

4 Modelagem Numérica dos Ensaios Triaxiais

4.1. Introdução

Na modelagem dos ensaios triaxiais, é realizada, primeiramente, uma simulação adotando-se a formulação hiperbólica, proposta por Duncan *et al.* (1980). Com a adoção da reconhecida formulação hiperbólica, é verificado preliminarmente o comportamento tensão *versus* deformação da areia densa ensaiada por Sieira (2003). No ajuste das curvas obtidas na simulação e experimentalmente, obtém-se uma primeira aproximação para os parâmetros (m e R_f) adotados na modelagem numérica com o modelo HSM (Plaxis).

Posteriormente, com o *software* Plaxis, são realizadas as análises numéricas com adoção de dois modelos constitutivos diferentes: (1) modelo elástico-perfeitamente plástico – Mohr-Coulomb; (2) modelo plástico – *Hardening Soil Model*. As condições de contorno são as mesmas indicadas por Brinkgreve *et. Al.* (2002). Nesta etapa, são determinados os aspectos relevantes da modelagem e modelo constitutivo, que serão adotados na etapa seguinte de análise dos ensaios triaxiais reforçados.

Na etapa final, então, são realizadas as análises numéricas dos ensaios triaxiais reforçado. Contudo, para avaliação da influência do reforço, novas condições de contorno são adotadas.

4.2. Modelagem hiperbólica

O comportamento tensão *versus* deformação de solos submetidos à compressão triaxial convencional pode ser satisfatoriamente representado por curvas representadas por uma função hiperbólica (Kondner, 1963).

A tabela 7 apresenta os valores dos parâmetros adotados na simulação com emprego da formulação hiperbólica. Estes parâmetros foram obtidos a partir

dos resultados experimentais e da formulação matemática (apresentada no item 3.2.2), de forma que houvesse o melhor ajuste das curvas.

Tabela 7 - Parâmetros do Modelo Hiperbólico.

K_h	n	c'	ϕ'	R_f
4,08	0,7	65,87	35,37	0,9

Nas figuras 41 e 42, podem-se observar a simulação das curvas tensão desviadora *versus* deformação e deformação volumétrica *versus* deformação axial com a utilização do modelo hiperbólico. Verifica-se que o modelo reproduziu satisfatoriamente as curvas dos ensaios com tensões de confinamento (σ_c) igual a 50 e 150kPa. Na curva do ensaio com σ_c igual a 300 kPa, o modelo não reproduziu o resultado em termos de rigidez, apenas em termos de resistência na ruptura. Porém, nota-se que as curvas experimentais com σ_c igual a 150 e 300 kPa apresentaram a mesma rigidez até cerca de 6% de deformação axial, não correspondendo ao comportamento esperado para solos submetidos a carregamentos triaxiais convencionais. Conclui-se, então, a partir das curvas (obtidas nas simulações e experimentalmente) com níveis de tensão iguais a 50 e 150 kPa, que os resultados obtidos na previsão, utilizando o modelo hiperbólico, ajustam-se, de forma geral, satisfatoriamente aos resultados experimentais. Nos resultados apresentados nos itens posteriores (solo não reforçado), as curvas experimental e numérica com $\sigma_c = 300$ kPa não serão avaliadas.

Observa-se neste modelo, a variação incremental dos parâmetros elásticos em função do estado de tensões. Pode ser observado, também, que o modelo não simula os fenômenos de amolecimento pós-ruptura e de dilatância do solo.

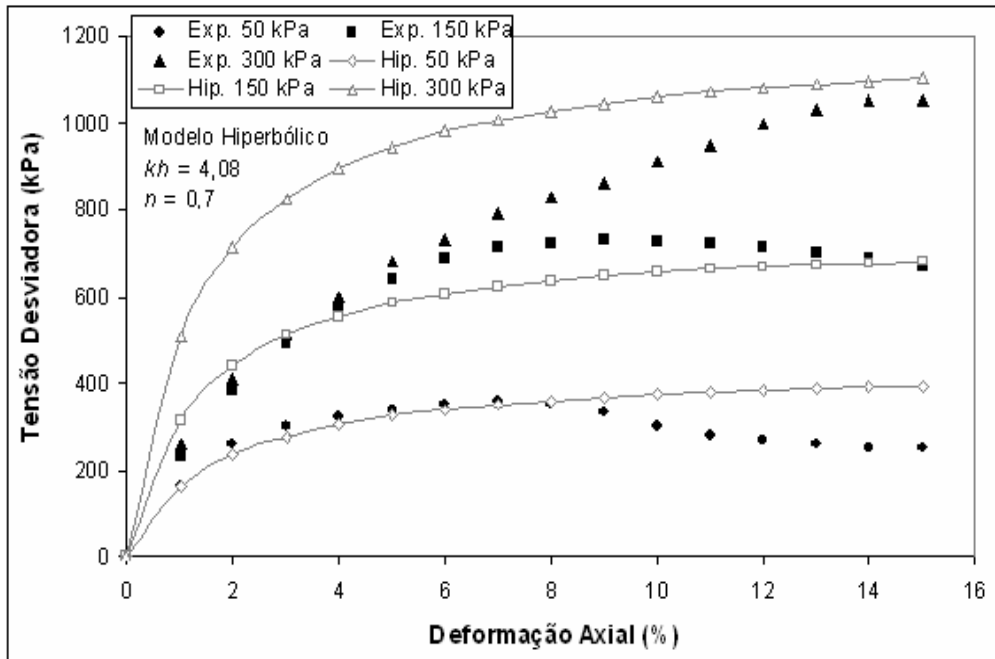


Figura 41 – Modelagem dos ensaios triaxiais com modelo hiperbólico: gráfico tensão desviadora *versus* deformação axial.

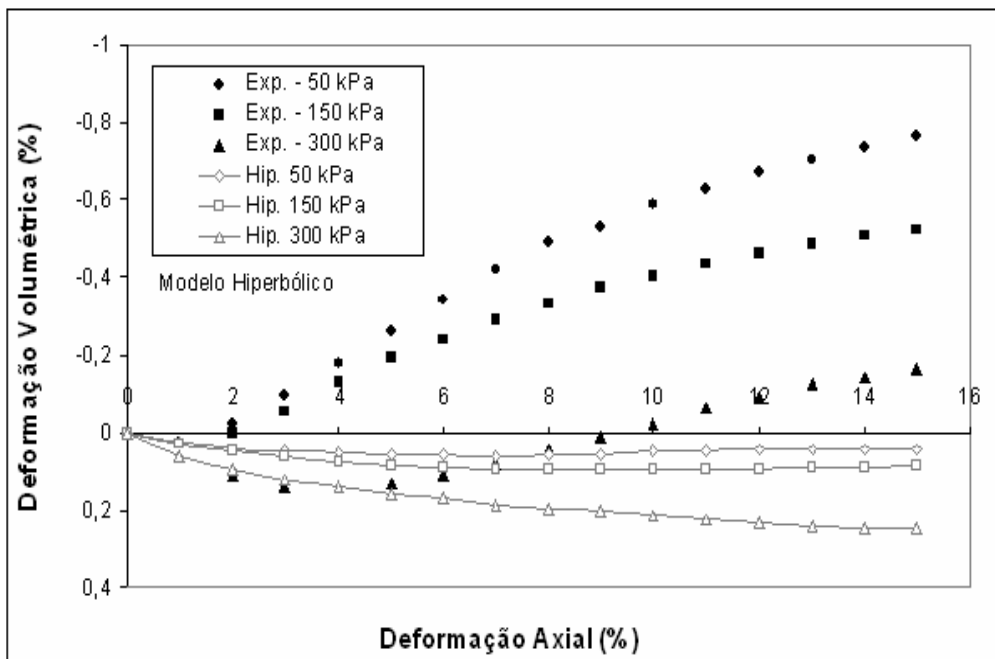


Figura 42 – Modelagem dos ensaios triaxiais com modelo hiperbólico: gráfico def. volumétrica *versus* def. axial.

4.3. Modelagem Numérica

Na modelagem numérica, os ensaios não reforçados foram retro-analisados em um primeiro momento. Nesta etapa, procurou-se definir todos os aspectos relevantes da modelagem. Na etapa seguinte, os reforços foram incorporados à análise. Utilizou-se a versão 8.2 do programa Plaxis na modelagem, com mencionado no item 4.1.

Nas análises numéricas, foram utilizados modelos axissimétricos, que consideram um eixo de simetria axial e assumem serem idênticos os estados de tensões e deformações em qualquer seção radial.

Vale ressaltar que, para analisar a influência do reforço no conjunto solo-reforço, foi necessário impor condições de contorno diferentes das impostas nas modelagens dos ensaios não reforçados.

4.3.1. Geometria e condições de contorno

A geometria e as condições de contorno foram definidas a partir de informações contidas na literatura (Brinkgreve *et. al.*, 2002) e das características do ensaio.

Brinkgreve *et. al.* (2002) sugerem que os ensaios triaxiais com solo não reforçado sejam modelados no Plaxis com uma geometria axi-simétrica de 1m x 1m, representando $\frac{1}{4}$ do corpo de prova (CP) de solo. São impostas condições de contorno que representem simetrias nos planos centrais (vertical e horizontal), isto é, são prescritos deslocamentos horizontais e verticais iguais a zero, nos planos de simetria.

Contudo, com a imposição das condições de contorno descritas anteriormente, não foi possível um ajuste adequado entre os resultados experimentais e numéricos das análises com solo reforçado. Sendo assim, os ensaios com solo reforçado foram modelados com uma geometria axi-simétrica, representando $\frac{1}{2}$ do corpo de prova de solo. As condições de contorno são similares às impostas experimentalmente, com a utilização de dois elementos de placa - no topo e base do CP – que representam os elementos rígidos (“*top cap*”) utilizados. Os deslocamentos horizontais são impedidos no eixo do CP (simetria) e os deslocamentos verticais são impedidos na base do corpo de prova.

Nas figuras 43 e 44, podem ser visualizadas as condições de contorno e a geometria imposta na modelagem dos ensaios com solo não reforçado e reforçado, respectivamente.

Durante a fase de adensamento do corpo de prova, os carregamentos A e B (indicados nas figuras 43 e 44) eram ativados com valores iguais à tensão confinante de ensaio. Na fase de cisalhamento, o carregamento B era mantido constante enquanto o carregamento A era elevado até provocar a ruptura do corpo de prova por cisalhamento.

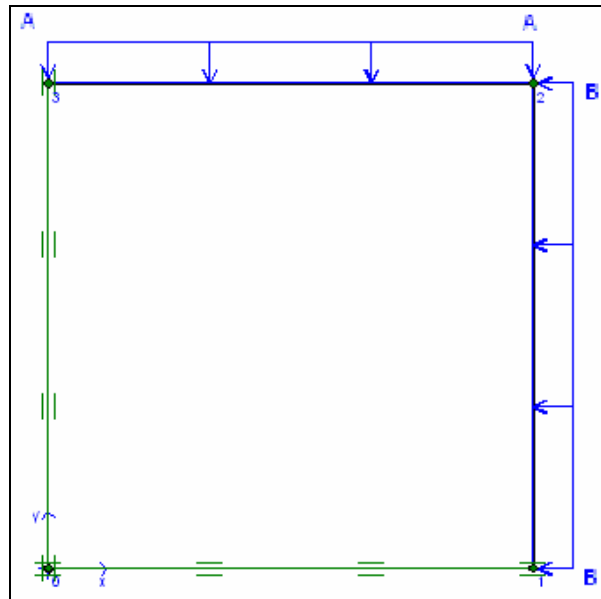


Figura 43 - Condições de contorno na modelagem do ensaio triaxial com solo não reforçado (de acordo com Brinkgreve *et. al.*, 2002).

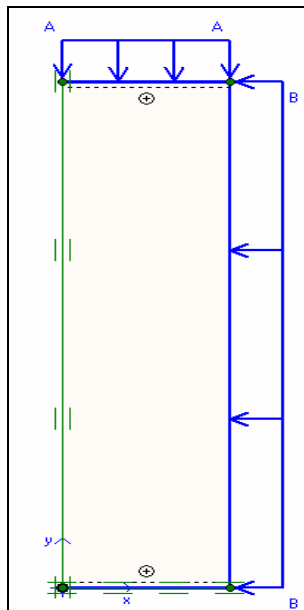


Figura 44 - Condições de contorno na modelagem do ensaio triaxial com solo reforçado.

4.3.2. Malha de elementos finitos

Na simulação dos ensaios triaxiais, foram utilizados elementos triangulares de 6 nós, com interpolação de 2^a de ordem para os deslocamentos. Devido à geometria relativamente simples do problema analisado, não foi necessário a utilização de elementos mais poderosos, como os elementos triangulares de 15 nós. Os elementos de 15 nós permitem interpolação de 4^a ordem e demandam maior esforço computacional como mencionado no item 3.3.1.1. Elementos de interface e geogrelha compatíveis com elementos representativos do solo eram automaticamente selecionados para a modelagem do problema.

Nesta análise, não foi necessária a adoção de malhas densas para obtenção de resultados razoáveis. As malhas finais apresentaram, em média, cerca de 300 e 500 elementos, para os casos dos ensaios em solo não reforçado e reforçado, respectivamente.

A figura 45 apresenta uma malha de elementos finitos gerada na análise do ensaio reforçado com duas camadas de reforço. Esta malha apresenta 521 elementos.

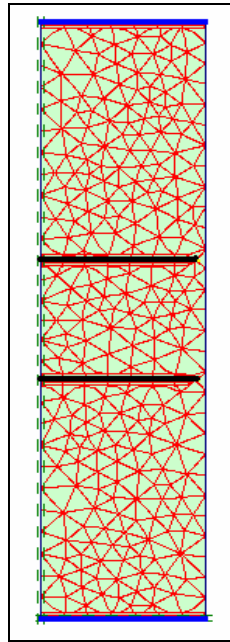


Figura 45 – Malha de elementos finitos gerada pelo programa (modelagem do ensaio reforçado).

4.3.3. Modelos constitutivos

Os ensaios triaxiais são realizados com a finalidade de se obter os parâmetros de resistência e rigidez do solo. Foi realizada, então, uma retro-análise dos ensaios não reforçados para a calibração do programa e a comparação da adoção dos modelos de Mohr-Coulomb e HSM na modelagem do ensaio. Posteriormente, os reforços foram introduzidos na modelagem a fim de verificar o comportamento do conjunto solo-reforço.

Vale ressaltar que, apesar das condições de contorno não serem as mesmas nos ensaios com solo reforçado e não reforçado, os parâmetros do modelo aplicados nas duas análises são os mesmos.

4.3.3.1. Análise dos resultados com adoção do Modelo de Mohr-Coulomb

O Modelo de Mohr-Coulomb (MC), como mencionado item 3.2.3., é um modelo elasto-plástico que não reproduz o comportamento não linear do material sob carregamento; o material comporta-se como linear elástico até a ruptura, que é definida pelo critério de Mohr-Coulomb.

As figuras 46 e 47 apresentam os resultados obtidos na modelagem numérica dos ensaios triaxiais não reforçados com o emprego do modelo constitutivo de Mohr-Coulomb. Nestas figuras, as curvas numéricas são comparadas às curvas obtidas experimentalmente.

A tabelas 8 apresenta os parâmetros empregados na análise numérica simulada com o modelo MC. Estes parâmetros foram determinados a partir dos resultados experimentais.

As análises foram realizadas com módulos de deformabilidade secantes, E_{50} , obtidos a partir das curvas tensão desviadora (σ_d) versus deformação axial (ε_a) para um valor correspondente a 50% de $\sigma_{d,máx}$.

Tabela 8 – Parâmetros do Modelo MC.

σ_c (kPa)	E_0 (kPa)	E_{50} (kPa)	E_{75} (kPa)	E_{90} (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ (°)	ν
50	16000	15000	12000	7720	65,9	35,4	6,0	0,49
150	23100	19300	14840	12300	65,9	35,4	6,0	0,49
300	26000	16670	11320	8690	65,9	35,4	6,0	0,49

Verifica-se que os resultados numéricos reproduziram satisfatoriamente a resistência do solo. Já para a deformação volumétrica, os resultados numéricos foram menos representativos, mas nota-se o fenômeno de dilatância do solo. Por utilizar um único módulo de elasticidade secante, E_{50} , até a ruptura, as curvas experimentais apresentaram deformações axiais na ruptura maiores que as obtidas na análise numérica, isto é, as curvas experimentais não são reproduzidas durante todo o ensaio.

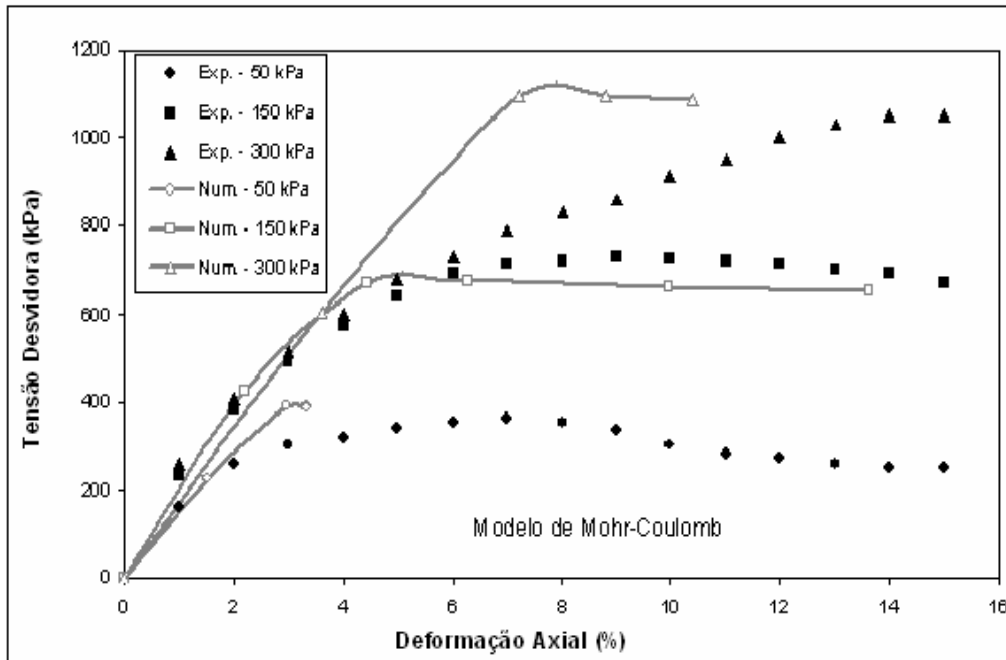


Figura 46 – Resultado da modelagem numérica realizadas com o modelo MC: gráfico tensão desviadora versus deformação.

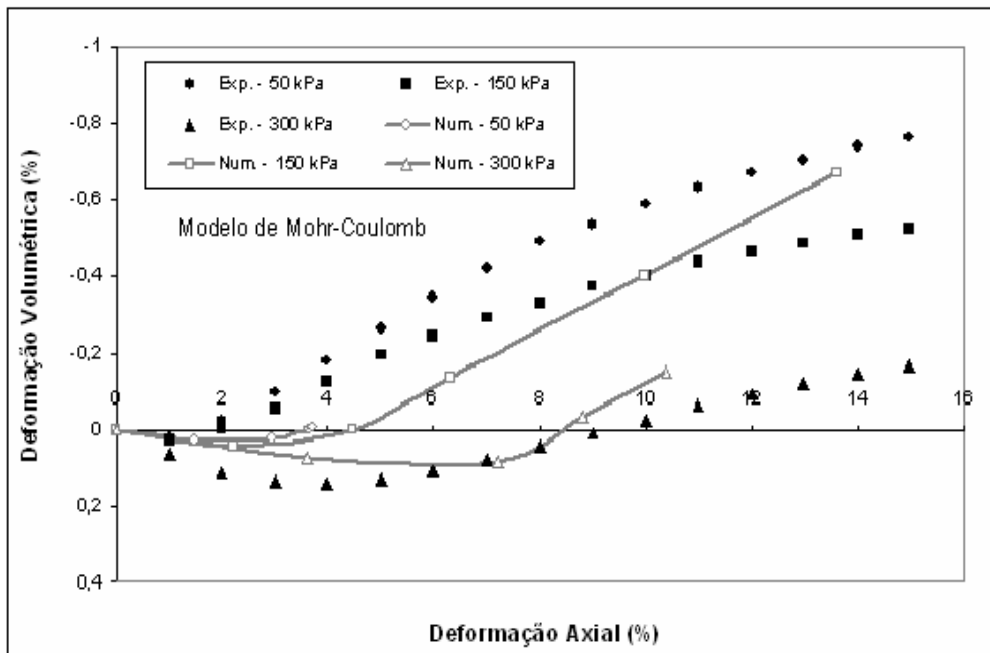


Figura 47 - Resultado da modelagem numérica realizadas com o modelo MC: gráfico def. volumétrica versus def. axial.

Com a finalidade de obtenção de melhores resultados na modelagem, deve-se definir qual o módulo de elasticidade secante ajusta melhor as curvas experimentais e numéricas até a ruptura. Com este objetivo, foram realizadas quatro análises onde foram adotados os módulos iniciais, E_0 , e secantes E_{50} , E_{75} e o E_{90} para a representação do solo. Esta verificação foi feita apenas para o ensaio com tensão confinante de 150 kPa. Os valores dos módulos de rigidez utilizados nas análises são mostrados na tabela 8.

As figuras 48 e 49 apresentam os resultados obtidos na verificação do módulo que permite o melhor ajuste entre as curvas numéricas e os resultados experimentais. Analisando os resultados, observa-se que as curvas das análises numéricas não conseguem descrever o comportamento do material durante todo o ensaio. As análises numéricas com adoção de E_{50} e E_{90} simularam melhor a rigidez inicial e deformação axial na ruptura, respectivamente, obtidas experimentalmente. No entanto, observa-se que quanto à tensão desviadora na ruptura, todos os resultados obtidos nas análises numéricas foram representativos dos resultados experimentais.

Lima *et. al.* (2005) obtiveram resultado semelhante em suas análises. Os autores verificaram o mesmo comportamento quanto à tensão desviadora na ruptura e obtiveram um melhor ajuste da deformação axial na ruptura adotando um módulo secante (E_{95}) para um valor correspondente a 95% de $\sigma_{d,máx}$.

Tendo em vista que a adoção de um único módulo de elasticidade até a ruptura não permite um ajuste adequado entre as curvas numéricas e experimentais, pois E é dependente do nível de tensão, faz-se necessária a variação do módulo de deformabilidade nas análises. No Plaxis, esta variação é realizada adicionando fases no subprograma de cálculo. Em cada fase são adotados valores distintos de rigidez para o solo, e os carregamentos são aplicados até o nível de tensão condizente com a rigidez adotada.

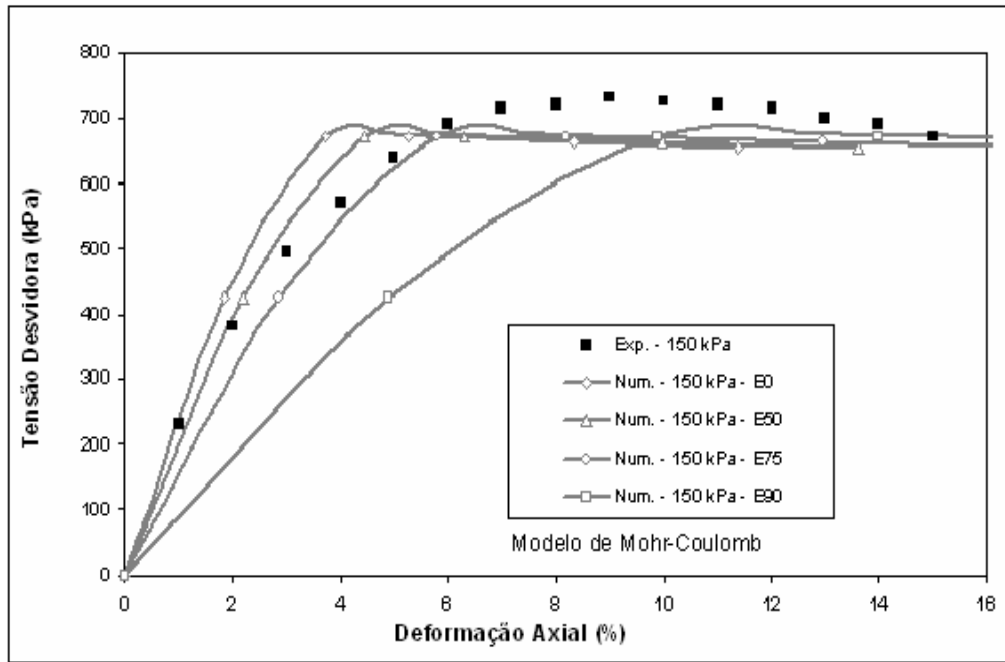


Figura 48 – Definição do módulo de rigidez mais adequado nas modelagens: gráfico tensão desviadora *versus* deformação axial.

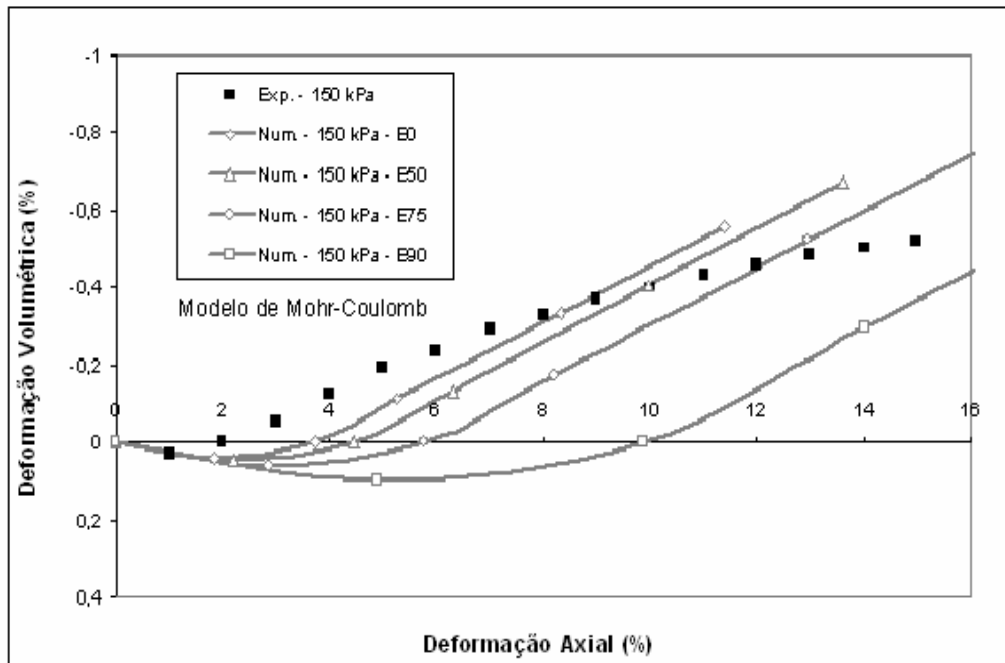


Figura 49 - Definição do módulo de rigidez mais adequado nas modelagens: gráfico def. volumétrica *versus* def. axial.

As figuras 50 e 51 apresentam os resultados das modelagens onde os módulos de rigidez foram variados na simulação. Nesta análise foram utilizados

os módulos E_0 , E_{50} , E_{75} e E_{90} até as tensões desviadoras de 200 kPa, 400 kPa, 550 kPa e ruptura, consecutivamente. Os valores destes módulos podem ser verificados na tabela 8.

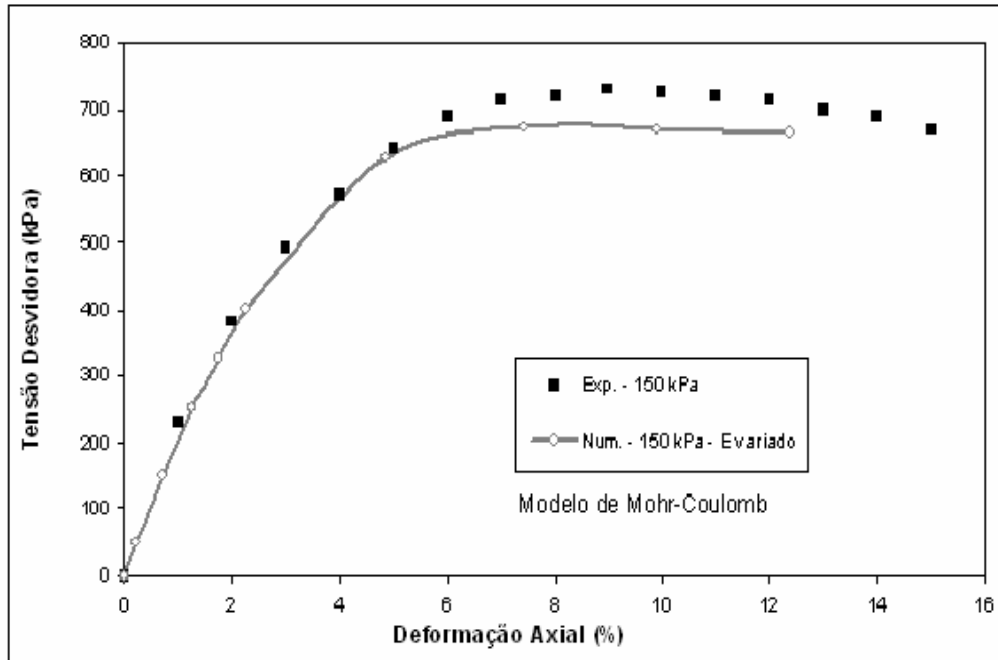


Figura 50 – Resultado da modelagem utilizando rigidez variada ao longo do ensaio: gráfico tensão desviadora *versus* deformação.

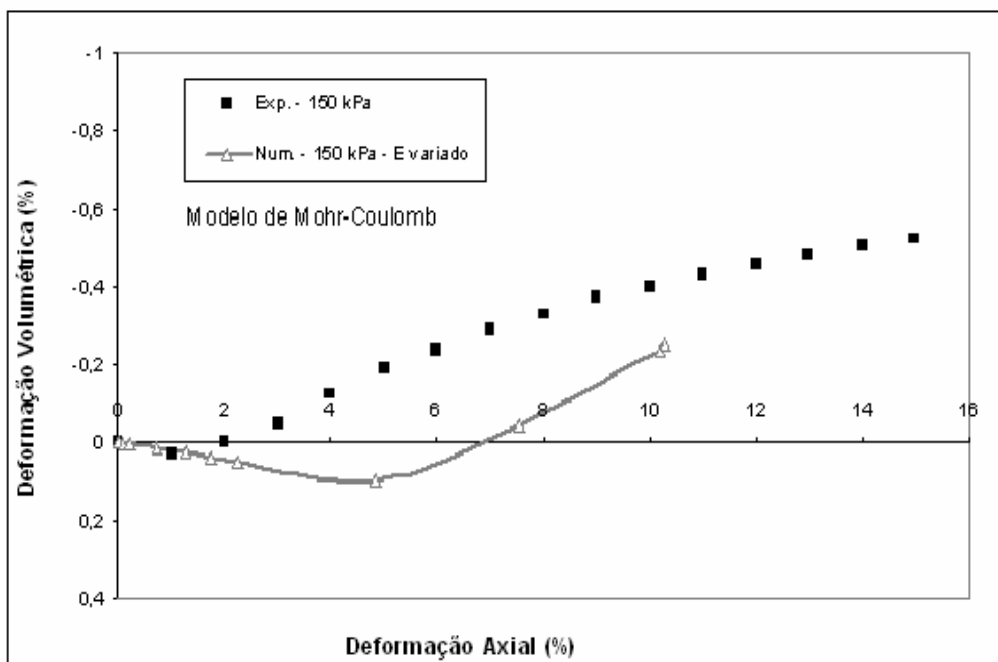


Figura 51 – Resultado da modelagem utilizando rigidez variada ao longo do ensaio: gráfico def. volumétrica *versus* def. axial.

Analisando o resultado, percebe-se a adequação da curva numérica à experimental com relação à resistência. A deformação volumétrica é representada de forma menos satisfatória. O resultado leva à conclusão de que a modelagem deve ser realizada com o módulo de deformabilidade variável com o nível de tensão.

4.3.3.2.

Análise dos resultados com adoção do Modelo de Solo com Endurecimento (HSM)

O modelo de Solo com Endurecimento (HSM), apresenta aspectos da formulação hiperbólica (formulação quase-linear onde se tenta simular de forma incremental a relação tensão-deformação observada nos ensaios de compressão triaxial). Isto é, no modelo existe a dependência da rigidez do solo em função da tensão a que o mesmo está submetido.

A tabela 9 apresenta os parâmetros adotados nas análises numéricas com o modelo HSM. Estes parâmetros foram determinados a partir dos resultados experimentais e foram ajustados na análise numérica para obtenção do melhor ajuste das curvas experimentais e numéricas.

Tabela 9 - Parâmetros do Modelo *HS*.

E_{50}^{ref} (kPa)	E_{oed}^{ref} (kPa)	m	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ (°)
20000	24000	0,7	65,4	37,4	6

As figuras 52 e 53 apresentam os resultados obtidos na modelagem numérica com adoção do modelo constitutivo HSM. Estes resultados foram confrontados com os resultados experimentais.

Verifica-se que as análises numéricas conseguiram representar de forma satisfatória o comportamento tensão x deformação do solo, com um ajuste razoável entre as curvas (σ_d vs ε_a) numéricas e as experimentais. O resultado com relação às deformações volumétricas foi menos preciso. Ibañes (2003) obteve resultado semelhante modelando o comportamento de solo não saturado.

Vale ressaltar que, como mencionado no item 4.2, para os níveis de confinamento de 150 e 300 kPa, os resultados experimentais apresentaram praticamente a mesma rigidez até 6% de ε_a , o que não é o comportamento

esperado do solo. A análise numérica, então, não pode prever o comportamento do material para o nível de tensão de 300 kPa, apresentando um comportamento mais rígido do que o experimental. Consta-se que a relação hiperbólica implícita no modelo descreve satisfatoriamente o comportamento do material. Pode-se observar também que o modelo incorpora a dilatância do solo.

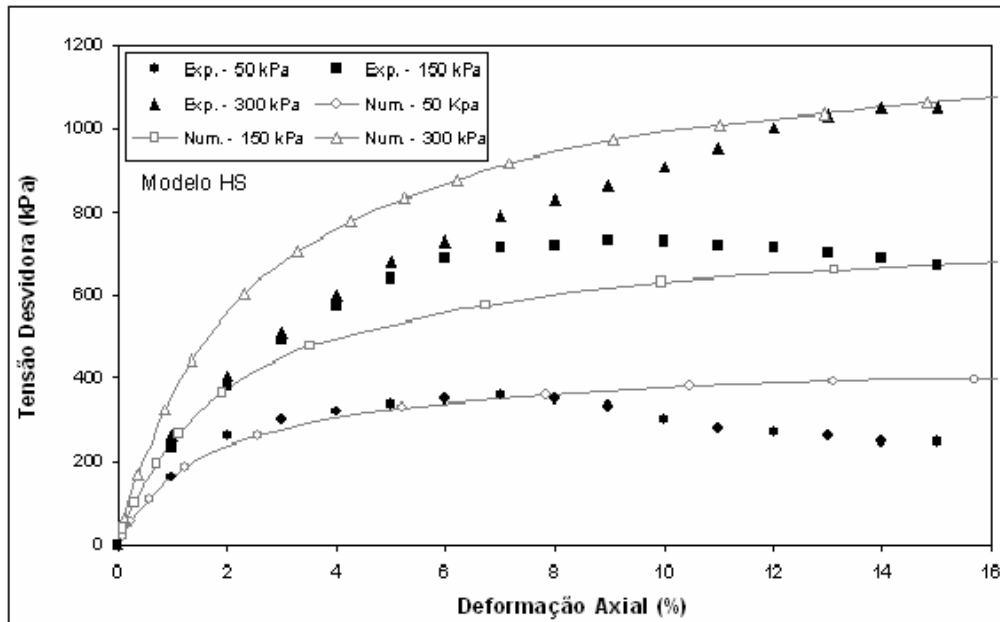


Figura 52 – Modelagem dos ensaios com o Modelo HS: gráfico tensão desviadora *versus* deformação axial.

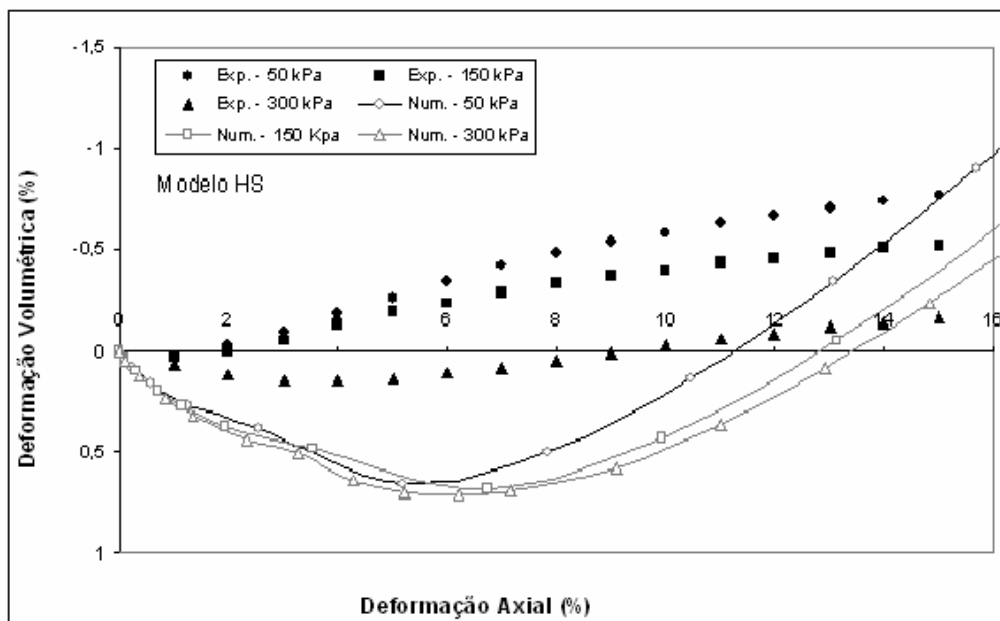


Figura 53 – Modelagem dos ensaios com o Modelo HS: gráfico def. volumétrica *versus* def. axial.

4.3.4. Análise dos Ensaios com Solo Reforçado

Nas análises dos ensaios triaxiais reforçados, foi adotado o Modelo de Solo com Endurecimento (HSM), tendo em vista a sua maior capacidade de reprodução do comportamento tensão-deformação do solo, como verificado no item 4.3.3.2. Os parâmetros de entrada para este modelo foram os mesmos adotados para o solo não reforçado (tabela 9).

As figuras 53 e 54 apresentam os resultados típicos obtidos nas modelagens numéricas dos ensaios reforçados. As curvas numéricas (ensaios reforçados e não reforçados) foram plotadas junto às curvas experimentais (ensaios reforçados e não reforçados). Os resultados apresentados nas figuras são referentes ao ensaio com duas camadas de reforço e tensão confinante igual a 150 kPa. As condições de contorno impostas ao CP são mesmas indicadas por Brinkgreve *et. al.* (2002). Os resultados obtidos nas modelagens dos ensaios com tensões confinantes diferentes (50 e 300 kPa) e diferentes números de camadas de reforço (1 e 4), indicaram a mesma tendência de comportamento e estão apresentados no Apêndice 1.

Em todos os casos analisados verifica-se que as curvas numéricas obtidas para os ensaios reforçados mantiveram-se próximas às curvas numéricas dos ensaios não reforçados, isto é, na análise numérica dos ensaios reforçados, não se observa o incremento da tensão desviadora que ocorre experimentalmente quando se introduz o reforço no corpo de prova. O mesmo comportamento foi observado no caso do emprego de maior número de camadas de reforço. Em todos os casos analisados, observa-se que a ruptura ocorre para tensões semelhantes à resistência do solo não reforçado.

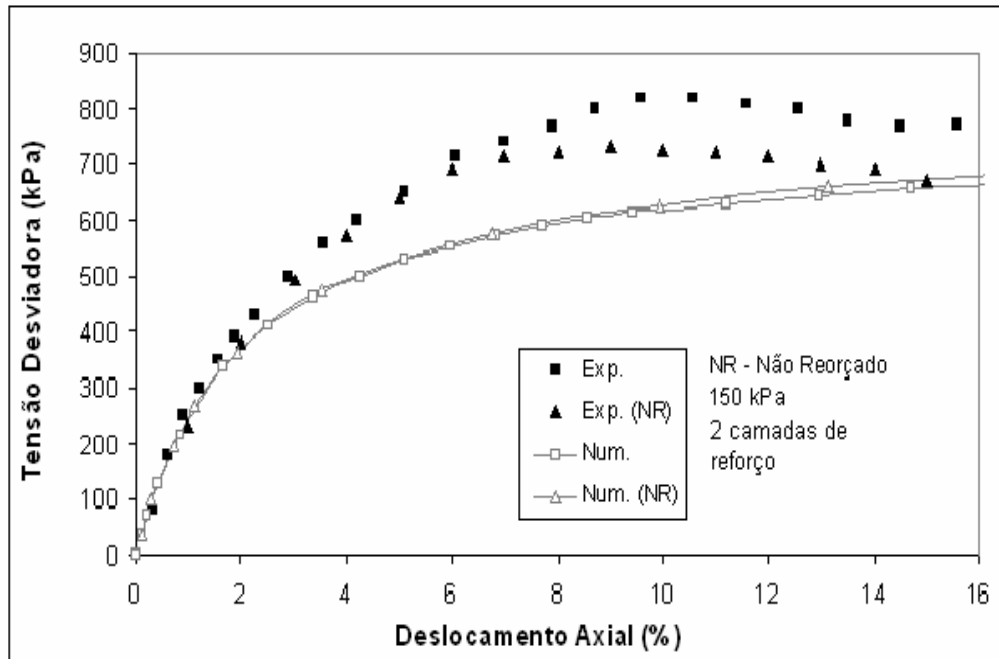


Figura 54 – Comparação entre os resultados experimentais e da modelagem numérica: gráfico tensão *versus* deformação axial (duas camadas de reforço e $\sigma_c = 150$ kPa).

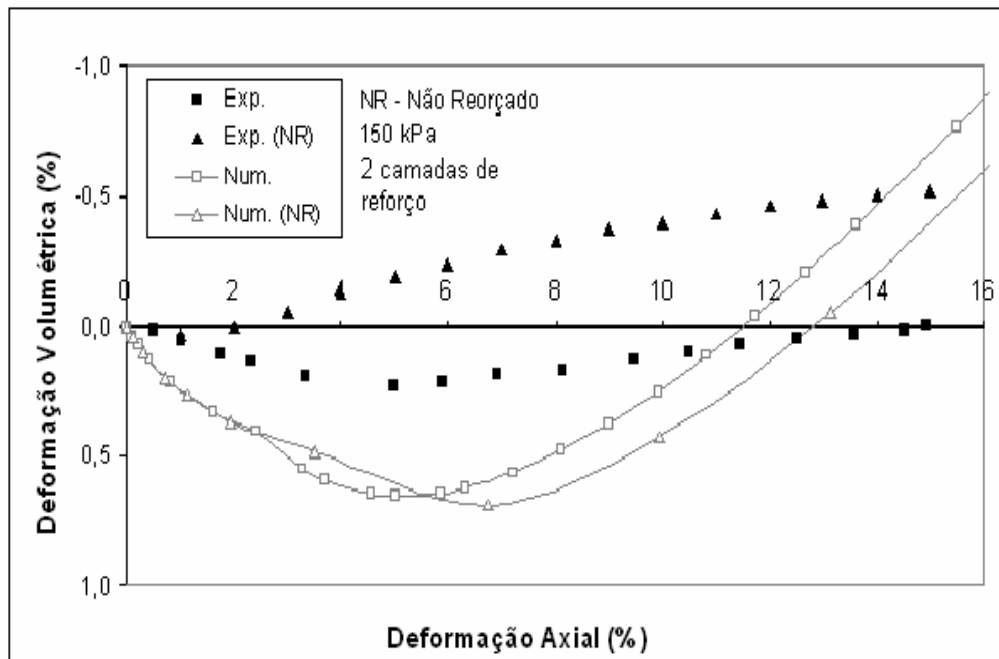


Figura 55 – Comparação entre os resultados experimentais e da modelagem numérica: gráfico def. volumétrica *versus* def. axial (duas camadas de reforço e $\sigma_c = 150$ kPa).

A figura 56 apresenta a malha de elementos finitos deformada do ensaio e uma seção transversal correspondente ao bordo lateral externo, mostrando os

deslocamentos horizontais que ocorrem no corpo de prova, no momento da ruptura.

Analisando os deslocamentos na ruptura, nota-se que as condições de contorno aplicadas segundo Brinkgreve *et. al.* (2002) não permitem que a influência do reforço seja avaliada na modelagem numérica. Como podem ser verificadas, as deformações máximas no corpo de prova reforçado ocorrem no topo e na base (simetria), de forma diferente da que ocorre experimentalmente, devido aos elementos rígidos utilizados (“*topcap*”). Na figura pode ser observado que as deformações estão ocorrendo principalmente nas regiões entre os bordos (topo e base) e os planos dos reforços mais externos.

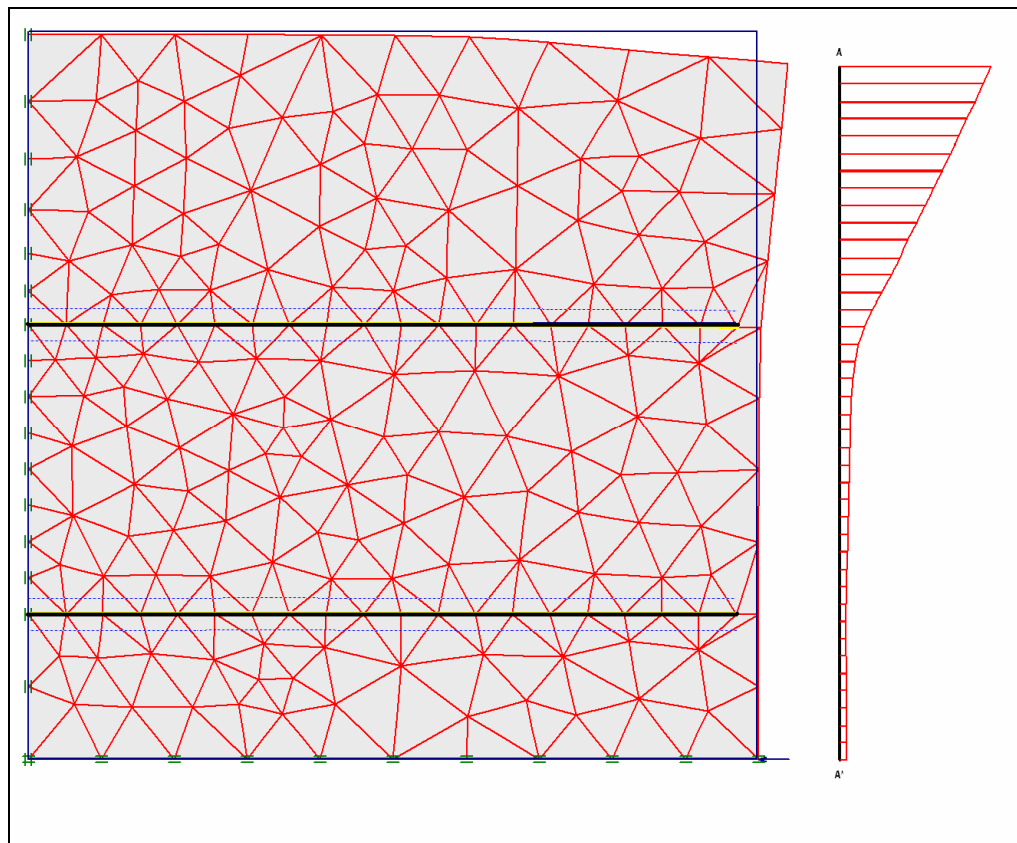


Figura 56 - Malha de elementos finitos deformada do ensaio triaxial, com seção mostrando o padrão de deslocamentos horizontais ocorridos nos bordos laterais do corpo de prova.

As figuras 57 e 58 apresentam os pontos de plastificação das análises numéricas reforçadas com 2 e 4 camadas no momento da ruptura. Verifica-se que a região onde se encontram os pontos plastificação de Mohr-Coulomb (pontos de ruptura) varia de posição, de forma a não interceptar os reforços,

aproximando dos bordos (superior e inferior) do CP. Isto significa que quando os reforços são introduzidos no CP, cria-se uma zona de enrijecimento em seu entorno e, como conseqüência, a superfície de ruptura tende a se afastar desta zona. Como o CP está livre para se deformar nos seus bordos, a zona de plastificação tende a se deslocar para esta região, que é controlada pelos parâmetros de resistência do solo, c' e ϕ' .

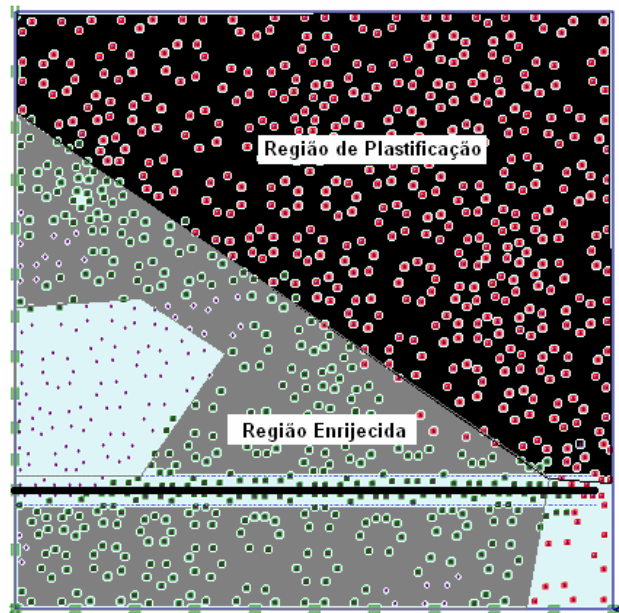


Figura 57 – Pontos de plastificação do ensaio solo com duas camadas de reforço.

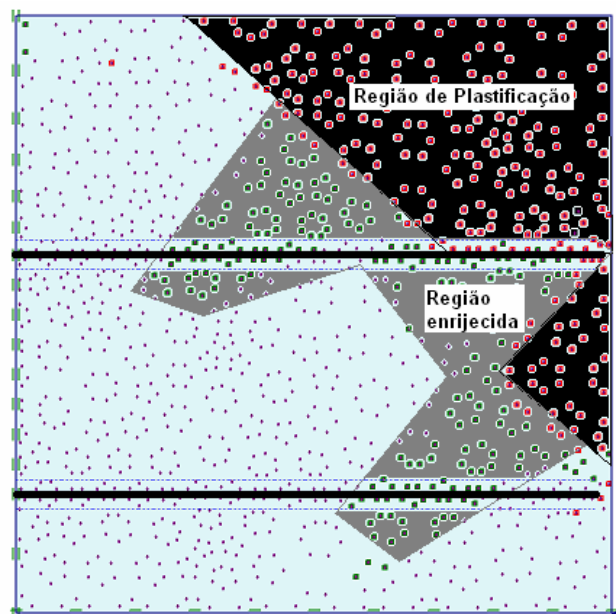


Figura 58 - Pontos de plastificação do ensaio em solo com quatro camadas de reforço.

Buscando resultados mais satisfatórios, nas análises numéricas dos ensaios com solo reforçado, foram adotadas novas condições de contorno, como explicado no item 4.3.1.

A figura 59 mostra o resultado da verificação da calibragem que foi realizada no item 4.3.3.2. Os parâmetros adotados no Modelo de Solo com Endurecimento (*HSM*) podem ser vistos na tabela 9 (item 4.3.3.2). Observa-se que o ajuste das curvas experimentais e numéricas foi bastante satisfatório, validando a calibração.

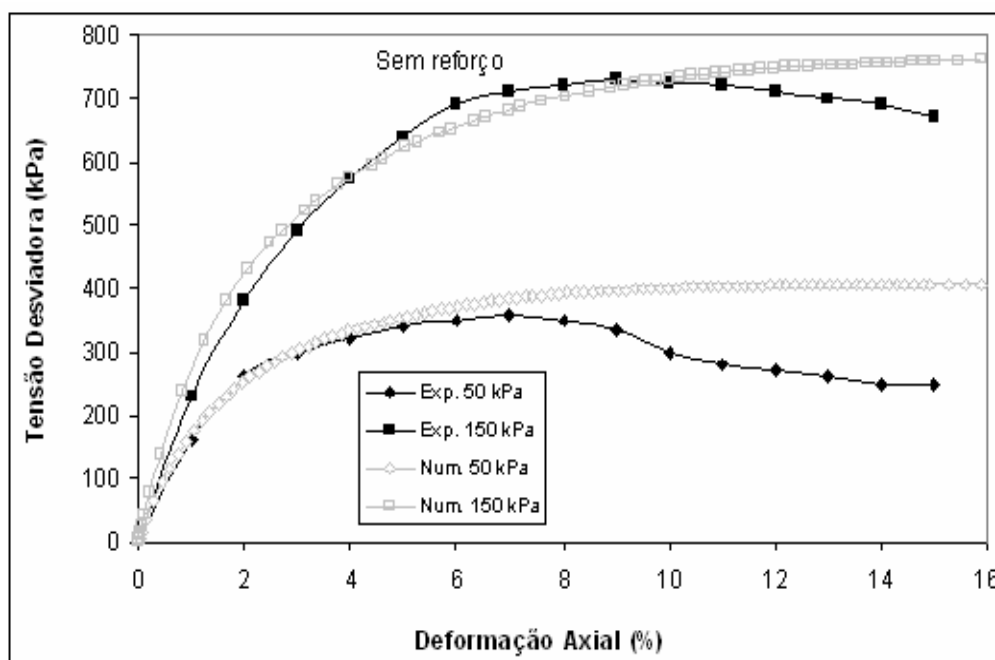


Figura 59 – Modelagem do ensaio triaxial – confirmação da calibração do modelo, variando as condições de contorno impostas (solo não reforçado).

Depois de confirmada a calibração do modelo, com as novas condições de contorno, os reforços foram introduzidos na análise. Os resultados dessas análises podem ser vistos nas figuras 60, 61 e 62. Foram apresentados apenas os resultados em termos das tensões desviadoras *versus* deformações axiais. Os resultados das deformações volumétricas *versus* deformações axiais não foram apresentados, fato que será justificado adiante.

Como pode ser visto, com as novas condições de contorno impostas na modelagem, foi possível o ajuste razoável das curvas experimentais e numéricas. Verifica-se que os resultados numéricos reproduziram

satisfatoriamente a resistência do solo reforçado. Contudo, a rigidez do conjunto solo-reforço só foi reproduzida satisfatoriamente até deformações axiais da ordem de 4%.

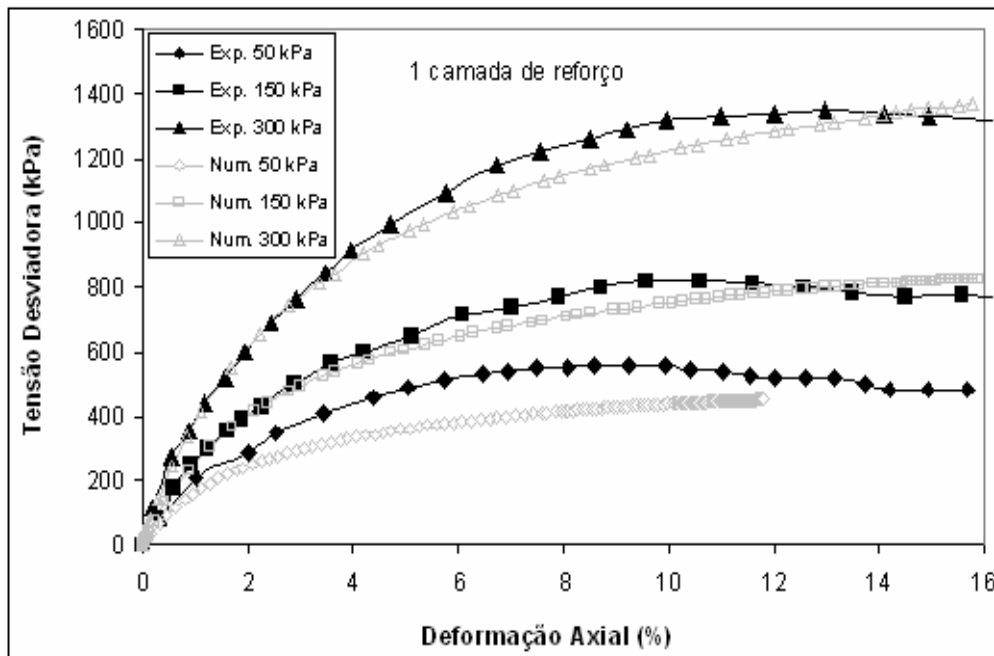


Figura 60 – Modelagem do ensaio triaxial reforçado com 1 camada de reforço.

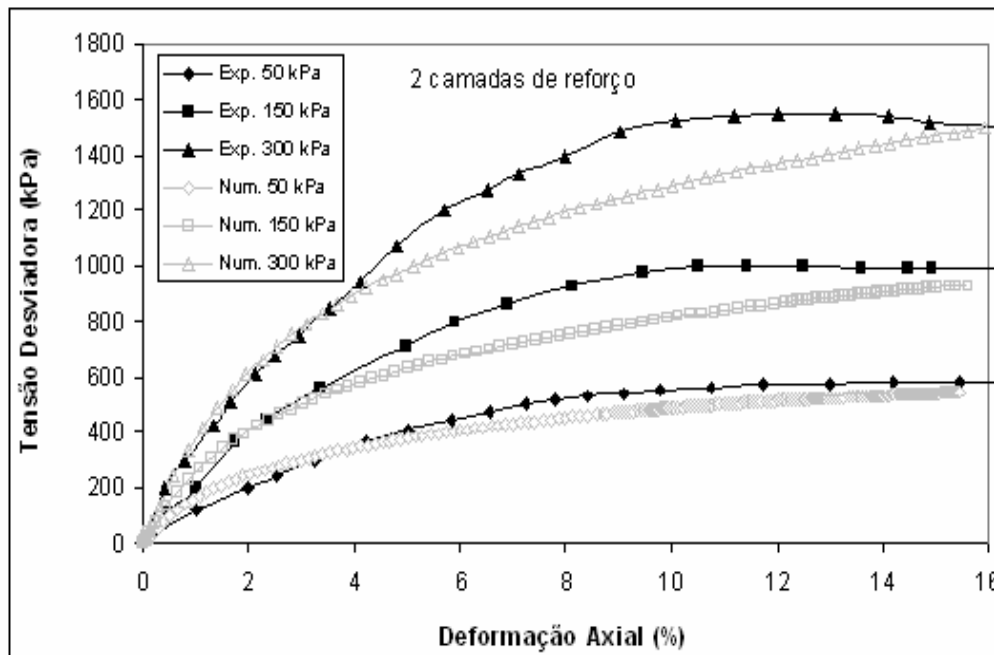


Figura 61 - Modelagem do ensaio triaxial reforçado com 2 camadas de reforço.

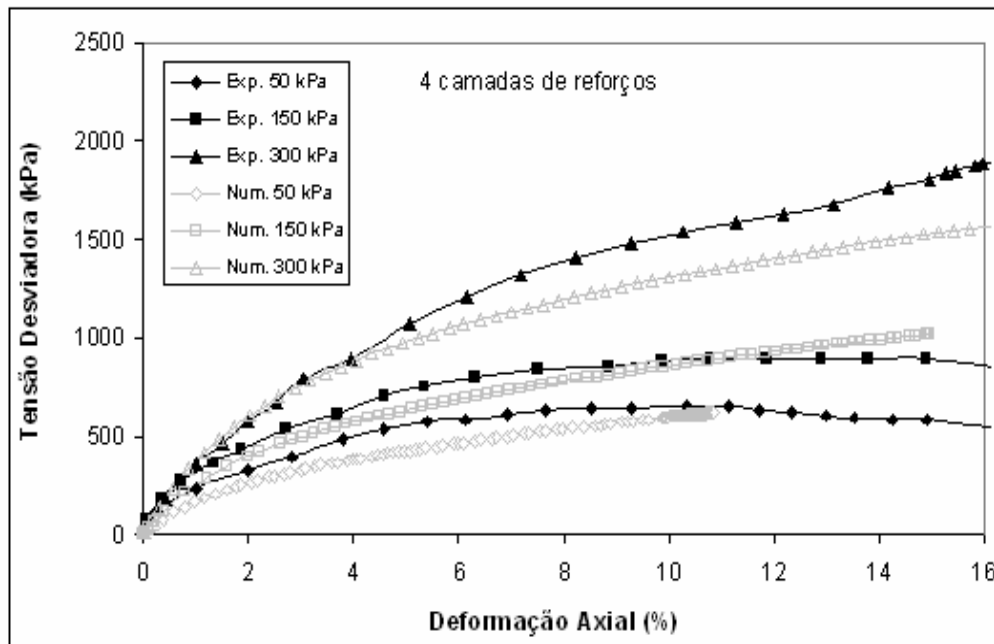


Figura 62 - Modelagem do ensaio triaxial reforçado com 4 camadas de reforço.

Analisando os resultados das modelagens numéricas dos ensaios com $\sigma_c = 150$ kPa (figura 63), pode-se verificar que as curvas dos ensaios reforçados (1, 2 e 4 camadas) e não reforçado são razoavelmente coincidentes até que seja atingida uma deformação axial de cerca 3%. Este fato pode ser justificado pela necessidade de haver uma deformação mínima (no caso analisado igual à cerca de 3%) no solo para que a resistência do reforço seja mobilizada.

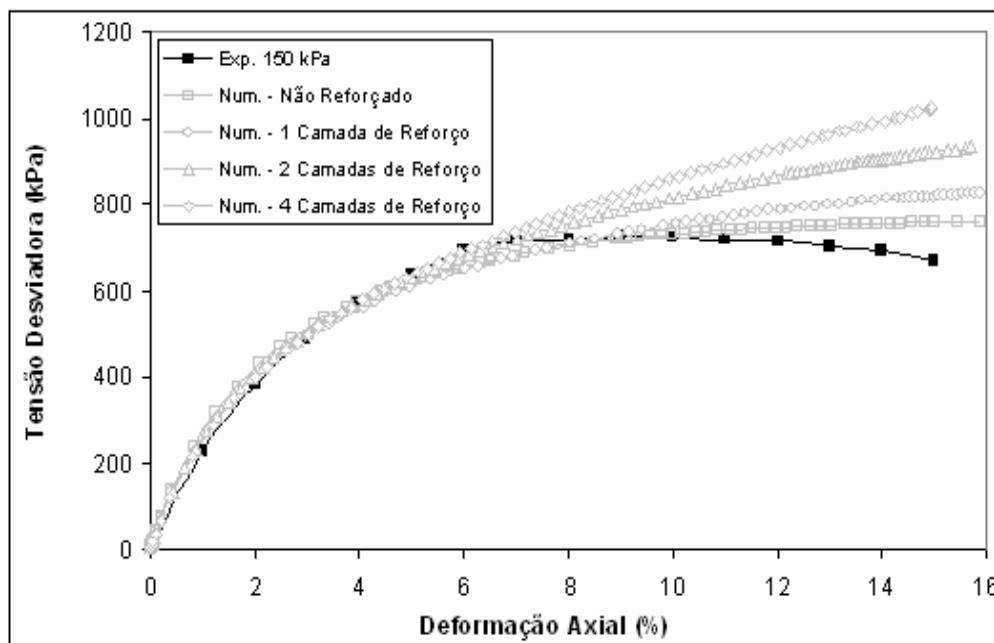


Figura 63 – Comparação da rigidez inicial nas modelagens dos ensaios triaxiais reforçados e não reforçado (ensaio com $\sigma_c = 150$ kPa).

Na figura 64, pode ser visualizados o resultados das deformações radiais ocorridas ao longo da altura do corpo de prova, na ruptura. Como podem ser verificados, os deslocamentos radiais não são constantes ao longo da altura do CP, devido ao efeito dos elementos de placa (“topcap”) e dos reforços. Isto significa que para cada fase do cálculo deveria ser definido um valor “médio” para deformação radial e, conseqüentemente, para deformação volumétrica. Esse processo deveria ser repetido um número razoável de vezes, em uma mesma fase, para que as curva def. volumétricas *versus* def. axiais pudessem ser reproduzidas satisfatoriamente.

Adicionalmente, pode-se observar que até mesmo uma análise qualitativa, quanto ao efeito da restrição à dilatação devido à introdução dos reforços, é descartada, pois os resultados quanto aos deslocamentos radiais na ruptura não são conclusivos.

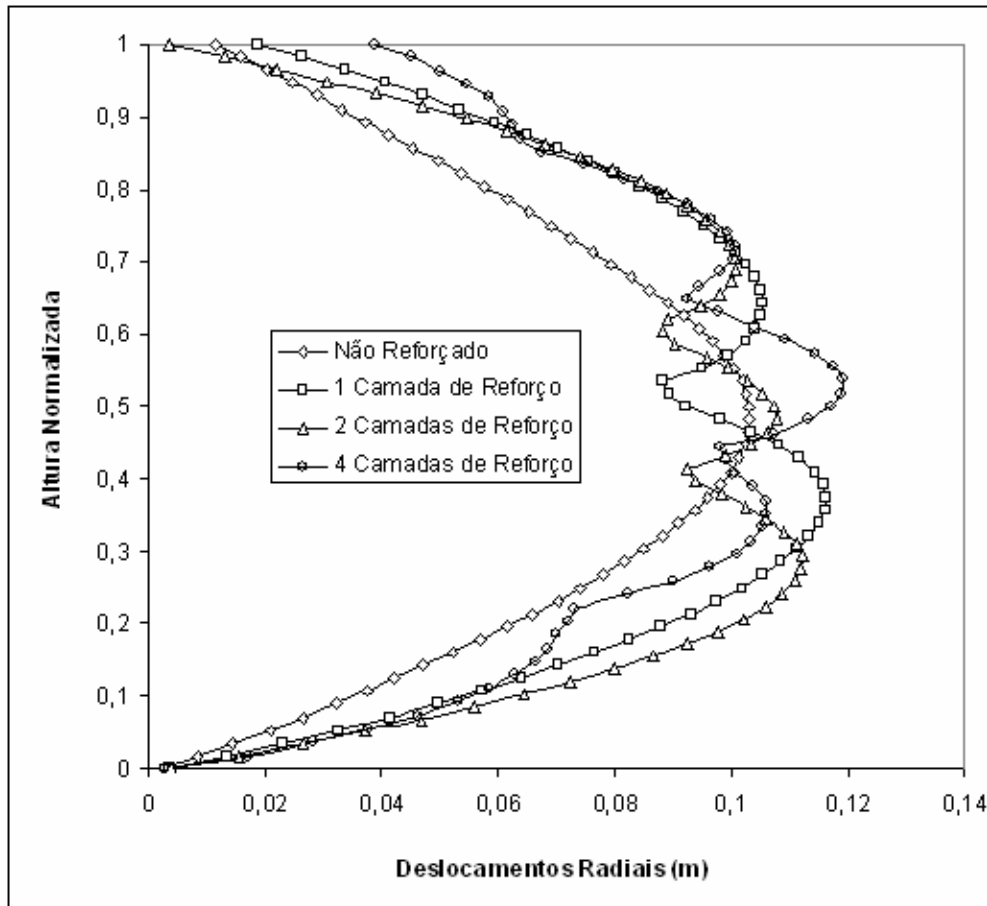


Figura 64 – Deformações radiais ao longo da altura do corpo de prova – bordo lateral.

Os resultados obtidos sugerem que, uma vez obtidos os resultados experimentais de ensaios triaxiais em um solo arenoso, o Plaxis permite uma avaliação preliminar do efeito do reforço, no ganho de resistência, com a introdução de múltiplas camadas de reforço nesse solo.

4.3.5. Análise alternativa

No item anterior, foi verificado que o programa Plaxis permite de forma satisfatória uma avaliação preliminar do incremento de tensões produzido pela inclusão do reforço no solo. Observou-se que, uma vez obtidos os resultados de ensaios triaxiais em uma areia densa, o efeito do reforço, no ganho de resistência, pode ser avaliado.

Contudo, uma alternativa para comprovação da influência do reforço no conjunto solo-reforço com a utilização do programa Plaxis, é incorporar implicitamente os efeitos do reforço nas simulações. Como mencionado no item

2.5.2, a influência pode ser comparada a um incremento de tensão confinante no corpo de prova.

Nesta etapa da análise numérica, os reforços não foram introduzidos na modelagem, ao invés disso, foram aplicados incrementos de tensão confinante (σ_c) capazes de reproduzir o efeito da introdução de camadas de reforço. Estes incrementos de σ_c foram obtidos a partir dos resultados experimentais. As figuras 65, 66 e 67 quantificam os acréscimos de σ_c obtidos nos ensaios reforçados com 1, 2 e 4 camadas de reforço, respectivamente.

Os segmentos 1, 2, 3 visualizados nas figuras 65, 66 e 67 determinam o incremento de tensão confinante que serão impostos na análise numérica. Estes segmentos são relativos aos ensaios com níveis de tensão iguais a 50, 150 e 300 kPa, respectivamente. Os incrementos são obtidos a partir dos deslocamentos dos círculos de Mohr dos ensaios reforçados para a direita no gráfico, até que ele atinja a envoltória dos ensaios não reforçados.

Os valores dos incrementos de tensão confinante que serão incorporados às análises são mostrados na tabela 10.

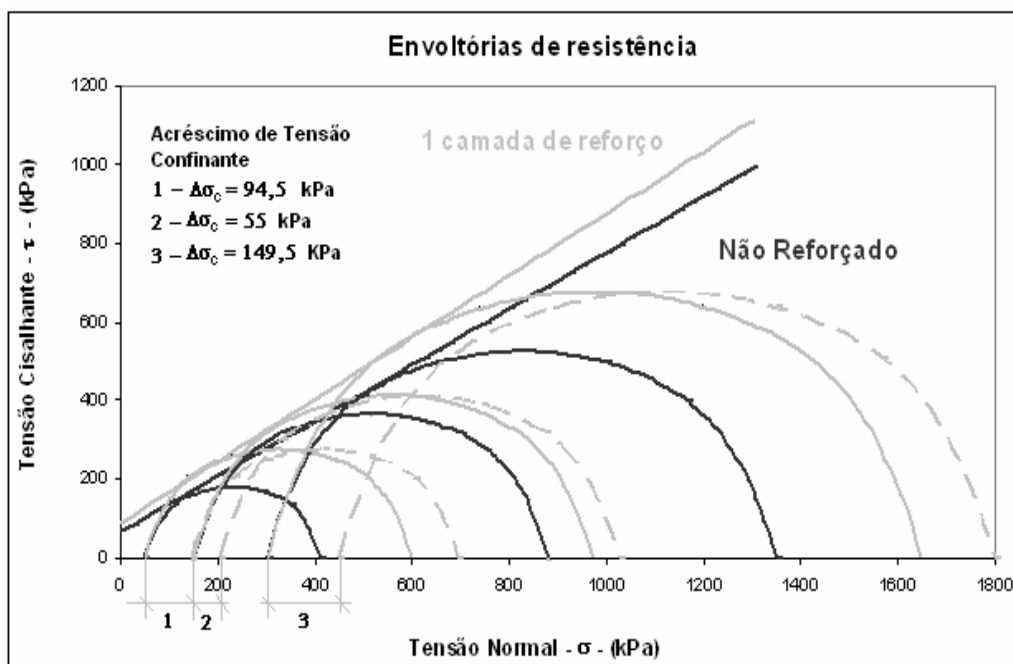


Figura 65 – Acréscimo de tensão confinante do ensaio em solo com uma camada de reforço.

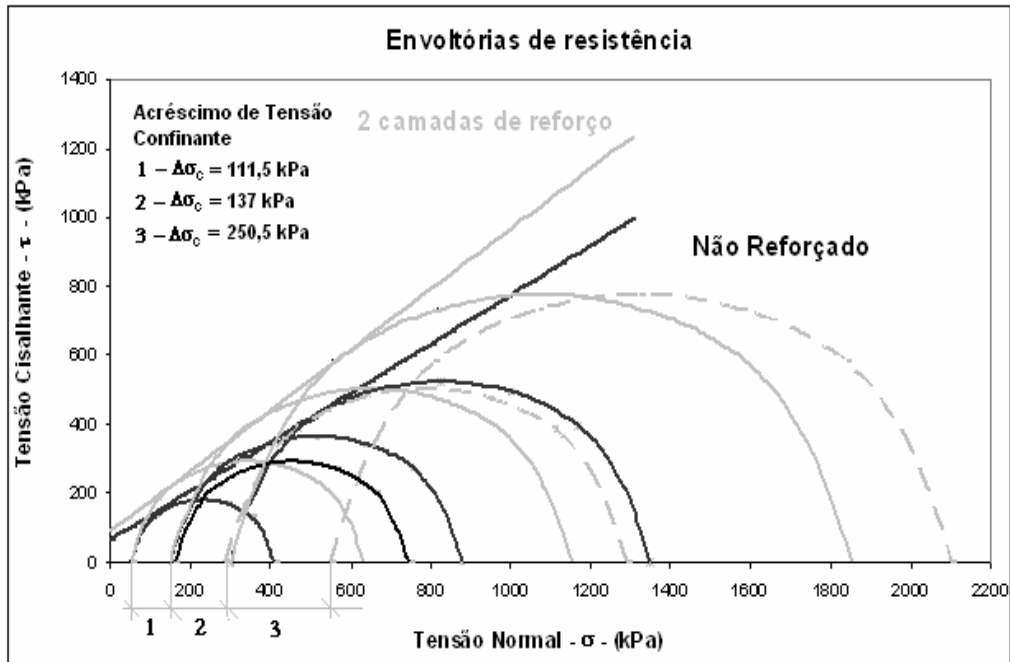


Figura 66 - Acréscimo de tensão confinante em solo com duas camadas de reforço.

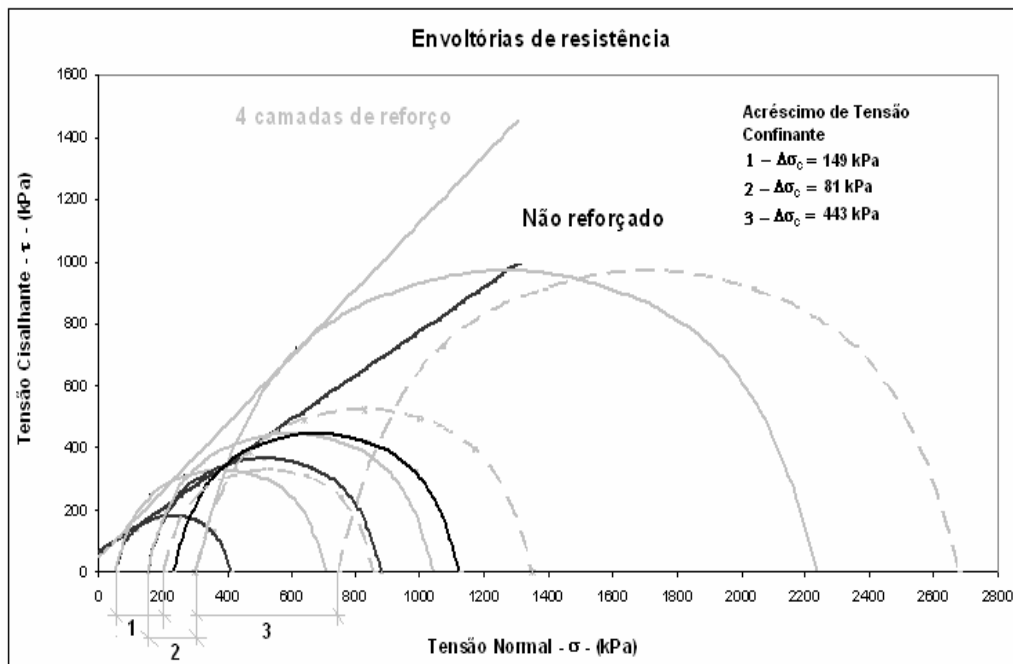


Figura 67 - Acréscimo de tensão confinante em solo com quatro camadas de reforço.

Tabela 10 - Incrementos de tensão confinante incorporados nas análises alternativas.

Nº de camadas de reforço	Gráfico representativo (fig.)	σ_c do ensaio (kPa)	Segmento representativo	$\Delta\sigma_c$ (kPa)
1	58	50	1	94,5
	59	150	2	111,5
	60	300	3	149
2	58	50	1	55
	59	150	2	137
	60	300	3	81
4	58	50	1	149,5
	59	150	2	250,5
	60	300	3	443

Uma vez definidos os valores das tensões confinantes dos ensaios, representativos da influência dos reforços, foram realizadas novas análises numéricas. Os resultados destas análises estão apresentados nas figuras 68, 69 e 70.

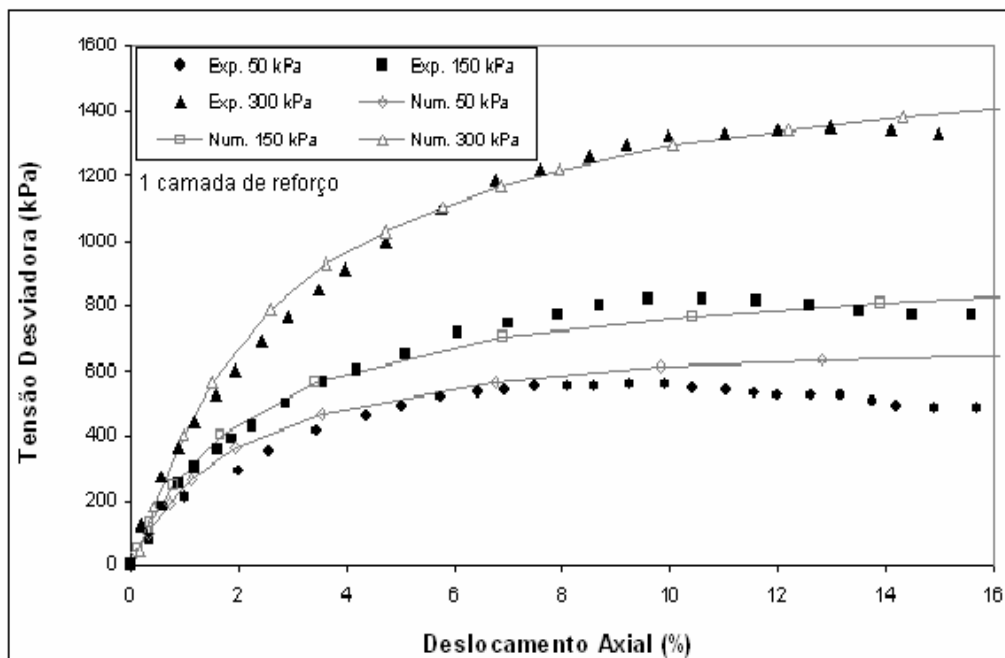


Figura 68 – Resultado da modelagem alternativa para ensaios triaxiais com 1 camada de reforço.

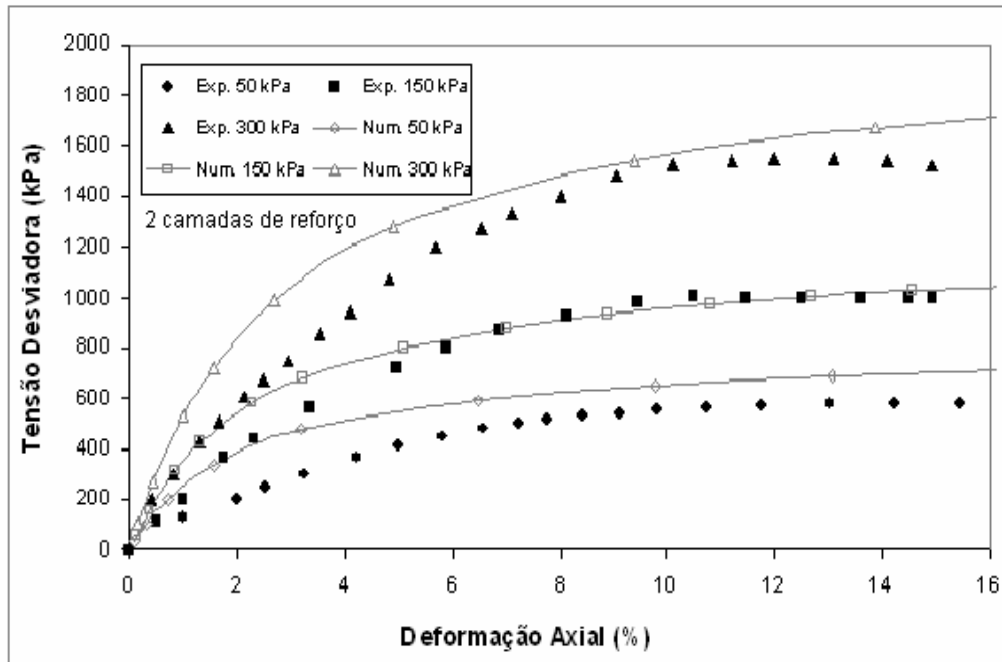


Figura 69 - Resultado da modelagem alternativa para ensaios com 2 camadas de reforço.

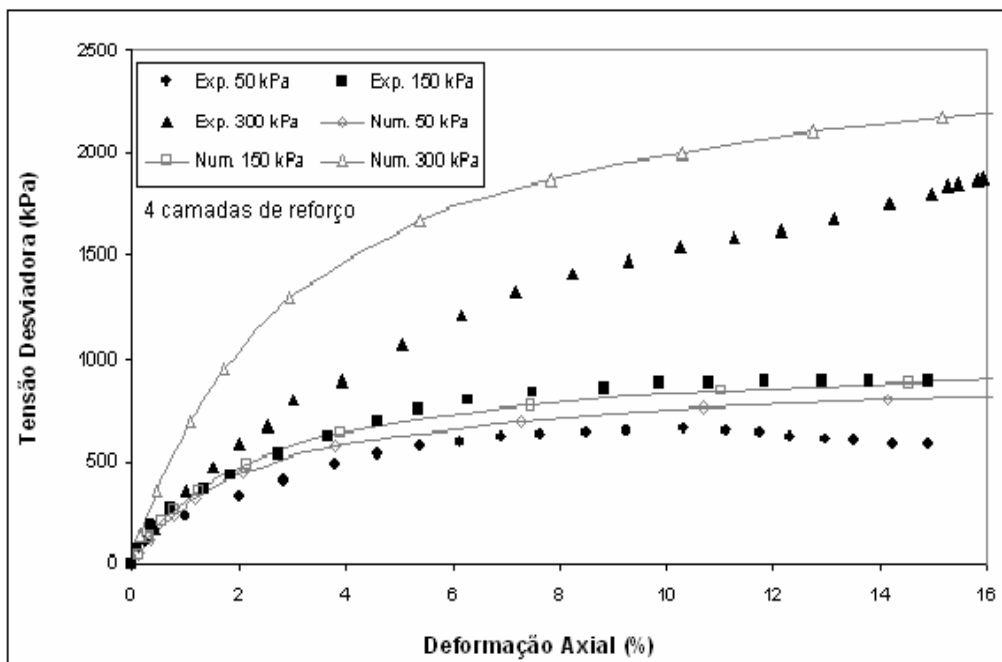


Figura 70 - Resultado da modelagem alternativa para ensaios com 4 camadas de reforço.

Nota-se que na modelagem numérica foi possível representar de forma satisfatória o comportamento mecânico do solo reforçado, principalmente quanto ao aumento de resistência.

Diferenças em termos de rigidez podem ser observadas, mais claramente para níveis de tensão mais altos e ensaios com incrementos maiores de tensão confinante. Como verificado no item 4.3.4, para a mobilização da resistência dos reforços há a necessidade de uma deformação mínima no solo, da ordem de 3%. Ao contrário disto, as tensões confinantes foram aplicadas integralmente no início da análise gerando, portanto, um incremento de rigidez inicial. Este efeito é intensificado quando os incrementos de tensões são maiores, como pode ser notado comparando-se os ensaios com 1 (figura 68) e 2 camadas de reforço (figura 69).