5
Modelagem Micro-Mecânica Discreta de Solos Granulares Reforçados com Fibras

5.1.
Considerações Iniciais

Neste capítulo serão abordados alguns aspectos da implementação computacional. Apresenta-se a estrutura de dados adotada para simular o comportamento de solos granulares e posteriormente das fibras e sua interação com as partículas de solo.

As formulações matemáticas foram obtidas através de análises do comportamento observado experimentalmente. E em seguida a biblioteca DEMlib foi acrescida com essas novas formulações, com o intuito de explicar numericamente o comportamento observado em laboratório.

Será detalhado o comportamento incremental de materiais granulares e a implementação das fibras aos grãos de solos, representada pela ligação entre os elementos granulares, proporcionando uma ligação entre os elementos ligados pelas fibras.

5.2.
Simulação de Ensaios Laboratoriais

Os modelos introduzidos por Cundall & Strack (1979), vêm sendo utilizados para simular ensaios virtuais, tanto em 2D como em 3D, a fim de validar as formulações e os parâmetros.

A partir da tese de doutorado de Casagrande (2005), através dos resultados de ensaios triaxiais obtidos experimentalmente, foi possível definir os parâmetros e calibrar o sistema, sendo possível fazer uma comparação entre a modelagem dos ensaios biaxiais e os resultados obtidos pelos ensaios triaxiais.

Existem aspectos da simulação discreta do ensaio biaxial que precisam ser estudados com maior detalhe a fim de se garantir uma adequada representação e a validade da resposta obtida. Estes aspectos têm a ver com a representação do solo, com os parâmetros adotados, e com a geometria da amostra. A seguir são discutidos estes assuntos e definem-se as hipóteses adotadas para a calibração do ensaio.

5.3.
Ensaio Biaxial

5.3.1.
Considerações sobre o Modelo Numérico

- **Geometria:** os elementos circulares utilizados para representar os grãos do solo são em forma de cilindros circulares de espessura unitária. E por isso, sua forma influi no comportamento mecânico do solo. Sabe-se que grande parte das areias possui angulosidade acentuada, que influencia no comportamento mecânico, na diminuição da rotação entre os grãos, e no aumento do atrito entre eles. Dessa forma, a modelagem de elementos circulares reflete nos valores de resistência, devido a tais formas;

- **Modelo 2D:** representa outra limitação na modelagem de solos, pois os efeitos da terceira dimensão não são considerados. No entanto, a partir da calibração do modelo pode-se avaliar o comportamento da interação solo/fibra através do ensaio biaxial;

- **Elementos de Contorno:** As paredes possuem liberdade de deslocamento e, por isso atuam no cálculo de movimento do sistema. Para a realização do ensaio são aplicadas forças distribuídas às paredes, dessa forma, deve-se atentar para o valor de massa atribuído às paredes. Pois, valores de massa muito baixos produzem movimento excessivo das paredes devido ao desequilíbrio das cargas. Por outro lado, se os valores de massa forem altos o sistema de paredes terá comportamento quase estático, devido a inércia elevada, o que pode não corresponder com o comportamento real que se tenta simular;

- **Modelo Constitutivo:** o modelo de contato relaciona a força de contato e o deslocamento relativo nas direções normais e cisalhantes através das equações (5.1) e (5.2), novamente apresentadas:

$$F^n = K^n \; U^n \tag{5.1}$$

$$\Delta F^S = -k^S \Delta U^S \tag{5.2}$$

A rigidez normal é uma rigidez secante, pois diz respeito à força total normal e ao deslocamento total normal.

A rigidez cisalhante é uma rigidez tangente, já que relaciona o incremento da força de cisalhamento ao aumento de deslocamento de ruptura (cisalhante).

Foram analisados dois modelos de rigidez de contato: um modelo linear e um modelo simplificado de Hertz Mindlin (não linear). O contato entre um elemento com o modelo linear e outro elemento com o modelo de Hertz Mindlin não é permitido, já que o modelo de Hertz Mindlin é incompatível com qualquer tipo de coesão e não está definido para as forças de tração.

O modelo linear de contato é definido pela rigidez normal (k^n) e pela rigidez cisalhante (k^s) das duas entidades em contato, podendo ser bola-bola ou bola-parede.

O modelo de contato Hertz-Mindlin é uma formulação não-linear baseada na teoria de Mindlin & Deresiewicz (1953), esta formulação foi descrita por Cundall (1988). Este modelo só é aplicável no caso de esferas em contato e depende da força normal. O modelo é definido pelo módulo cisalhante G e pelo coeficiente de Poisson υ do par de esferas em contato.

5.3.2.
Calibração dos Parâmetros

A calibração do sistema só ocorreu após a calibração dos seguintes parâmetros:

- Rigidez normal kn;

- Rigidez tangencial ks;

- Ângulo de atrito φ;

- Amortecimento normal Cn;

- Amortecimento tangencial Cs.

O contato entre os elementos é definido por um sistema do tipo mola-amortecedor, onde kn e Cn representam rigidez normal e amortecimento normal, respectivamente. E, ks e Cs rigidez e amortecimento tangencial. O contato entre os elementos é apresentado na Figura 19.

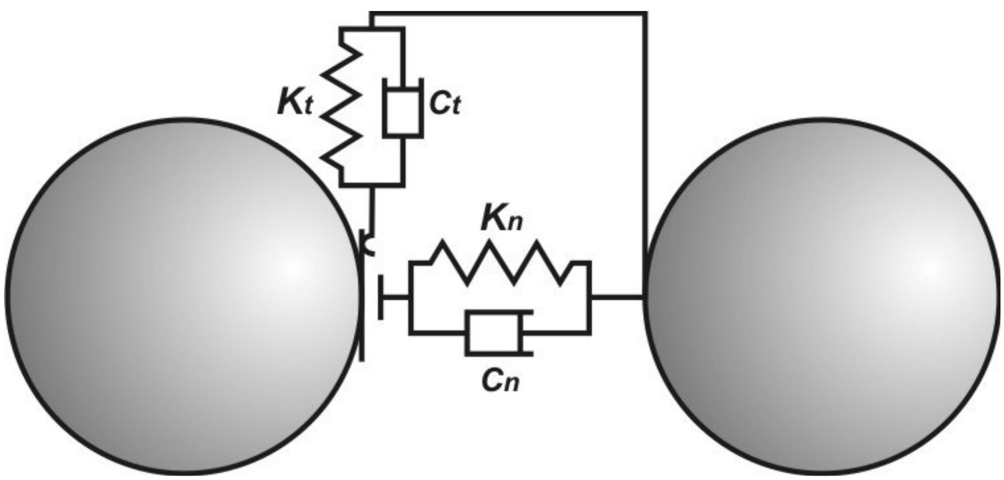


Figura 1: Esquema do Modelo de Contato entre dois discos.

- **Modelo de Contato Linear**

No modelo de contato linear as rigidezes de duas entidades em contato são calculadas admitindo que ambas agem em série. A rigidez de contato normal secante é dado por:

$$K^n = \frac{k_n^{[A]} k_n^{[B]}}{k_n^{[A]} + k_n^{[B]}} \tag{5.3}$$

E a rigidez de contato cisalhante tangente é dada por:

$$k^s = \frac{k_s^{[A]} k_s^{[B]}}{k_s^{[A]} + k_s^{[B]}} \tag{5.4}$$

onde o sobrescrito [A] e [B] indicam as duas entidades em contato. Para o modelo linear, a rigidez normal secante (k_n) é igual à rigidez normal tangente, uma vez que

$$k^n \equiv \frac{dF^n}{dU^n} = \frac{d(k^n U^n)}{dU^n} = K^n \tag{5.5}$$

Onde K^n é dado pela equação 5.5.

- **Modelo de Contato Hertz-Mindlin**

Para o modelo de contato de Hertz-Mindlin os parâmetros kn e ks dependem do módulo cisalhante G e de Poisson υ de acordo com as formulações abaixo:

$$K^n = \left(\frac{2 < G > \sqrt{2\tilde{R}}}{3(1 - < \vartheta >}\right)\sqrt{U^n} \tag{5.6}$$

$$K^s = \left(\frac{2(< G >^2 3(1 - < \vartheta >)\tilde{R})1^{1/3}}{2 - < \vartheta >}\right)|Fi^n|^{1/3} \tag{5.7}$$

Para contato entre discos:

$$\tilde{R} = \frac{2R[A].R[B]}{R[A] + R[B]} \tag{5.5}$$

$$\langle G \rangle = \frac{1}{2}(G[A] + G[B]) \tag{5.6}$$

$$\langle \vartheta \rangle = \frac{1}{2}(\vartheta[A] + \vartheta[B]) \tag{5.7}$$

Para contato entre disco e parede:

$$\tilde{R} = R[ball] \tag{5.8}$$

$$\langle G \rangle = G[ball] \tag{5.9}$$

$$\langle \vartheta \rangle = \vartheta[ball] \tag{5.10}$$

O parâmetro do atrito é responsável pela máxima tensão cisalhante τmáx. atuante entre os elementos que se encontram sob a tensão normal σn .

$$\tau_{máx} = \sigma_n \tan \varphi_\mu \tag{5.11}$$

O material define o parâmetro do ângulo de atrito entre os elementos. No caso de simulações de areias reforçadas utiliza-se o valor do ângulo de atrito igual a 43º, de acordo com Babu & Haldar (2007).

Para analisar o comportamento do material granular utilizando os dois modelos de contatos citados acima foram realizados seis ensaios biaxiais com três tensões confinantes diferentes conforme mostrado na Tabela 1.

Tabela 1: Modelos de contato

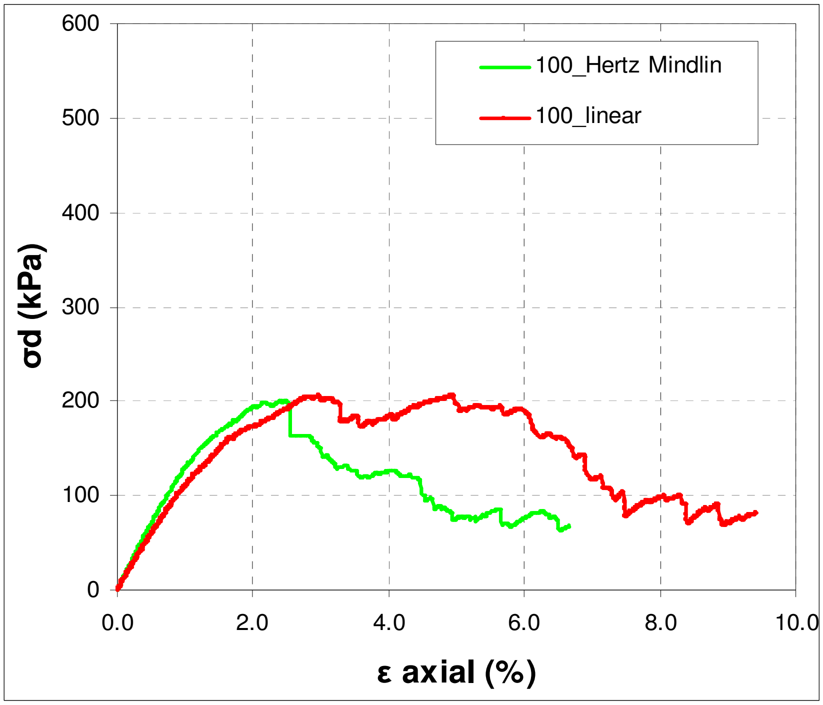
Tensões Confinates	**Modelo de contato**
100 kPa	Linear
200 kPa	Linear
400 kPa	Linear
100 kPa	Hertz-Mindlin
200 kPa	Hertz-Mindlin
400 kPa	Hertz-Mindlin

Os resultados são apresentados pels curvas de:

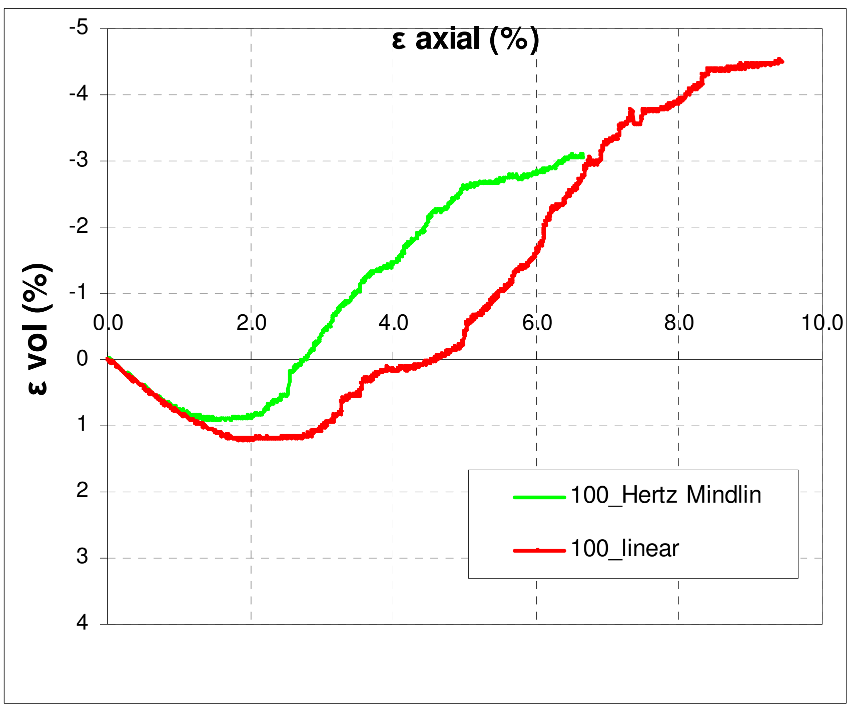
- Tensão desviadora versus deslocamento vertical;

- Deslocamento vertical versus deformação volumétrica.

Nas figuras 20 a 22 são apresentadas as curvas correspondentes aos ensaios biaxiais para as tensões verticais de 100, 200 e 400 kPa respectivamente.

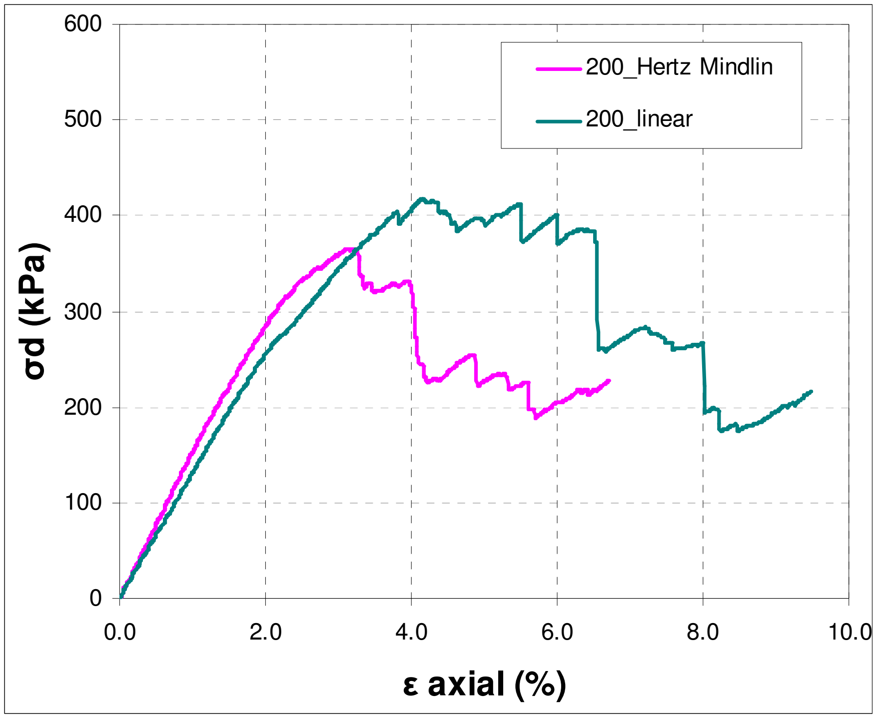


(a)

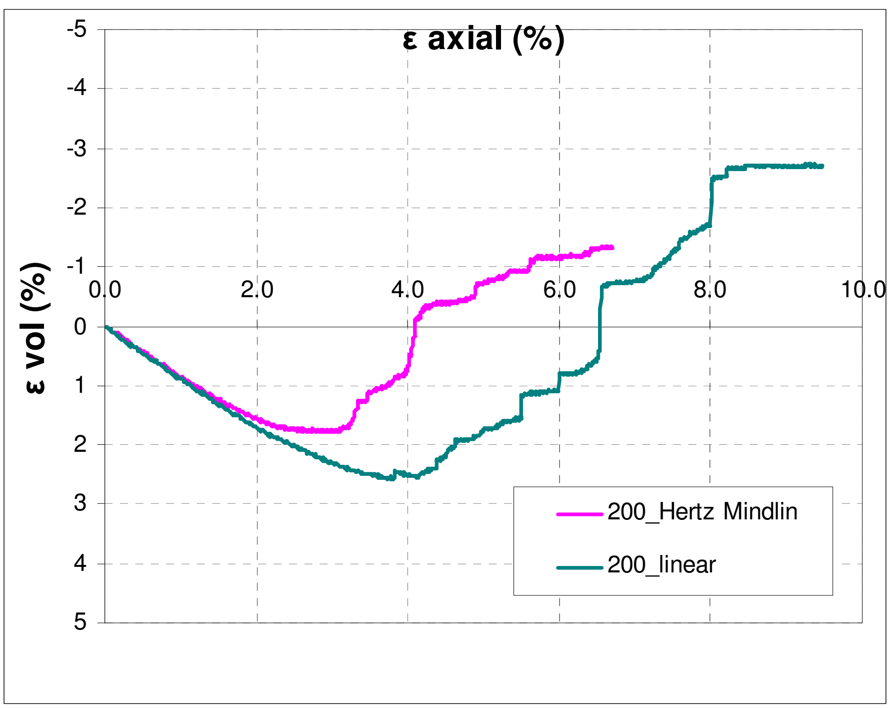


(b)

Figura 2: Simulação de Ensaio Biaxial com diferentes modelos de contato para tensão confinante de 100kPa: (a) Curva Tensão x Deformação axial; (b) Curva Deformação volumétrica x Deformação axial.

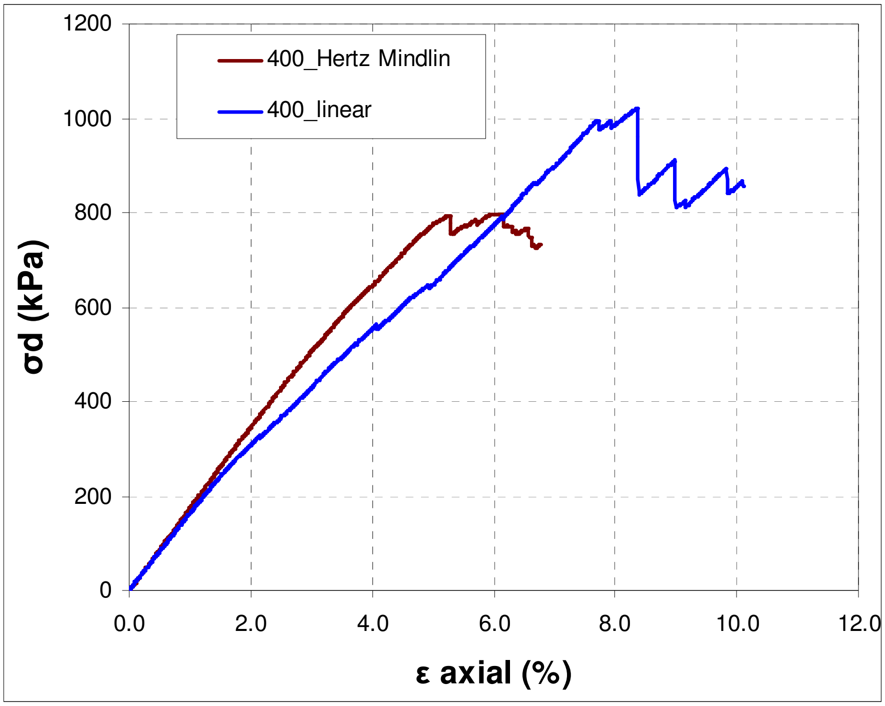


(a)

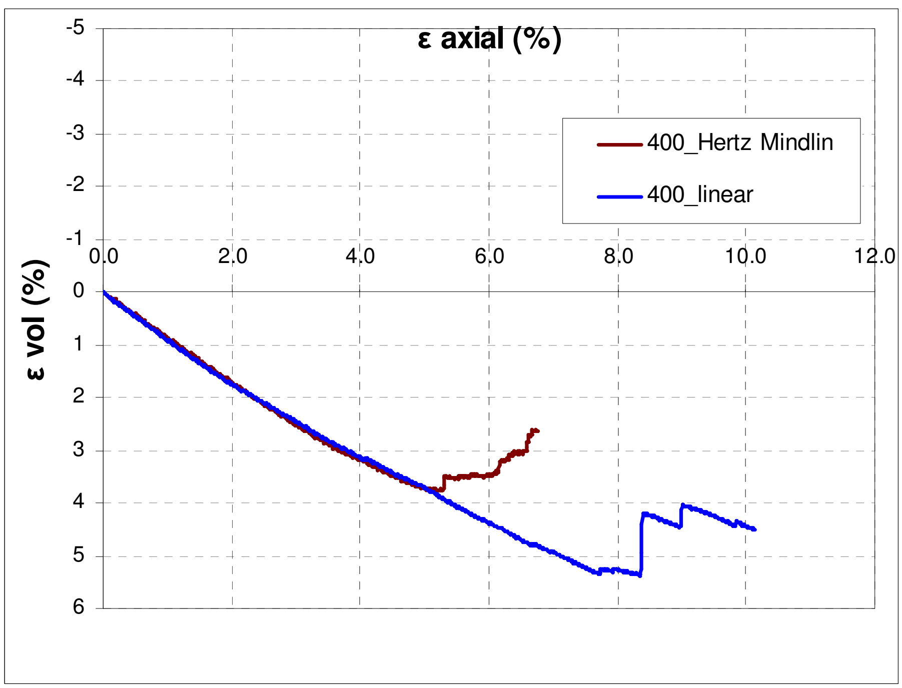


(b)

Figura 3: Simulação de Ensaio Biaxial com diferentes modelos de contato para tensão confinante de 200kPa: (a) Curva Tensão x Deformação axial; (b) Curva Deformação volumétrica x Deformação axial.



(a)



(b)

Figura 4: Simulação de Ensaio Biaxial com diferentes modelos de contato para tensão confinate de 400kPa: (a) Curva Tensão x Deformação axial; (b) Curva Deformação volumétrica x Deformação axial.

As Figuras. 20, 21 e 22 (a) mostram algumas diferenças no comportamento tensão x deformação dos modelos de contato estudados, mesmo sob a mesma tensão confinante. Podemos observar que o modelo de contato linear prevê maior resistência de pico, maior diferença entre o pico e a tensão residual, ao passo que o modelo de contato simplificado de Hertz Mindlin apresenta maior rigidez inicial.

As Figuras. 20, 21 e 22 (b) demonstram que o modelo linear apresenta uma maior contração inicial e dilatância subseqüentes, enquanto o modelo de Hertz Mindlin apresenta menores deformações volumétricas.

A envoltória de resistência de pico obtida em ambos os casos está apresentada na Figura 23.

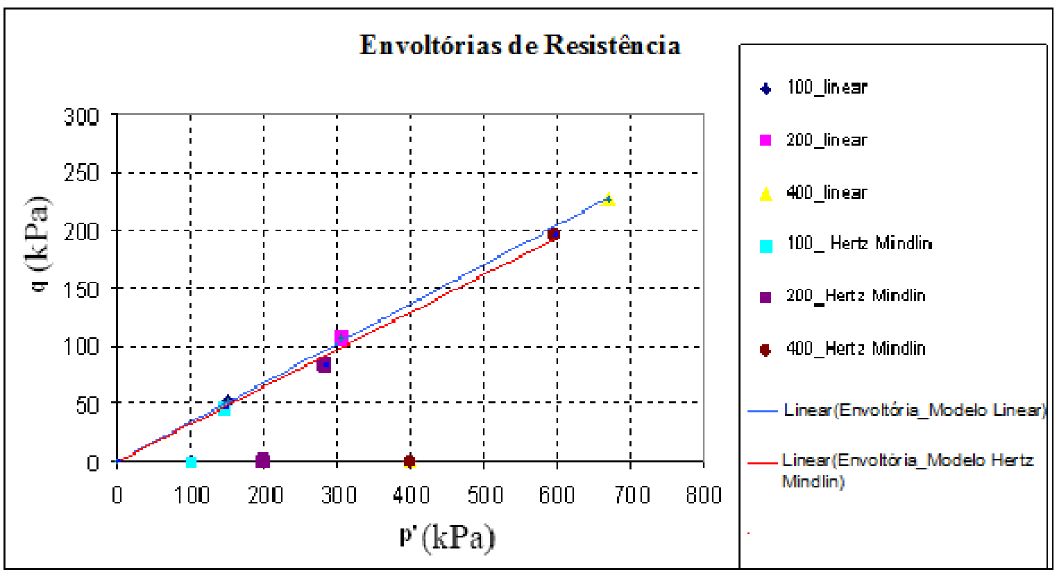


Figura 5: Envoltória das simulações de areias fofa e densa.

De acordo com a Trajetória de tensões observada na Figura 23, podemos observar que entre os dois modelos de contato o ângulo de atrito entre eles são bem próximos, sendo φ' = 18,9 º para o modelo linear e φ' = 17,8º para o modelo de Hertz Mindlin.

Em ambos os casos a coesão é igual a zero, pois se trata de simulações de um material puramente granular.

5.3.3. Calibração do Ensaio Biaxial

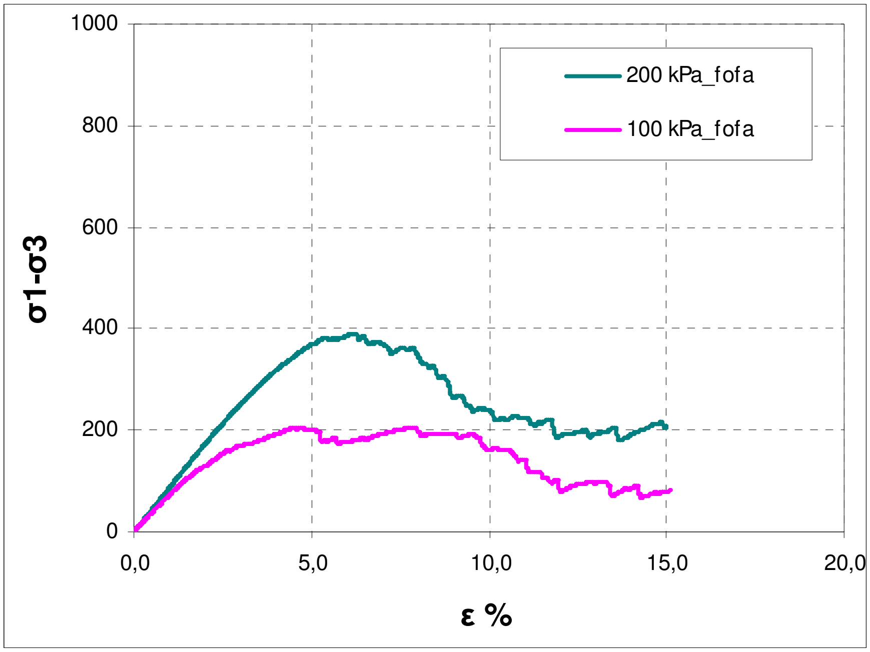
Alguns aspectos precisam ser verificados e avaliados, para que estes não influenciem o resultado. Dessa forma, algumas questões tais como o índice de vazios, a quantidade de fibras e sua rigidez devem ser estudadas com maior detalhamento. A seguir são discutidos estes assuntos e definem-se as hipóteses adotadas para a calibração do ensaio.

5.3.3.1. Índice de Vazios

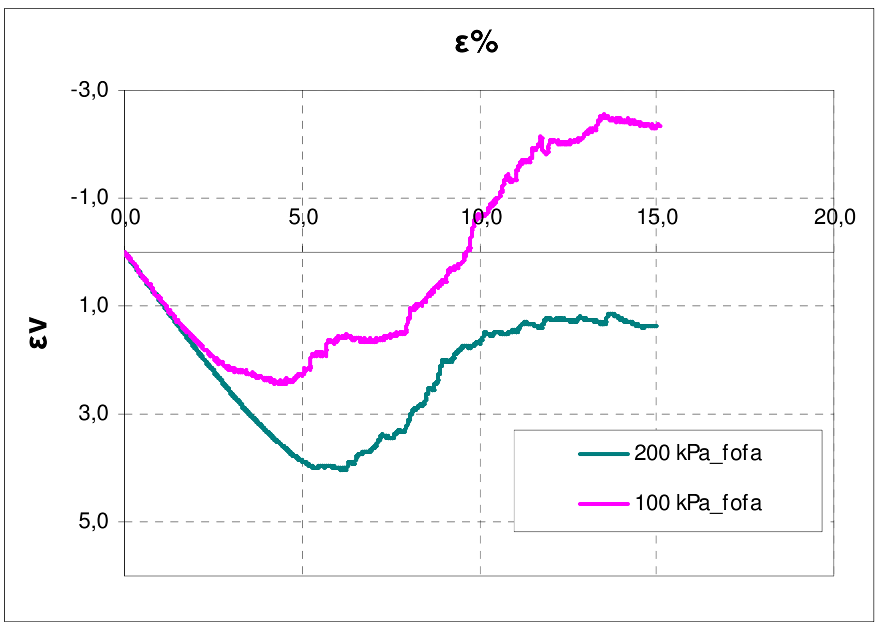
A densidade do solo é um fator que interfere o comportamento de solos granulares. Dessa forma, a fim de estudar o comportamento de amostras fofas e densas, foi realizado um estudo relacionando variadas simulações com diferentes índices de vazios.

Uma tentativa para obter amostras com índices de vazios diferentes consiste na manipulação dos campos de forças, este é o método da rigidez tangencial proposto por Liu *et al* (2005) que consiste em assumir um valor nulo da rigidez transversal dos elementos para gerar amostras mais densas, pois com a anulação das forças tangenciais entre os elementos o deslocamento relativo entre eles aumenta, aumentando assim sua densidade quando submetidos ao esforço de compressão. Esta técnica mostrou certa utilidade e foi empregada na presente pesquisa, podendo-se falar em amostra densa e fofa.

Um solo granular fofo submetido ao ensaio biaxial apresenta ganho de resistência lento, dessa forma após uma deformação da ordem de 6%, o material atinge o valor máximo de tensão desviadora. No caso de material denso, a tensão desviadora cresce rapidamente, atingindo a máxima resistência quando a deformação ainda é 4%. Estas observações podem ser verificas na Figura 24 e na Figura 25 (a) e (b).

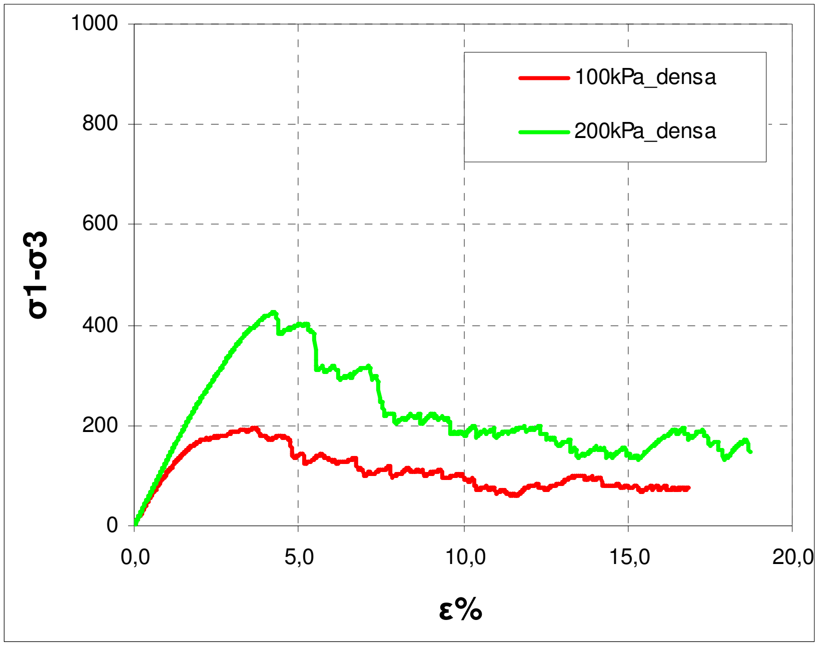


(a)

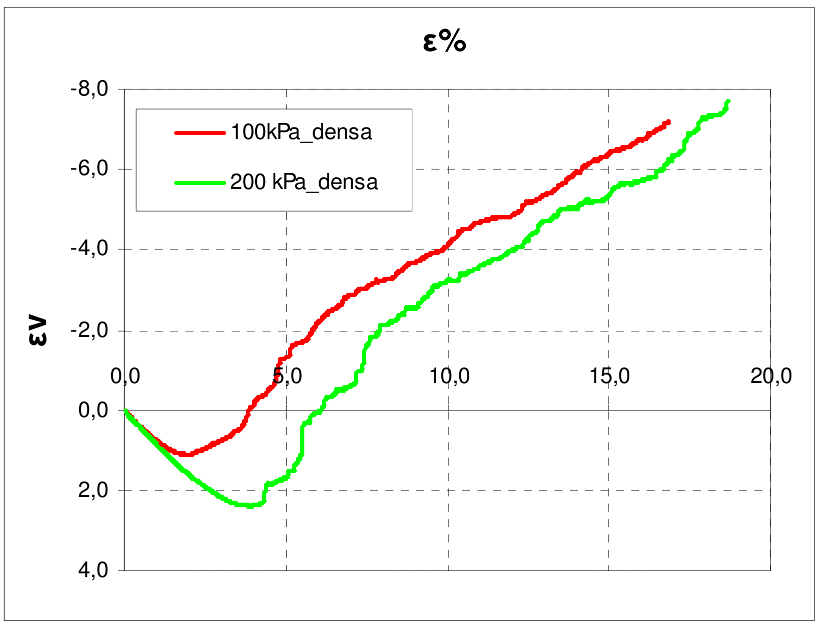


(b)

Figura 6: Simulação de Ensaio Biaxial com areia fofa: (a) Curva Tensão x Deformação axial; (b) Curva Deformação volumétrica x Deformação axial.



(a)



(b)

Figura 7: Simulação de Ensaio Biaxial com com areia compacta: (a) Curva Tensão x Deformação axial; (b) Curva Deformação volumétrica x Deformação axial.

Para a porosidade (n) igual a 0.32 o Índice de vazios equivalente é 0,47; e para a porosidade de 0.16 o Índice de vazios é 0.19. Sendo assim, a Figura 24 apresenta o comportamento de um material fofo e a Figura 25 o comportamento de uma areia densa.

Nos solos granulares densos, como areias compactas, após atingir a resistência máxima, a tensão desviadora decresce até se estabelecer em torno de um valor que é definido como a resistência residual.

A envoltória de resistência de pico obtida em ambos os casos está apresentada na Figura 26 abaixo:

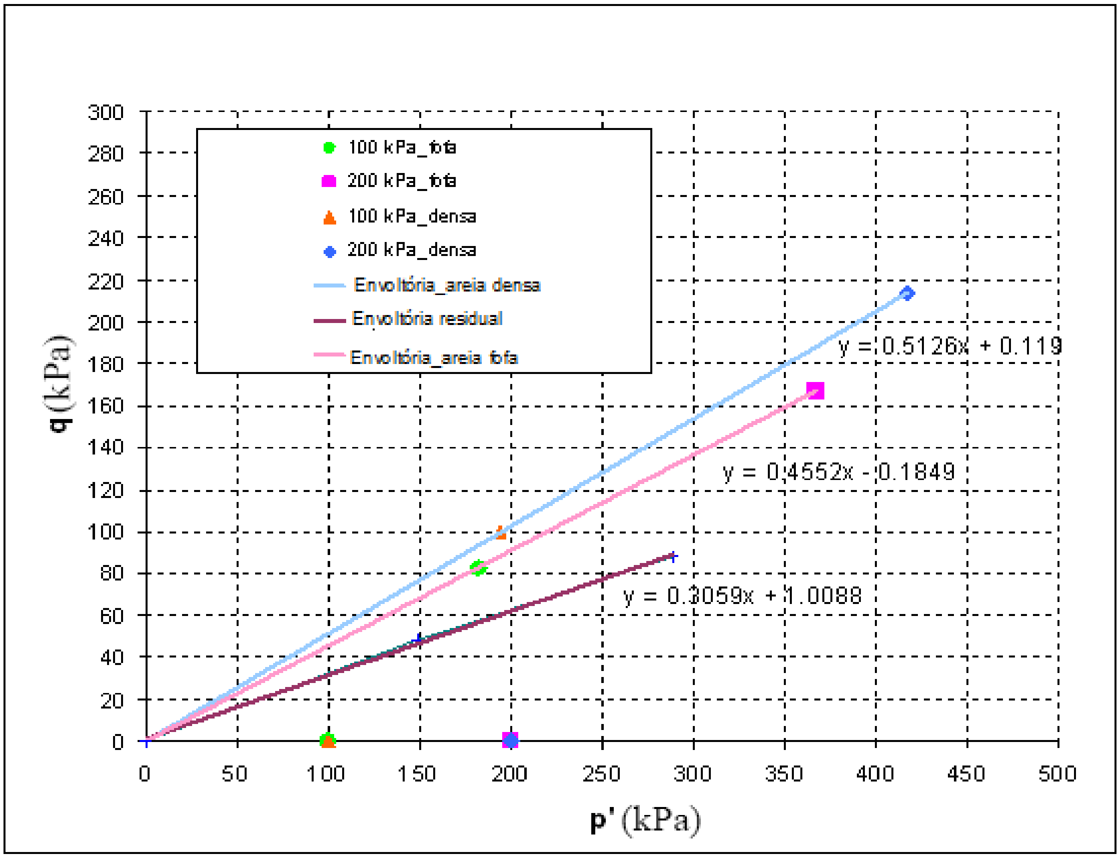


Figura 8: Envoltória das trajetórias de tensão das simulações de areias fofa e densa.

Os resultados encontrados foram:

Areia Fofa: c' = 0; φ' = 24,3º

Areia Densa: c' = 0; φ' = 27,2º

Para as amostras ensaiadas, o ângulo de atrito residual obtido não variou muito, ficando entre 17,5º e 18º.

5.3.3.2.
Representatividade da Amostra

Algumas características presentes nos materiais granulares podem influenciar na sua resistência. Tais características estão relacionadas com a distribuição granulométrica, o formato e o tamanho dos grãos.

No modelo utilizado, a distribuição granulométrica é realizada através da variação nos tamanhos dos elementos circulares e o formato pode ser modificado unindo-se mais de um elemento circular, para representar um grão.

A distribuição granulométrica de um ensaio virtual não segue o tamanho das partículas reais, pois isso tornaria a simulação inviável devido ao elevado número de partículas e a dificuldade para reproduzir a distribuição de tamanhos das partículas de acordo com a curva granulométrica. Desta forma, a distribuição granulométrica é definida por um intervalo de diâmetros de partículas, tal que a partir delas se possa reproduzir uma curva granulométrica.

A curva granulométrica dos Elementos discretos (Figura 27) possui grãos bem menores, dessa forma seria necessária uma quantidade de grãos muito grande para simular um o mesmo volume de amostras experimentatis. Porém, para diminuir a quantidade de partículas reduziu-se o volume das amostras simuladas.

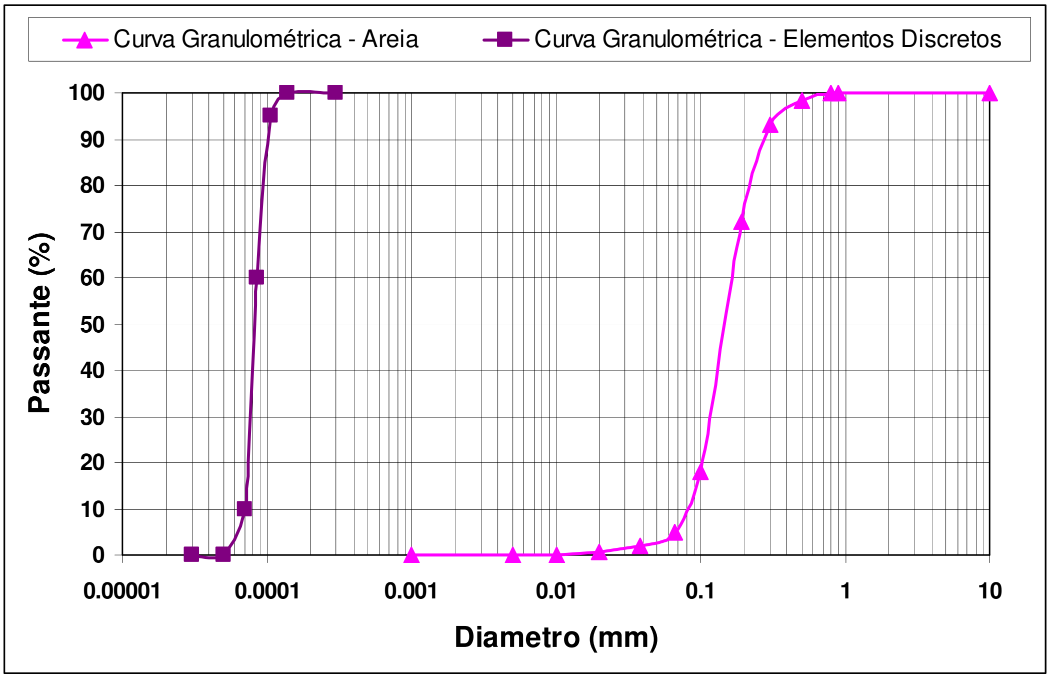


Figura 9: Curvas Granulométricas

A curva Granulométrica da areia foi obtida a partir da curva apresentada em Casagrande (2005) com os índices físicos da Tabela 2. E os Índices Físicos do material representado pelos elementos discretos estão na Tabela 3.

Tabela 2: Índices físicos da areia de Osório

Índices Físicos	**Areia de Osório**
Densidade real dos grãos (γ_s)	2,63
Coeficiente de uniformidade, *Cu*	2,1
Coeficiente de curvatura, *Cc*	1,0
Diâmetro efetivo, D_{10}	0,09 mm
Diâmetro médio, D_{50}	0,16 mm
Índice de vazios, $e_{mínimo}$	0,6
Índice de vazios, $e_{máximo}$	0,9

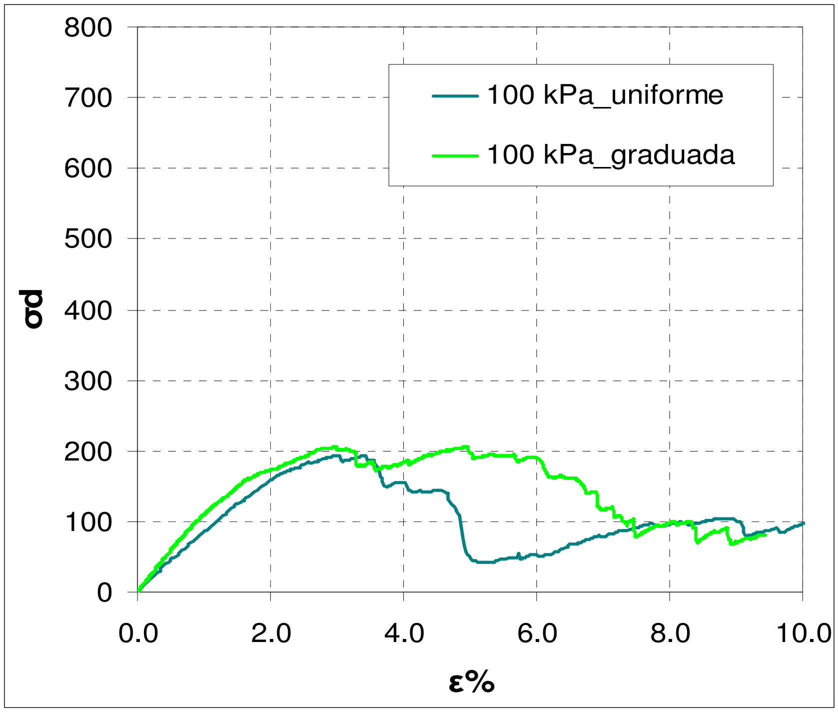
Tabela 3: Índices físicos – Elementos Discretos

Índices Físicos	Areia de Osório
Densidade real dos grãos (γ_s)	2,65
Coeficiente de uniformidade, *Cu*	2,5
Coeficiente de curvatura, *Cc*	1,1
Diâmetro efetivo, D_{10}	0,012 mm
Diâmetro médio, D_{50}	0,03mm
Índice de vazios, $e_{mínimo}$	0,19
Índice de vazios, $e_{máximo}$	0,47

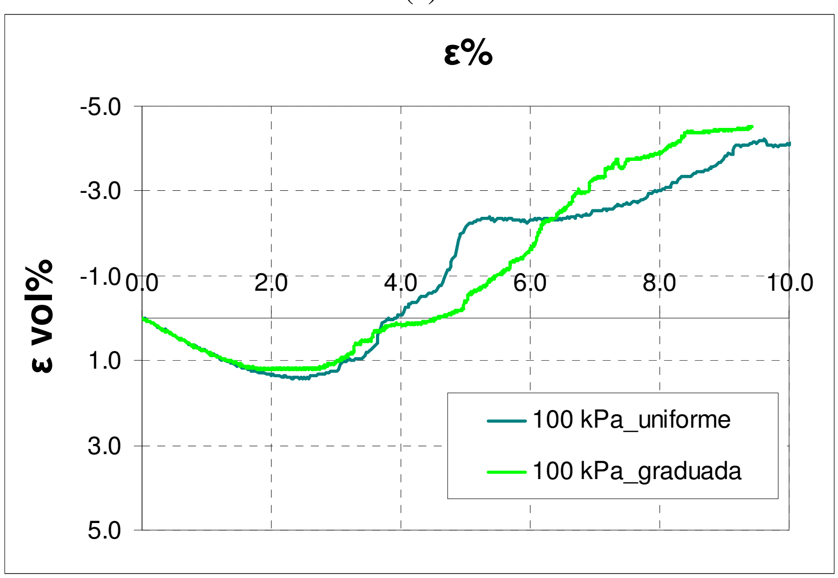
Para garantir a representatividade das amostras foi definido o raio mínimo e o raio máximo, e os elementos circulares foram gerados aleatoriamente dentro deste intervalo. O tamanho da amostra também foi definido em função da dimensão do maior raio, sendo a largura da caixa igual a n vezes o maior raio e sua altura igual ao dobro da largura.

No caso do solo uniforme, baixa variação entre raio mínimo e máximo, há um comportamento oscilante que não se corresponde com o comportamento do solo real. Isto se deve à tendência da amostra uniforme se arranjar em uma configuração regular, formando virtualmente blocos rígidos que se deslocam sobre o plano de falha, fazendo com que a força e o deslocamento atuante ocorram em forma de pulsos, introduzindo ao sistema esse comportamento de oscilação, sendo possível observar a formação de "degraus" na curva tensão-deformação. Dessa forma, a amostra uniforme torna-se inadequada para representar o solo, sendo necessária uma variedade de tamanhos, uma amostra graduada, que garante a não formação dos blocos rígidos virtuais. No entanto, deve-se tomar certo cuidado com relação a variação dos tamanhos, pois se o intervalo entre o raio máximo e o mínimo for muito grande alguns elementos circulares de menores dimensões não irão fazer contato, o que gera um resultado influenciado pelos grãos de maior dimensão.

As Figuras 28 e 29 representam simulações de amostras uniformes e bem graduadas que foram ensaiadas sob a mesma tensão vertical em uma caixa com altura de 5 mm e base de 2,5 mm. O solo graduado apresentava diâmetros variando entre 0,10 mm e 0,05 mm, que corresponde a uma areia fina.

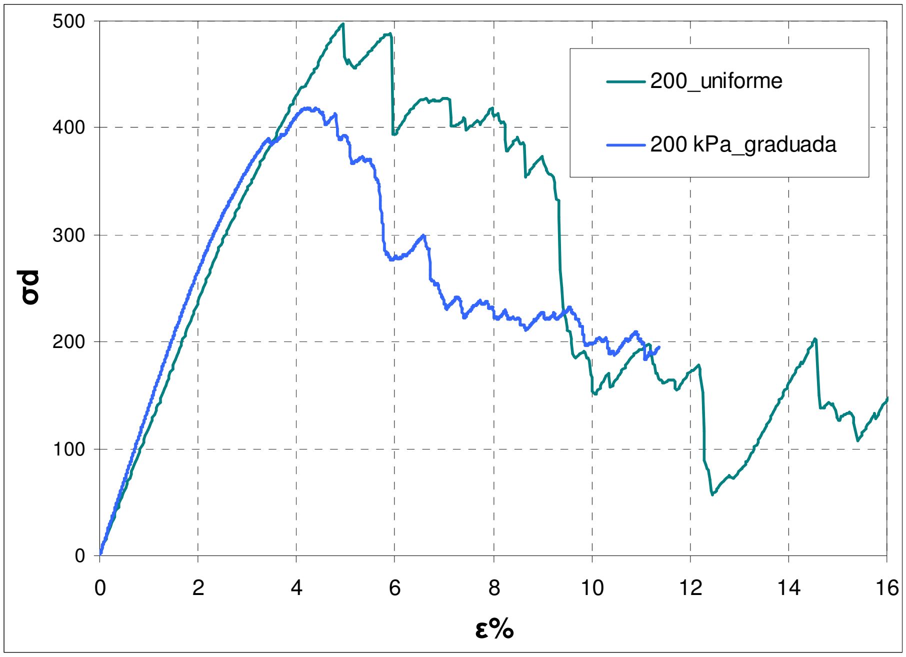


(a)

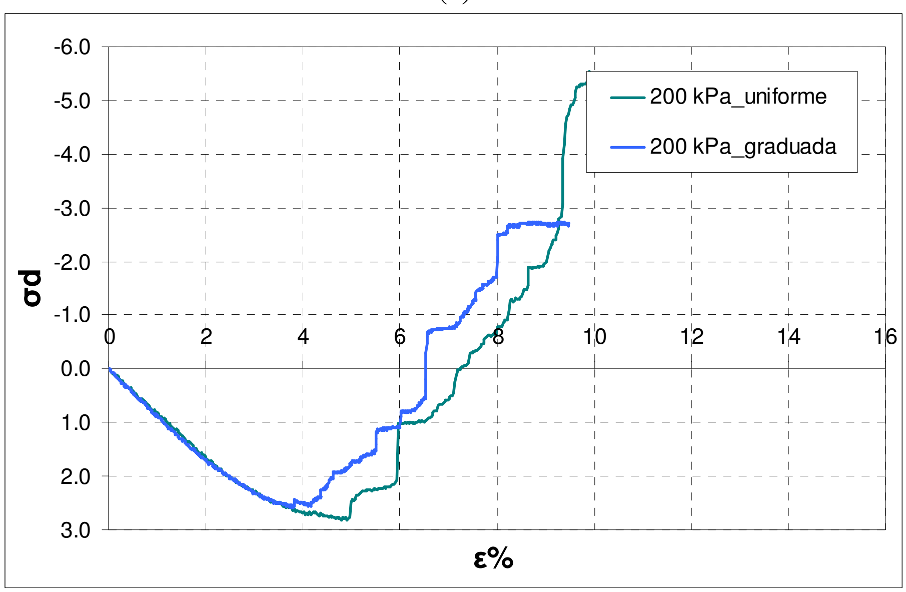


(b)

Figura 10: Ensaio biaxial em amostras de solo graduado e uniforme para tensão confinante de 100kPa: (a) Curva tensão desviadora x deslocamento vertical; (b) Curva deslocamento volumétrico x deslocamento vertical.



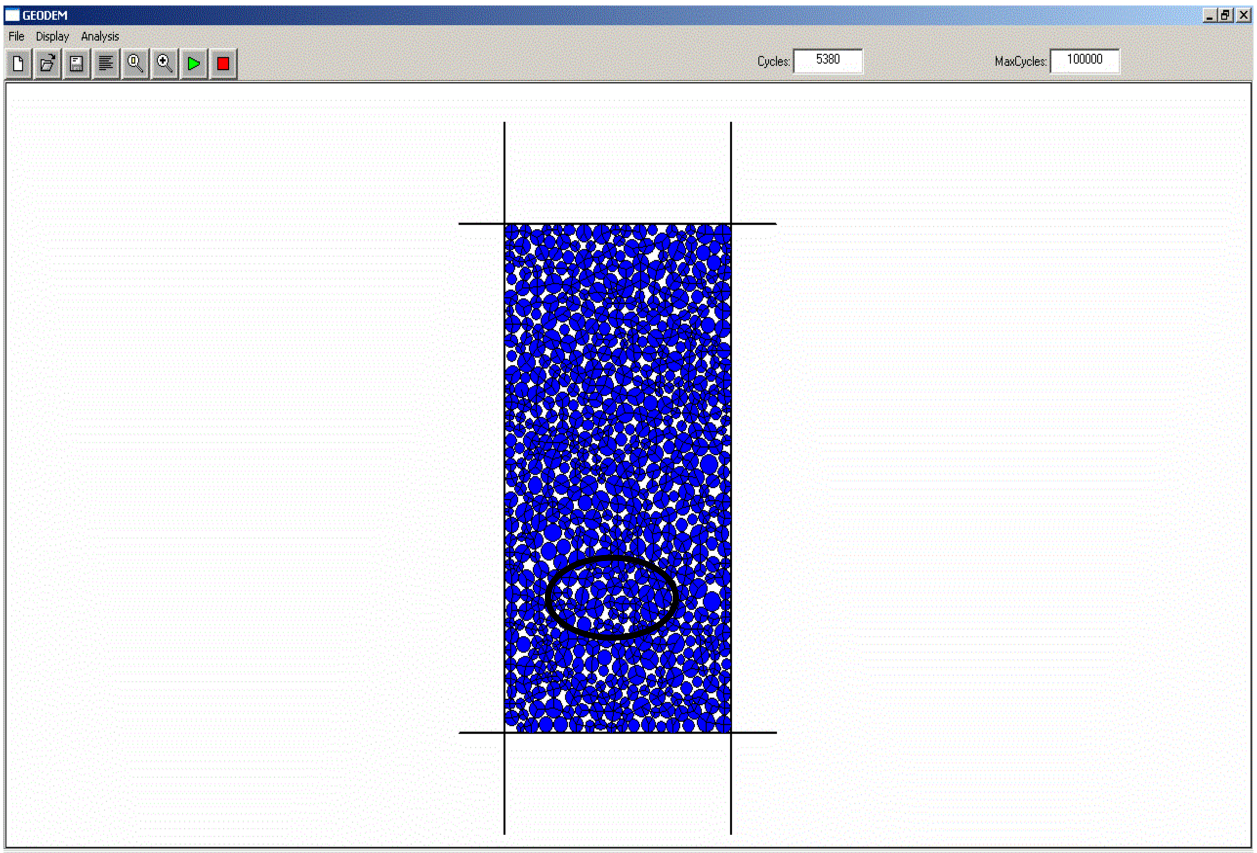
(a)



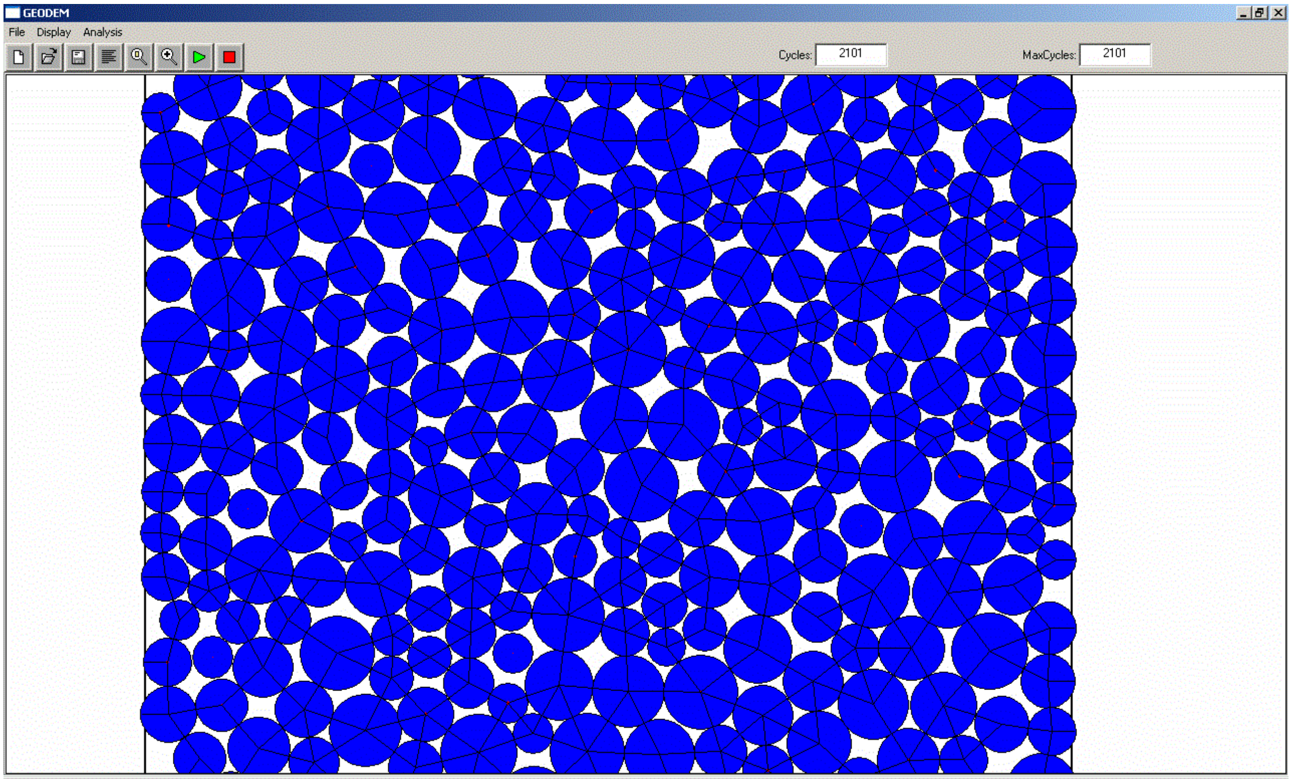
(b)

Figura 11: Ensaio biaxial em amostras de solo graduado e uniforme para tensão confinante de 200kPa: (a) Curva tensão desviadora x deslocamento vertical; (b) Curva deslocamento volumétrico x deslocamento vertical.

A relação entre o tamanho da caixa e o tamanho dos grãos foi estabelecida em função do raio Máximo. Quanto maior essa relação, maior é a quantidade de elementos circulares existentes, no entanto, para grande quantidade de elementos o processo fica mais demorado. Dessa forma, a relação em torno de 25 foi considerada satisfatória tanto em termos de resultados quanto em velocidade do processo. Para esta relação o número de elementos circulares fica em torno de 595 elementos. Figura (30).



(a)



(b)

Figura 12: Ensaio biaxial em amostra graduada: a) Arranjo inicial; b) Detalhe do arranjo denso e estável.

A relação entre as dimensões das partículas não deve ser muito acentuada, pois ao variar muito a dimensão dos elementos circulares os elementos menores deixam de fazer contato, e adquirem altas velocidades, tornando o sistema instável.

5.3.4.
Representação das Fibras

De acordo com alguns autores os materiais reforçados com fibras possuem grande resistência no estado pós-fissuração, onde as fibras contribuem de forma mais efetiva na resistência do material aumentando a capacidade de absorção de energia. Portanto contribuem para o aumento da resistência, da deformação na ruptura e da tenacidade, pois as fibras são capazes de aumentar a resistência à tração pelo controle da propagação das fissuras.

Illston (1994) e Taylor (1994) apresentam um equacionamento do equilíbrio de forças idealizado no momento em que a fibra é solicitada no compósito, como demonstra a Figura 31.

A relação l/d (comprimento/diâmetro) ou fator de forma, como é conhecido, é proporcional ao quociente entre a resistência à tração da fibra (Ft) e a resistência da aderência fibra/matriz (Fa). Se a fibra tem uma alta resistência à tração, como por exemplo, fibra de aço, então, ou a resistência de aderência necessária deverá ser alta para impedir o arrancamento antes que a resistência à tração seja totalmente mobilizada, ou fibras de alta relação l/d deverão ser utilizadas.

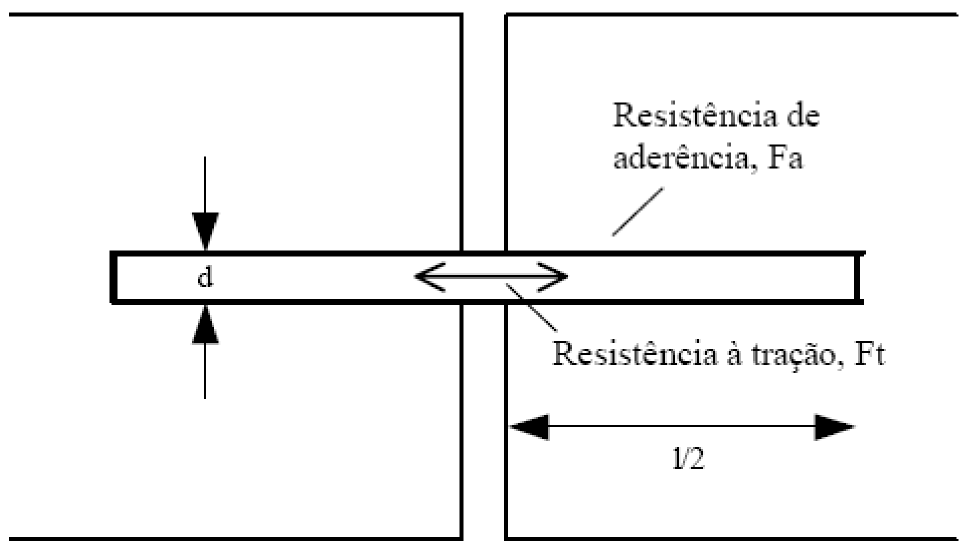


Figura 13: Disposição fibra-fissura idealizada (Taylor, 1994)

A partir de observações do comportamento experimental, foi possível definir como atuavam as fibras nos compósitos, em uma macro-escala. De acordo com Taylor (1994), a fibra possui resistência à tração, mantendo unidas duas massas de solo separadas por uma fissura. Os principais parâmetros relacionados com o desempenho dos materiais compósitos são o teor de fibras, o módulo de elasticidade das fibras, a aderência entre fibras e matriz e a resistência das fibras.

A partir deste princípio, foi definido em micro-escala o comportamento das fibras.

As fibras foram representadas por segmentos de reta que estão unidos pelos contatos entre dois elementos circulares, como está apresentado na Figura 32. Tais segmentos proporcionam a estes elementos certa aderência, uma forca que os mantêm em contato até que esta seja excedida. Dessa forma, a força nos contatos que se unem por uma fibra é diferente dos demais contatos. Além disso, as fibras proporcionam, aos elementos circulares, alta capacidade de resistir à tração, tornando os contatos, unidos pelo segmento de reta, mais resistentes a tração do que os demais contatos.

As fibras foram dispostas aleatoriamente em diversas direções, a fim de manter a resistência isotrópica, não sendo observados planos potenciais de fragilidade.

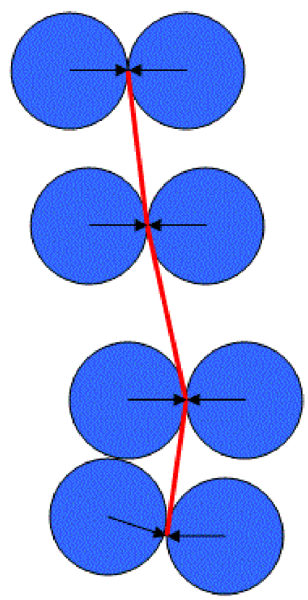


Figura 14: Interação fibra-elemento circular

5.3.4.1.
Análise da Rigidez das Fibras

Fibras com módulo de elasticidade baixo não contribuem para o aumento da resistência mecânica (Montardo, 1999; Specht, 2000); Montardo *et al.* (2002) observaram que fibras relativamente rígidas (vidro e PET) exercem efeito mais pronunciado na resistência de ruptura, ao passo que fibras relativamente flexíveis (polipropileno) exercem efeito mais pronunciado no modo de ruptura e no comportamento último. Dessa forma, ao variar a rigidez das fibras pode-se observar o comportamento da interação solo-fibra com fibras de rigidezes diferentes.

Para avaliar como a rigidez do elemento de reforço atua no compósito, foram realizados alguns testes variando-se somente a rigidez do elemento de reforço.

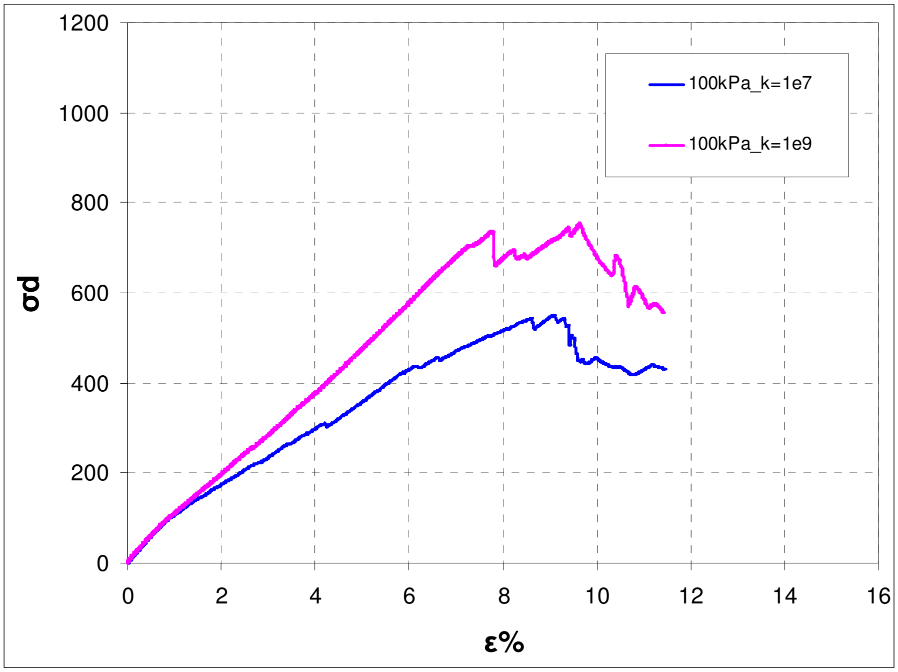
Inicialmente, foram realizados ensaios biaxiais com tensão confinante de 100 kPa em uma amostra contendo 1600 elementos circulares, com a inserção de aproximadamente 100 segmentos de fibras. E, posteriormente, o mesmo tipo de simulação foi realizada para uma tensão confinante maior, 200 kPa.

A Tabela 4 apresenta as simulações realizadas e a forma como foram variadas a quantidade de segmentos que formam a fibra e suas rigidezes.

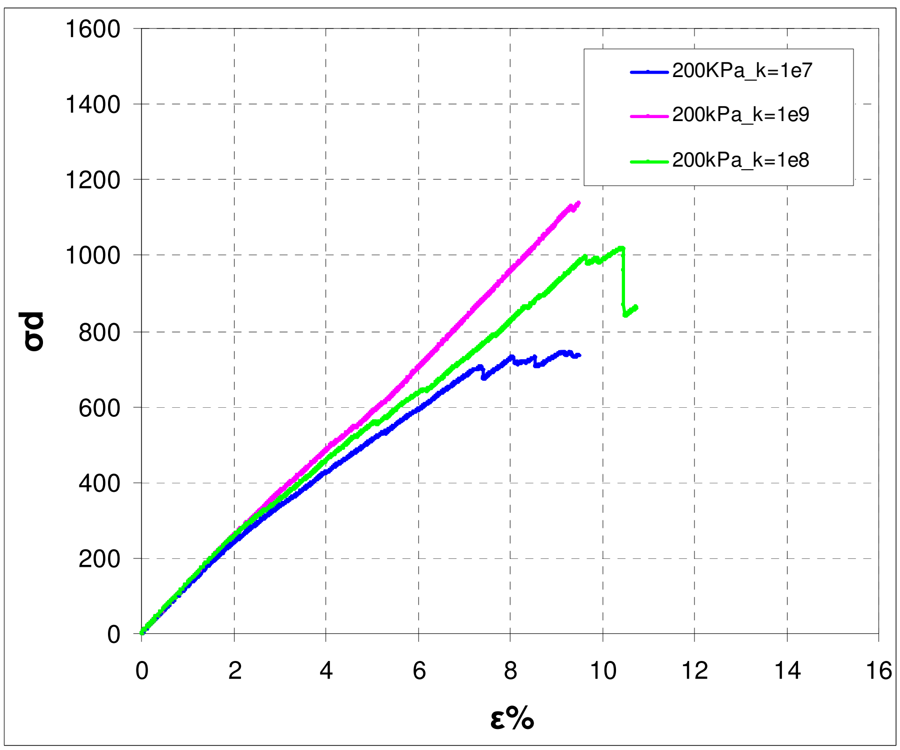
Tabela 4: Características das Fibras – Elementos Discretos

Tensão Confinante	Nº de Fibras	Rigidez das Fibras
100kPa	100	1.00E+07
100kPa	100	1.00E+09
200kPa	100	1.00E+07
200kPa	100	1.00E+08
200kPa	100	1.00E+09

A figura 33, a seguir, apresenta o resultado destes testes.



(a)



(b)

Figura 15: Curva Tensão x Deformação axial – Variação da Rigidez do elemento de reforço.

Para pequenas deformações, até 1,5 % de deformação, as diferentes rigidezes dos elementos de reforço não interferem no comportamento tensão x deformação. No entanto, após 2 % de deformação fica nítido que o aumento na rigidez também aumenta a resistência do compósito. No entanto, esse aumento de resistência com o aumento da rigidez da fibra não é gradual, pois ao aumentar a rigidez para 1,00 E+10 o sistema sofreu um colapso não sendo possível avaliar o seu comportamento final. Isso ocorreu devido à rigidez muito alta.

Experimentalmente, o teor de fibras e o tipo de fibra utilizada como reforço pode aumentar ou diminuir a rigidez do compósito (Maher & Ho, 1994; Consoli *et al*,1999). Dessa forma, de acordo com Montardo (1999), não são possíveis generalizações sobre os compósitos fibrosos sem que antes sejam estabelecidas as propriedades de cada um de seus componentes. Sendo assim, diferentes fibras exercem efeitos distintos na rigidez de uma areia reforçada com fibra.

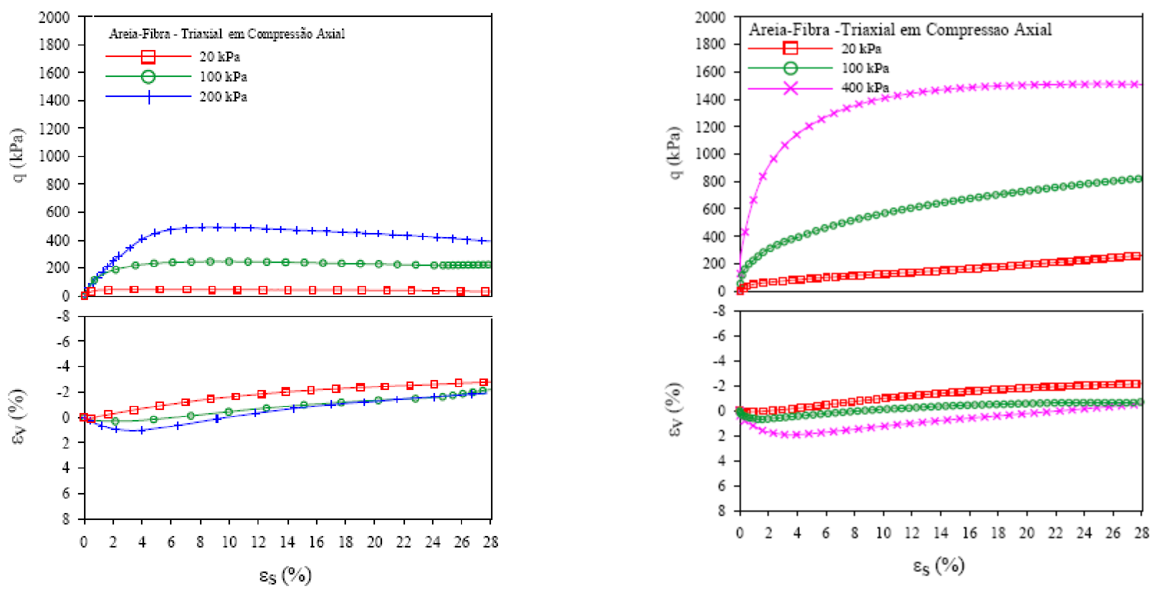
Para o caso das fibras de polipropileno, alguns estudos já foram feitos no sentido de verificar a rigidez dos compósitos, Casagrande (2005), observou que a introdução de fibras de polipropileno exerce efeito significativo na rigidez de uma areia.

5.3.4.2.
Comportamento Tensão x Deformação

Casagrande (2005) realizou ensaios triaxiais sob variadas tensões de confinamento e avaliou o comportamento da adição de fibras como reforço em areia e arenito, submetidos a grandes deformações.

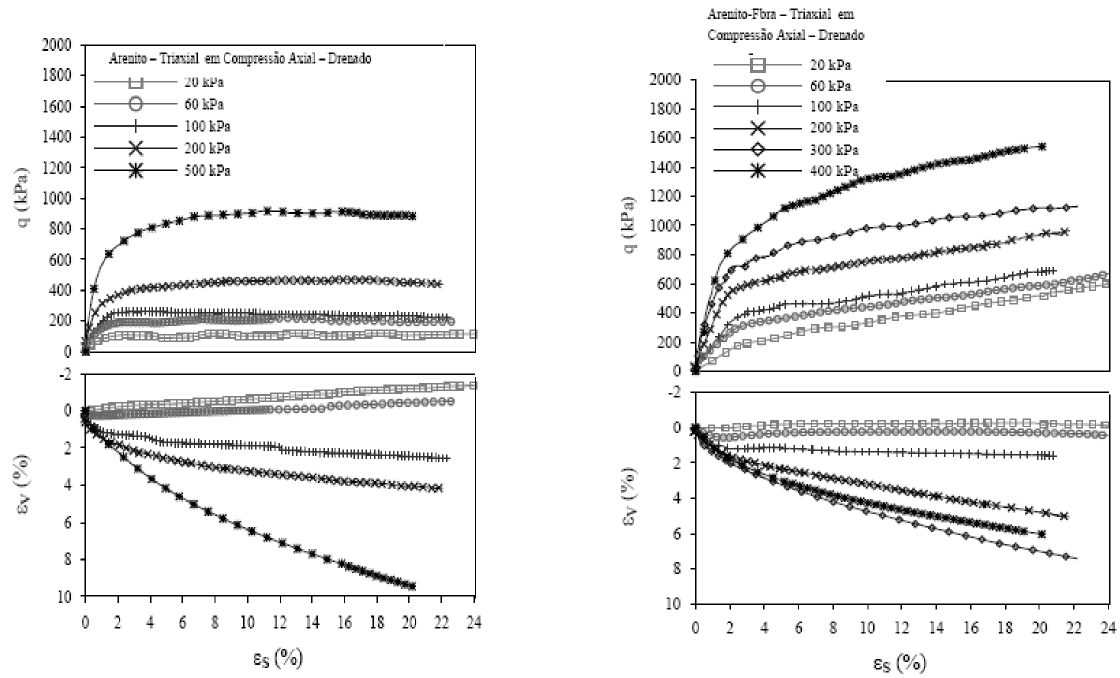
A partir dos resultados obtidos por Casagrande (2005), pode-se observar que a inclusão de fibras proporcionou um crescimento constante da resistência com o aumento das deformações distorcionais, caracterizando um comportamento elasto-plástico de enrijecimento. Dessa forma, a introdução de fibras aumenta a resistência do material após certa deformação distorcional,. Além disso, a partir das curvas tensão-deformação observou-se que após certa taxa de deformação distorcional ocorreu um paralelismo entre as curvas, em maior ênfase nos ensaios realizados com arenito-fibra. Este paralelismo é caracterizado pela existência de uma taxa de acréscimo de resistência única em relação à deformação distorcional, a partir do momento em que as fibras são mobilizadas.

Nas Figuras 34 (a) e (b), estão representados os resultados dos ensaios triaxiais drenados, respectivamente em areia e areia-fibra, e as Figuras 35 (a) e (b), representam os resultados dos ensaios triaxiais drenados em arenito e arenito-fibra, para as trajetórias de tensão em compressão axial, com tensões confinantes variando entre 20 e 500 kPa).



(a) (b)

Figura 16: Curvas tensão e deformação volumétrica x distorção em ensaios traxiais drenados – compressão axial, para (a) areia e (b) areia-fibra. (Casagrande, 2005)



(a) (b)

Figura 17: Curvas tensão e deformação volumétrica x distorção em ensaios traxiais drenados – compressão axial, para (a) arenito e (b) arenito-fibra. (Casagrande, 2001 e Heineck, 2002)

Diante das análises realizadas por Feuerharmel (2000) e Casagrande (2001), três etapas que caracterizam o comportamento resistente do solo reforçado foram definidas:

1ª) comportamento é controlado basicamente pela matriz de solo;

2ª) o comportamento do material compósito é comandado conjuntamente pela matriz e pelas fibras; e

3ª) o comportamento do material é comandado essencialmente pelas fibras.

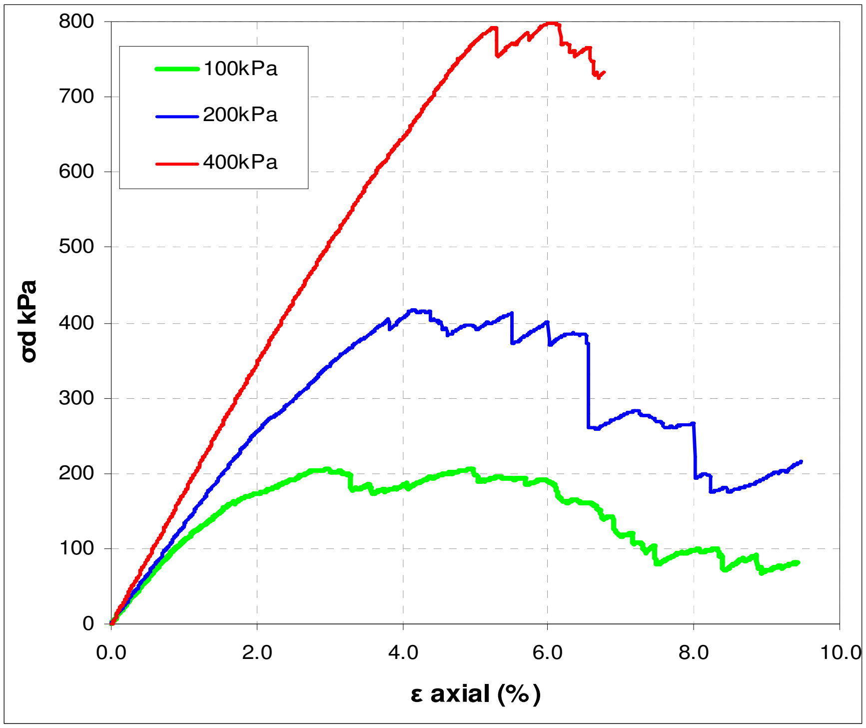
A campanha de ensaios virtuais mostrou coerência com os resultados apresentados por Casagrande (2005) mostrando os efeitos da adição de fibras a uma matriz granular.

Para realização do ensaio, primeiro foi necessário calibrar os parâmetros relacionados à matriz granular, discutidos nos itens anteriores, e em seguida, foi necessário calibrar os parâmetros da fibra.

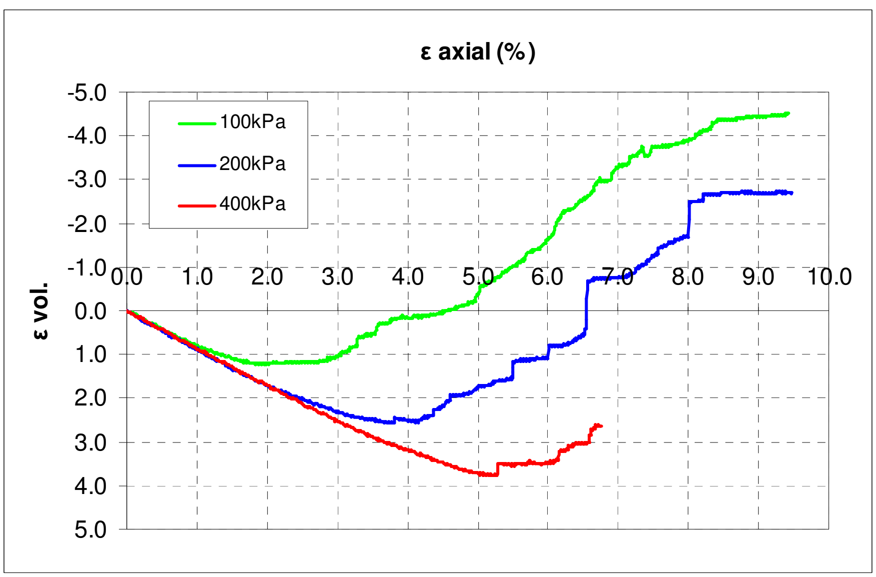
Uma fibra é composta por pelo menos 4 segmentos de reta, e estes podem variar até um limite de comprimento determinado. Para estas simulações foram inseridos 120 segmentos de reta que compõe as fibras. Estes segmentos possuem rigidez igual a 1,0 e8 N/m e possuem uma resistência à tração de 10000N/m², que ao ser ultrapassado, acarreta no rompimento deste segmento.

Quando um segmento se rompe, a força antes transferida ao par de bolinhas deixa de existir. Sendo assim, aquele contato que antes era diferenciado volta a se comportar como os demais contatos que não estão unidos pelos segmentos de reta.

Nas Figuras 36 (a) e (b), estão representados os resultados dos ensaios biaxiais em material granular (areia), e as Figuras 37 (a) e (b), representam os resultados dos ensaios biaxiais em areia-fibra, para as trajetórias de tensão em compressão axial, com tensões confinantes variando entre 100 e 400 kPa.

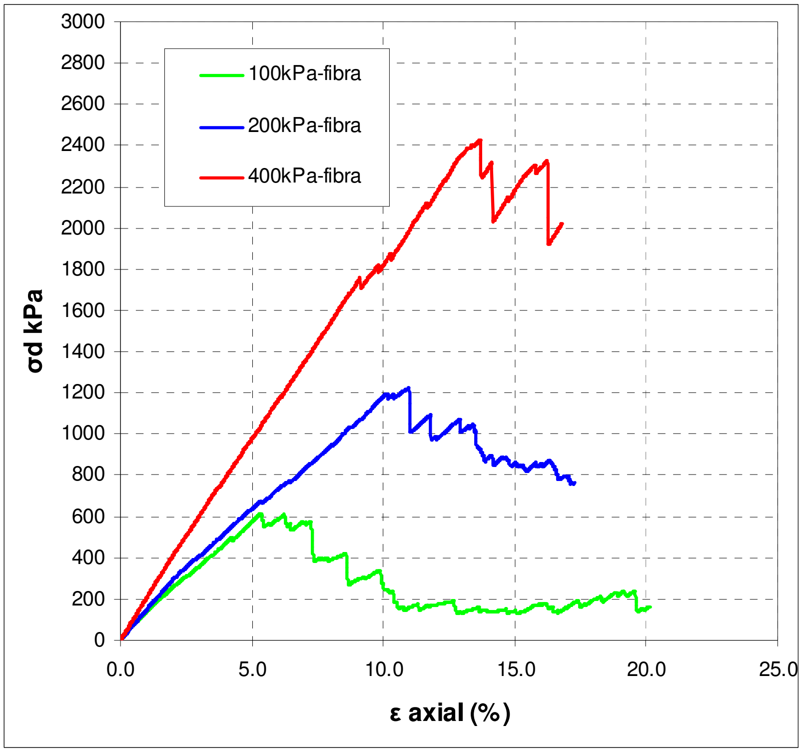


(a)

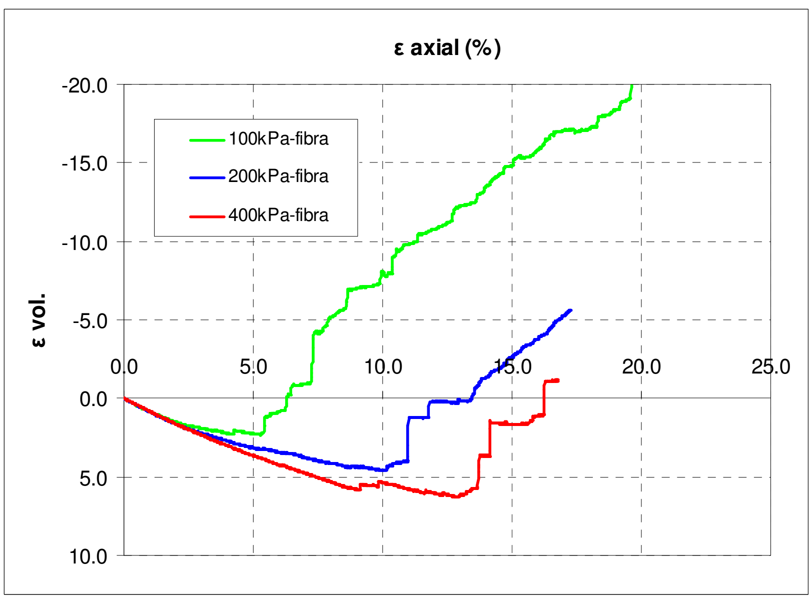


(b)

Figura 18: Ensaio biaxial em amostras de solo granular - areia: (a) Curva tensão desviadora x deslocamento vertical; (b) Curva deslocamento volumétrico x deslocamento vertical.



(a)



(b)

Figura 19: Ensaio biaxial em amostras de solo granular – areia + fibra: (a) Curva tensão desviadora x deslocamento vertical; (b) Curva deslocamento volumétrico x deslocamento vertical

Pode-se observar a existência de um acréscimo de resistência em relação ao material não reforçado. Conforme esperado, a resistência também aumenta com o aumento da tensão confinante efetiva.

Conforme observado na Figura 36 e na Figura 37 (a) foi possível verificar a formação de picos de resistência, principalmente no material reforçado. Isso ocorre principalmente devido ao fato da simulação ser realizada em 2D e a rigidez do sistema.

O comportamento do solo com reforço, inicialmente apresenta-se compressivo e posteriormente expansivo, como na areia sem reforço. No entanto os valores de deformação volumétrica, diferentemente do esperado, apontam que, em relação ao material sem reforço, da mesma forma, as fibras provocaram um comportamento bastante expansivo. Porém, diferentemente do comportamento observado experimentalmente, a simulação do material reforçado apresentou inicialmente um comportamento compressivo maior do que o comportamento compressivo inicial apresentado em trabalhos experimentais.

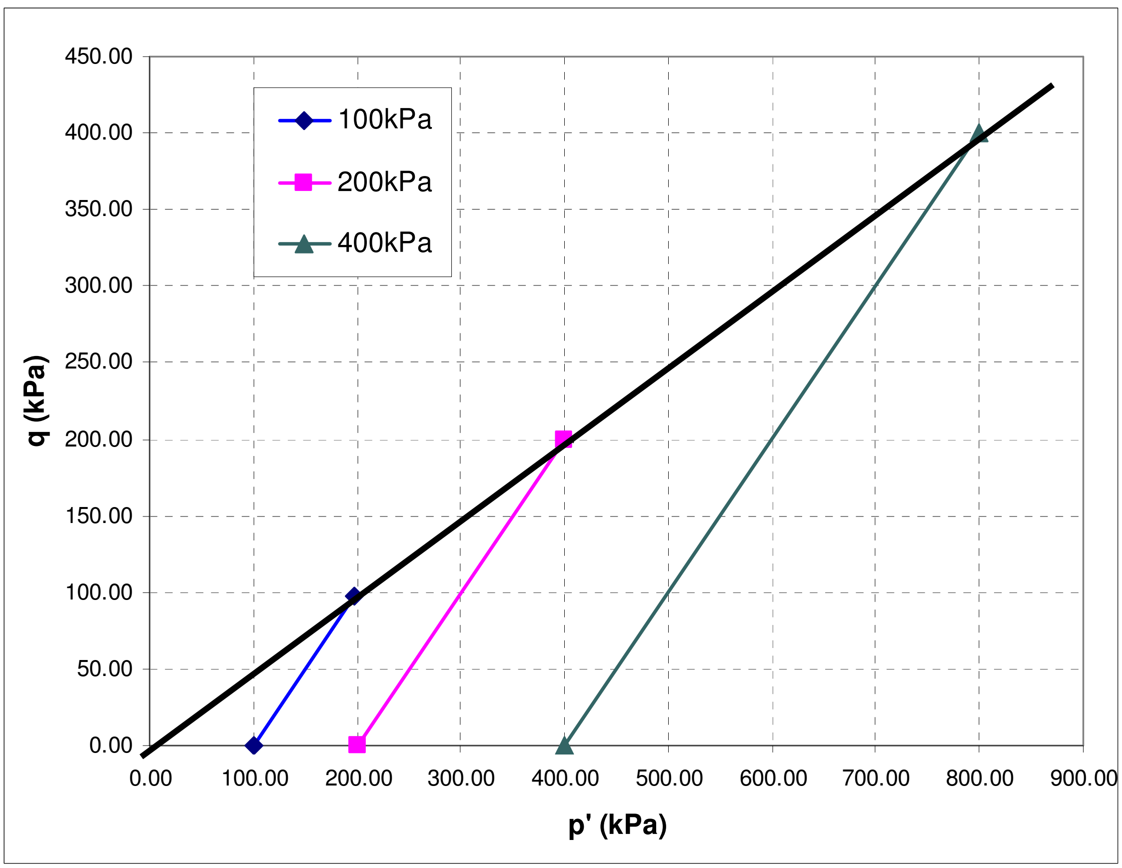
Além disso, é possível observar uma tendência expansiva maior para baixas tensões confinantes e uma tendência compressiva para simulações com tensões confinantes maiores. E esse comportamento é verificado tanto para simulações de materiais granulares sem reforço como para materiais granulares reforçados, sendo que no material reforçado o comportamento compressivo inicial é mais evidente.

As principais alterações provocadas pela inclusão de fibras à matriz granular estão relacionadas à deformabilidade e ao comportamento resistente da matriz. A inclusão de fibras proporcionou um aumento da resistência e um aumento das deformações distorcionais, caracterizando um comportamento de enrijecimento.

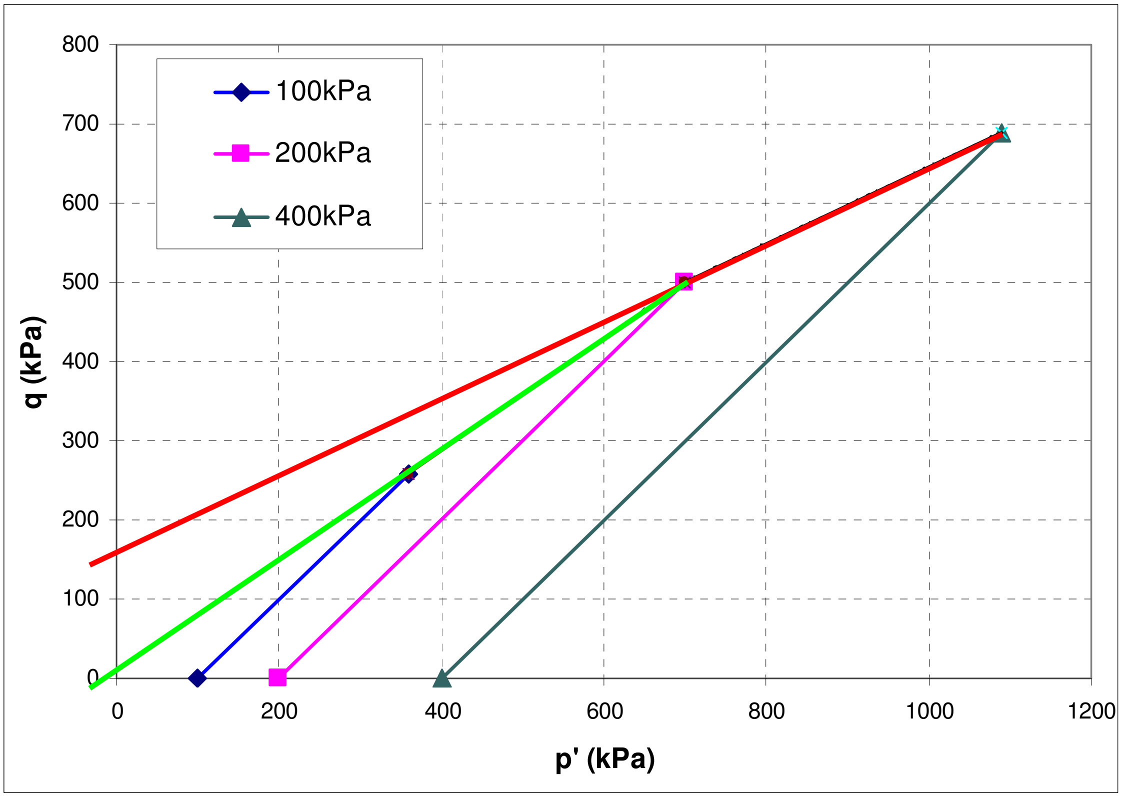
5.3.4.3.
Envoltórias e Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento

A partir dos resultados dos ensaios triaxiais, realizados sob diferentes tensões confinantes efetivas, os parâmetros de resistência das misturas analisadas, ângulo de atrito interno, ϕ', e intercepto coesivo, c', são definidos através de suas envoltórias de ruptura.

A Figura 38 (a) e (b) apresenta as envoltórias de resistência obtidas a partir da simulação realizada com material granular e com material reforçado com fibra. A Figura 38 (a) apresenta a envoltória e os parâmetros de resistência ao cisalhamento de uma areia, a Figura 38 (b) ilustra a envoltória e parâmetros de resistência ao cisalhamento de uma areia reforçada, para uma distorção de 10%.



(a)



(b)

Figura 20: Envoltórias e parâmetros de resistência ao cisalhamento ($\varepsilon_a = 10\%$) para (a) areia e (b) areia-fibra.

A partir da Figura 38 (a) foi possível obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento de um material granular, areia:

c' = 0; φ' = 26,6º

Da figura 38 (b) podem-se obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento do material reforçado em dois momentos:

1º) Etapa Inicial: c' = 10,5; φ' = 35,6º

2º) Etapa Final: c' = 159; φ' = 26,0º

A figura 38 (b) apresenta a envoltória de ruptura e os parâmetros de resistência do material reforçado com fibras. De acordo com o que foi postulado por outros autores (e.g. Gray & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai,1986; Teodoro & Bueno 1998; Zornberg 2002), foi possível observar a bi-linearidade da envoltória de ruptura. Além disso, pode-se verificar uma tensão confinante crítica, onde supostamente ocorre uma mudança no mecanismo de ruptura do material.

De acordo com os autores Gray & Ohashi (1983), para tensões inferiores à tensão crítica, o mecanismo de ruptura possivelmente ocorre através do deslizamento e do arrancamento das fibras e, para tensões maiores à tensão crítica, a ruptura é predominantemente governada pela resistência à tração das fibras.

O mecanismo de deslizamento não pode ser verificado durante as simulações, no entanto, foi possível verificar que quanto maior a tensão confinante maior a incidência de fibras rompidas, pois estas atingiram a resistência a tração estipuladas para as fibras virtuais.

No primeiro trecho da envoltória apresentada na Figura 39, o valor do ângulo de atrito interno da mistura é de 35,6° e do intercepto coesivo é de 10,5kPa. No segundo trecho, como esperado, o valor do ângulo de atrito diminui, para 26,0°, e o valor do intercepto coesivo aumenta, para 159 kPa. A Figura 39 ilustra uma comparação entre as envoltórias de resistência obtidas para o solo reforçado com fibra e solo sem reforço.

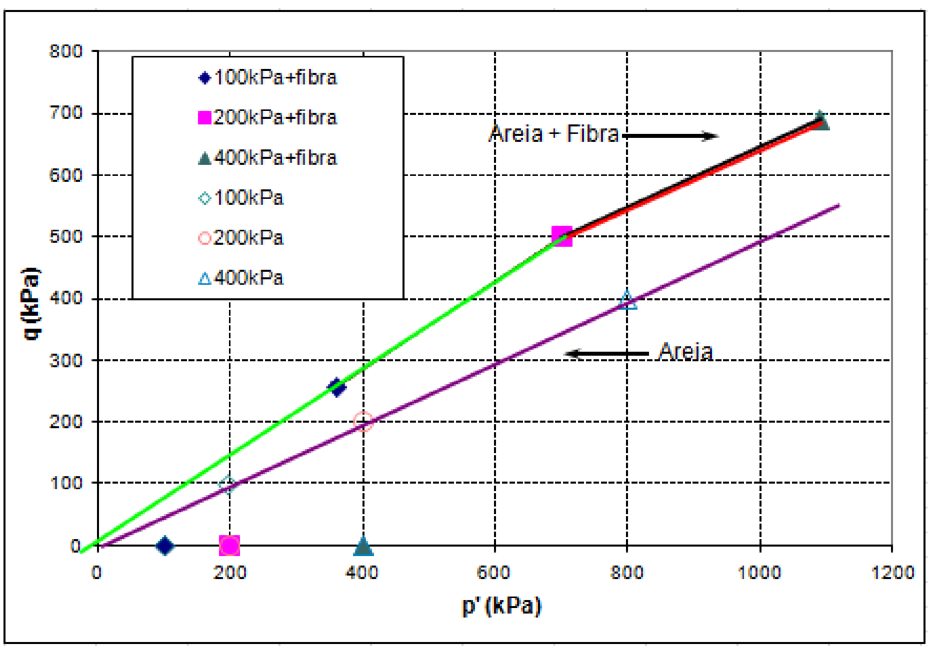


Figura 21: Comparação entre as envoltórias de resistência obtidas.

Para o material reforçado, areia+fibra, pode-se observar que a parte inicial da envoltória possui um intercepto coesivo praticamente inexistente e um ângulo de atrito interno maior que o valor do ângulo de atrito interno do material granular não reforçado. Já na segunda parte da envoltória, onde resistência ao cisalhamento desenvolvida na interface solo-fibra se iguala ou supera a resistência à tração da fibra, o intercepto coesivo é alto e o ângulo de atrito interno é praticamente o mesmo do solo não reforçado.

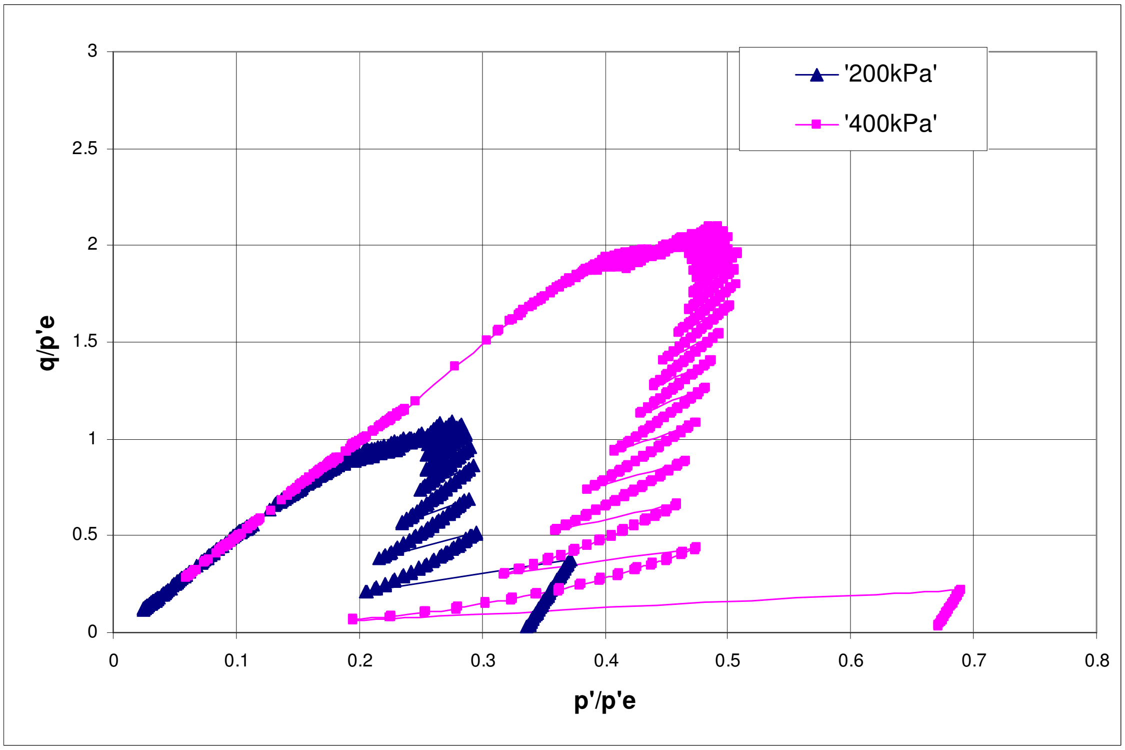
De acordo com Casagrande (2005) a envoltória do solo reforçado acima da tensão crítica torna-se paralela à envoltória do solo sem fibras. Com o aumento das deformações distorcionais, a envoltória aumenta com uma proporção muito maior para tensões efetivas médias iniciais mais altas, tornando-se paralela ao solo sem reforço para deformações distorcionais mais elevadas.

5.3.4.4.
Superfície do Estado Limite

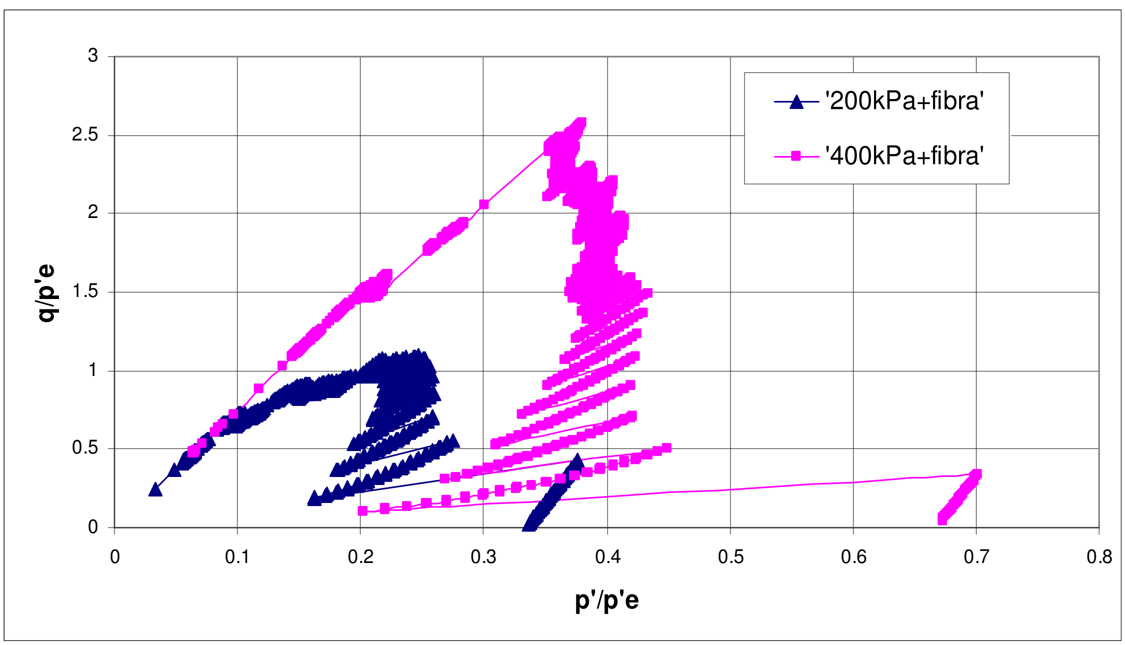
Com o objetivo de determinar as superfícies de estado limite os resultados dos ensaios biaxiais realizados na matriz granular com e sem reforço foram normalizados em relação à tensão equivalente. O parâmetro de normalização (p'e) representa a tensão na LCN correspondente ao volume específico do solo após ser isotropicamente consolidado.

Como não foram realizadas simulações de ensaios de compressão isotrópica, os parâmetros N e λ, necessários para determinação da pressão equivalente, de acordo com a Equação 2.12, foram obtidos a partir dos resultados dos ensaios de compressão isotrópica realizados em areia e areia reforçada com fibras de 3,3 dtex e 24mm por Vendruscolo (2003) e por Casagrande (2005).

A Figura 40 apresenta os resultados de trajetórias de tensões obtidas de simulações biaxiais, com valores normalizados em termos de p’e.



(a)



(b)

Figura 22: Superfície de estado limite para (a) areia e (b) areia-fibra.

Tanto a Linha de consolidação normal quanto a superfície de Roscoe não foram determinadas, pois não foram simulados os ensaios de compressão isotrópica. No entanto foi possível determinar a superfície de Hvorslev.

A linha de estados críticos é limitada pela interseção do ponto que representa a linha de estados críticos e o topo da superfície de Roscoe. Sendo que, a linha de estados críticos representa parte da superfície de Hvorslev.

Normalizadas, as trajetórias de tensão para solos densos atingem a mesma superfície chamada Superfície de Hvorslev, que é representada pela parte retilínea do gráfico. No entanto, para o nível de tensões confinantes estudado, é verificado que os materiais alcançam apenas o início da Superfície.

A análise comparativa da Figura 41 indica a ampliação da Superfície de Hvorslev em função da adição de fibras ao solo. É possível observar que a região de estados limite do material é ampliada com a adição de fibras e, dessa forma, é novamente verificada a influência benéfica da inclusão de fibras à resistência do solo.

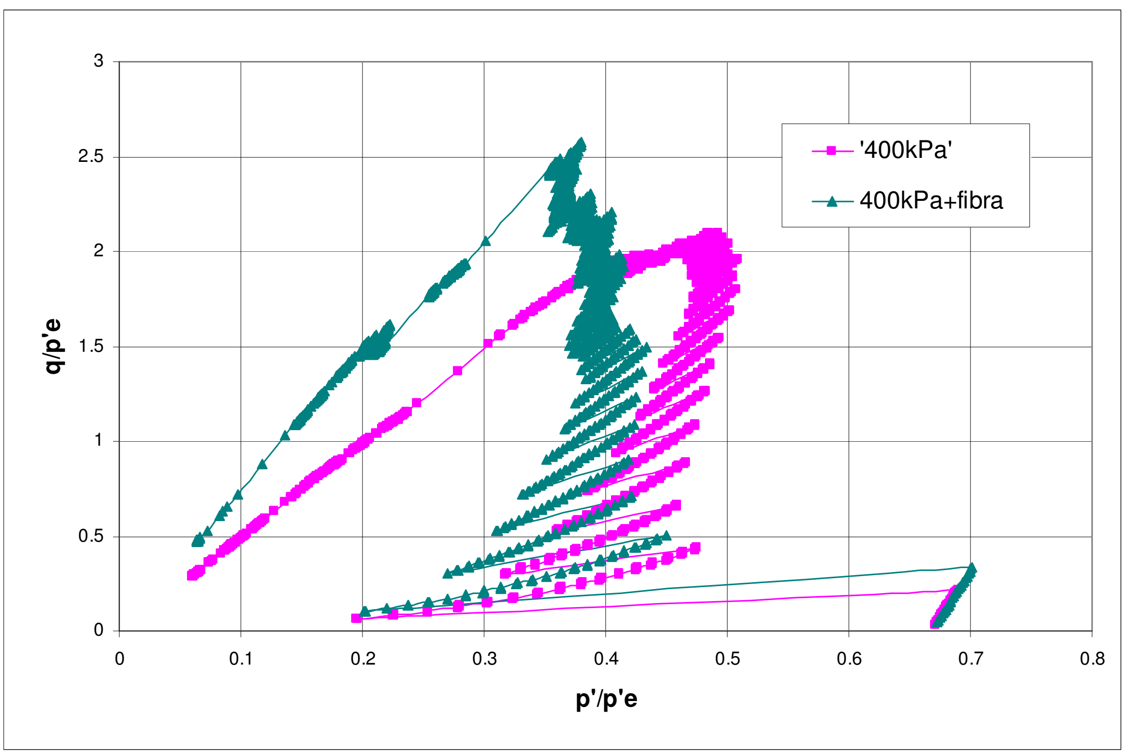


Figura 23: Superfície de estado limite para areia e areia-fibra.

5.4.
Ensaio de Compressão Isotrópica

O modelo numérico utilizado para simular ensaios de compressão isotrópica possui as mesmas características do modelo numérico utilizado para simular ensaios biaxiais, ou seja, possuem a mesma geometria, os mesmos elementos de contorno e modelo constitutivo descritos no item 5.3.1.

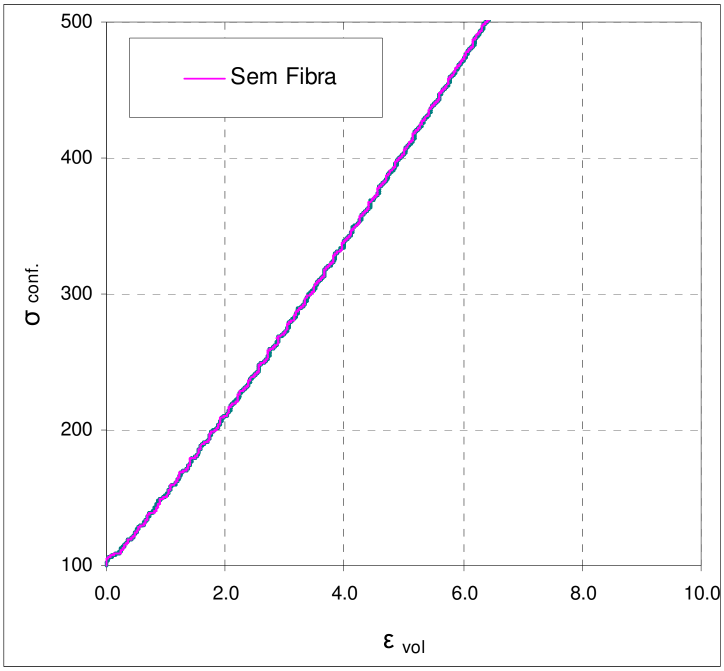
As deformações volumétricas geradas pela compressão isotrópica são geradas pela alteração de posição das partículas. Neste processo as partículas sofrem rolamento e deslizamento relativo, mobilizando tensões cisalhantes nos contatos. Entretanto, ao longo de um plano, estas tensões cisalhantes se anulam. Isto é, apesar da existência de tensões cisalhantes nos contatos entre partículas, a tensão cisalhante em qualquer plano é nula.

A simulação de compressão isotrópica foi realizada com o intuito de compreensão do comportamento de uma areia reforçada com fibras de polipropileno sob compressão isotrópica, quando comparada com uma areia não reforçada.

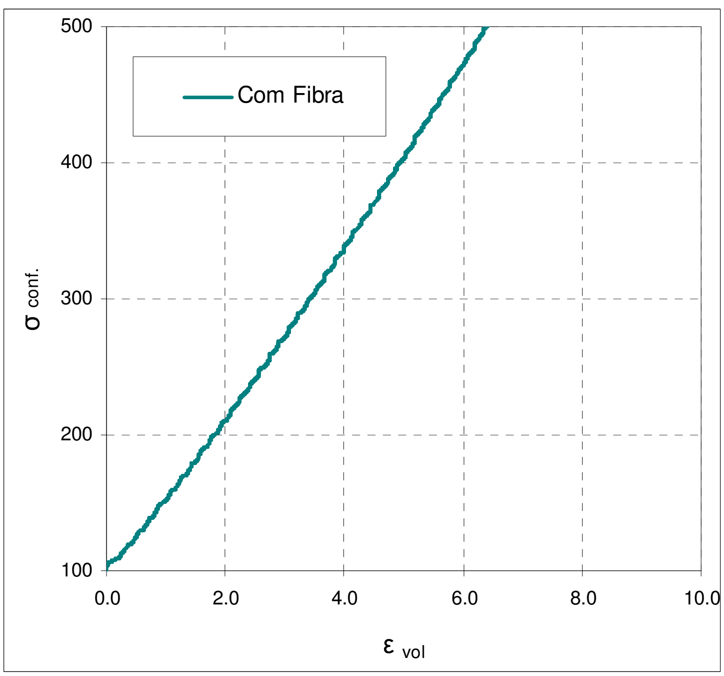
As simulações de ensaios de compressão isotrópica foram realizadas utilizando o mesmo modelo da simulação do ensaio biaxial, porém a tensão desviadora foi mantida igual a zero.

Nota-se que as relações tensão-deformação são um pouco diferentes. Para uma dada mudança na tensão axial, a mudança na soma das tensões principais ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$) é maior durante a compressão isotrópica. Assim, uma determinada mudança na tensão axial irá causar uma maior tensão volumétrica durante a compressão isotrópica.

Os resultados foram apresentados em forma de tensão confinante X deformação volumétrica, para avaliar o comportamento de um solo granular reforçado com fibra, conforme apresentado a Figura 42.



(a)



(b)

Figura 42: Ensaio de compressão hidrostática:(a) Curva tensão de confinamento x deformação volumétrica da Areia; (b) Curva tensão de confinamento x deformação volumétrica da Areia + fibra

É possível observar que ambas as curvas são praticamente a mesma. E ao sobrepor uma sobre a outra observamos que realmente são iguais.

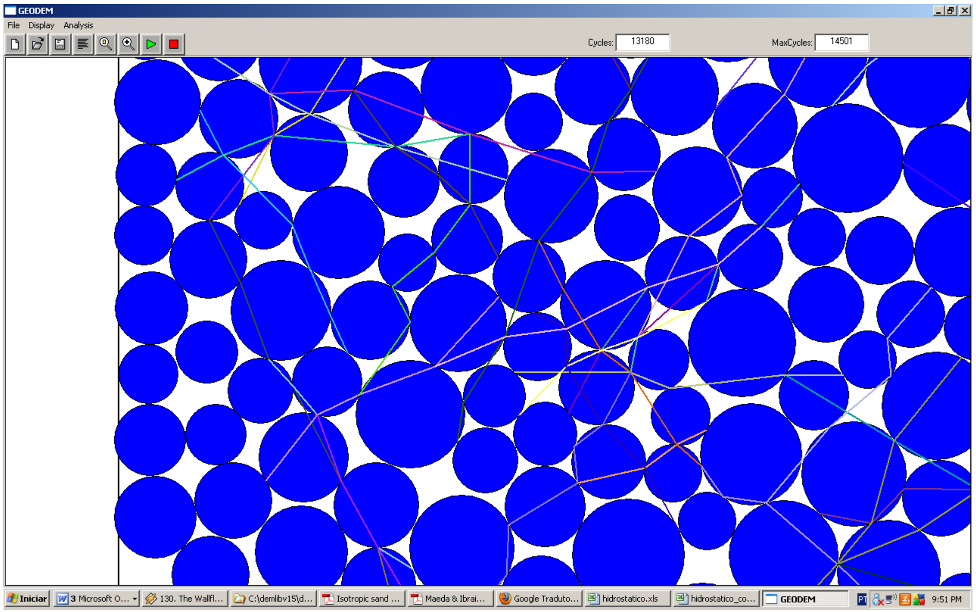
A partir disso, foi possível avaliar uma das falhas da simulação do elemento fibra. Pois, ao avaliar a simulação do ensaio de compressão hidrostático nota-se que a adição de fibra não apresenta diferença nos resultados.

Uma das razões para este resultado foi o fato de o elemento fibra ser apenas um elemento virtual, não possui massa, apenas confere maior ligação entre as partículas unidas pelo elemento fibra. Sendo assim, observou a necessidade de implementar a fibra como um elemento que possua massa, resistência a tração e nenhuma resistência a compressão. Porém, ao implementar um elemento sem qualquer resistência à compressão seria muito custoso.

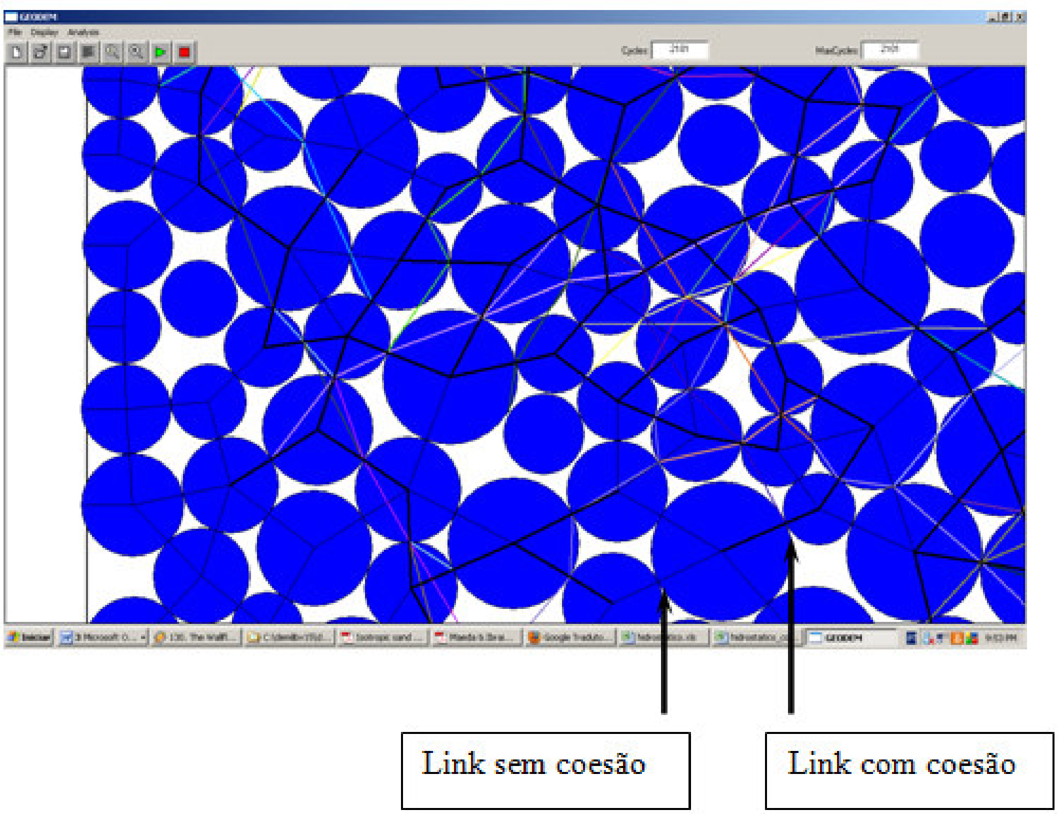
De acordo com Maeda & Ibrain (2008) a fibra foi modelada por partículas de diâmetro bem inferiores aos diametros das partículas da matriz de solo, conectados entre si por uma coesão bem elevada e sem restrições à rotação, os elementos de fibra podiam ser dobrados ou esticados, mas não podiam se quebrar.

Baseando-se neste trabalho, foi inserida nos contatos entre partícula e fibra uma parcela de coesão, somente entre as partículas unidas pelas fibras. Esta coesão não existe nos contatos entre duas partículas ou entre uma partícula e a parede.

A Figura 43 mostra a coesão somente nos contatos ligados por fibras. O link que representa o contato que possui coesão é representado pela linha mais escura. Os demais links que são representados pela cor mais clara, é o contato entre duas partículas ou entre partícula e parede, que não apresentam coesão.



(a)



(b)

Figura 43: Ensaio de compressão hidrostática em matriz granular com fibra: a) Arranjo inicial (Matriz granular + Fibra); b) Detalhe dos Liks: com coesão e sem coesão

Após simulações com este novo modelo, pode-se notar que com esta modificação nos contatos entre partículas e fibras, é possível observar que a fibra confere maior resistência ao compósito, como observado na Figura 44. No entanto este modelo ainda não se apresenta ideal.

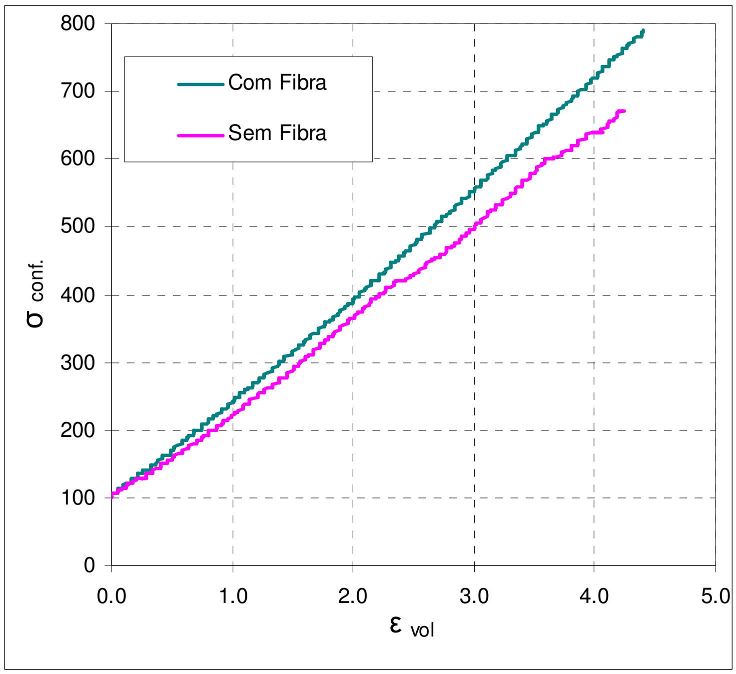


Figura 44: Ensaio de compressão hidrostática: Curva tensão de confinamento x deformação volumétrica