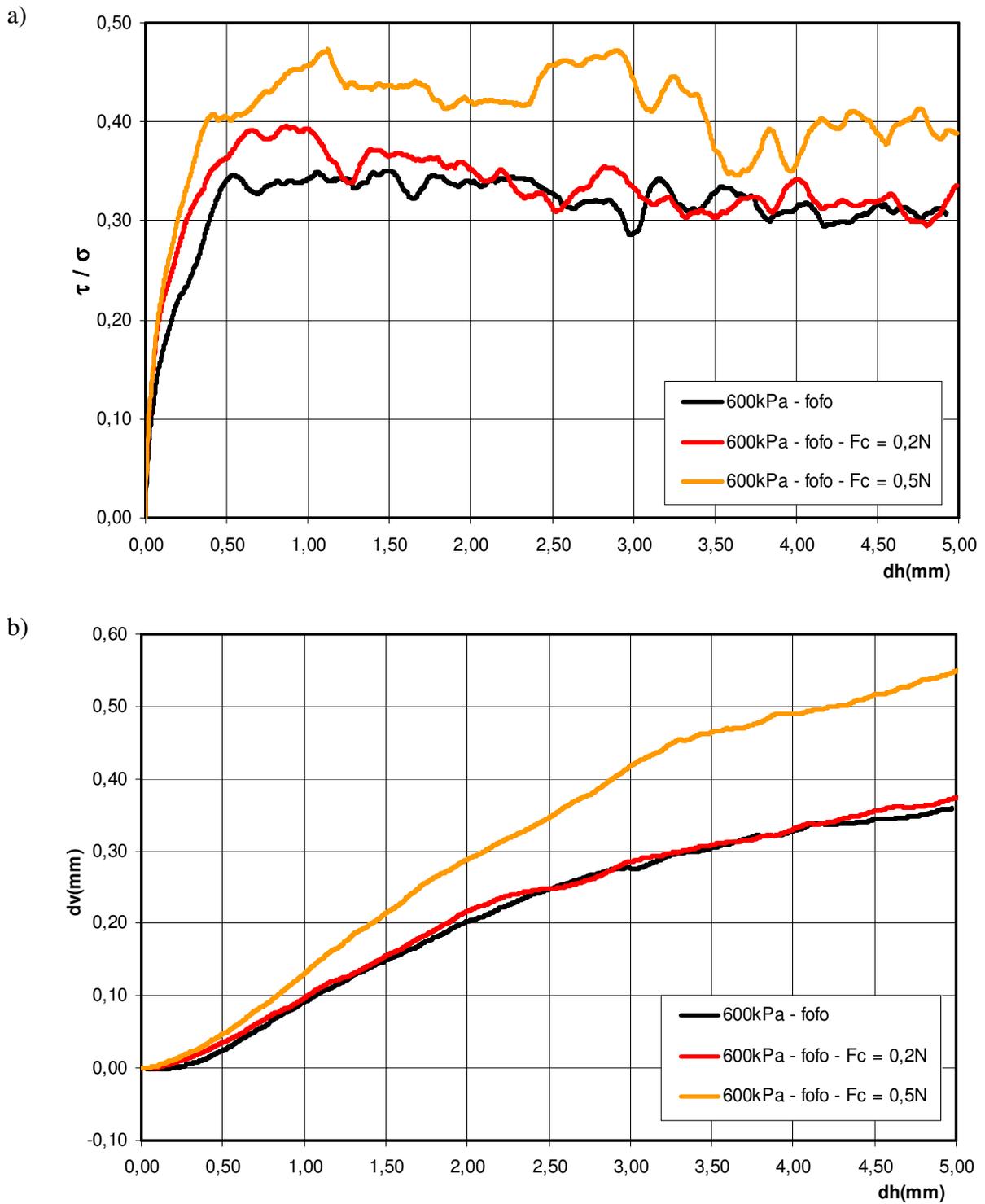


Figura 6.45: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra fofo com cimentação de grãos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso- Tensão vertical = 600kPa

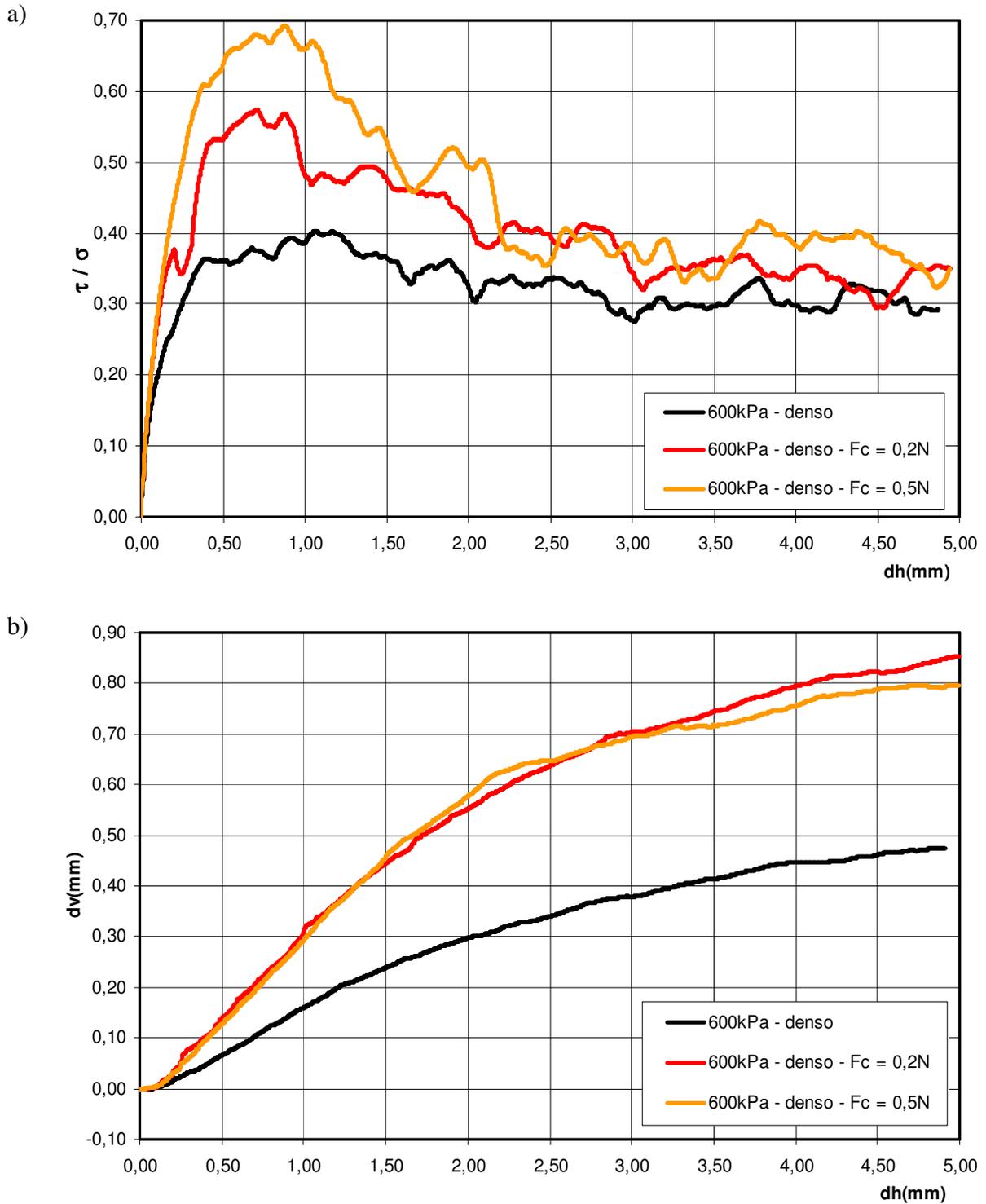


Figura 6.46: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com cimentação de grãos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo muito denso - Tensão vertical = 600kPa

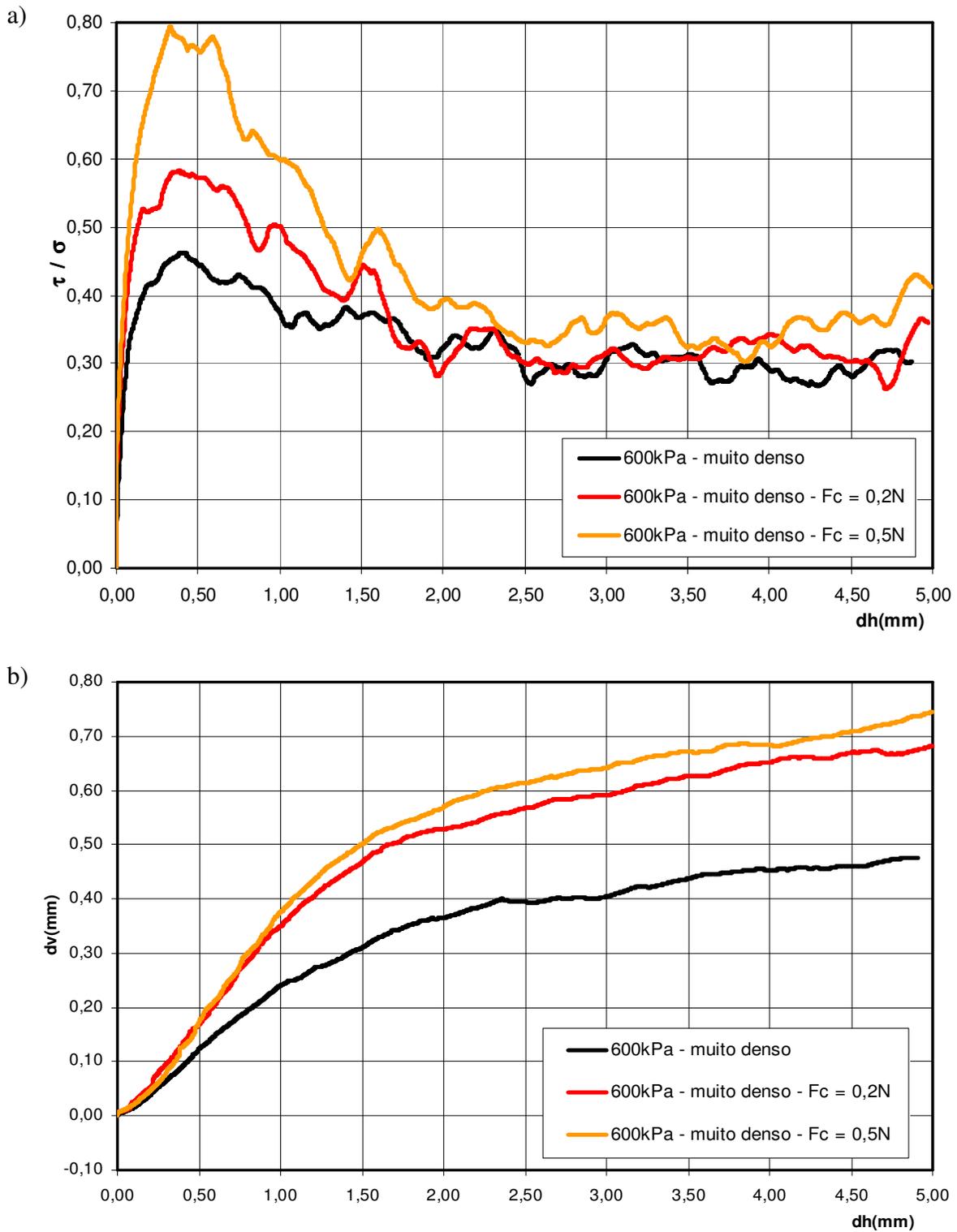


Figura 6.47: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito densa com cimentação de grãos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso - Tensão vertical = 1000kPa

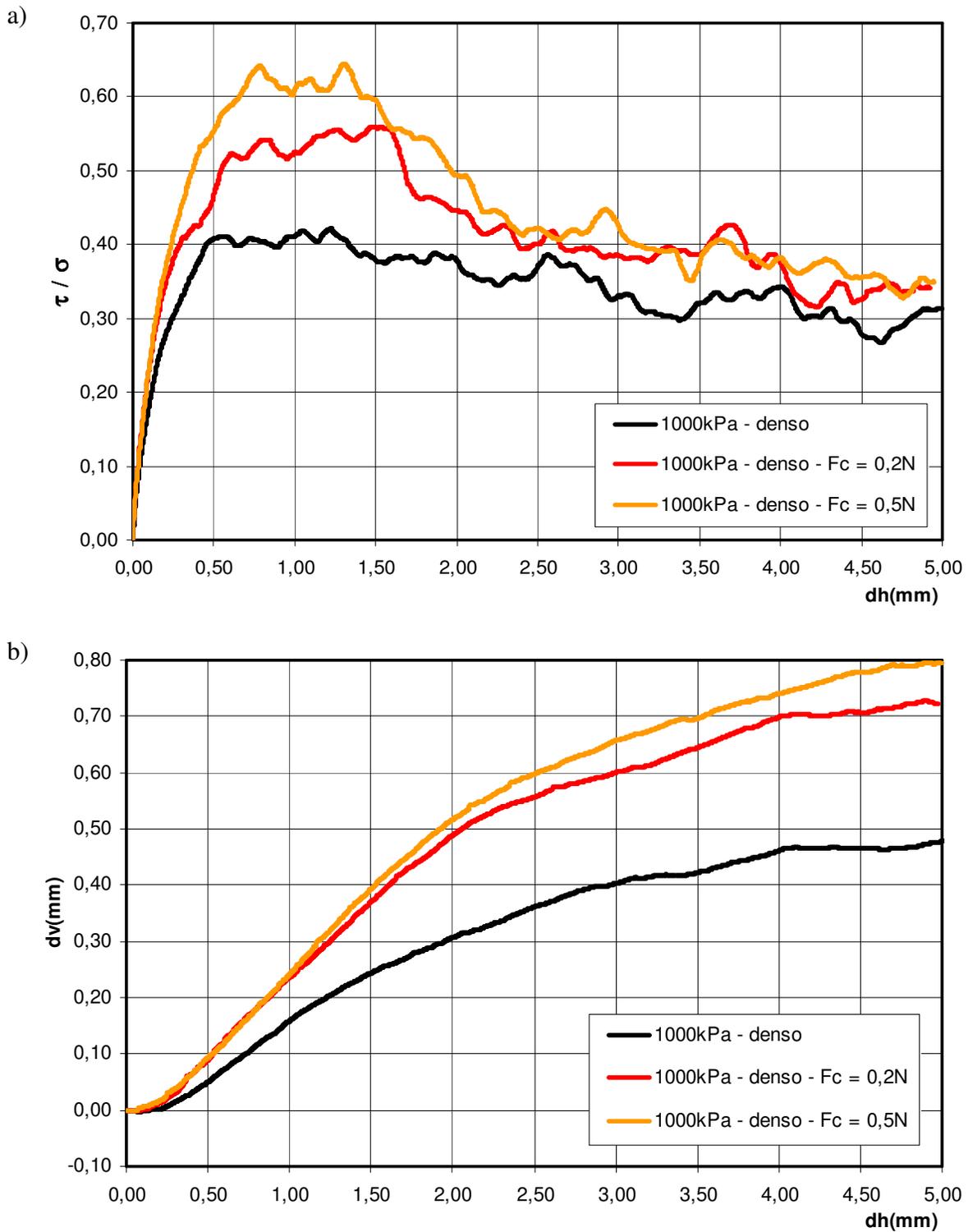


Figura 6.48: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com cimentação de grãos, para tensão vertical de 1000kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo muito denso - Tensão vertical = 1000kPa

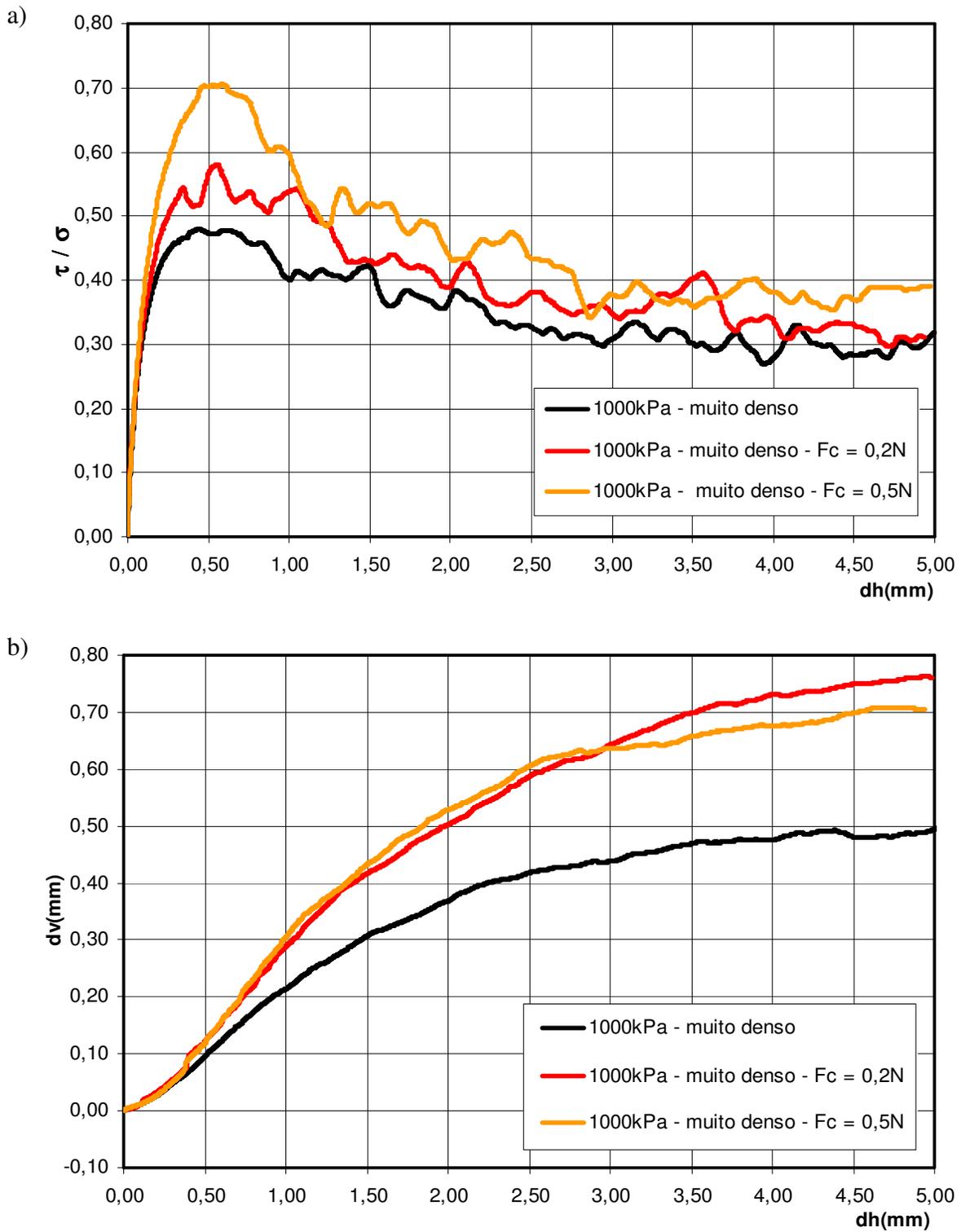


Figura 6.49: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito densa com cimentação de grãos, para tensão vertical de 1000kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso - Tensão vertical = 1500kPa

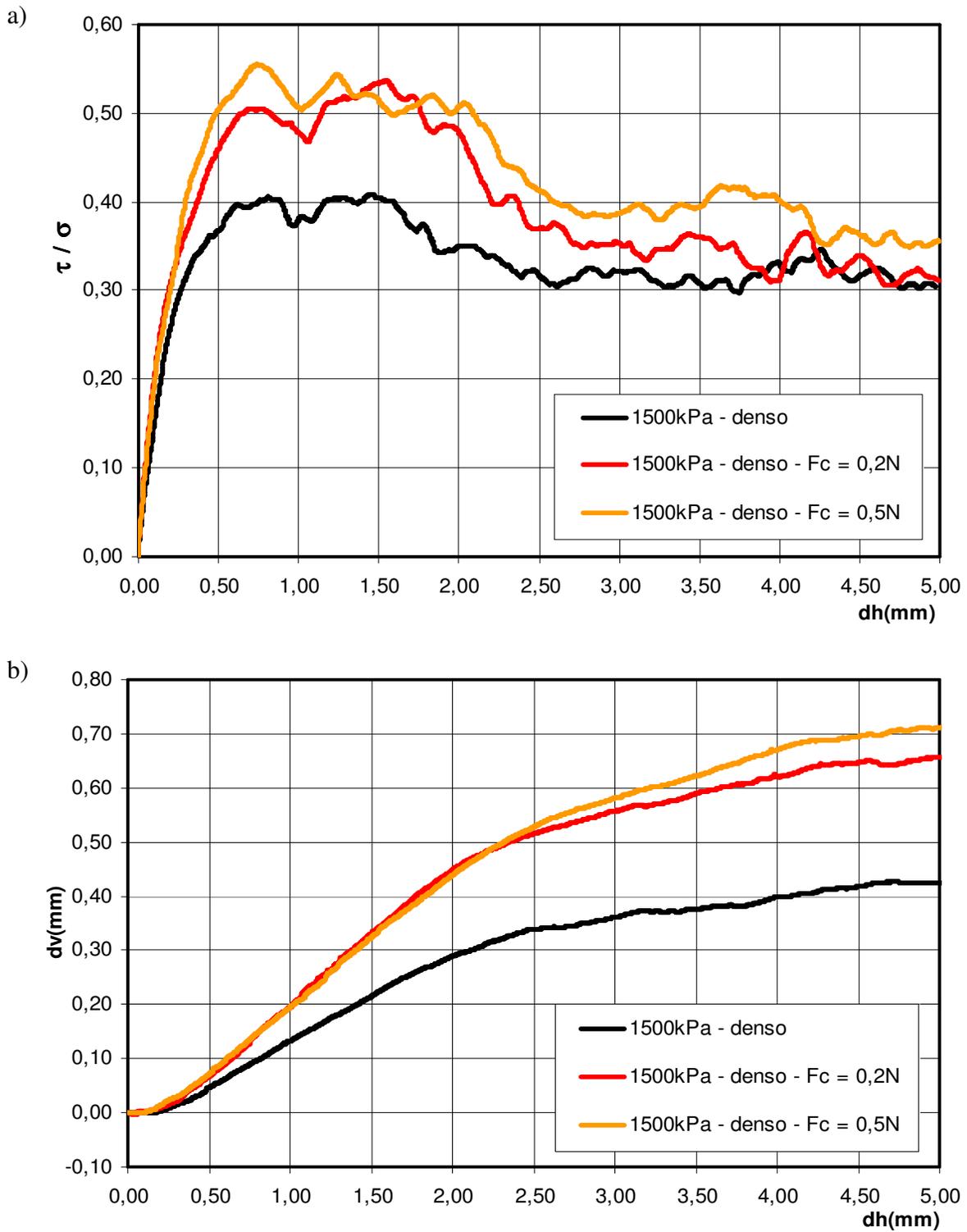


Figura 6.50: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com cimentação de grãos, para tensão vertical de 1500kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo muito denso - Tensão vertical = 1500kPa

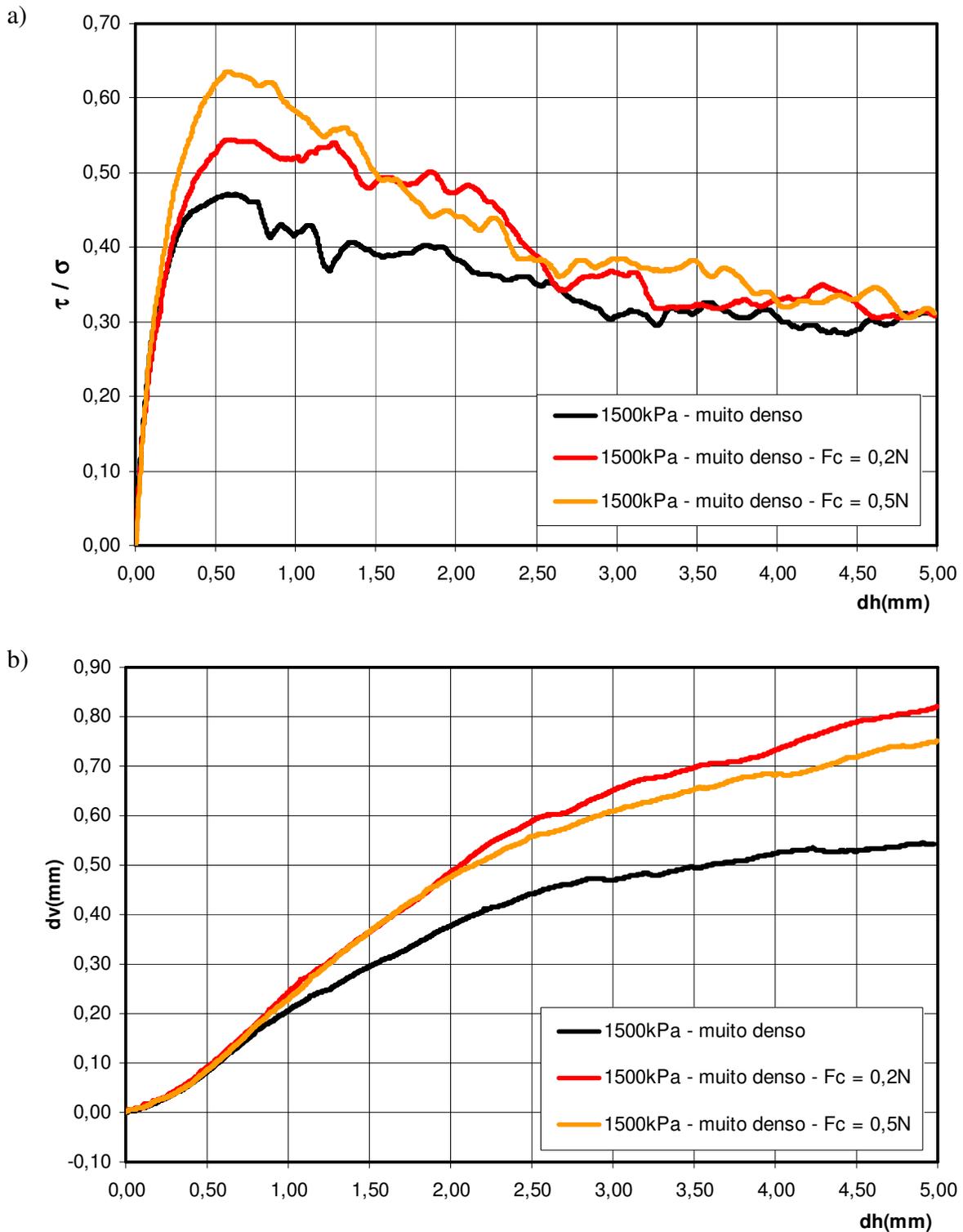


Figura 6.51: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra muito densa com cimentação de grãos, para tensão vertical de 1500kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Envoltórias de resistência

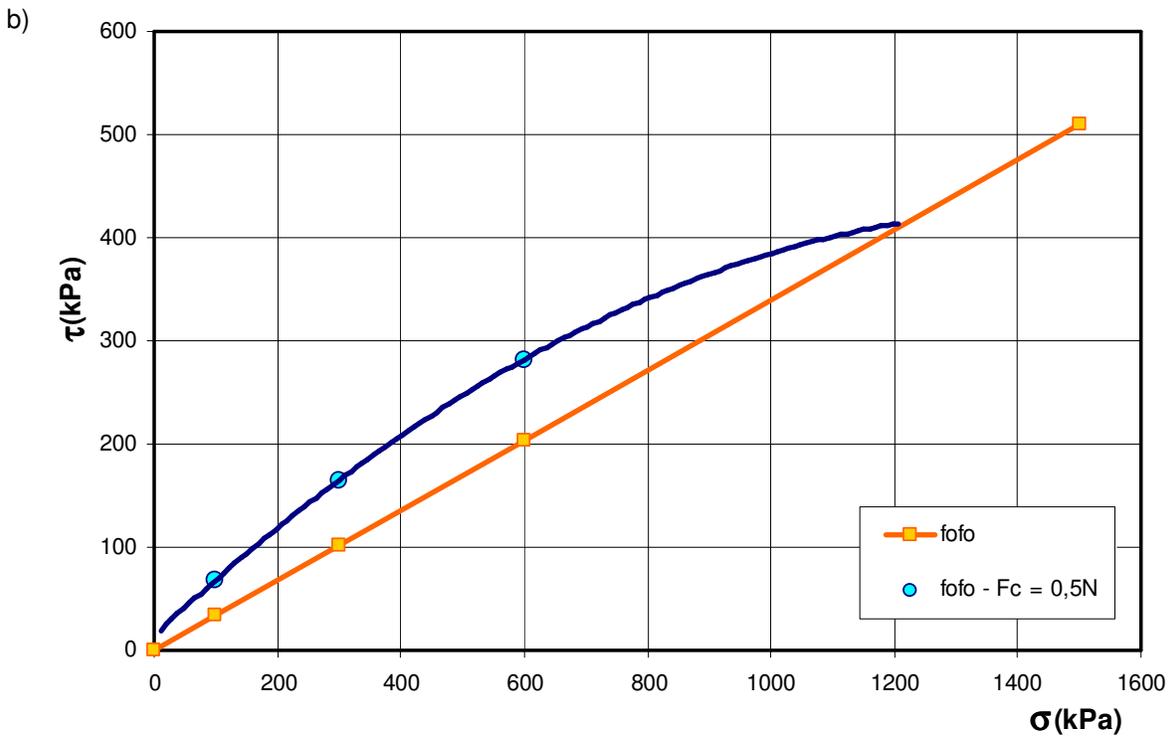
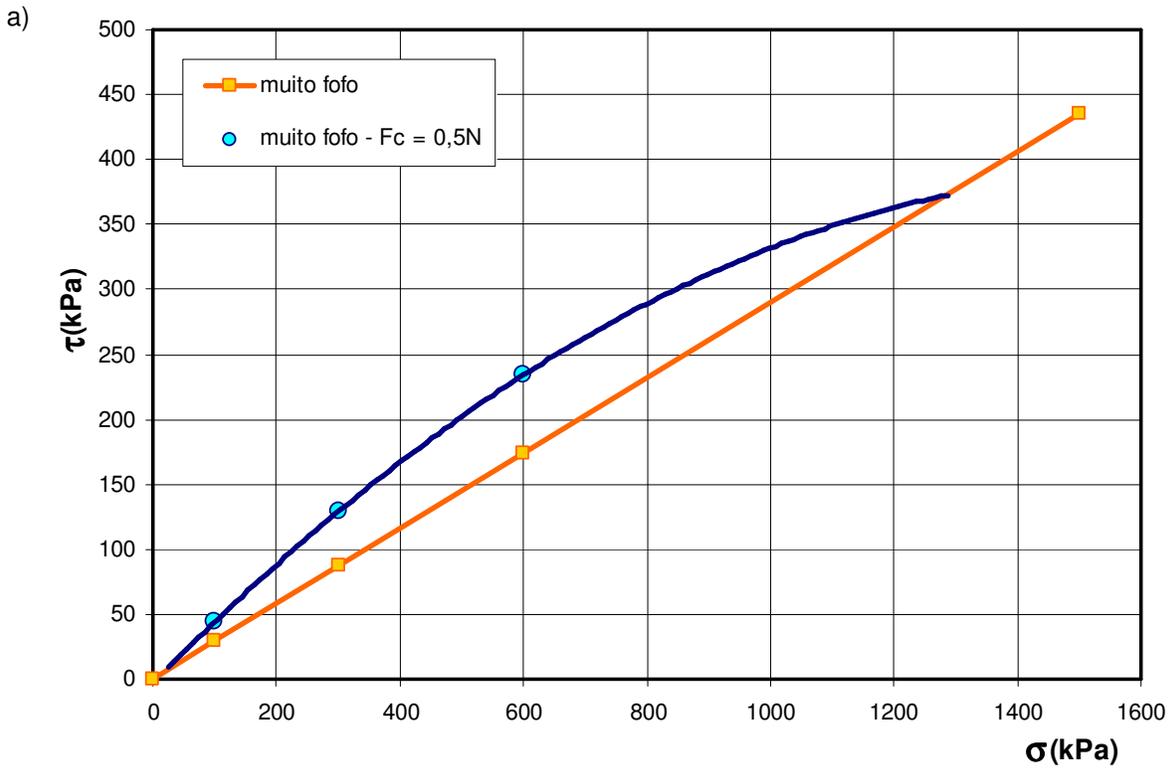


Figura 6.52: Envoltórias de resistência para solos com cimentação de grãos: a) Solo muito fofo; b) Solo fofo.

Envoltórias de resistência

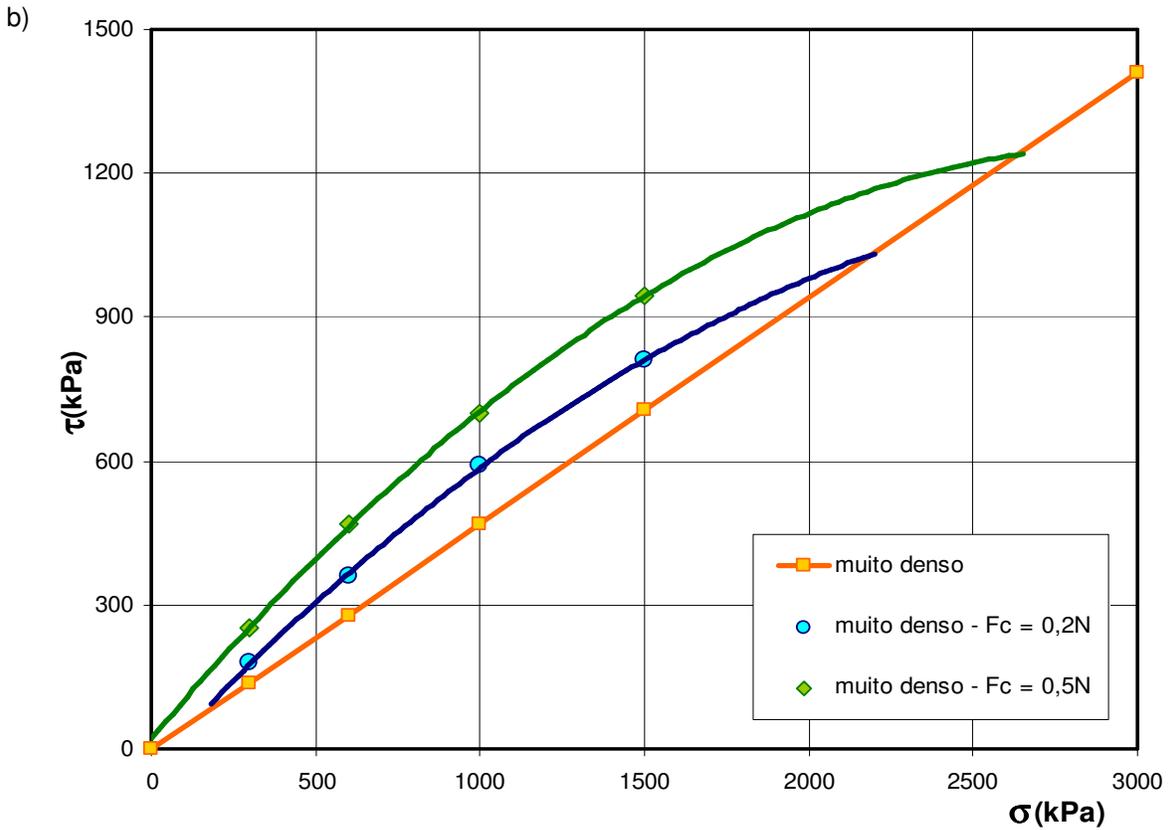
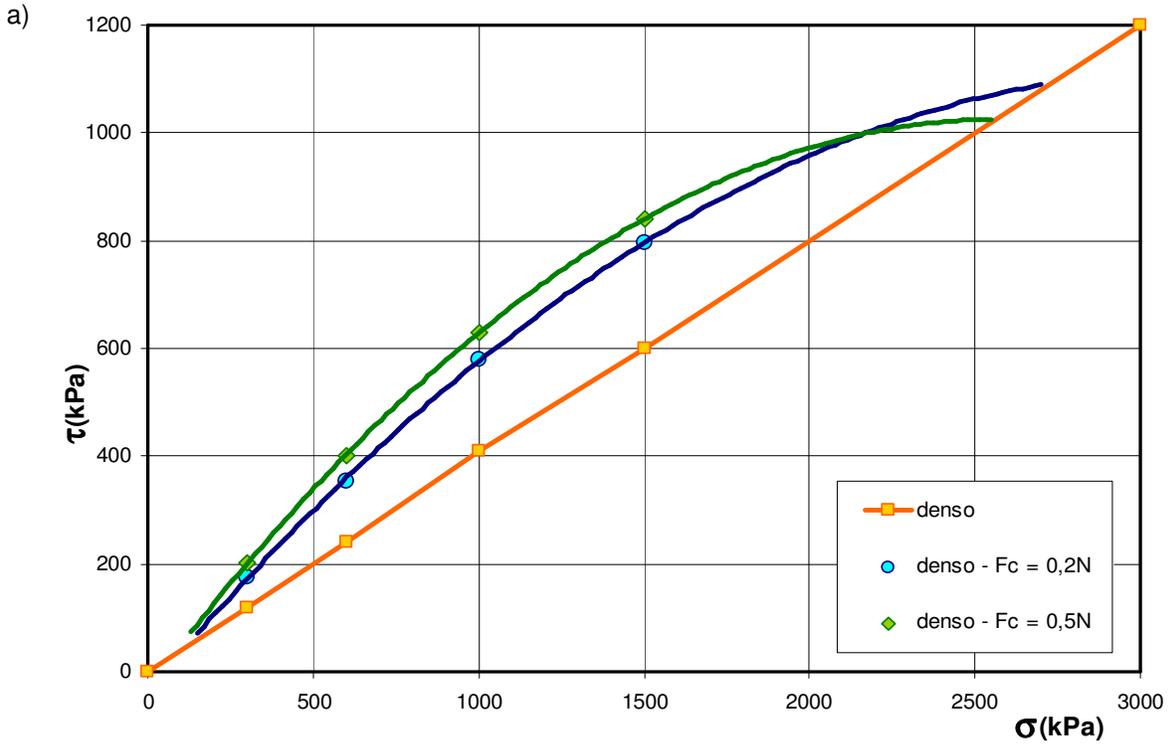


Figura 6.53: Envoltórias de resistência para solos com cimentação de grãos: a) Solo denso; b) Solo muito denso.

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 gnaise, basalto e arenito do sudeste do Brasil, como mostra a figura 6.54b (Vargas, 1974).

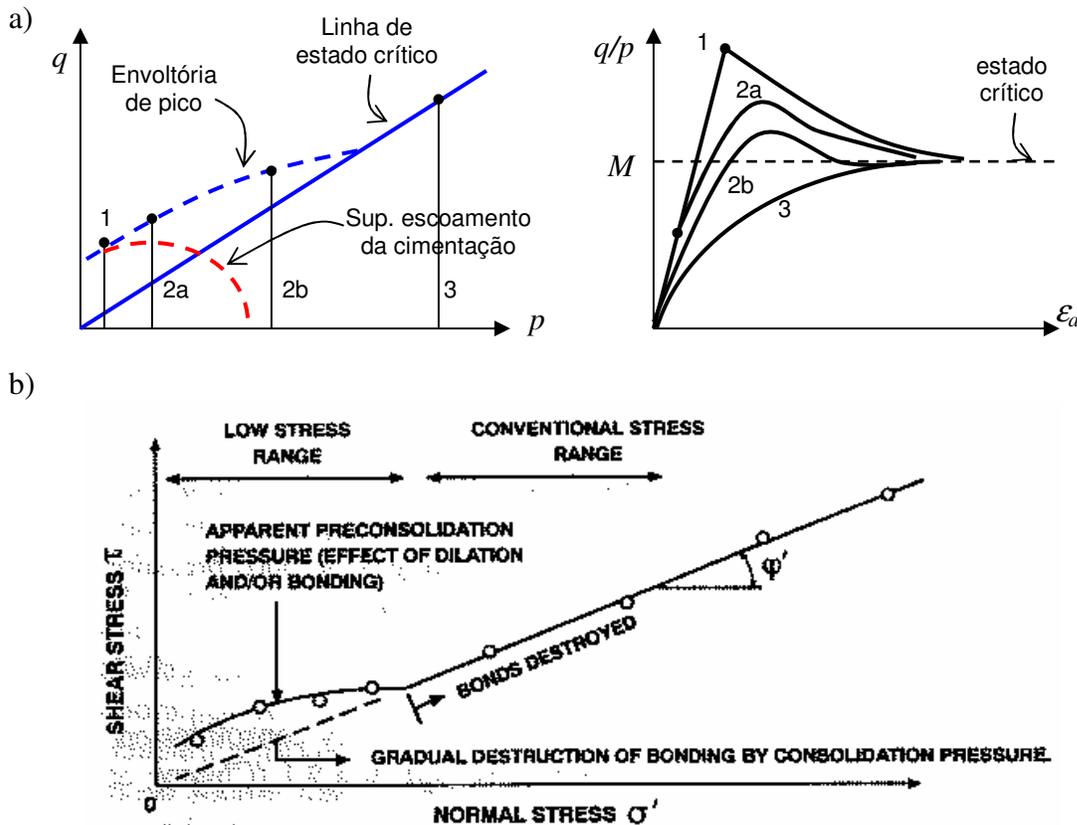


Figura 6.54: a) Esquema dos modos de cisalhamento de solos estruturados; b) Envoltória de resistência em solo residual (Vargas, 1974).

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.

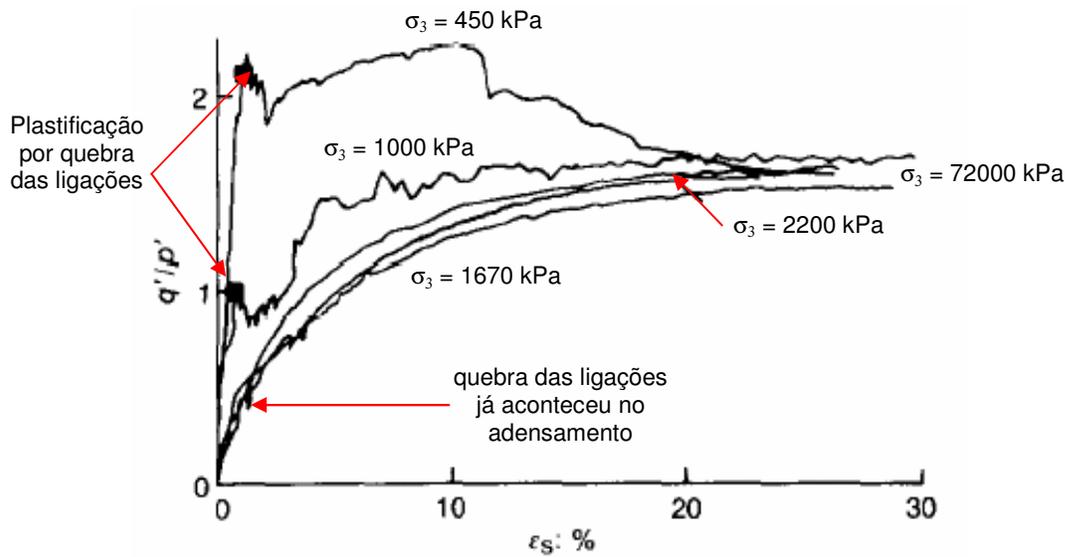


Figura 6.55: Ensaio triaxial de calcarenita natural (Coop & Atkinson, 1993).

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.

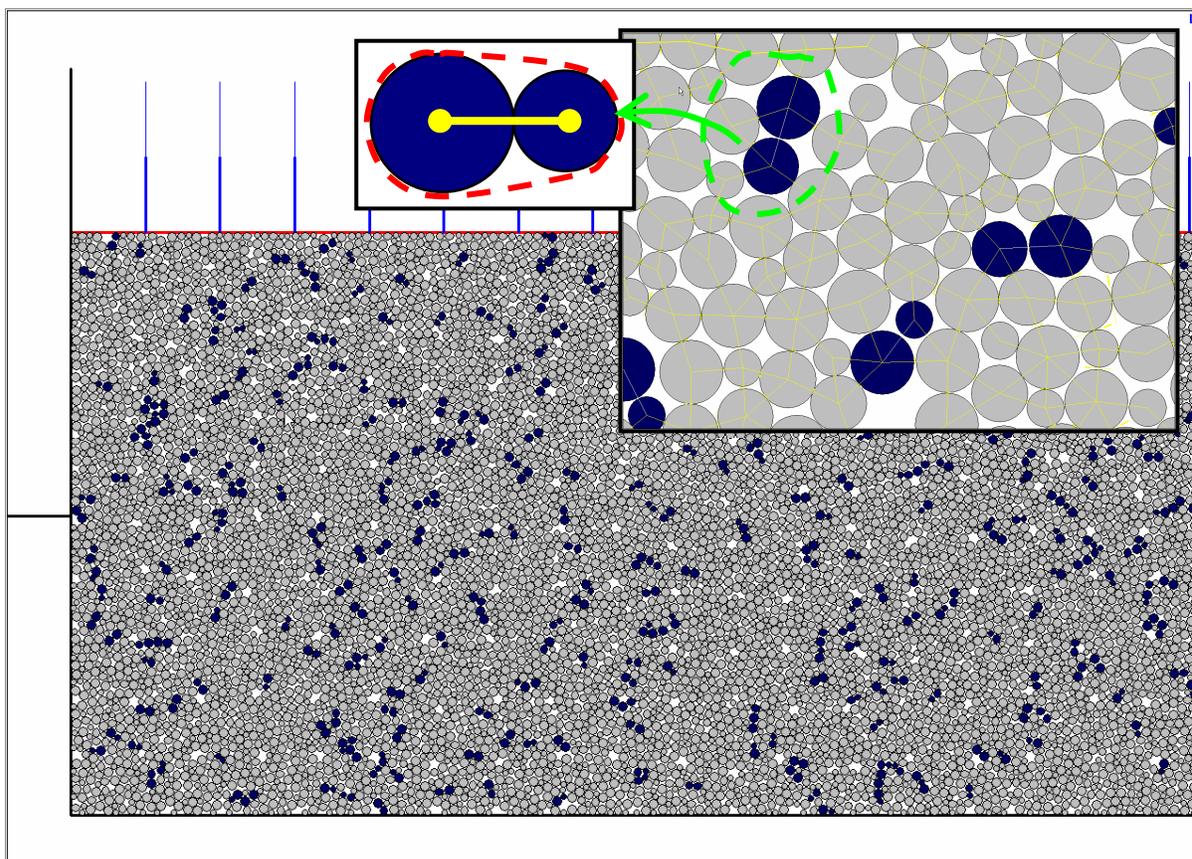


Figura 6.56: Amostra de solo com grãos especiais formados pela junção rígida de dois elementos discretos.

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.

Ensaios 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.

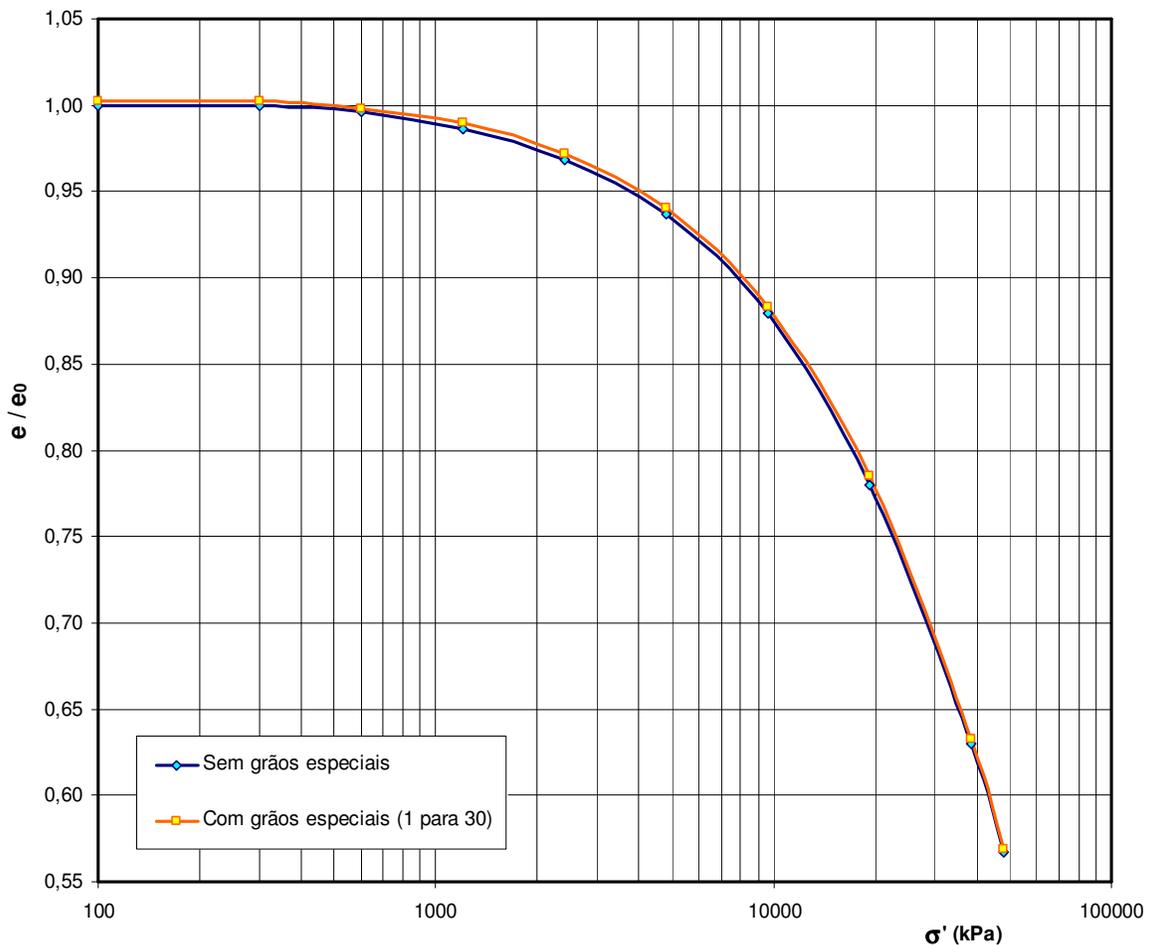


Figura 6.57: Curva de adensamento de amostra muito fofa com e sem grãos especiais.

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

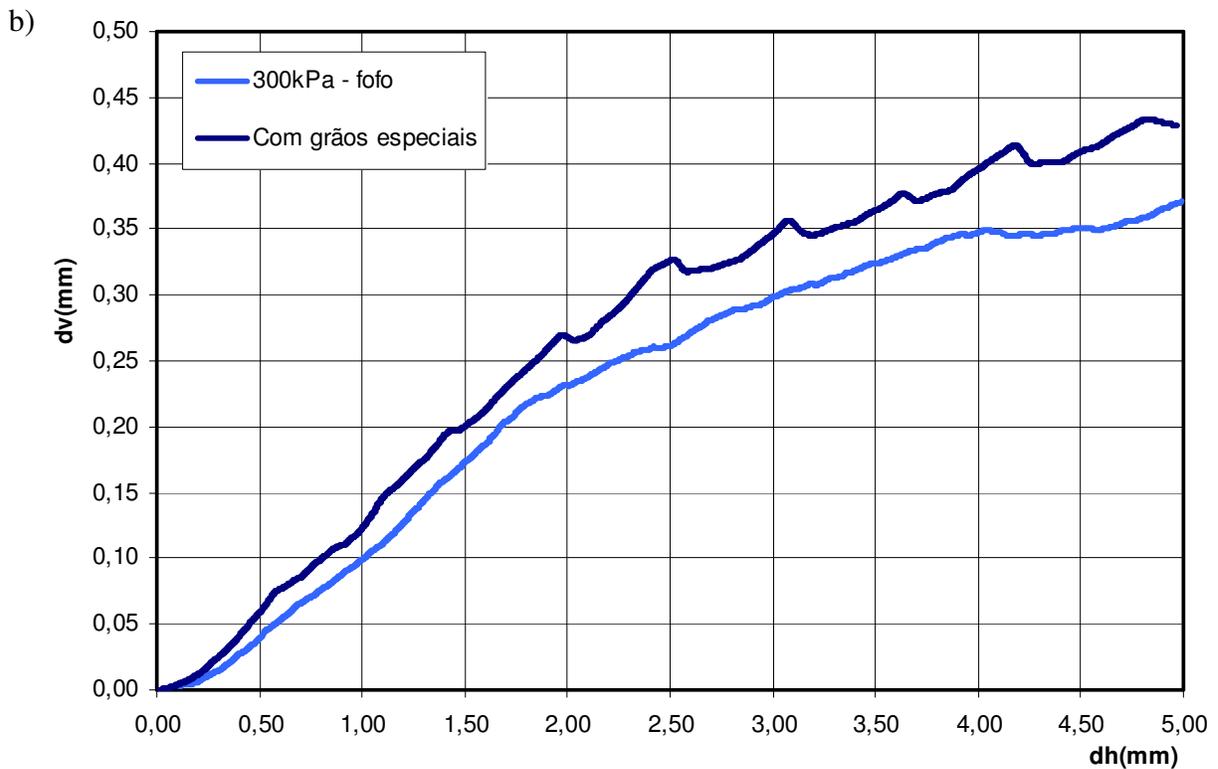
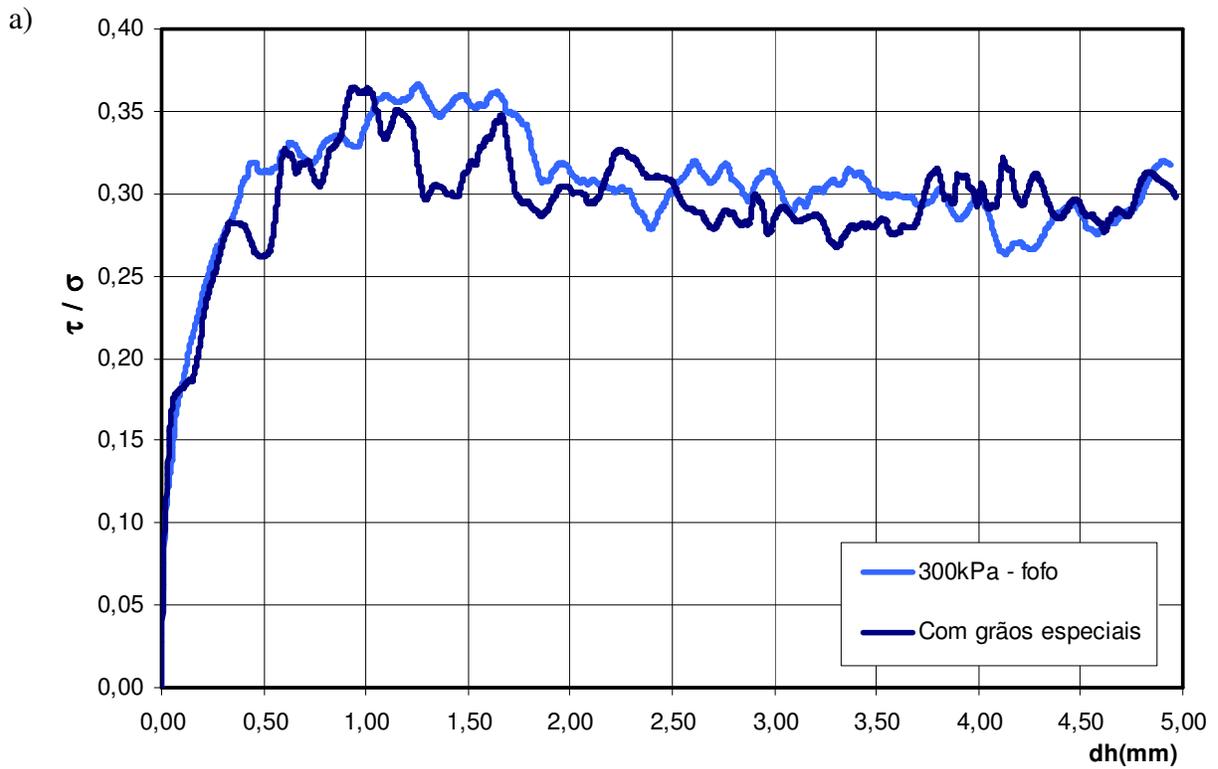


Figura 6.58: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra fofo com grãos de geometria especial, para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso - Tensão vertical = 300kPa

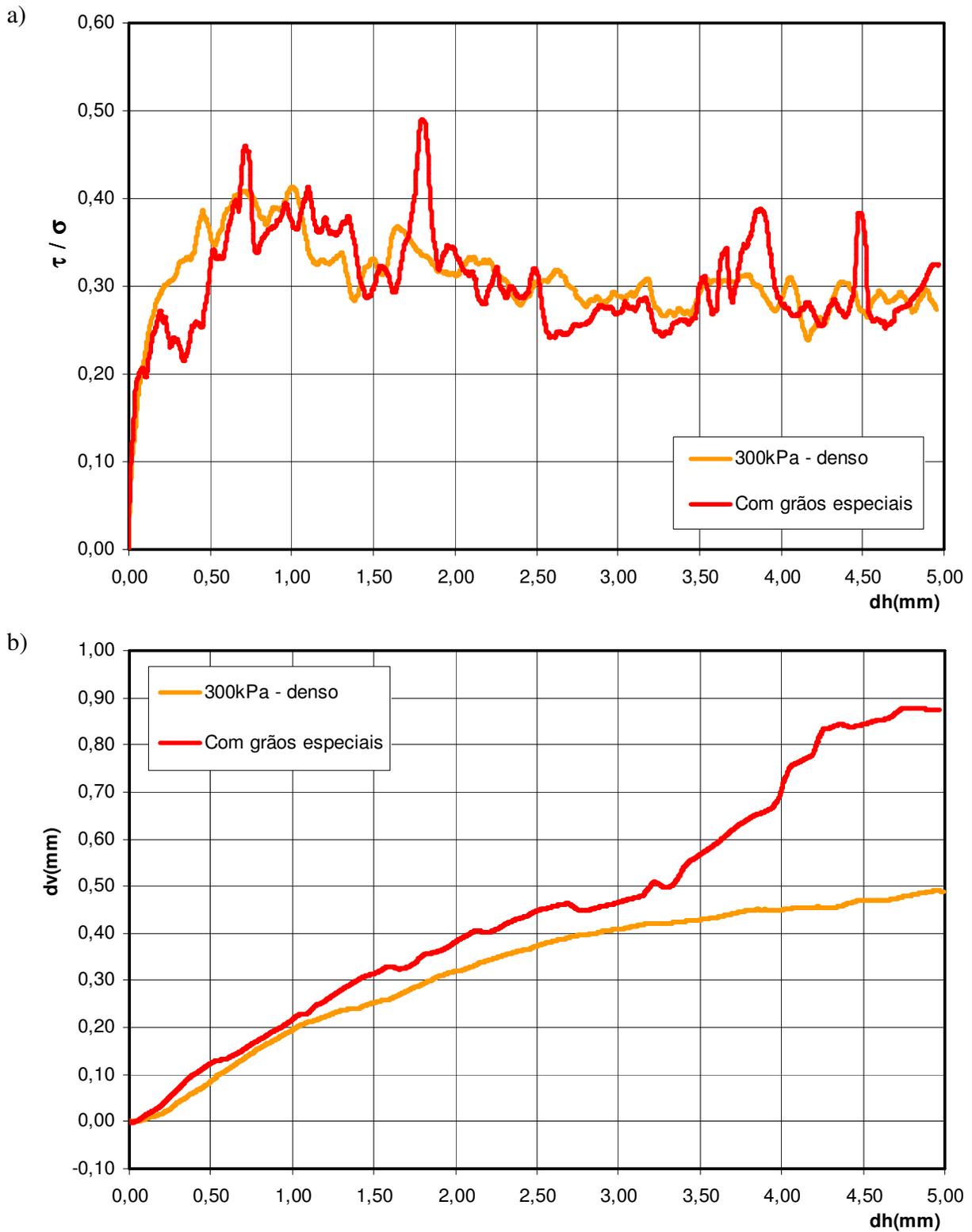


Figura 6.59: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com grãos de geometria especial, para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo fofo - Tensão vertical = 600kPa

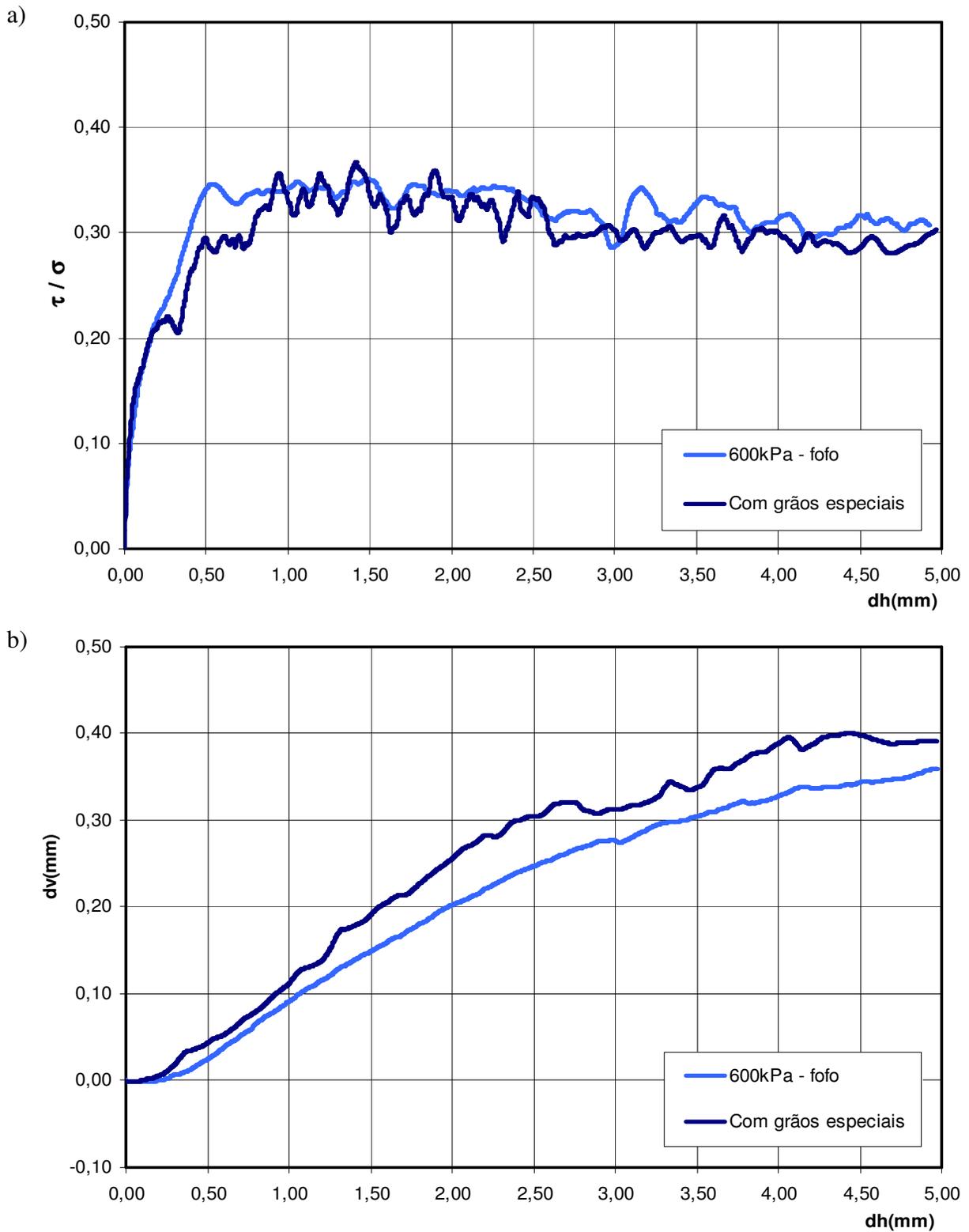


Figura 6.60: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra fofo com grãos de geometria especial, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso - Tensão vertical = 600kPa

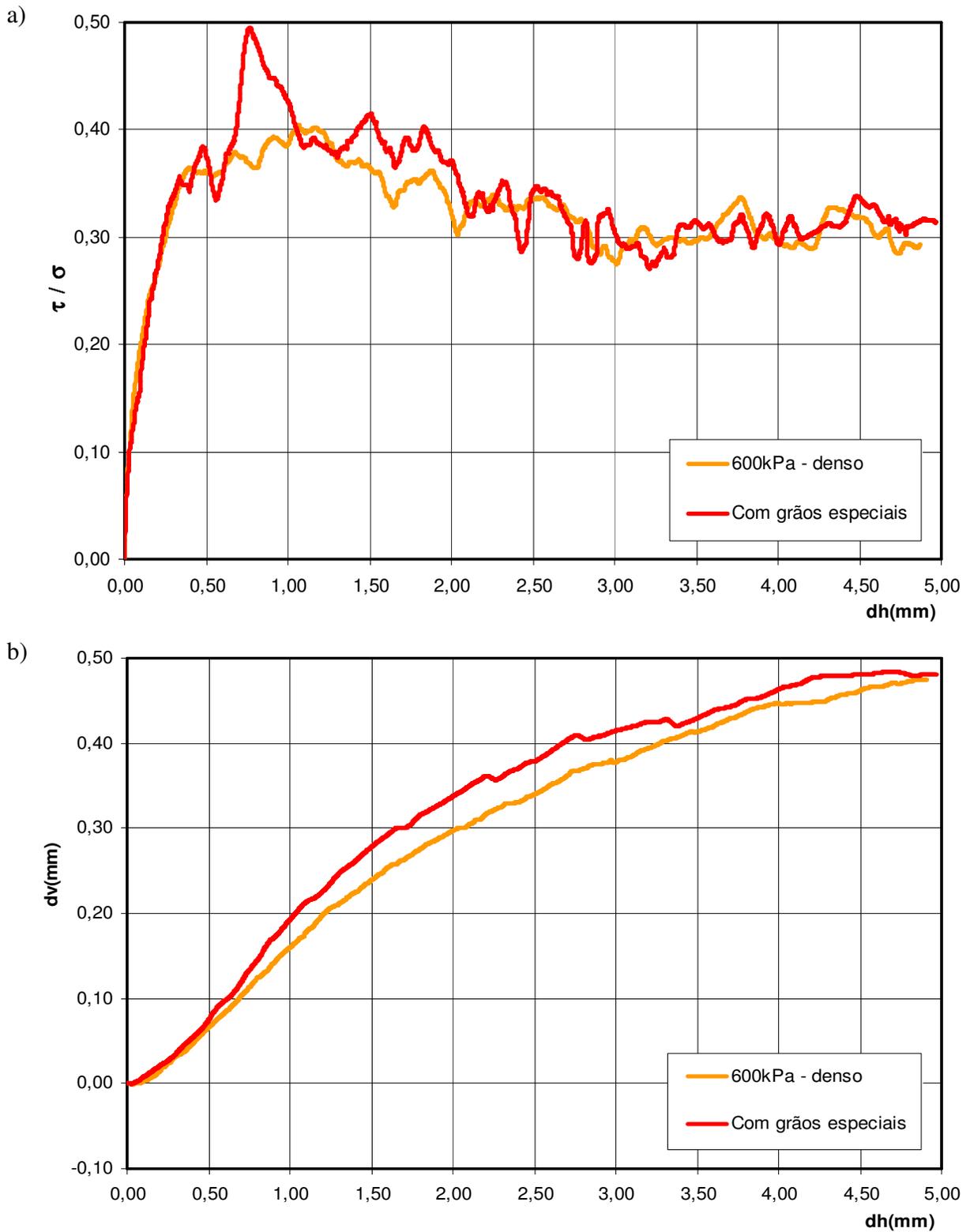


Figura 6.61: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com grãos de geometria especial, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

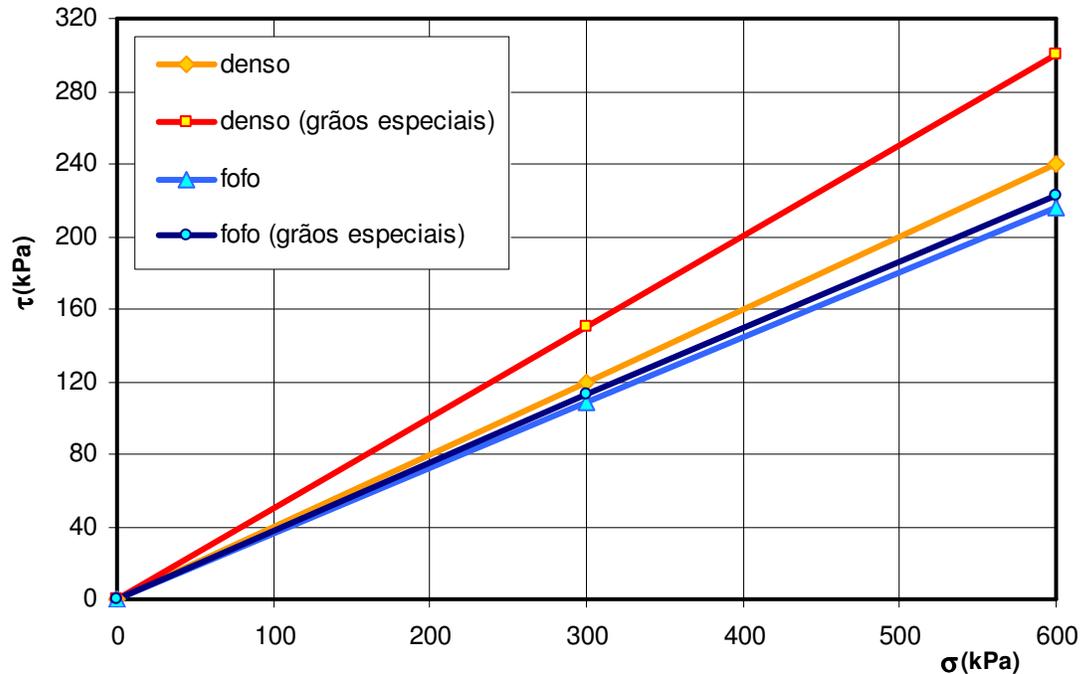


Figura 6.62: Envolvória de resistência para amostras com grãos especiais.

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.

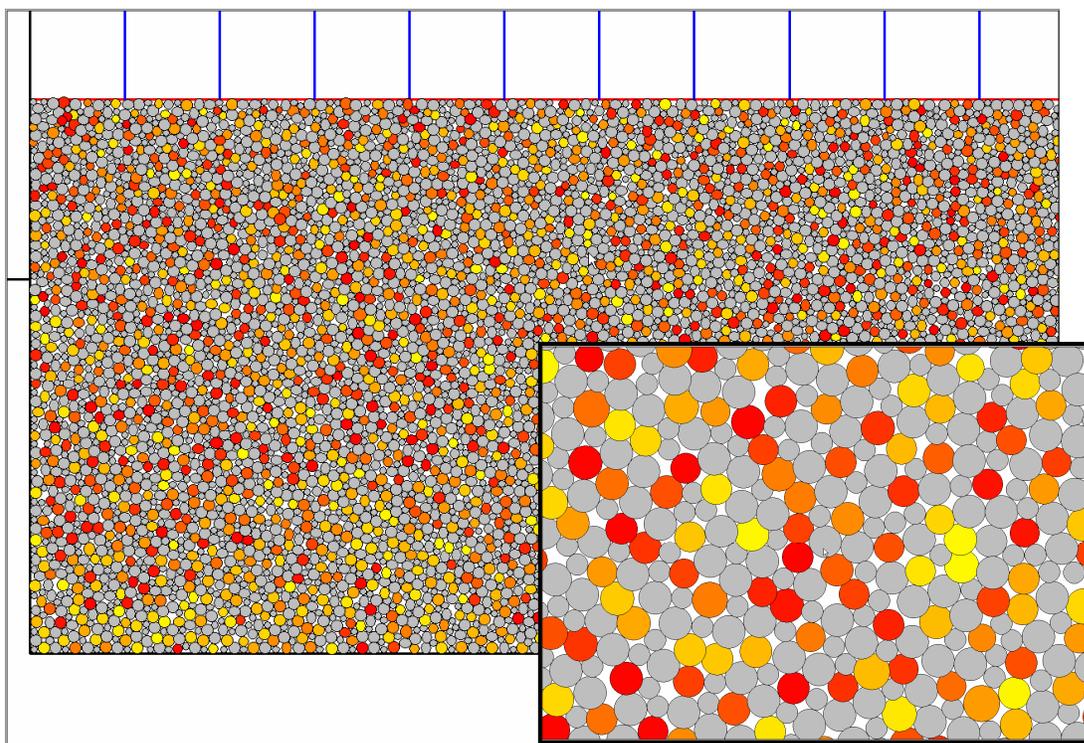


Figura 6.63: Amostra com grumos argilosos.

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.

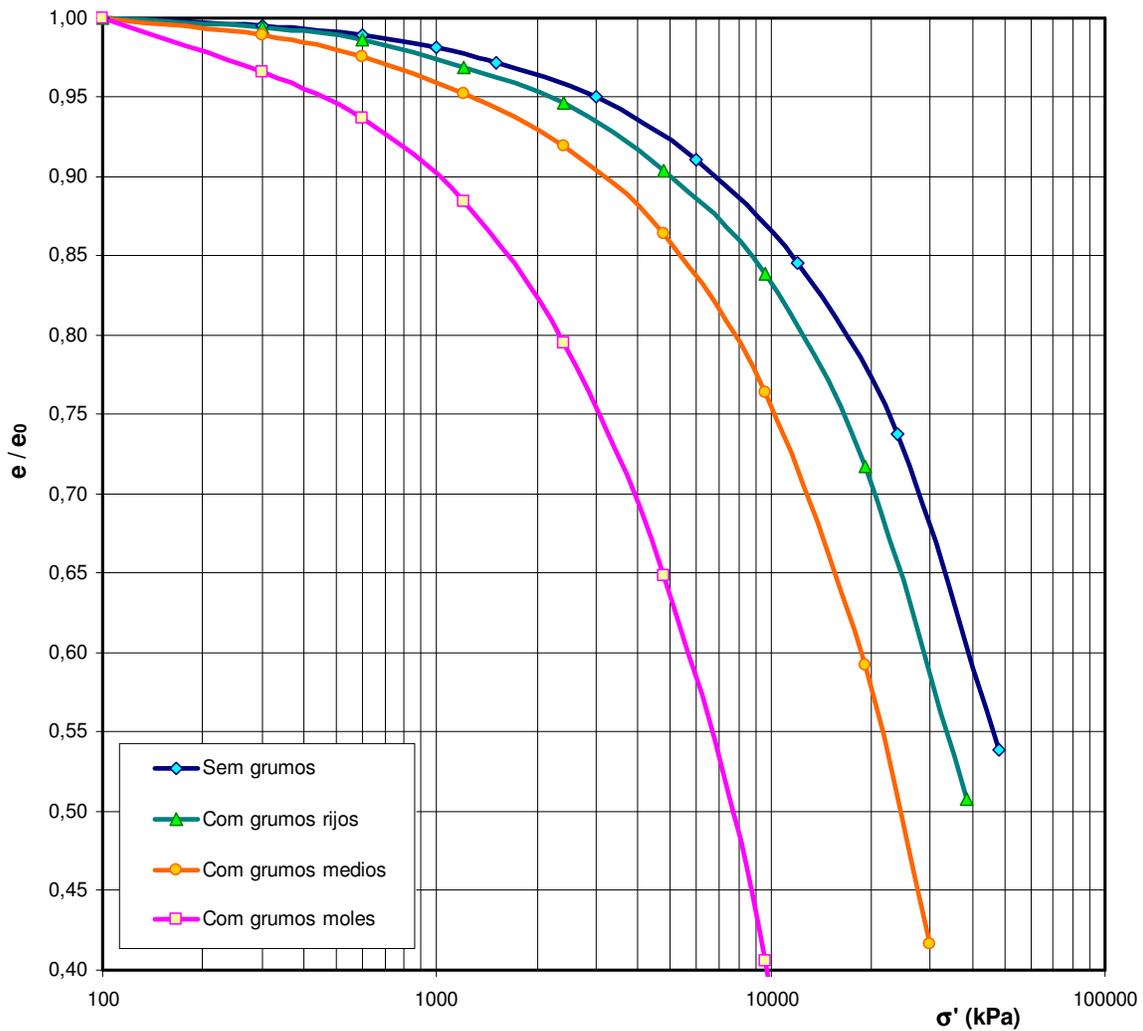


Figura 6.64: Curva de adensamento em amostras com grumos argilosos de diferente módulo volumétrico K_v .

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.

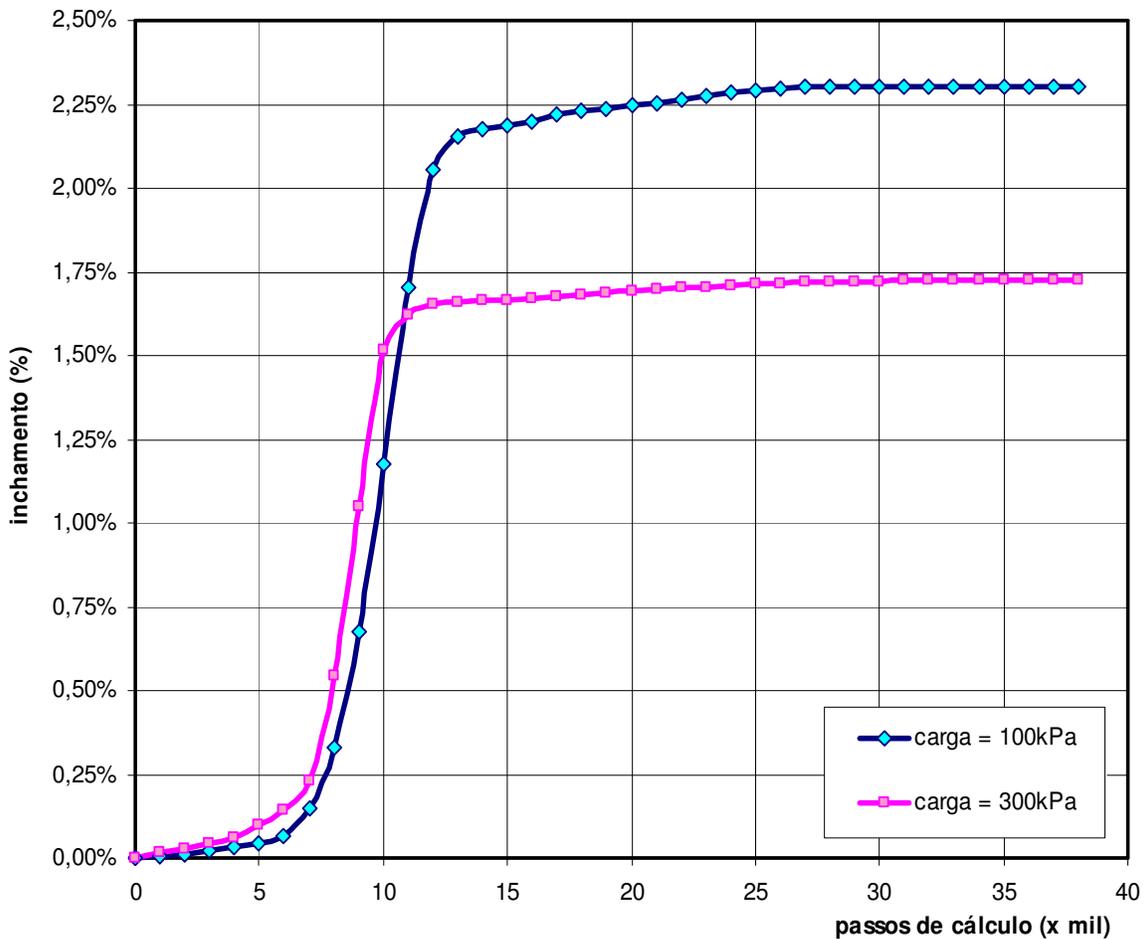


Figura 6.65: Ensaio de expansão confinada (carga vertical de 100 e 300kPa) em amostra de argila expansiva montada com grumos *ativos*.

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.

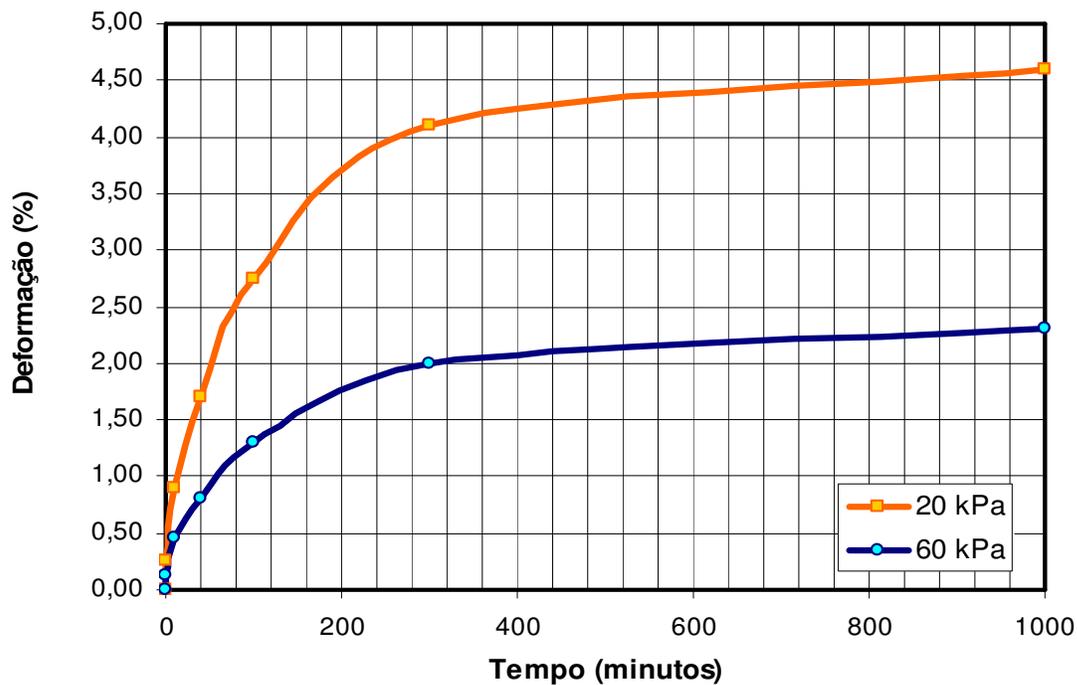


Figura 6.66: Ensaio de expansão confinada para 20 e 60 kPa (adaptado de Jucá e Pontes Filho, 1997).

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.

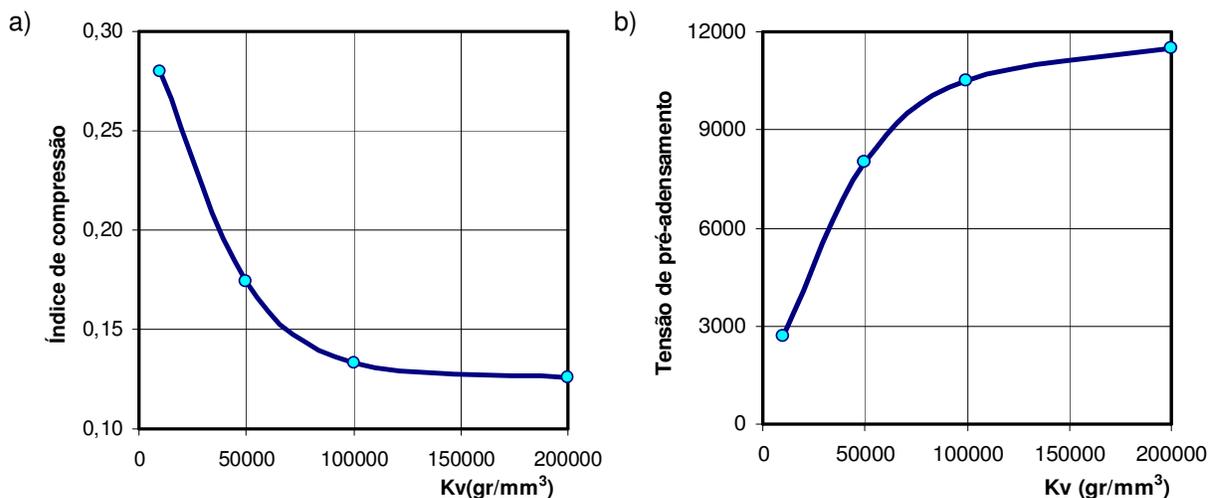


Figura 6.67: a) Evolução do índice de compressão com o módulo volumétrico K_v ; b) Evolução da tensão virtual de pré-adensamento com o módulo volumétrico K_v .

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

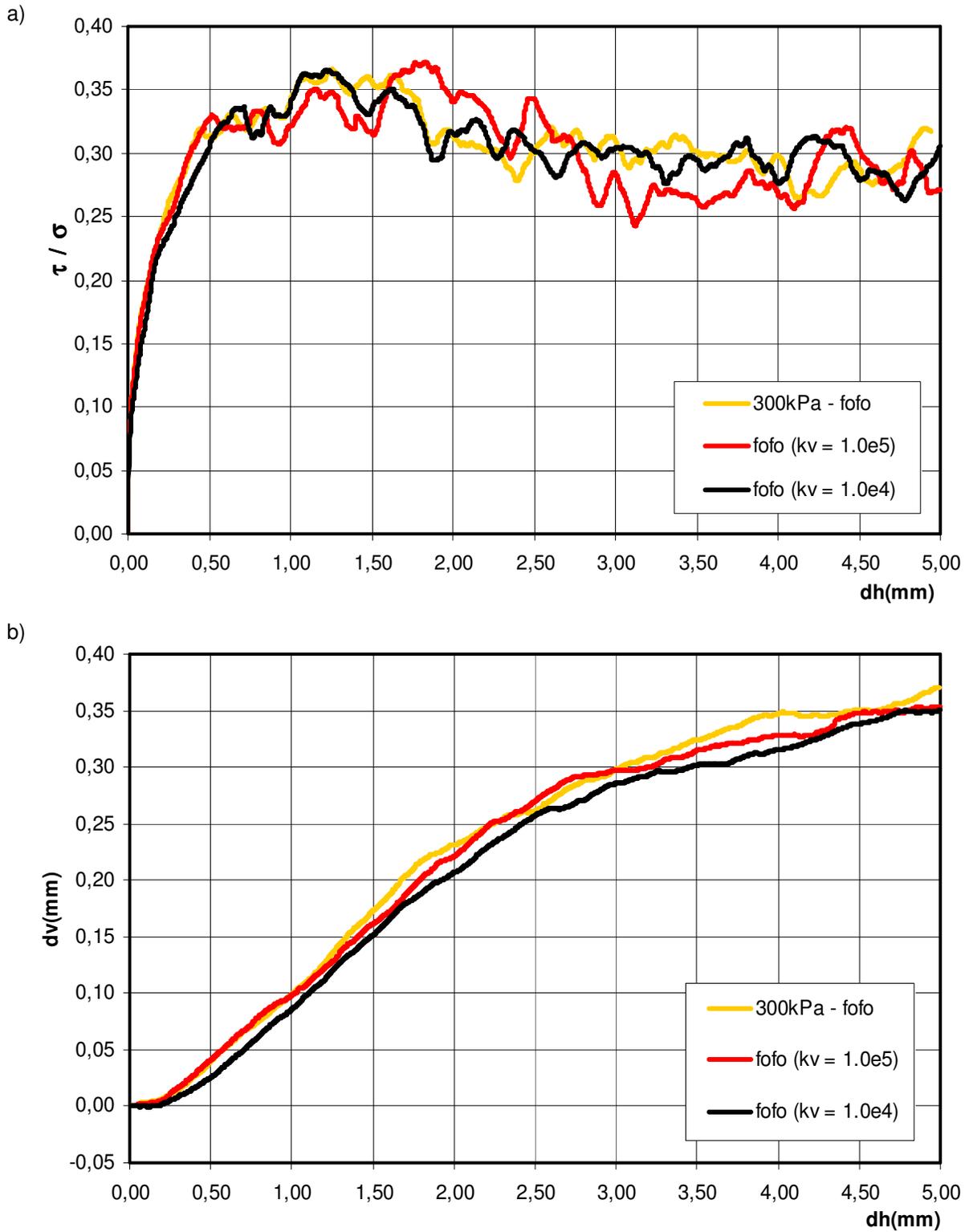


Figura 6.68: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra fofo com grumos argilosos, para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso - Tensão vertical = 300kPa

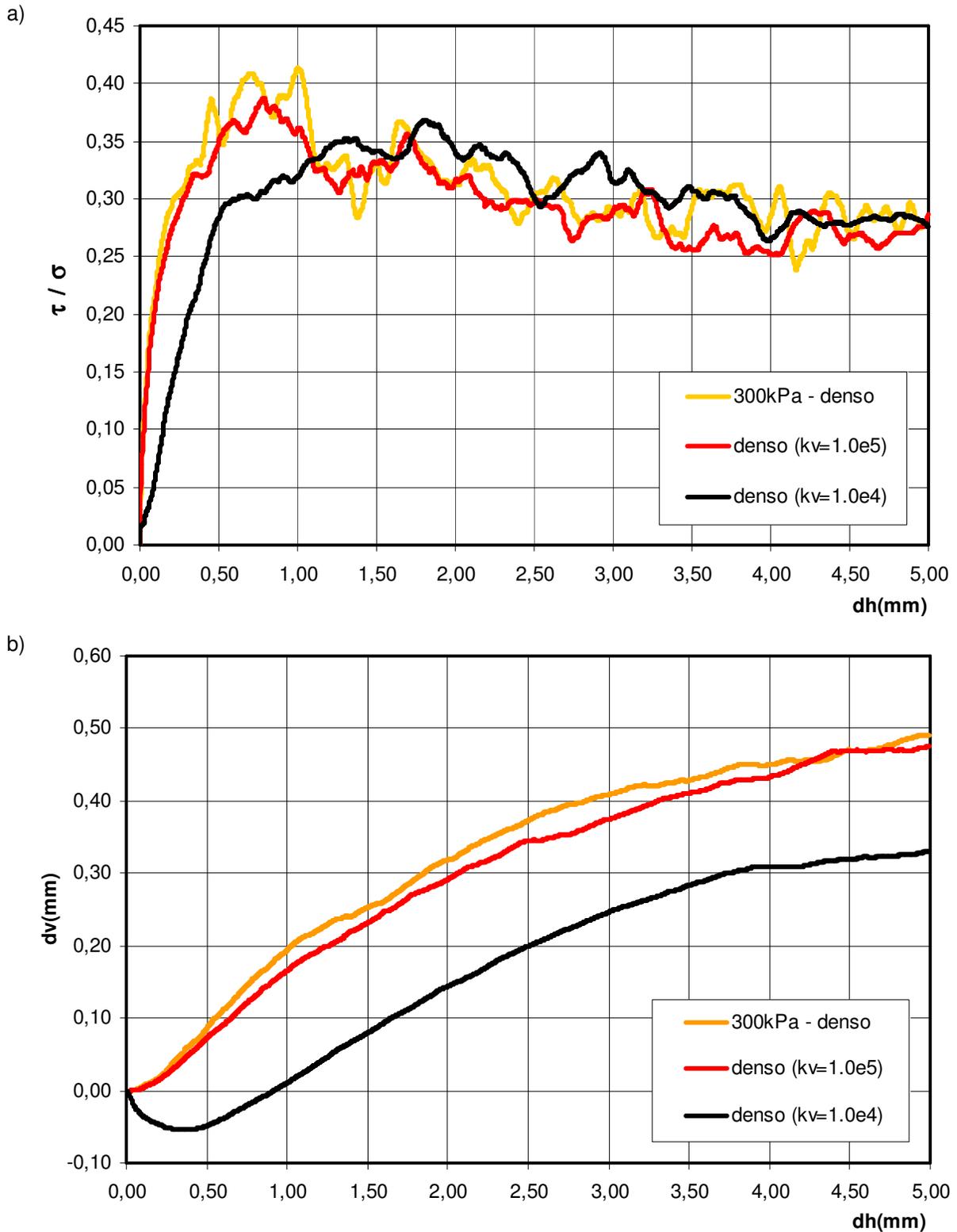


Figura 6.69: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com grumos argilosos, para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo fofo - Tensão vertical = 600kPa

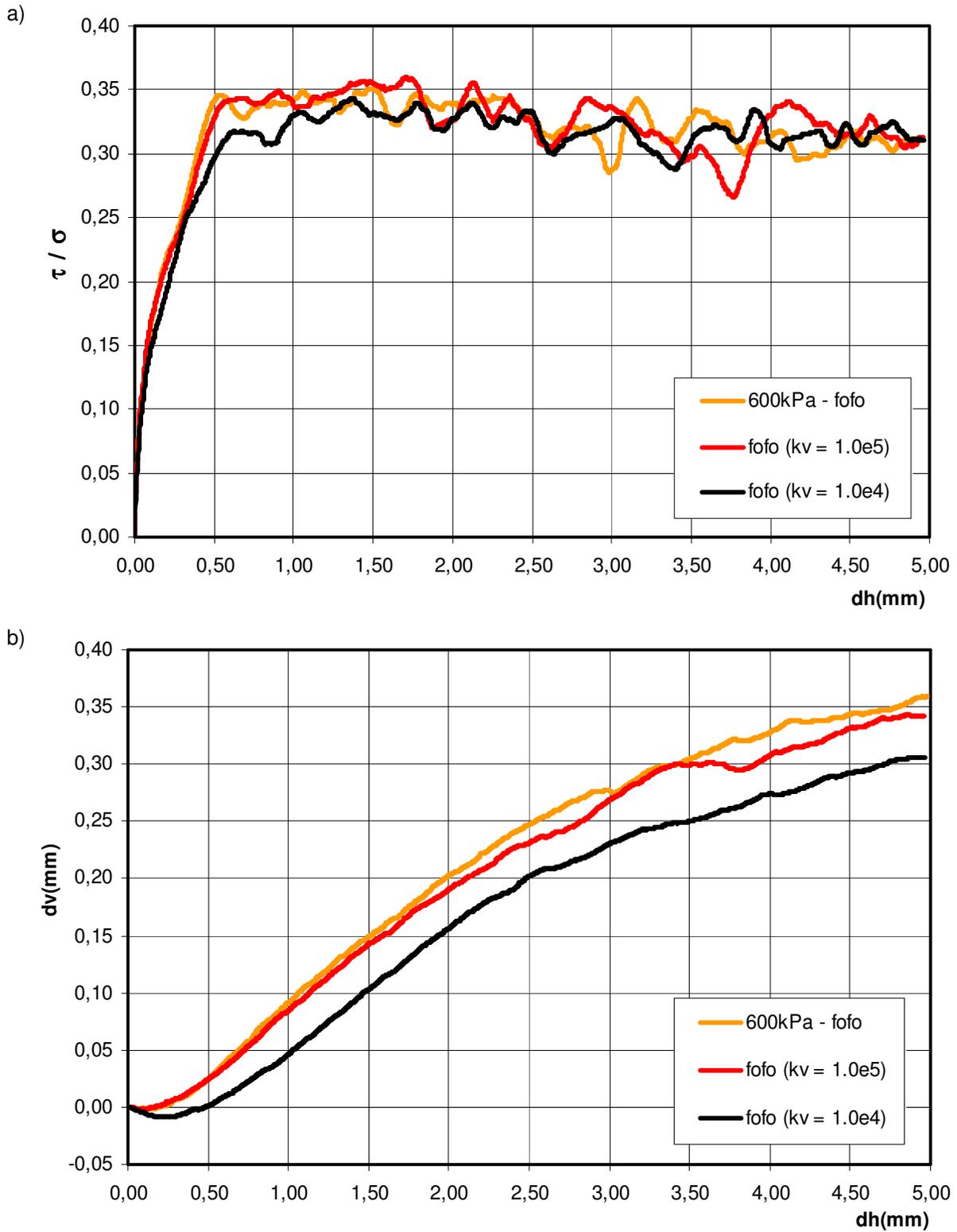


Figura 6.70: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra fofo com grumos argilosos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso - Tensão vertical = 600kPa

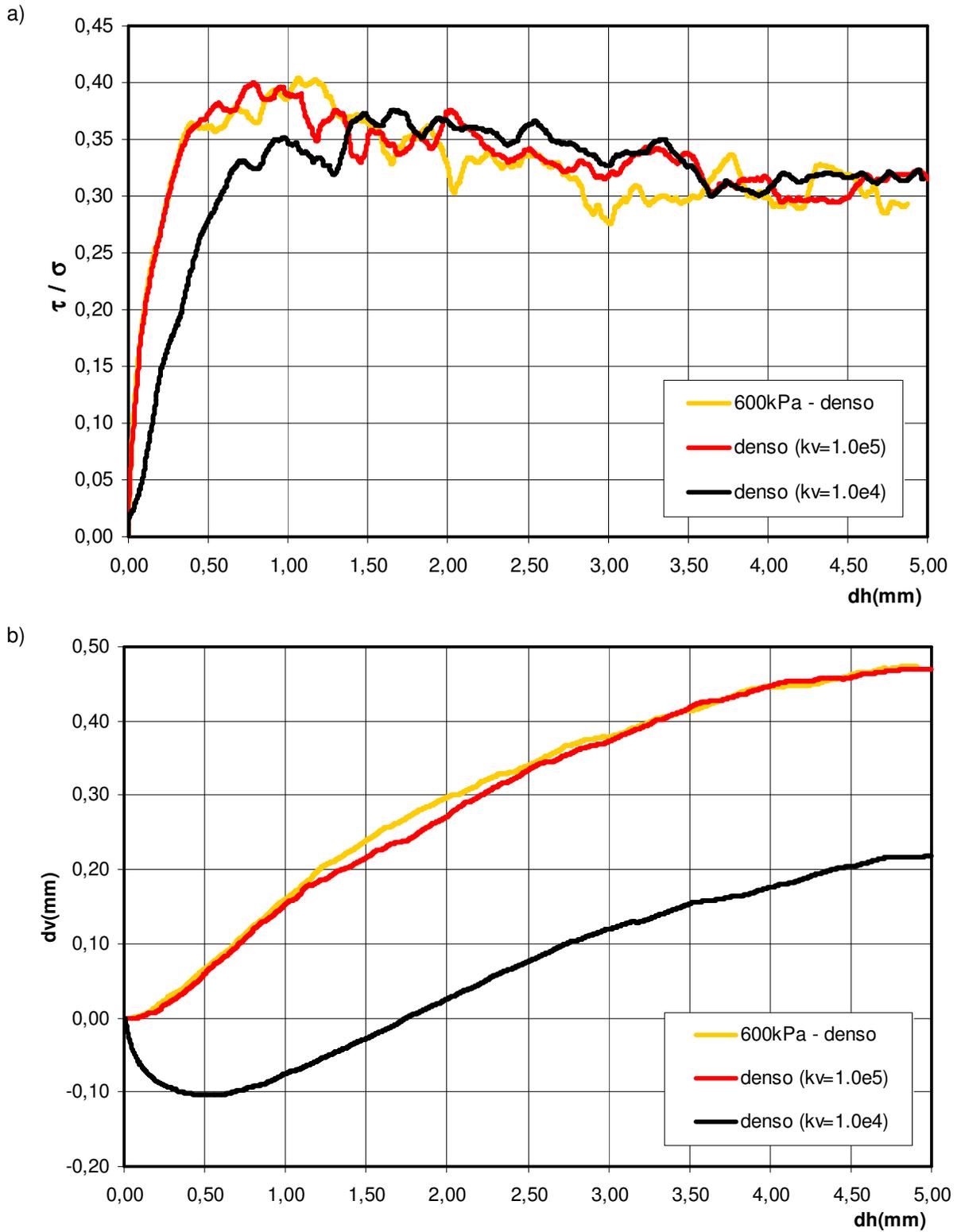


Figura 6.71: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com grumos argilosos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso - Tensão vertical = 300kPa

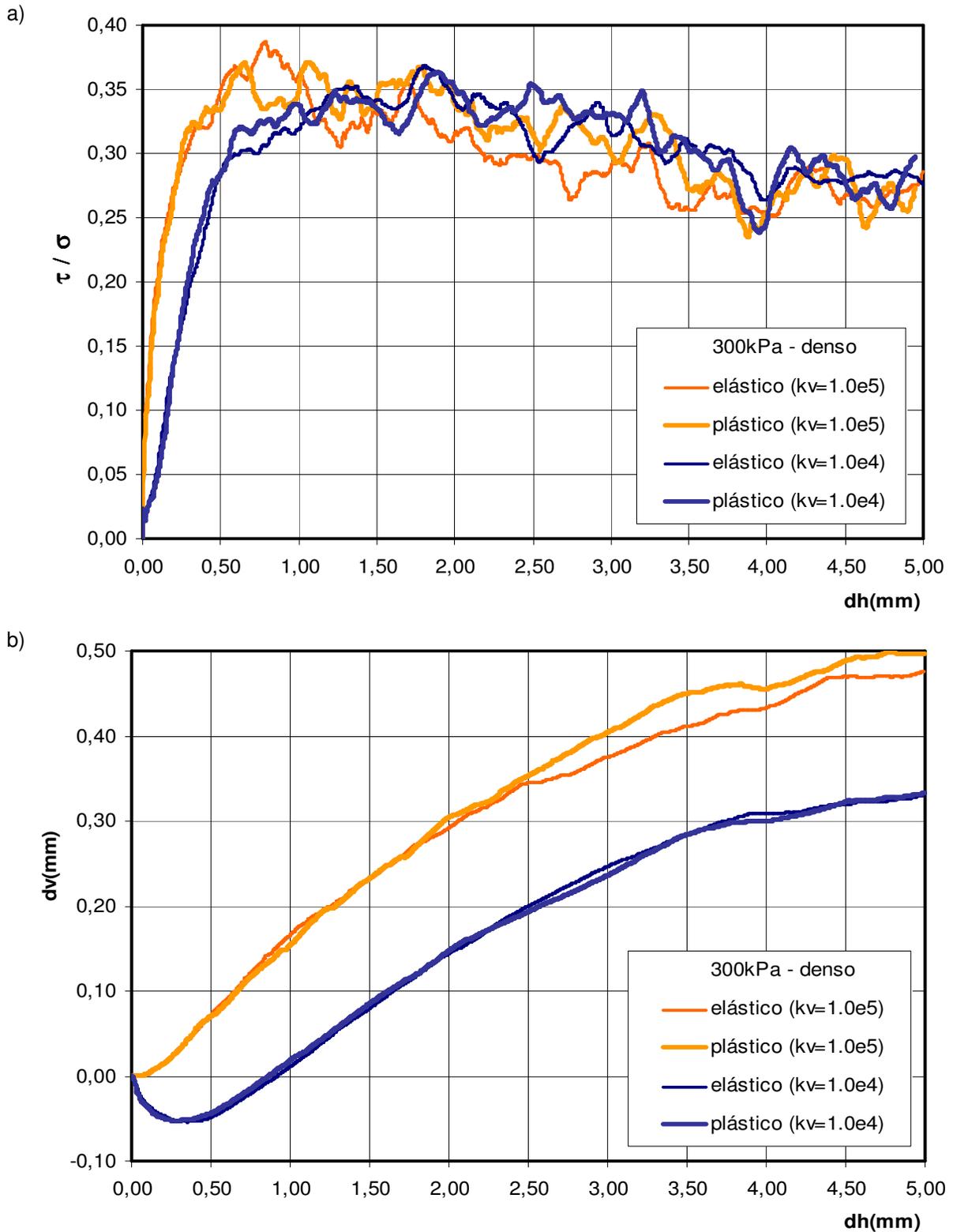


Figura 6.72: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com grumos argilosos plásticos, para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso - Tensão vertical = 600kPa

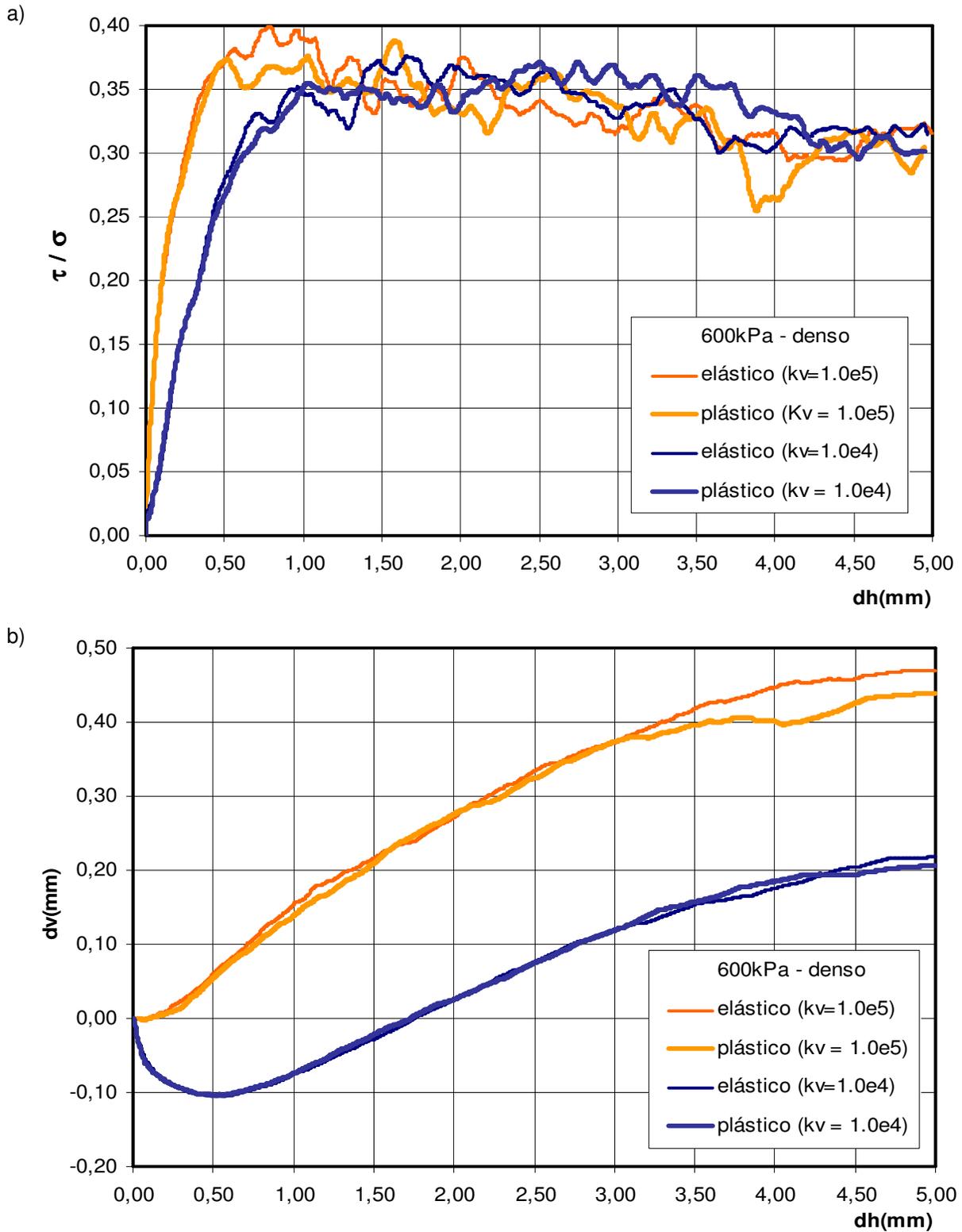


Figura 6.73: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com grumos argilosos plásticos, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Envoltória de resistência

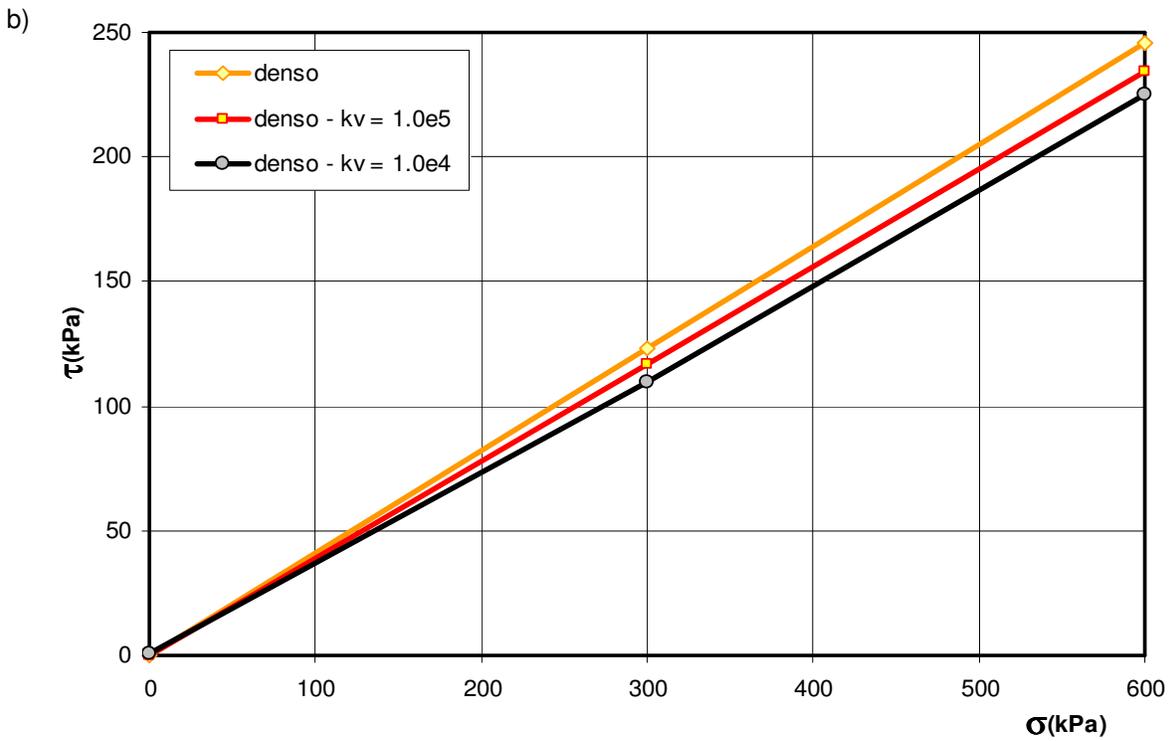
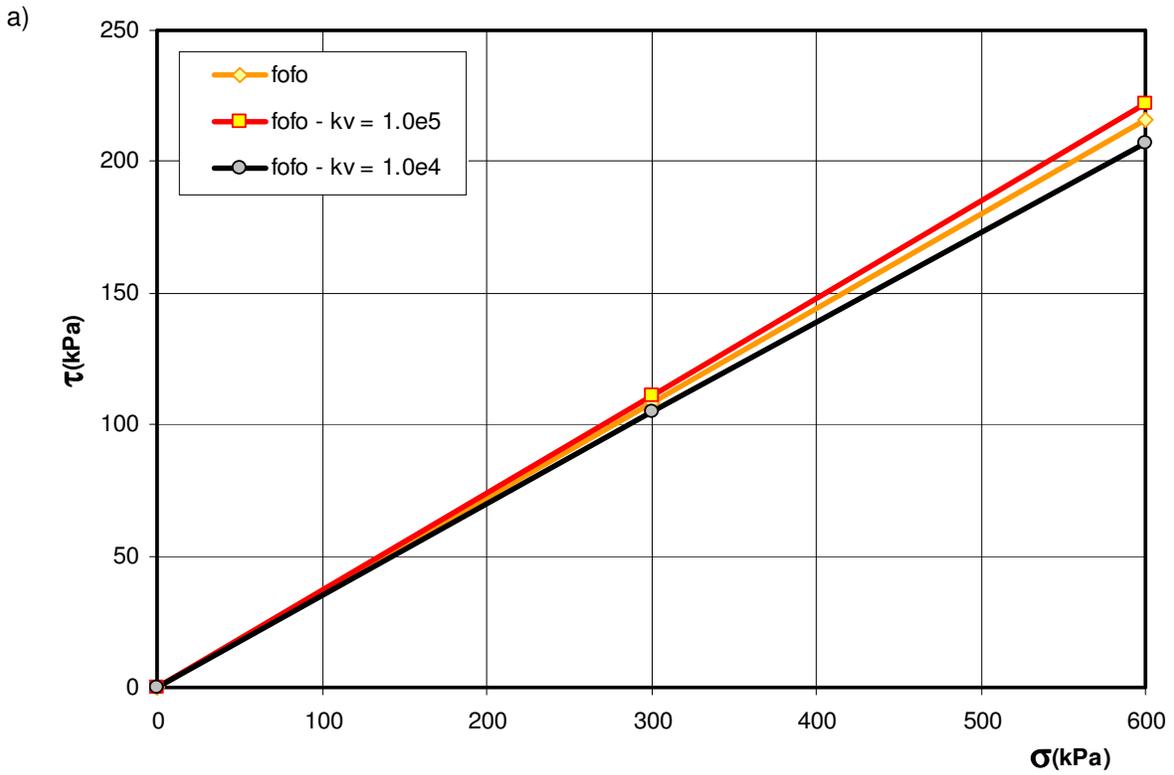


Figura 6.74: Envoltória de resistência para amostras com grumos argilosos: a) Solo fofo; b) Solo denso.

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.

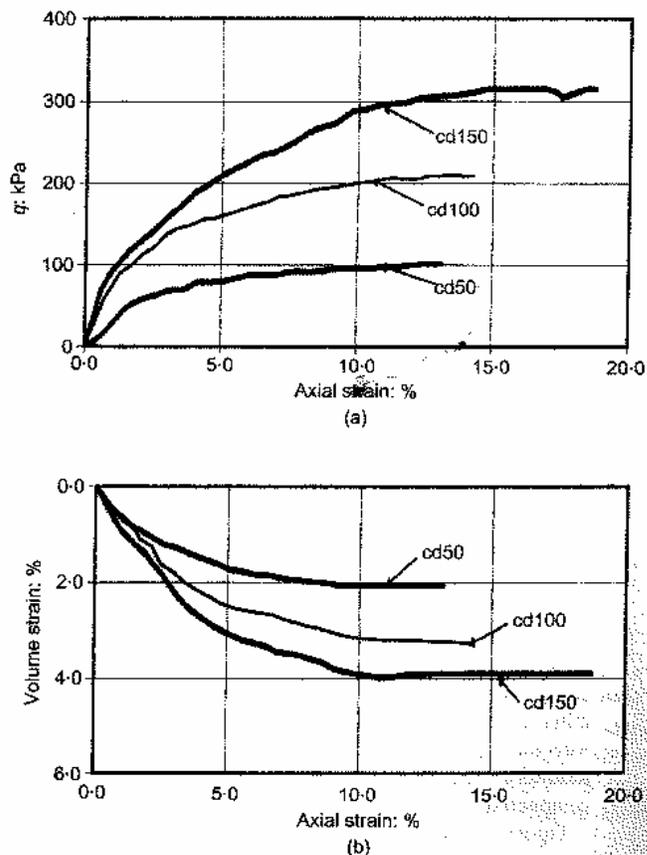


Figura 6.75: Resultados de ensaios triaxiais drenados em amostras saturadas de um solo residual maduro argilo-arenoso (Toll & Ong, 2003).

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.

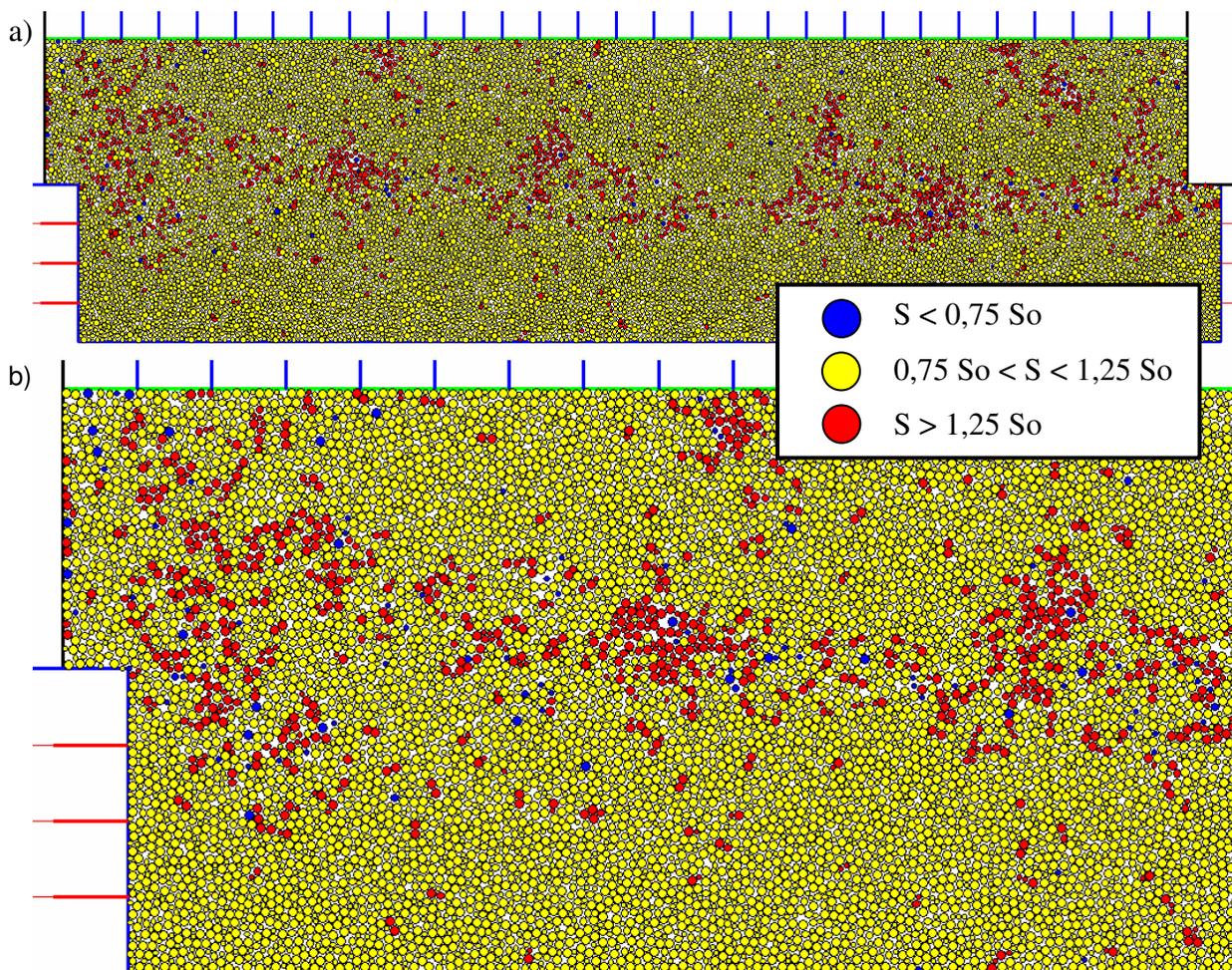


Figura 6.76: a) Amostra de solo na condição não saturada. Mapa de distribuição da sucção na amostra; b) Detalhe do mapa das sucções médias nos grãos.

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.

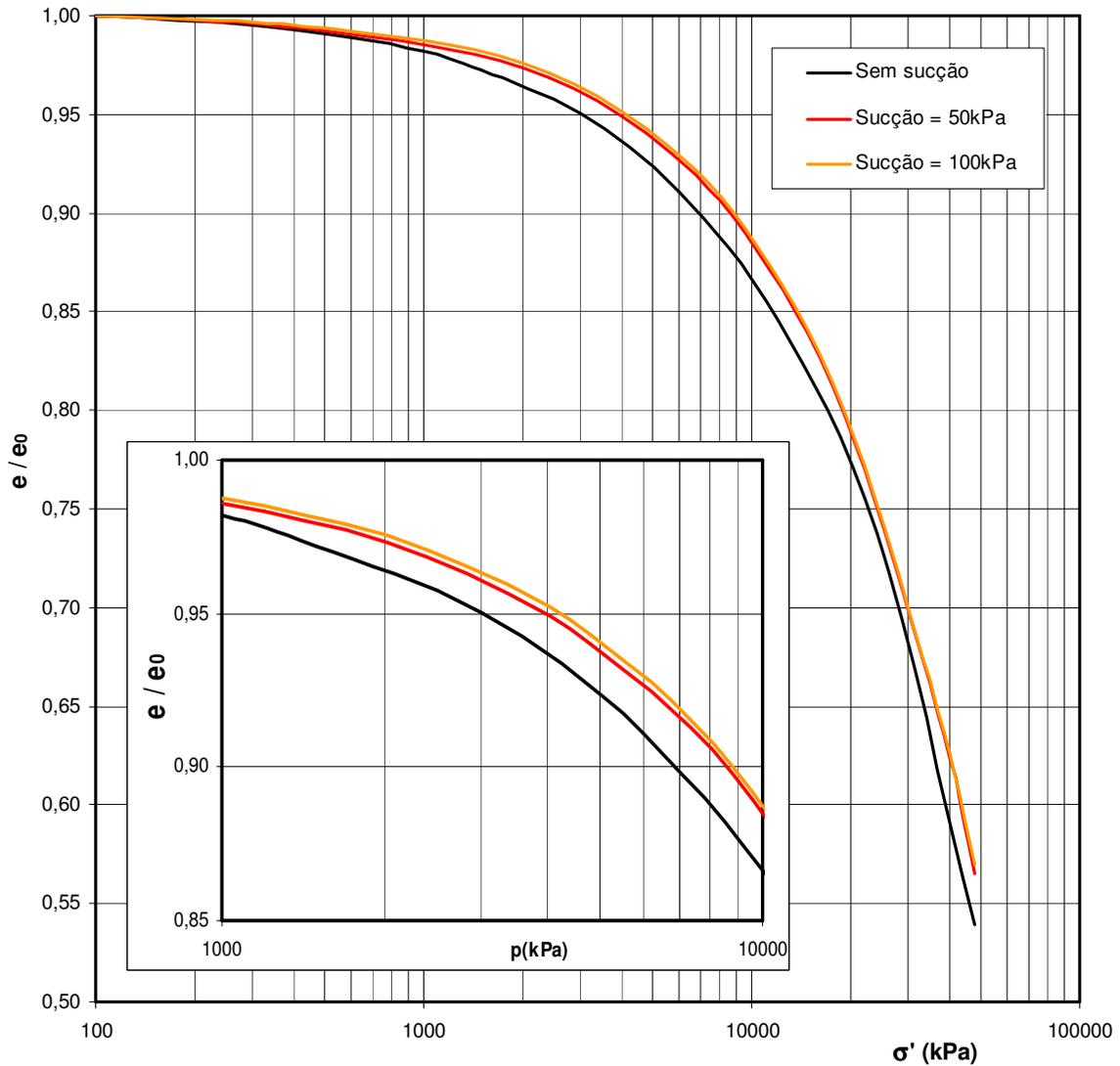


Figura 6.77: Curva de adensamento de amostras densas não saturadas.

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.

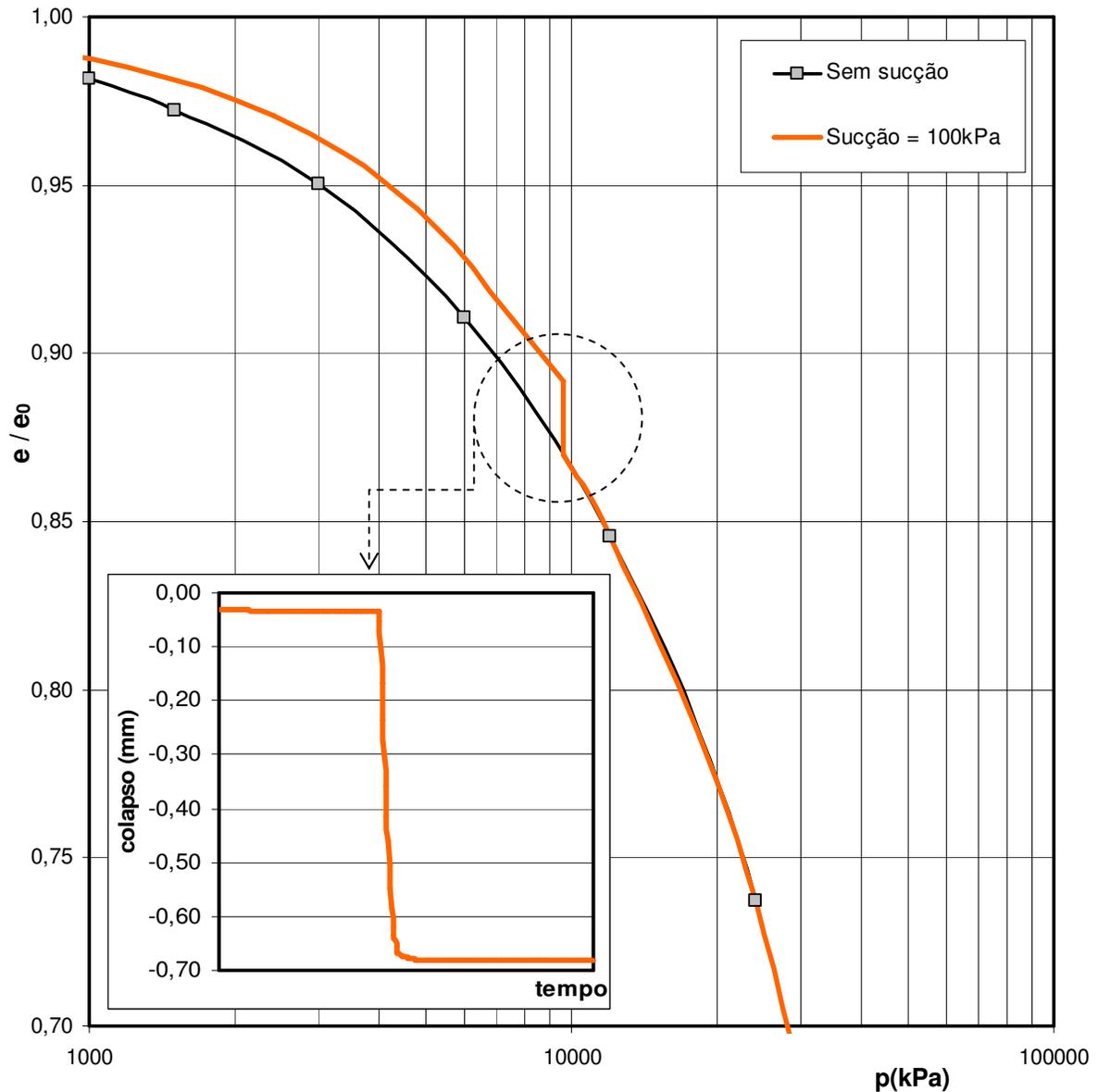


Figura 6.78: Curvas de compressão e adensamento de uma amostra densa não saturada com trajetória de umedecimento súbito para simulação de colapso.

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.

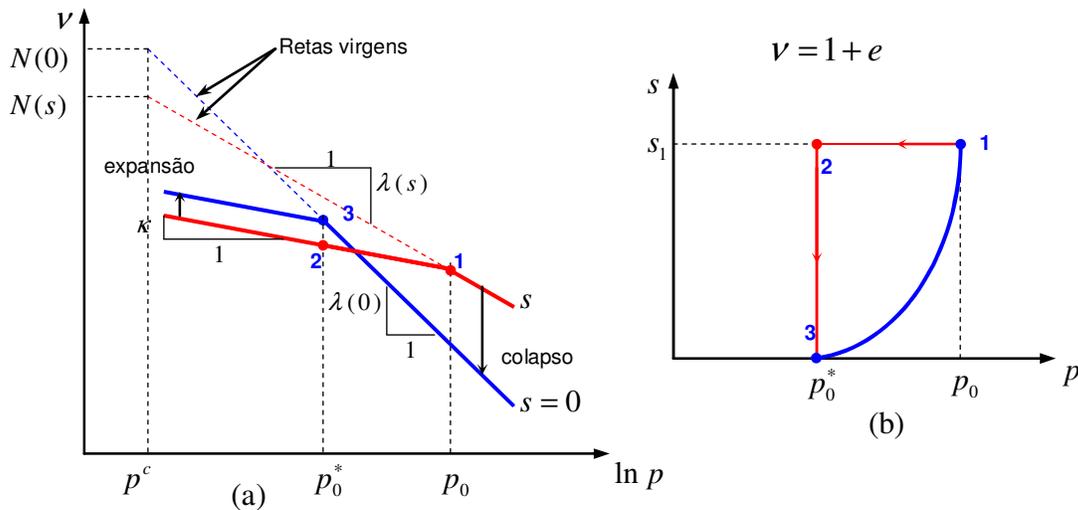


Figura 6.79: Ensaio de compressão isotrópica para solo saturado e não saturado: a) curvas de compressão isotrópica no plano $v - \ln p$; b) curva de escoamento no plano (p,s) (modificado de Alonso *et al*, 1990).

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).

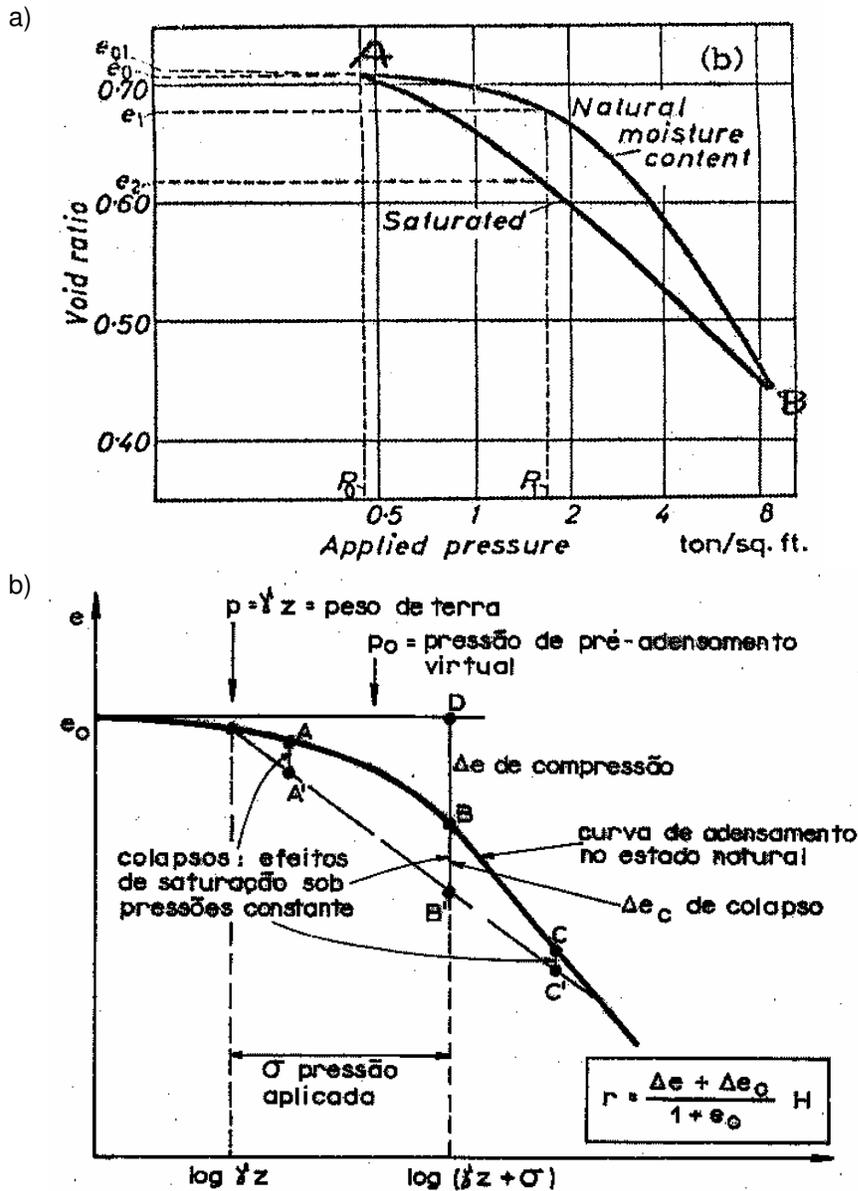


Figura 6.80: a) Ensaio edométrico em solo saturado e com umidade natural (Jennings & Knight, 1957); b) Colapso induzido por saturação (Vargas, 1992).

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

$$\sigma'_{oc} = p'_0 + \frac{(u_a - u_w)}{a + b(u_a - u_w)} \quad \text{e} \quad C_c = C_{c0} + \frac{(u_a - u_w)}{a + b(u_a - u_w)}$$

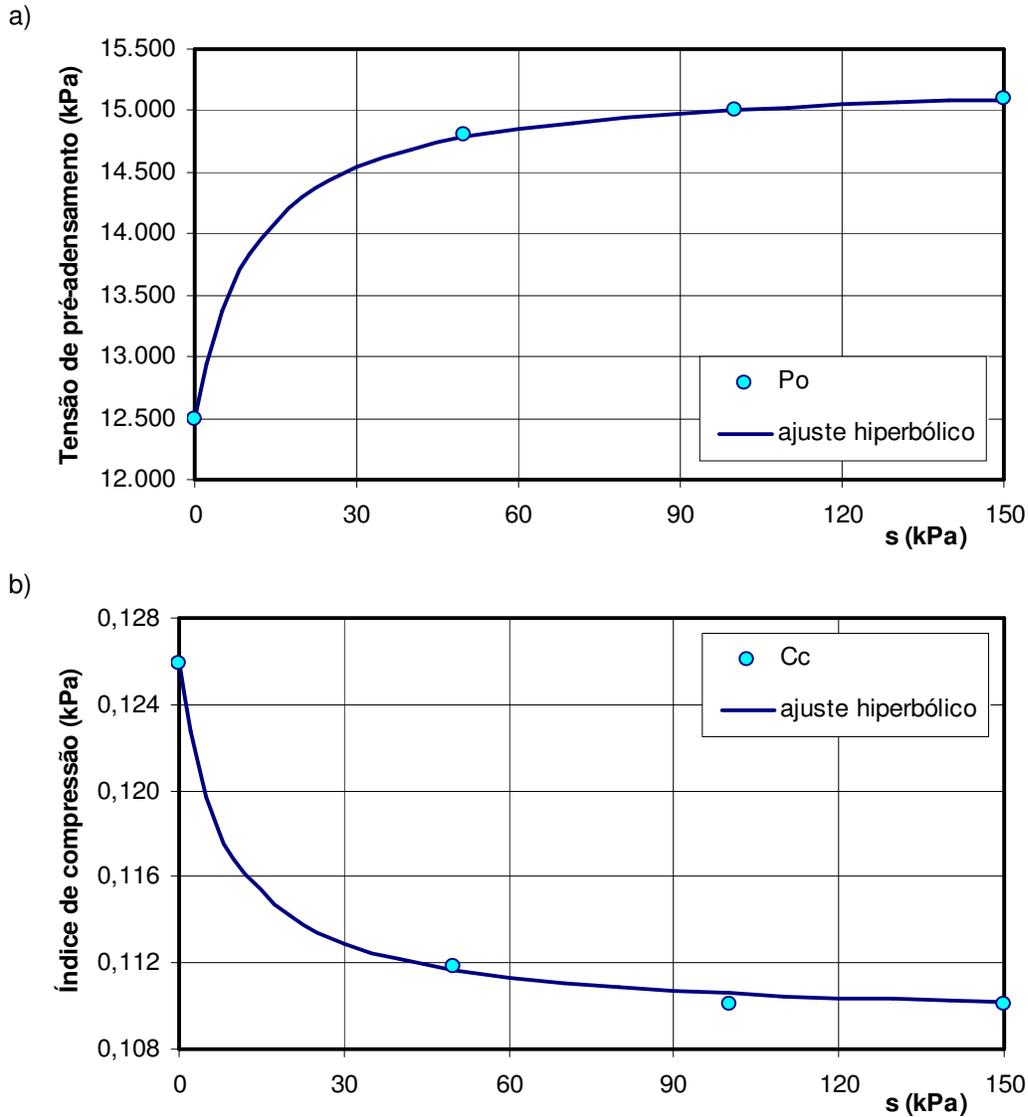


Figura 6.81: Parâmetros de adensamento em amostras densas não saturadas: a) Tensão virtual de pré-adensamento; b) Índice de compressão.

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

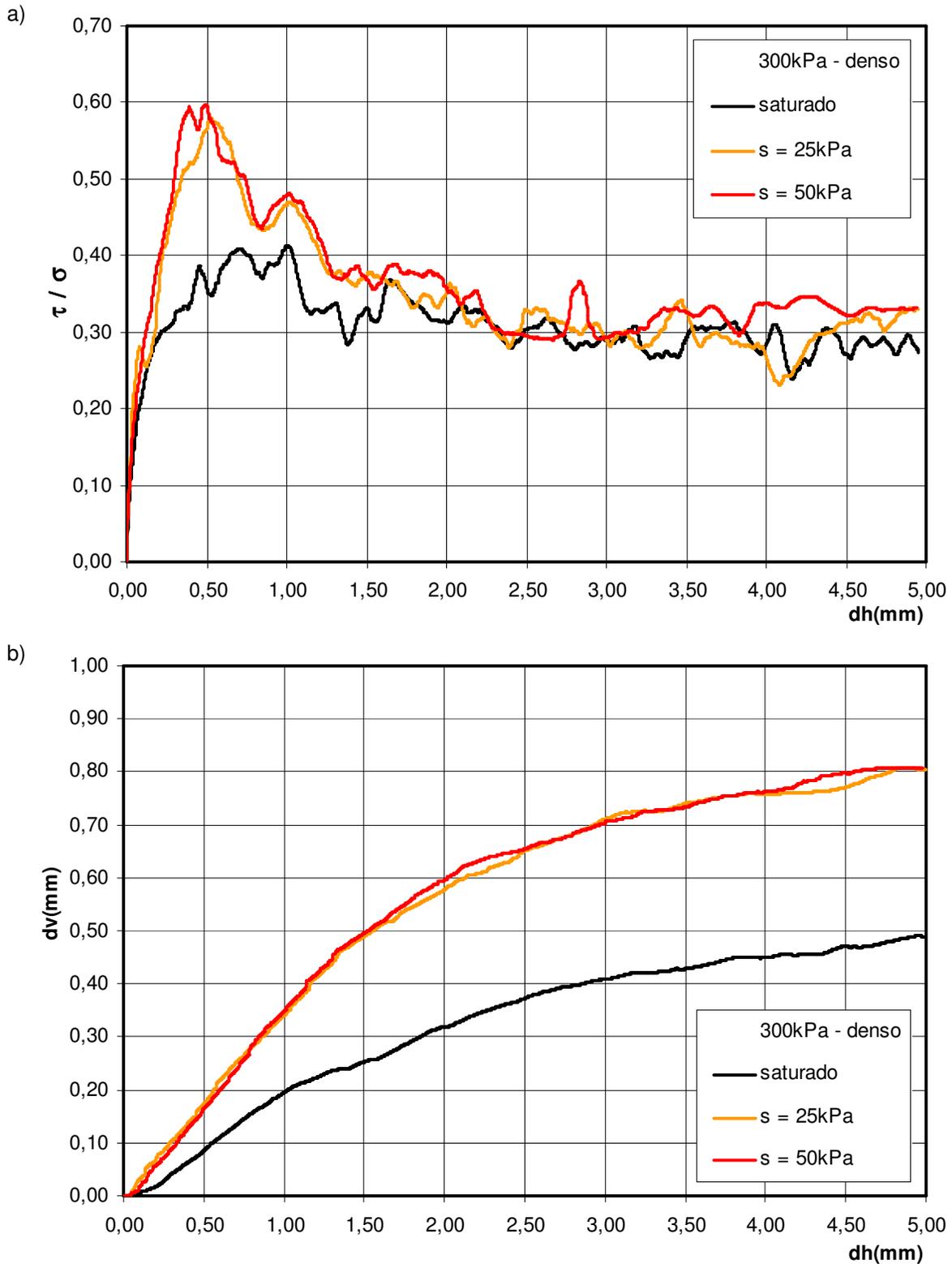


Figura 6.82: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com sucção controlada (25 e 50kPa), para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso - Tensão vertical = 300kPa

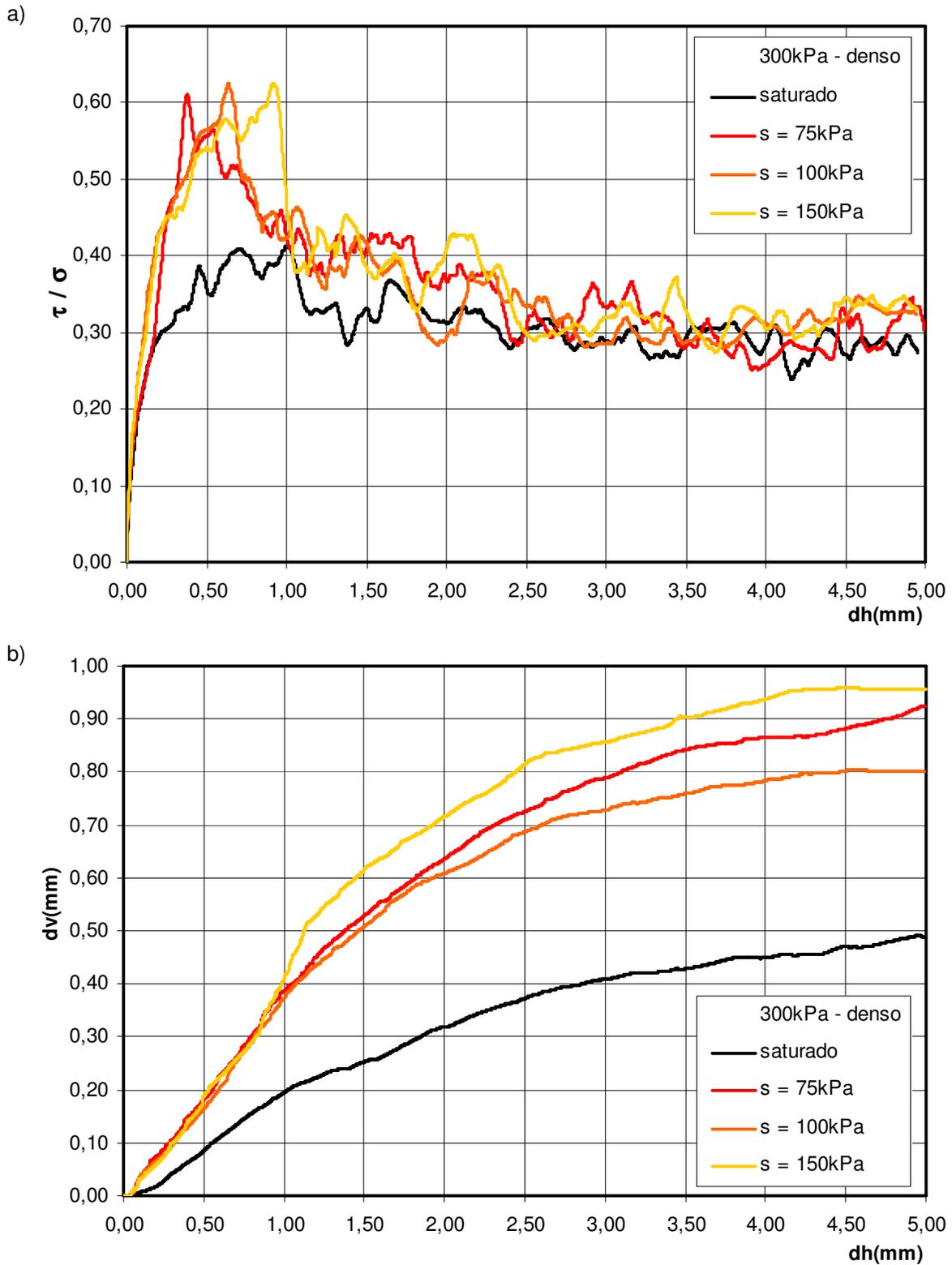


Figura 6.83: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com sucção controlada (75, 100 e 150kPa), para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso - Tensão vertical = 600kPa

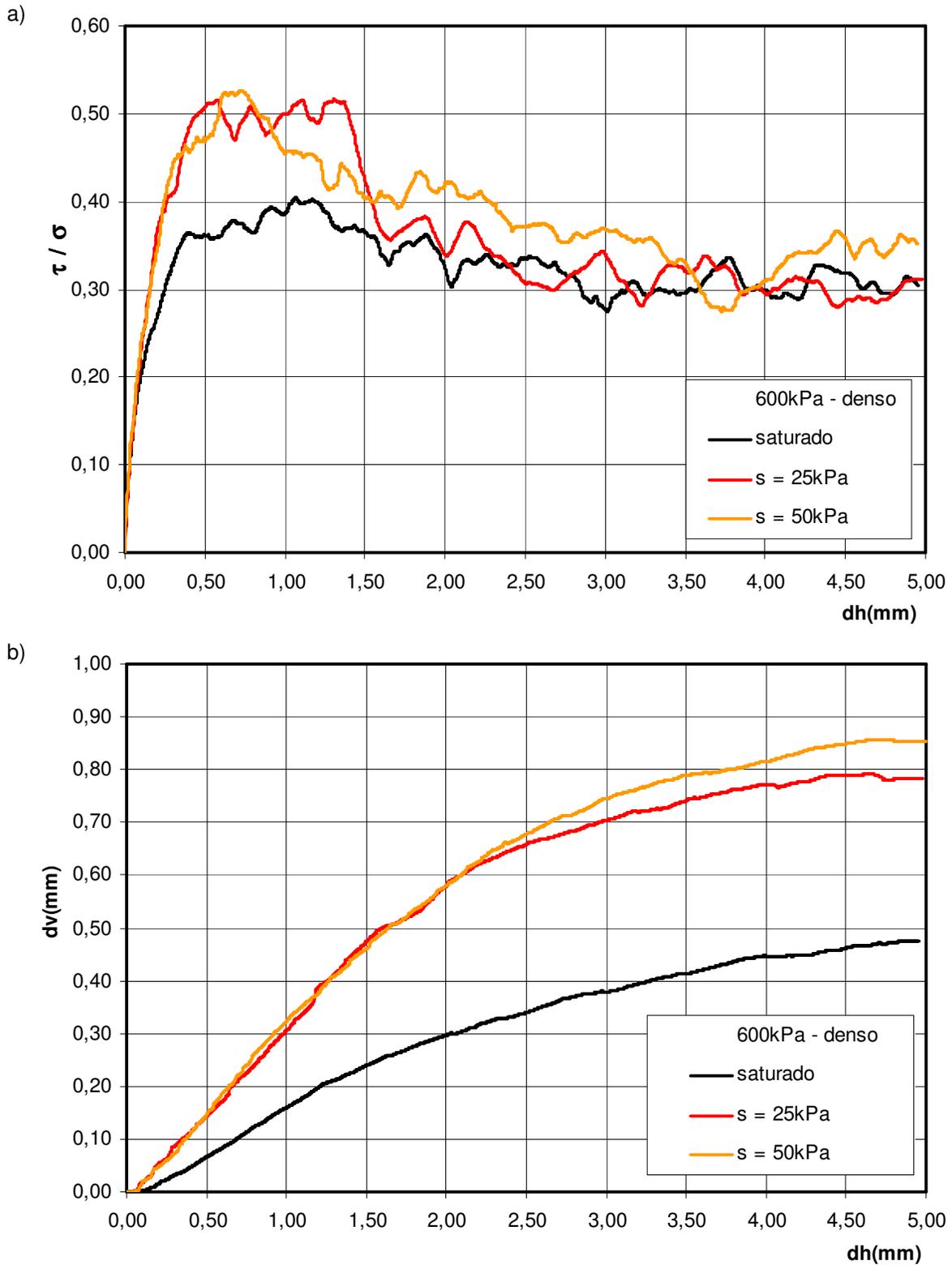


Figura 6.84: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com sucção controlada (25 e 50kPa), para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Solo denso - Tensão vertical = 600kPa

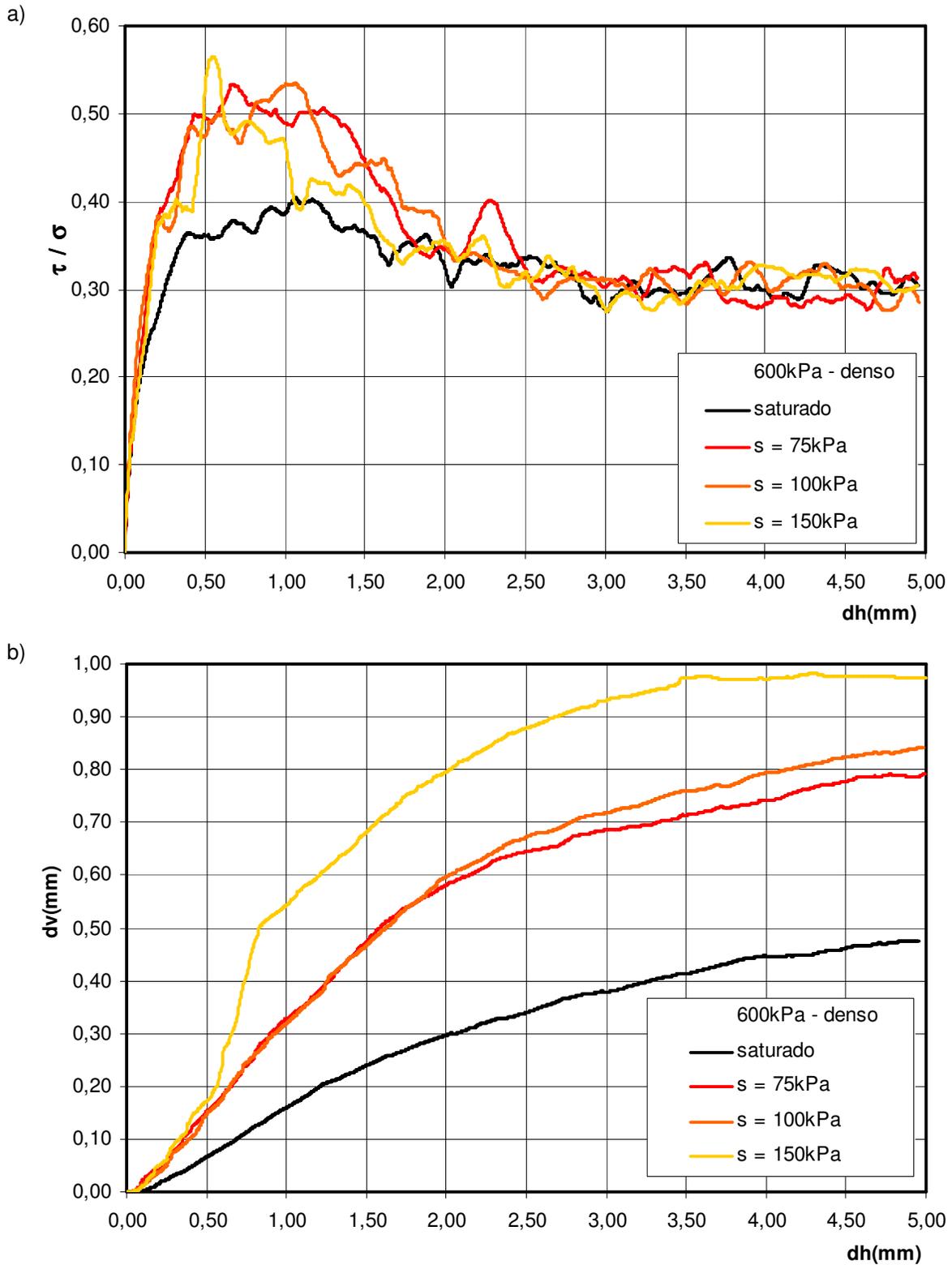


Figura 6.85: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com sucção controlada (75, 100 e 150kPa), para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

Envoltória de Resistência

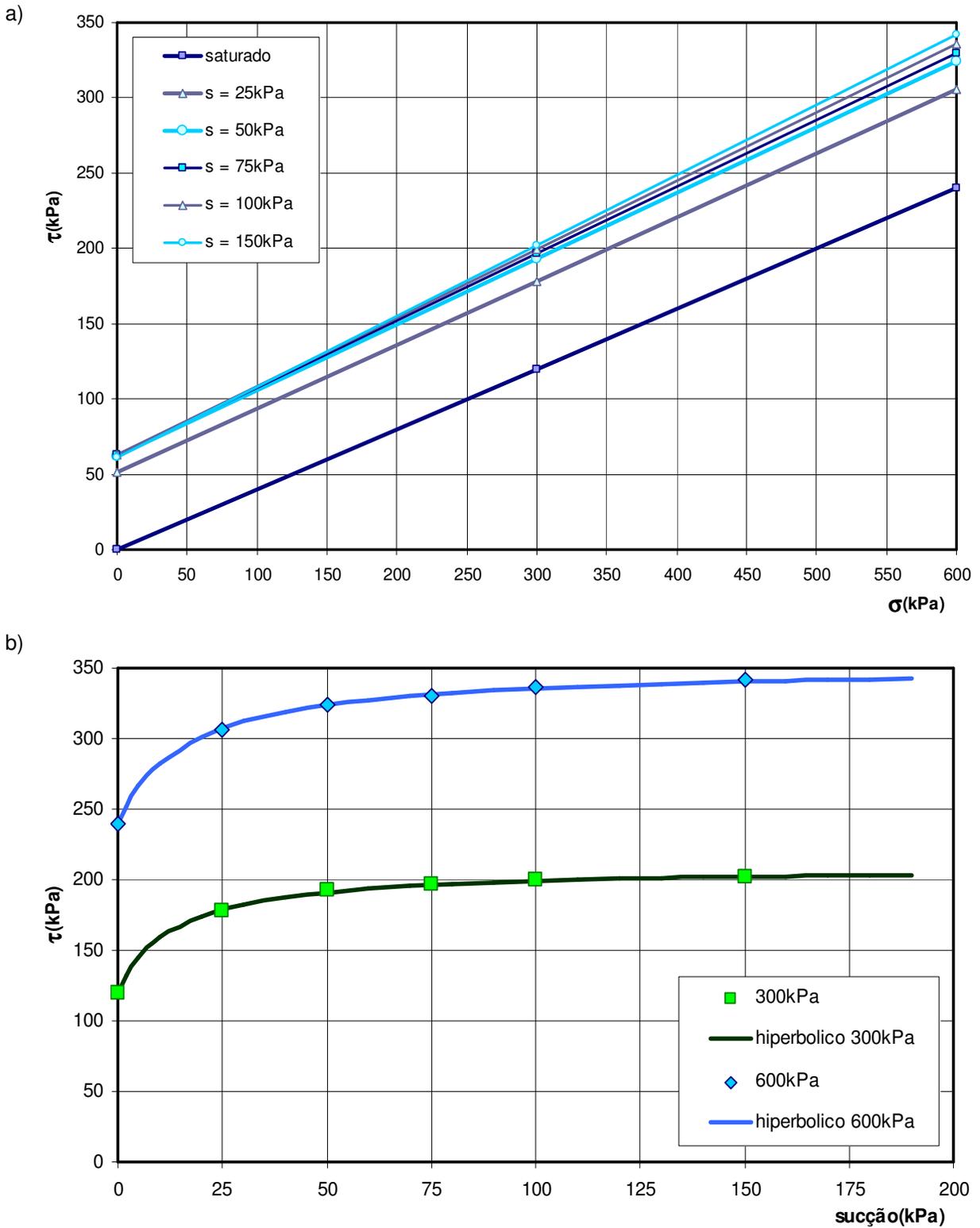


Figura 6.86: Envoltória de resistência de amostra densa com sucção controlada: a) No plano $\sigma - \tau$; b) No plano $s - \tau$.

Parâmetros de resistência

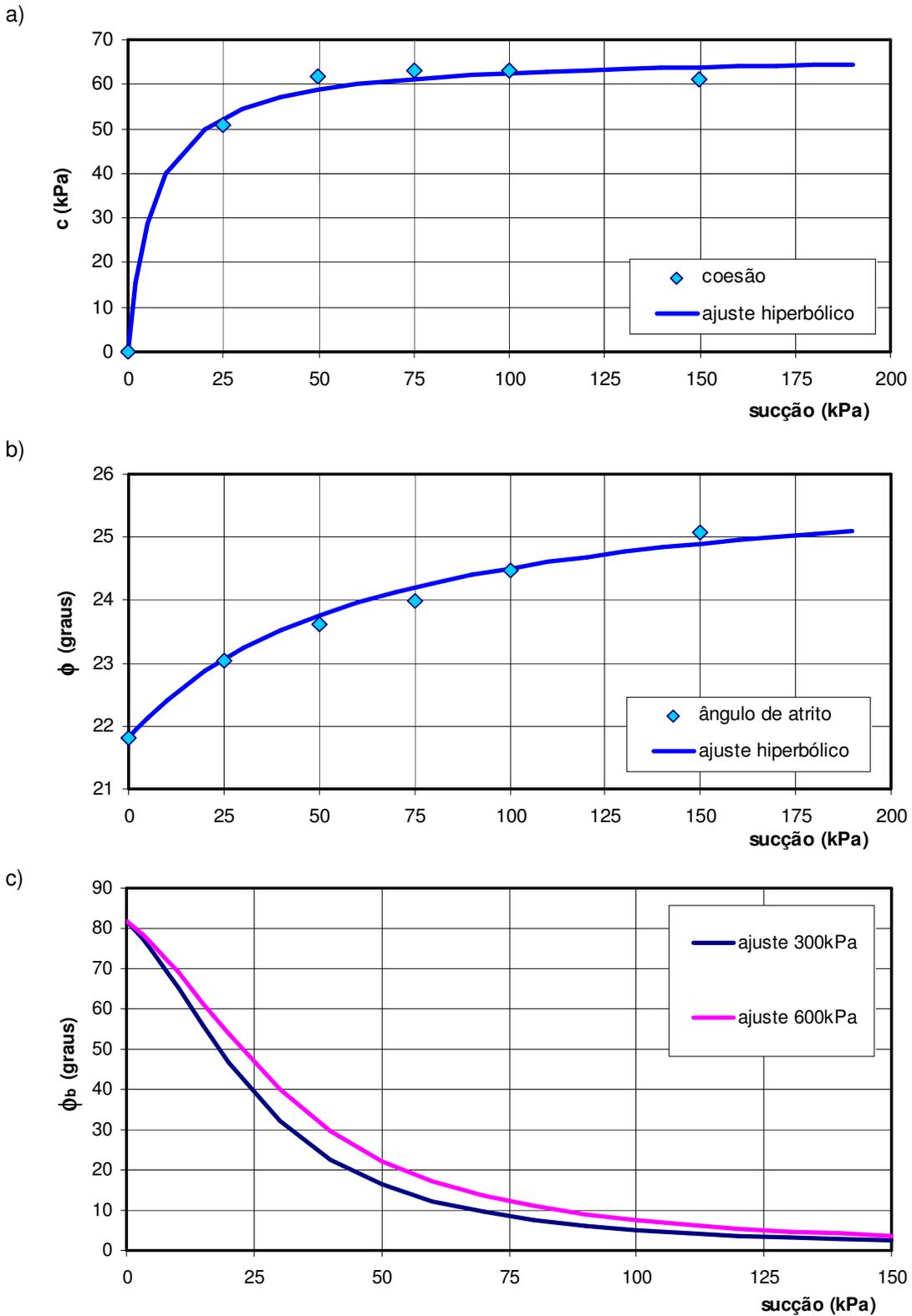


Figura 6.87: Evolução dos parâmetros de resistência não saturada com a sucção aplicada: a) coesão aparente c ; b) ângulo de atrito ϕ' ; c) ângulo de resistência devido à sucção ϕ_b .

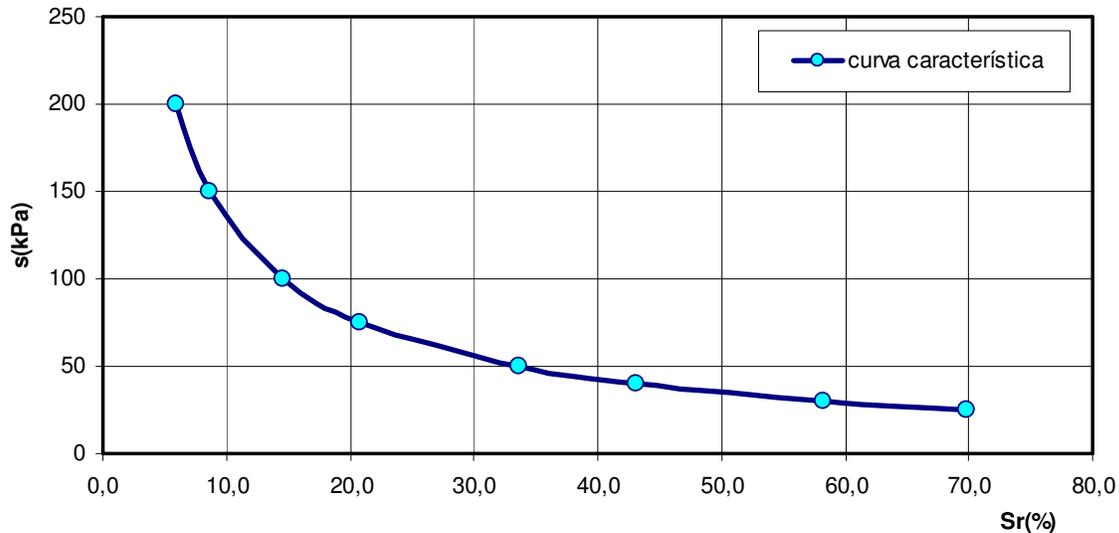


Figura 6.88: Curva característica da amostra densa para 300 e 600kPa de tensão vertical.

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).

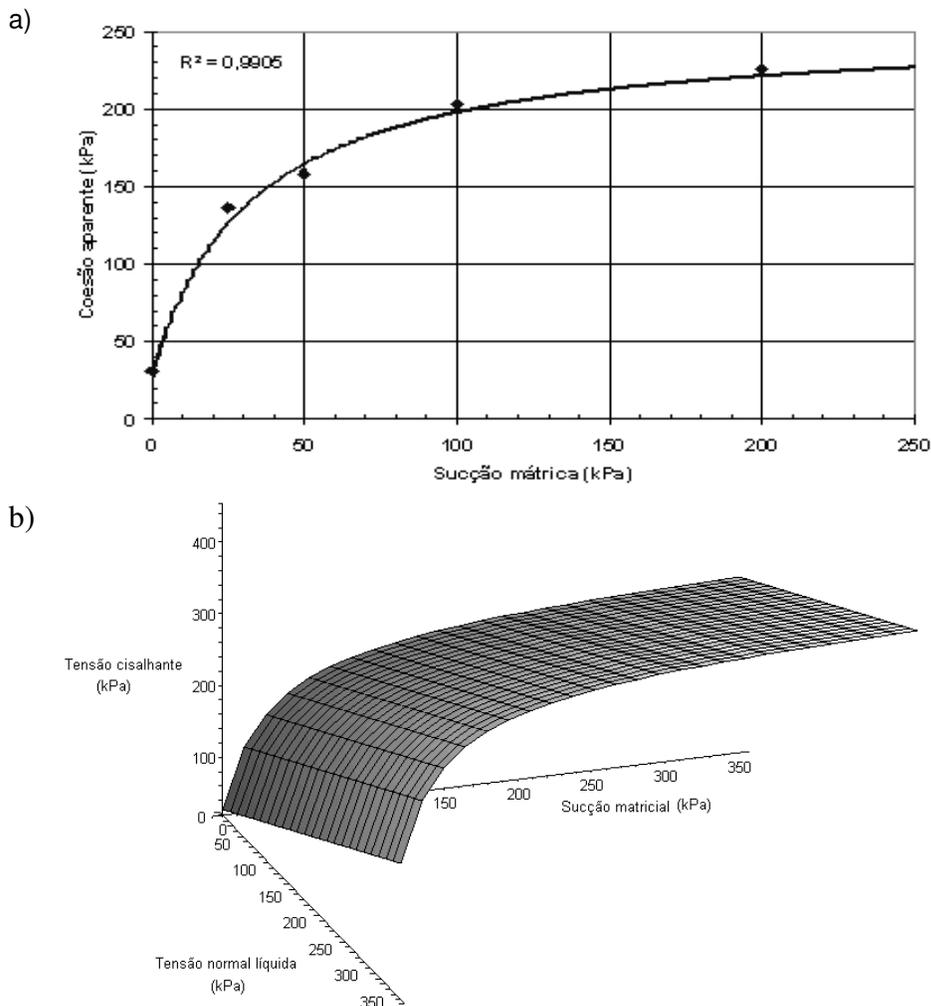


Figura 6.89: a) Evolução da coesão aparente com a sucção; b) Envoltória de resistência não linear para estados não saturados (Lopes *et al*, 2007).

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.

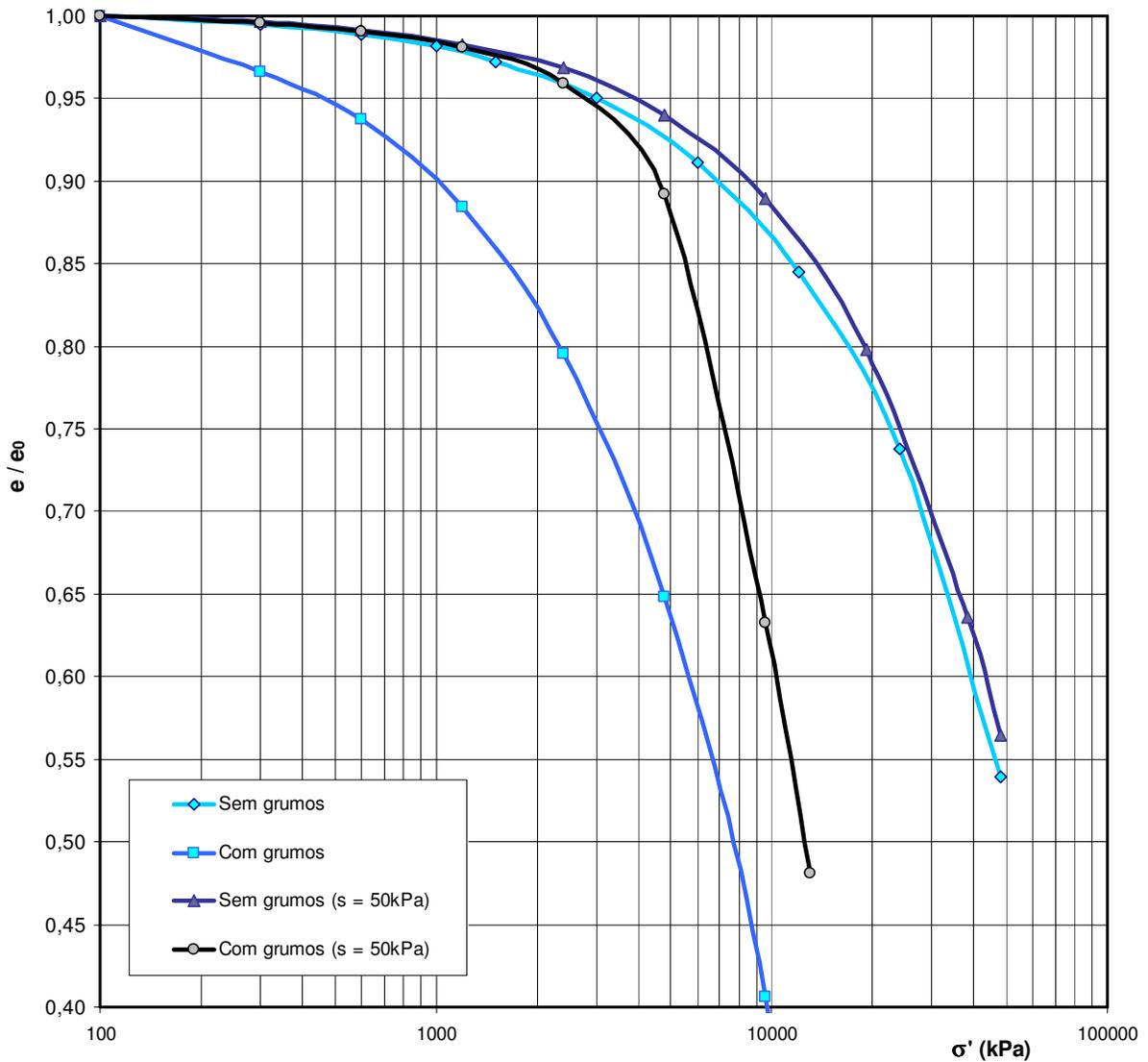


Figura 6.90: Curva de adensamento de amostras densas com grumos e sucção aplicada.

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.

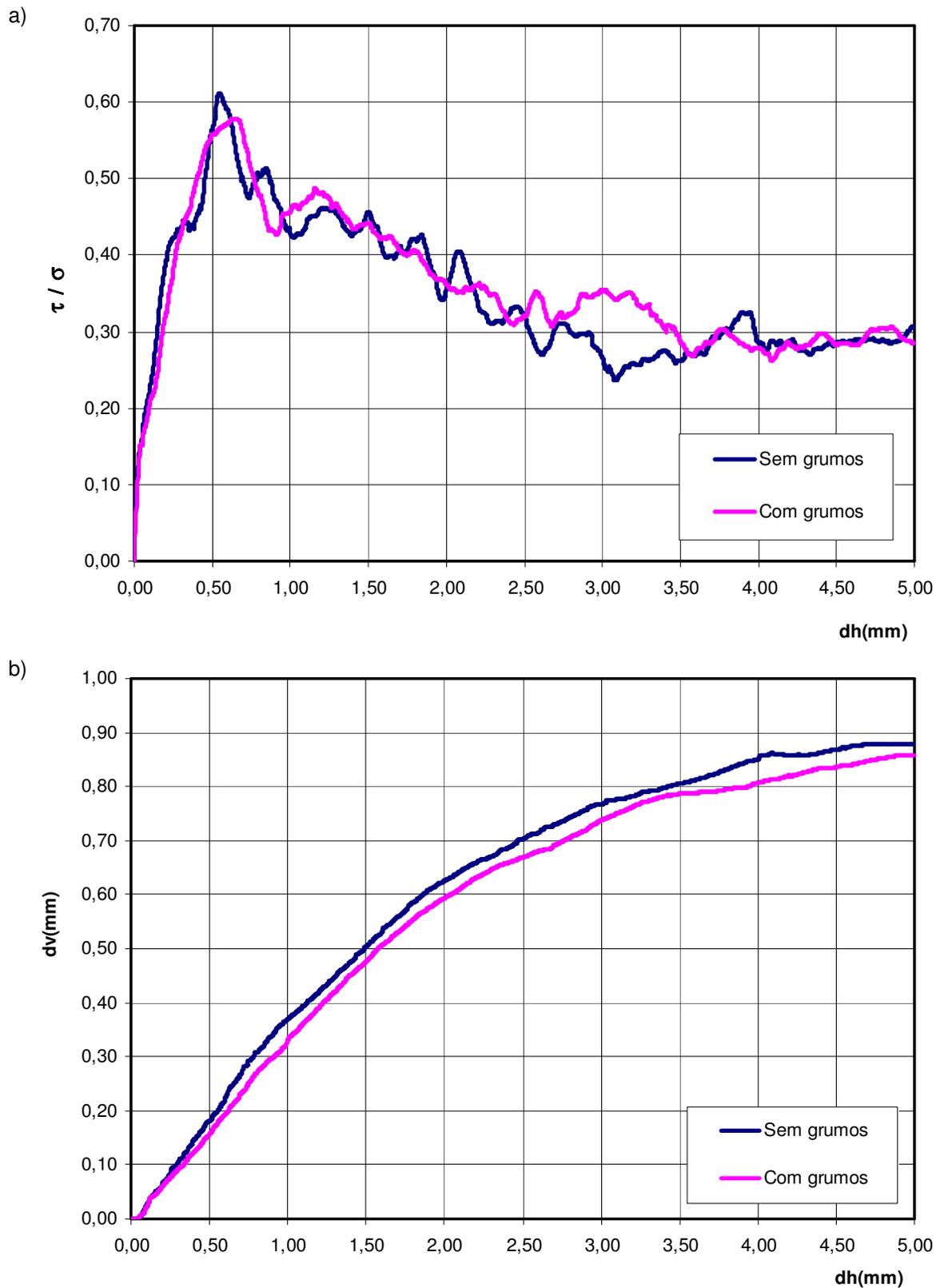


Figura 6.91: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com sucção controlada (50kPa) e matriz argilosa, para tensão vertical de 300kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

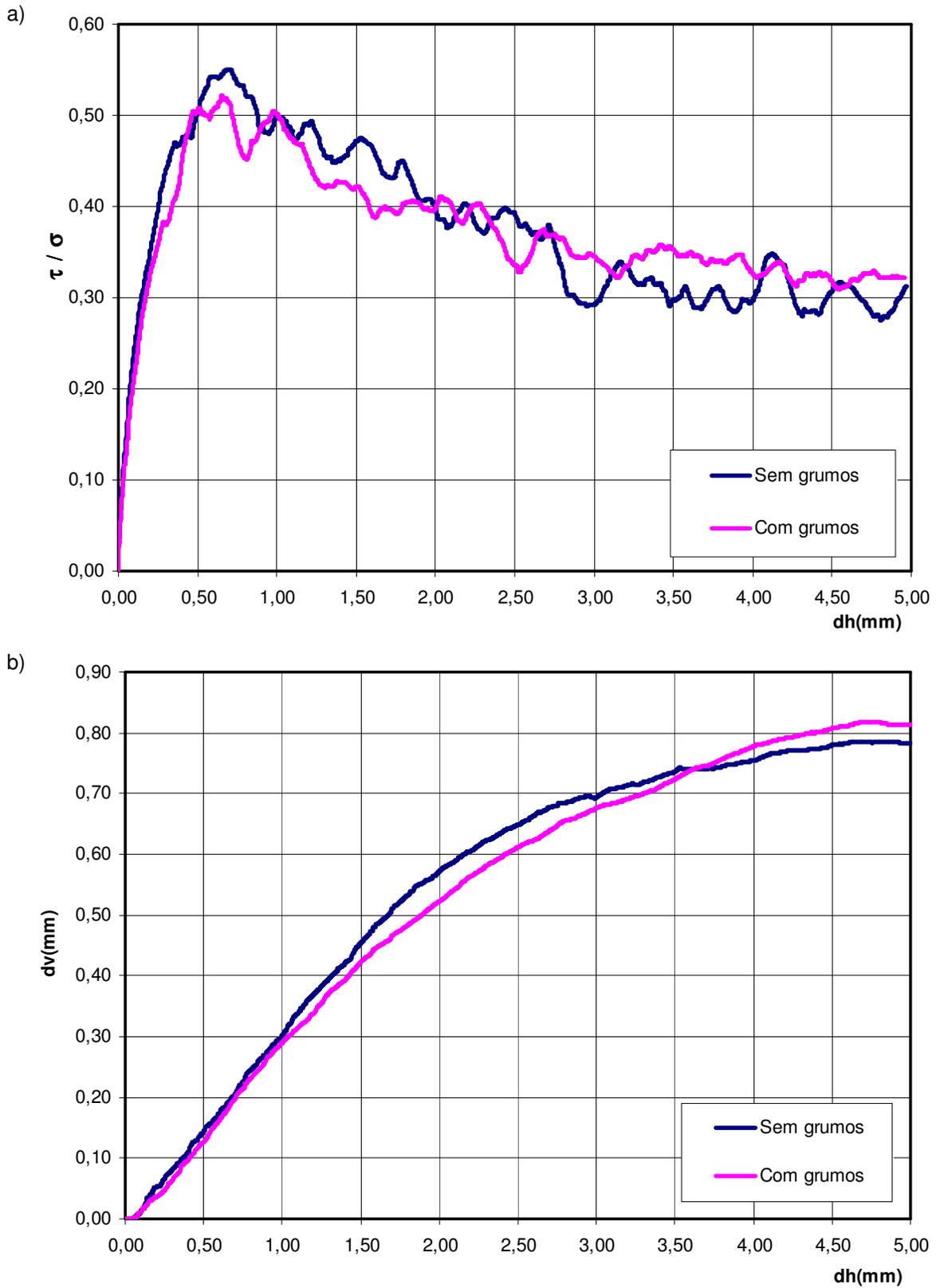


Figura 6.92: Simulação do ensaio de cisalhamento direto em amostra densa com sucção controlada (50kPa) e matriz argilosa, para tensão vertical de 600kPa: a) Curva tensão x deslocamento horizontal; b) Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal.

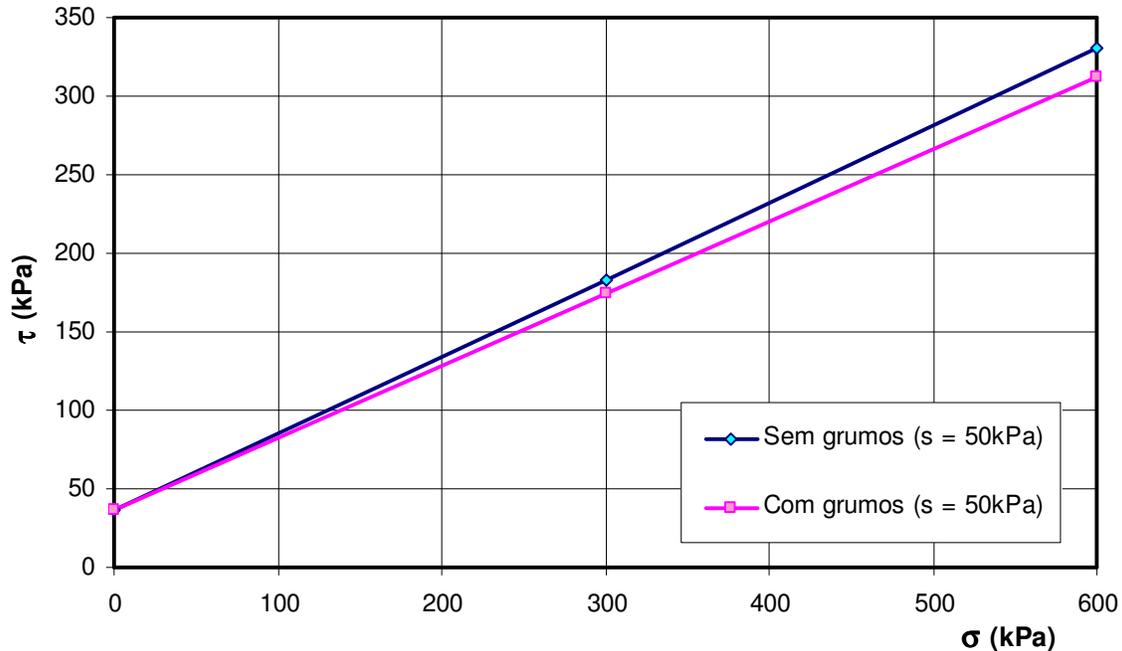


Figura 6.93: Envoltória de resistência da amostra densa com sucção controlada (50kPa) e matriz argilosa.

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 $c_{ap} = 36kPa$.