

MARIO SERGIO DE SOUZA ALMEIDA

**ANÁLISE NUMÉRICA DE UMA PROVA DE CARGA DIRETA EM
SOLO RESIDUAL DE GNAISSE**

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

**VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2000**

*“O reino de Deus está dentro de você e a sua volta,
não em mansões de madeira e pedra”.*
*“O reino de Deus está dentro de você e a sua volta,
não em prédios de madeira e pedra.
Rache uma lasca de madeira e estarei lá”.*
Essas são as palavras que o Jesus vivo falou.
Quem descobrir o significado das palavras, não verá a morte.

Evangelho de São Tomé

*Dedico essa tese a meus pais,
irmãos, minha companheira
Larissa e a meus filhos Pedro
Henrique e Leccicia.*

AGRADECIMENTO

A Deus, por ter me proporcionado saúde e disposição para superar os momentos difíceis da caminhada até aqui.

A meus pais, Júlio e Enedina, que lutaram bastante para que um dia pudessem ver seu filho realizar um sonho tão desejado.

A meus irmãos, que sempre estiveram ao meu lado, em especial a Maria Aparecida (Cida), por ser sem dúvida a minha segunda mãe.

À minha companheira Larissa que comigo compartilhou todos os momentos, tristes e felizes, desta caminhada.

Aos meus dois filhos, Pedro Henrique e Leccicia simplesmente por existirem.

Aos meus orientadores, Cláudio Henrique de Carvalho Silva, Roberto Francisco de Azevedo e Izabel Christina D’Almeida Duarte de Azevedo, pelos ensinamentos e sobretudo o respeito e amizade que nos rodeia.

Em especial ao professor Roberto Francisco de Azevedo pela orientação desde a Iniciação Científica até o final do curso de Mestrado, e também a professora Izabel Cristina D’Almeida Duarte de Azevedo, pela grande contribuição nesse trabalho.

Ao professor Paulo Sérgio de Almeida Barbosa pela amizade, respeito e ensinamentos.

Ao professor Eduardo Marques pelo convívio alegre e saudável e pela amizade que se construiu.

Aos técnicos laboratoristas, Júlio Carlos dos Santos e Vicente de Paulo Silva Paiva, pela importante ajuda na execução dos ensaios de laboratório e pela excelente amizade que construímos.

À Paulo Afonso da Silva pela grande amizade que se constituiu.

Ao torneiro mecânico e amigo Francisco Martins Moreira (Chiquito), pela importante colaboração na montagem da célula triaxial Bishop e Wesley e pela amizade.

A todos os funcionários do Departamento de Engenharia Civil, em especial Cristina Beatriz, Jorge e Geraldo pela convivência agradável.

À coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e a Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG), que financiaram a minha bolsa de estudos.

À Universidade Federal de Viçosa, por me proporcionar a oportunidade de concluir os cursos de Graduação e de Mestrado em Engenharia Civil nesta conceituada instituição.

Ao aluno de Iniciação Científica José Carlos Lopes Ribeiro pela ajuda e convivência amigável.

Aos amigos Cleverson (Pantcho) e Leonardo (Dylan) por serem sempre grandes amigos.

Aos grandes amigos Luiz Machado e Marco Antonio Gouveia pela amizade e pelos ensinamentos de vida.

Aos colegas do Mestrado, em especial Rogério, Emerson, Israel, Éder, Iracema, Erisvaldo, José Roberto, Alexandre, Cristina, Gláucio, Anete, Alex e Rodrigo pela amizade.

Aos colegas do FUT 600, em especial Fernando, Paulo, Chico, Adilson, Wagner, Marcos, Téio e Gomes pela amizade e pelo futebol das sextas-feiras à tarde.

A todos que ajudaram de alguma forma para que esse trabalho fosse concluído.

BIOGRAFIA

MARIO SERGIO DE SOUZA ALMEIDA, filho de Júlio Almeida da Silva e Enedina de Souza Borba, nasceu aos 24 dias do mês de abril de 1973, na cidade de Jequié/BA.

Graduou-se Engenheiro Civil, em dezembro de 1997, pela Universidade Federal de Viçosa, em Viçosa/MG.

Iniciou, em março de 1998, o curso de Mestrado em Engenharia Civil, área de concentração em Geotecnia, nessa mesma Universidade.

CONTEÚDO

LISTA DE QUADROS	viii
LISTA DE FIGURAS	ix
RESUMO	xiv
ABSTRACT	xvi
1. INTRODUÇÃO.....	1
2. REVISÃO DE LITERATURA	3
2.1. Introdução	3
2.2. Métodos tradicionais de previsão de recalque.....	4
2.2.1. Método baseado na Teoria da Elasticidade	6
2.2.2. Método de Schmertmann.....	7
2.2.3. Método de Burland e Burbridge	9
2.3. Estimativas de recalque com base no método dos elementos finitos	10
2.3.1. Método dos elementos finitos.....	10
2.3.2. Alguns casos encontrados na literatura	15
2.4. Considerações sobre o comportamento mecânico dos solos residuais.....	29
2.5. Considerações finais.....	31
3. MATERIAIS E MÉTODOS	33
3.1. Introdução	33
3.2. Ensaio de prova de carga direta.....	33

3.3. Determinação das propriedades geotécnicas do solo	40
3.3.1. Ensaio de caracterização	40
3.3.2. Ensaio de compressibilidade.....	42
3.3.3. Ensaio de resistência	44
3.4. Metodologia para a realização das análises numéricas	47
4. ANÁLISE NUMÉRICA.....	48
4.1. Introdução	48
4.2. Modelagem numérica da prova de carga.....	48
4.3. Estado de tensão Inicial	51
4.4. Modelos constitutivos.....	59
4.4.1. Modelo linear e elástico	59
4.4.2. Modelo não linear e elástico.....	71
4.4.3. Modelo elasto-plástico	84
4.5. Otimização de parâmetros	91
4.5.1. Modelo linear e elástico	92
4.5.2. Modelo não linear e elástico.....	98
4.5.3. Modelo elasto-plástico	104
5. RESUMO E CONCLUSÕES.....	113
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	116

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Características das malhas e elementos	25
Quadro 2 - Módulos de elasticidade	27
Quadro 3 - Parâmetros para o modelo hiperbólico	27
Quadro 4 - Dados de caracterização geotécnica dos solos	30
Quadro 5 - Resultado da sondagem SPT 01	36
Quadro 6 - Resultado da sondagem SPT 02	36
Quadro 7 - Resultado da sondagem SPT 03	37
Quadro 8 - Resultado dos ensaios de caracterização	41
Quadro 9 - Parâmetros dos ensaios de compressibilidade	44
Quadro 10 - Variação das propriedades do solo com a profundidade	53
Quadro 11 - Parâmetros do gráfico transformado.....	74
Quadro 12 - Parâmetros da variação volumétrica.....	75

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Diagrama de I_z segundo SCHMERTMANN et al. (1978).....	8
Figura 2 - Definição de σ'_{vp} e σ'_{v0}	9
Figura 3 - Superfícies de plastificação (KUBERAN et al., 1986).....	15
Figura 4 - Discretização da malha de elementos finitos (KUBERAN et al., 1986).....	16
Figura 5 - Variação do módulo de elasticidade do solo (KUBERAN et al., 1986).....	18
Figura 6 - Comparação da relação carga-recalque (KUBERAN et al., 1986).....	19
Figura 7 - Simulação de ensaios em sapatas circulares assentes sobre areia (SHAHROUR e ZAHER, 1995).....	20
Figura 8 - Simulação de ensaios em sapatas corridas com carregamento concentrado assentes sobre areia (SHAHROUR e ZAHER, 1995).....	21
Figura 9 - Simulação de ensaios em sapatas corridas com carregamento excêntrico assentes sobre areia (SHAHROUR e ZAHER, 1995).....	22
Figura 10 - Simulação de ensaio em sapata corrida para duas camadas de solo (SHAHROUR e ZAHER, 1995).....	23

Figura 11 - Curva tensão-recalque (FONSECA, 1996).	24
Figura 12 - Malha de elementos finitos (FONSECA, 1996).	26
Figura 13 - Comparação entre os resultados da prova de carga e da análise numérica com o modelo hiperbólico (FONSECA, 1996).	28
Figura 14 - Comparação entre o resultado experimental e a análise numérica com o modelo elasto-plástico de Lade (FONSECA, 1996).	29
Figura 15 - Curvas características de pressão de sucção, LUIZ (2000).	31
Figura 16 - Localização do campo experimental de fundações do DEC/UFV (adaptado de LOPES, 1997).	34
Figura 17 - Locação do poço para coleta de amostras e dos furos de sondagem.	35
Figura 18 - Perfil esquemático do talude (corte A-A).	35
Figura 19 - Curva tensão-recalque correspondente (LOPES, 1997).	39
Figura 20 - Curva granulométrica do solo.	41
Figura 21 - Ensaio de adensamento unidirecional.	43
Figura 22 - Ensaio de compressão isotrópica.	43
Figura 23 - Curva tensão-deformação obtida nos ensaios CID.	45
Figura 24 - Curva de variação volumétrica obtida nos ensaios CID.	45
Figura 25 - Trajetória de tensões no solo.	46
Figura 26 - Malha de elementos finitos utilizada nas análises numéricas.	50
Figura 27 - Variação de OCR com a profundidade.	54
Figura 28 - Variação do módulo de elasticidade do solo.	55
Figura 29 - Estado de tensão vertical (em kPa).	56
Figura 30 - Estado de tensão horizontal (em kPa).	57
Figura 31 - Distribuição de tensões geostáticas verticais.	58
Figura 32 - Distribuição de tensões geostáticas horizontais.	58
Figura 33 - Diagrama de deslocamentos nodais.	60
Figura 34 - Isocurvas de deslocamentos verticais (em metros).	61

Figura 35 - Isocurvas de tensões verticais (em kPa).....	62
Figura 36 - Distribuição de tensão vertical com a profundidade abaixo do centro da sapata.....	63
Figura 37 - Distribuição de tensão vertical com a profundidade ao longo da borda da sapata.....	63
Figura 38 - Distribuição de tensão vertical no contato solo-sapata.	64
Figura 39 - Comparação entre a prova de carga e a modelagem numérica.	64
Figura 40 - Distribuição da tensão de contato entre uma sapata rígida e o solo.....	65
Figura 41 - Diagrama de deslocamentos nodais.	66
Figura 42 - Isocurvas de deslocamentos verticais (em metros).....	67
Figura 43 - Isocurvas de tensões verticais (kPa).....	68
Figura 44 - Distribuição de tensão vertical com a profundidade abaixo do centro da sapata.....	69
Figura 45 - Distribuição de tensão vertical com a profundidade ao longo da borda da sapata.	69
Figura 46 - Distribuição de tensão vertical no contato solo-sapata.	70
Figura 47 - Comparação entre a prova de carga e a modelagem numérica.	70
Figura 48 - Gráfico transformado.	73
Figura 49 - Gráfico para determinação dos parâmetros K e n.	74
Figura 50 - Gráfico para determinação dos parâmetros K_b e m.....	76
Figura 51 - Reconstituição das curvas tensão-deformação.....	77
Figura 52 - Reconstituição das curvas de variação de volume.	77
Figura 53 - Diagrama de deslocamentos dos nodais.....	79
Figura 54 - Isocurvas de deslocamentos verticais (em metros).....	80
Figura 55 - Isocurvas de tensões verticais (em kPa).....	81
Figura 56 - Distribuição de tensão vertical com a profundidade abaixo do centro da sapata.....	82

Figura 57 - Distribuição de tensão vertical com a profundidade ao longo da borda da sapata.	82
Figura 58 - Distribuição de tensão vertical no contato solo-sapata.	83
Figura 59 - Comparação entre a prova de carga e a modelagem numérica.	83
Figura 60 - Relação constitutiva elástica perfeitamente plástica.	85
Figura 61 - Diagrama de deslocamentos nodais.	86
Figura 62 - Isocurvas de deslocamentos verticais (em metros).	87
Figura 63 - Isocurvas de tensões verticais (em kPa).	88
Figura 64 - Distribuição de tensão vertical com a profundidade abaixo do centro da sapata.	89
Figura 65 - Distribuição de tensão vertical com a profundidade ao longo da borda da sapata.	89
Figura 66 - Distribuição de tensão vertical no contato solo-sapata.	90
Figura 67 - Comparação entre a prova de carga e a modelagem numérica.	90
Figura 68 - Diagrama de deslocamento dos nós da malha.	93
Figura 69 - Isocurvas de deslocamentos verticais (em metros).	94
Figura 70 - Isocurvas de tensões verticais (em kPa).	95
Figura 71 - Distribuição de tensão vertical com a profundidade abaixo do centro da sapata.	96
Figura 72 - Distribuição de tensão vertical com a profundidade ao longo da borda da sapata.	96
Figura 73 - Distribuição de tensão vertical no contato solo-sapata.	97
Figura 74 - Comparação entre a prova de carga e a modelagem numérica.	97
Figura 75 - Diagrama de deslocamentos nodais.	99
Figura 76 - Isocurvas de deslocamentos verticais (em metros).	100
Figura 77 - Isocurvas de tensões verticais (em kPa).	101
Figura 78 - Distribuição de tensão vertical com a profundidade abaixo do centro da sapata.	102

Figura 79 - Distribuição de tensão vertical com a profundidade ao longo da borda da sapata.	102
Figura 80 - Distribuição de tensão vertical no contato solo-sapata.	103
Figura 81 - Comparação entre a prova de carga e a modelagem numérica.	103
Figura 82 - Análise paramétrica para diferentes valores de coesão.	104
Figura 83 - Diagrama de deslocamentos nodais.	106
Figura 84 - Isocurvas de deslocamentos verticais (em metros).	107
Figura 85 - Isocurvas de tensões verticais (em kPa).	108
Figura 86 - Distribuição de tensão vertical com a profundidade abaixo do centro da sapata.	109
Figura 87 - Distribuição de tensão vertical com a profundidade ao longo da borda da sapata.	109
Figura 88 - Distribuição de tensão vertical no contato solo-sapata.	110
Figura 89 - Comparação entre a prova de carga e a modelagem numérica.	110
Figura 90 - Análise paramétrica para diferentes valores de ângulo de atrito.	111
Figura 91 - Comparação entre a prova de carga e os diversos modelos com parâmetros otimizados.	112

RESUMO

ALMEIDA, Mario Sergio de Souza, M.S., Universidade Federal de Viçosa, novembro de 2000. **Análise numérica de uma prova de carga direta em solo residual de gnaiss.** Orientador: Cláudio Henrique Carvalho Silva. Conselheiros: Roberto Francisco de Azevedo e Izabel Cristina D’Almeida Duarte de Azevedo.

Neste trabalho, foi realizada a análise numérica de uma prova de carga direta, executada em uma sapata rígida, quadrada, de concreto armado, assente em solo residual de gnaiss. A prova de carga foi executada no campo experimental de fundações, do Departamento de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Viçosa. As análises tensão-deformação, via método dos elementos finitos, foram executadas utilizando o software SIGMA/W da GEO-SLOPE International Ltd.. Para a modelagem do comportamento tensão-deformação do solo foram utilizados os modelos constitutivos linear e elástico, não linear e elástico (hiperbólico) e o elasto-plástico (Mohr-Coulomb). Os parâmetros, necessários para a alimentação dos modelos, foram obtidos de ensaios triaxiais do tipo CID, com os corpos de prova saturados. Os corpos de prova foram moldados de amostras indeformadas coletadas próximo ao local da prova de carga. Os resultados dessa análise foram comparados com os resultados experimentais, medidos no ensaio de prova de carga. Devido provavelmente à

heterogeneidade do terreno, aliado à condição não saturada do solo no seu estado natural, o desempenho desta análise numérica em prever os recalques medidos experimentalmente não se mostrou adequado. Numa segunda análise, procedeu-se a uma retroanálise com o objetivo de ajustar os parâmetros de entrada, para calibrar os modelos constitutivos, de modo a prever adequadamente os resultados experimentais. Os resultados obtidos nesta segunda análise apresentam uma boa comparação com os resultados experimentais da prova de carga, principalmente para o modelo hiperbólico, cujos resultados numéricos descrevem com fidelidade o comportamento tensão-deformação do conjunto solo-fundação.

ABSTRACT

ALMEIDA, Mario Sergio de Souza, M.S., Universidade Federal de Viçosa, November, 2000. **Numerical Analysis of a load test performed on a footing placed on a gneissic residual soil.** Advisor: Cláudio Henrique Carvalho Silva. Committee Members: Roberto Francisco de Azevedo e Izabel Cristina D’Almeida Duarte de Azevedo.

In this thesis it was performed a numerical analysis of a load test carried out on a square rigid reinforced concrete footing laying on a residual gneissic soil. The footing load test was carried out at the foundation experimental site of Civil Engineering Department at the Federal University of Viçosa. The stress-strain analysis, using the finite element method, was carried out through the software SIGMA/W from GEO-SLOPE International Ltd.. In order to represent the stress-strain behavior of the soil beneath the foundation, linear-elastic, nonlinear-elastic (hyperbolic) and elastic-plastic (Mohr-Coulomb) constitutive models was used. The input parameters for the constitutive models were determined from CID triaxial tests carried out on saturated specimens. The specimens were molded from undisturbed samples obtained from the site. The results from this analysis were compared to the experimental data obtained from the field load test. The numerical analysis performance was not satisfactory in the sense that the computed settlement results did not agree with the

experimental ones. This deviation can be related to the non homogeneity and unsaturated conditions of the soil located beneath the footing. A second analysis was carried out by means of a back analysis procedure intended to adjust the input parameters of the constitutive models in order to best reproduce the measured settlements. The numerical results from this analysis agreed well with the measured ones, specially for the hyperbolic model in which the predicted settlement agrees very well with the one measured in the load test.

1. INTRODUÇÃO

O dimensionamento de fundações para obras de engenharia exige tanto a determinação da capacidade de carga do solo, quanto a determinação dos recalques máximos associados (ABNT – NBR 6122/96). Tais critérios visam assegurar que a fundação terá, ao longo de sua vida útil, um desempenho satisfatório quanto à capacidade de carga do solo de fundação, paralelamente a níveis de recalques que sejam compatíveis com a finalidade da obra.

A análise de problemas de resistência e deformação de solos residuais consiste num grande desafio para a Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, uma vez que estes solos apresentam-se normalmente em condições não saturadas, anisotrópicas e com heterogeneidades. Para a descrição adequada do comportamento tensão-deformação do solo de fundação, é necessário o conhecimento dos parâmetros de resistência e deformabilidade, obtidos através de ensaios de laboratório ou de campo, e da utilização de um modelo constitutivo que permita descrever o comportamento não linear característico dos solos.

Nas situações em que o solo encontra-se não saturado, os ensaios de laboratório mais sofisticados procuram medir ou controlar a sucção para que seu efeito possa ser considerado nas análises subsequentes. Tais ensaios são pouco acessíveis, ainda inviáveis nos casos práticos, bem como as análises que consideram a influência da sucção. Nos ensaios de laboratório menos sofisticados

não se controla a sucção trabalhando-se com parâmetros efetivos obtidos, ou com amostras saturadas (ensaio CID ou CIU com medição de poro pressão), ou em amostras não saturadas (ensaio CID ou CIU com medição de poro pressão usando pedras porosas especiais).

Nos ensaios de campo tipo SPT, pressiômetro, dilatômetro, CPT, placa, etc., o efeito da sucção não é medido, mas no entanto, este efeito estará intrinsecamente interferindo nos resultados destes ensaios. Neste sentido, eles são mais adequados, porque fatores tais como sucção, anisotropia, heterogeneidades, etc., apesar de não estarem diretamente quantificados, estão indiretamente representados nos resultados obtidos com os ensaios de campo.

Os ensaios de campo ainda apresentam a vantagem de permitir a realização de testes nas condições naturais (temperatura, umidade, estado de tensão, etc.) e, idealmente, pouco amolgado.

Neste trabalho, pretende-se realizar uma análise numérica tensão-deformação, através do programa computacional SIGMA/W, de uma prova de carga direta realizada em solo residual de gnaiss, conforme descrito por LOPES (1997). Nesta análise, são utilizados os modelos constitutivos do tipo linear e elástico, não linear e elástico e elasto-plástico com parâmetros obtidos através de ensaios triaxiais realizados em amostras saturadas. Por fim, os parâmetros dos modelos são otimizados de maneira a minimizar os erros entre os resultados numéricos e os resultados experimentais obtidos no ensaio de prova de carga.

Os objetivos básicos dessa análise são mostrar:

- 1º) que a análise numérica, em conjunto com modelos constitutivos e parâmetros de resistência adequados, pode representar convenientemente o comportamento tensão-deformação do conjunto solo-fundação.
- 2º) a importância de se utilizar modelos constitutivos que representem adequadamente o comportamento do solo; e
- 3º) a importância da calibração dos modelos numéricos utilizando ensaios em verdadeira grandeza executados no campo.

2. REVISÃO DE LITERATURA

2.1. Introdução

As tensões induzidas em um solo de fundação, pela aplicação de carregamentos, provocam deformações que levam a fundação a sofrer deslocamentos verticais. Se as tensões cisalhantes induzidas são pequenas, quando comparadas com a resistência ao cisalhamento do solo, então as tensões cisalhantes serão proporcionais às deformações cisalhantes, ocorrendo então, deformações com mudança de forma sem variação de volume do solo. A estas deformações, que ocorrem no regime dito elástico, dá-se o nome de recalque elástico (ΔH_e).

Outra parcela do recalque que ocorre em solos finos saturados é caracterizada pela ocorrência de deformações volumétricas com a conseqüente diminuição do índice de vazios do solo, denominada de recalque de adensamento (ΔH_a), que é função da permeabilidade do solo e ocorre lentamente ao longo do tempo. O recalque de adensamento é analisado de acordo com as teorias clássicas de adensamento de solos finos saturados, que ocorre devido à dissipação do excesso de poropressão causado pelo carregamento externo aplicado ao solo de fundação.

Finalmente, existe uma terceira parcela do recalque, comumente denominada de compressão secundária (ΔH_{cs}), que é verificada em solos argilosos e é atribuída à compressão do esqueleto sólido depois de ocorrido o recalque de adensamento, daí ser também chamada de recalque secular.

De maneira simplificada, o recalque total de uma sapata pode ser definido a partir da seguinte expressão:

$$\Delta H = \Delta H_e + \Delta H_a + \Delta H_{cs} \quad (2.1)$$

Neste capítulo, será feita uma revisão bibliográfica sobre alguns dos métodos para a estimativa de deslocamentos verticais em fundações rasas, decorrentes da aplicação de carregamentos verticais. Inicialmente, serão apresentados os métodos tradicionais baseados em soluções derivadas a partir dos conceitos da teoria da elasticidade clássica. Em seguida, será apresentada uma rápida abordagem sobre o método dos elementos finitos e alguns casos estudados sobre estimativas de recalque, utilizando essa técnica como ferramenta de cálculo. Por último, serão discutidas brevemente as limitações destes métodos, em face das dificuldades encontradas, tanto na formulação e solução do problema como na determinação dos parâmetros de resistência do solo.

2.2. Métodos tradicionais de previsão de recalque

A previsão do recalque associado ao carregamento aplicado é um aspecto crítico do projeto de fundações. Conforme relata BARKSDALE e BLIGHT (1997), em solos residuais o recalque das estruturas de fundações é normalmente determinado utilizando uma das seguintes técnicas:

1 – Formulações baseadas nos resultados de ensaios de consolidação unidimensional em amostras indeformadas (ensaio oedométrico);

2 – Formulações baseadas na teoria da elasticidade que utiliza o módulo de elasticidade medido no campo ou no laboratório, ou determinado a partir de correlações empíricas com resultados de ensaios de campo;

Ainda segundo estes autores, uma previsão precisa do recalque é bastante difícil de ser feita para estruturas de fundações assentes em solos residuais. Efeitos oriundos de distúrbios no solo adjacente, juntamente com erros nas medidas dos ensaios, tanto no campo quanto no laboratório, são fatores importantes que contribuem para que os recalques estimados sejam freqüentemente de 30 a 50% menores que seu valor real. Progressos consideráveis têm sido feitos nos últimos anos no sentido de entender o comportamento dos solos residuais, de modo a minimizar os desvios observados entre os valores do recalque obtidos experimentalmente e os valores estimados. A utilização de módulos de elasticidade obtidos por medições feitas em ensaios realizados diretamente no campo, tem apresentado uma melhoria nos valores estimados. Além disso, a medição da deformação axial em ensaios triaxiais quando feita no interior da amostra e a baixos níveis de deformação, tem sido utilizada para determinar resultados mais realísticos do que a prática convencional que mede a deformação média da amostra em toda sua extensão.

Contudo, a estimativa do recalque ainda depende de fatores associados ao tipo de solo e às condições de carregamento. A experiência local, desenvolvida por comparação entre os recalques previsto e medido, é sempre necessária para verificar e calibrar os métodos de previsão de recalque.

BARKSDALE e BLIGHT (1997) consideram que uma aproximação analítica para previsão do recalque de solos residuais deve ter uma profunda base teórica, deve ser capaz de considerar variações associadas aos tipos de solos e condições das fundações, e ainda, deve considerar a utilização de parâmetros determinados por uma variedade de métodos de ensaios de campo e laboratório. Para satisfazer amplamente a todas essas necessidades, uma aproximação baseada na teoria da elasticidade tem sido empregada. Nesta formulação, o parâmetro básico que define o comportamento tensão-deformação do solo é o módulo de elasticidade.

Conforme estes autores, um valor representativo do módulo de elasticidade da camada do solo que contribui para o recalque deve ser avaliado, e assim ser usado em estimativas de recalque baseadas na teoria da elasticidade. A avaliação do módulo de elasticidade depende da sofisticação do projeto e sensibilidade dos equipamentos empregados nos ensaios de campo e laboratório. A seguir, lista-se os métodos que podem ser usados para estimar o módulo de elasticidade:

- i. Ensaios de campo: ensaios de placa, pressiométrico (PMT), dilatométrico (DMT), ensaio de cone (CPT), ensaio de penetração (SPT e SPT-T).
- ii. Ensaios de laboratório: ensaios triaxiais, ensaios de cisalhamento direto e ensaios de adensamento incremental (oedométrico).
- iii. Correlações empíricas: as aproximações através de correlações empíricas somente podem ser empregadas quando a experiência com o recalque em situações anteriores tiver sido analisada e usada para verificar a eficiência das correlações.

2.2.1. Método baseado na Teoria da Elasticidade

Nos problemas práticos de engenharia de fundações, em que cargas são distribuídas sobre placas assentes diretamente no solo de fundação, como o elemento estrutural é geralmente bastante rígido relativamente ao solo, então o recalque pode ser considerado uniforme no contato entre eles.

Uma variação na distribuição de tensão no contato entre a sapata e o solo significa uma variação na relação entre carga e recalque. Para uma placa circular rígida carregada uniformemente, o recalque pode ser estimado pela seguinte expressão:

$$\rho = \Delta q_s \frac{R}{E} \frac{\pi}{2} (1 - \nu^2) \quad (2. 2)$$

ρ é o recalque elástico, Δq_s a tensão média sobre a área carregada, R o raio da área carregada, E o módulo de elasticidade do solo e ν o coeficiente de Poisson do solo.

Existem outras variações da expressão (2.2) que introduzem coeficientes que consideram diferentes formas geométricas, a posição relativa do ponto na placa (onde se deseja calcular o recalque) e a rigidez da placa carregada.

2.2.2. Método de Schmertmann

O método apresentado por SCHMERTMANN (1970) e SCHMERTMANN et al. (1978) para o cálculo dos recalques de placas uniformemente carregadas, está baseado no conceito do fator de influência para as deformações verticais específicas (I_z). O fator I_z aumenta linearmente com a profundidade atingindo um máximo (I_{zp}) na profundidade $B/2$, para condições axissimétricas, e até B , para condições de estado plano de deformações, decaindo linearmente até zero numa profundidade igual a $2B$, para o caso axissimétrico, e $4B$, para o caso de estado plano de deformações. A Figura 1 mostra os diagramas de variação deste índice de deformação específica em função da geometria da área carregada e da profundidade relativa.

Na sua essência, este método resulta da simplificação de resultados de análises numéricas em diversos maciços arenosos, caracterizados por diferentes condições de compactidade e padrões de variação de rigidez em profundidade, e várias geometrias de carregamento.

Genericamente, o fator de deformação específica pode ser expresso em função da profundidade da seguinte forma:

$$I_z(z) = \frac{\varepsilon_z(z)}{q} E(z) \quad (2.3)$$

em que:

$I_z(z)$ = fator de influência para as deformações verticais específicas;

$\varepsilon_z(z)$ = deformação vertical específica;

$E(z)$ = módulo de elasticidade do solo na profundidade z ;

q = tensão uniformemente distribuída;

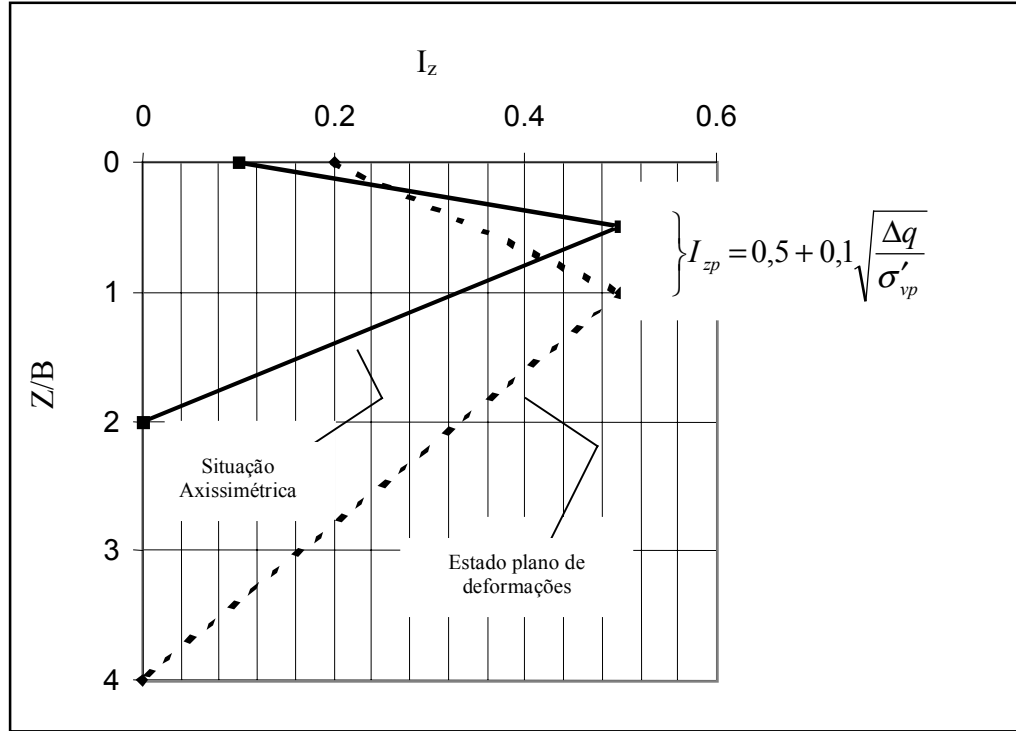


Figura 1 - Diagrama de I_z segundo SCHMERTMANN et al. (1978).

O recalque final será definido por:

$$s = \int_0^{2B(4B)} \varepsilon_z dz \cong q \int_0^{2B(4B)} \frac{I_z}{E(z)} dz \cong c_1 c_2 q \sum_{i=1}^n \frac{I_{z_i}}{E(z)_i} \Delta z_i \quad (2.4)$$

sendo c_1 um fator de correção para o embutimento da sapata e c_2 um fator de correção para a fluência ou creep do solo. As expressões para c_1 e c_2 são as seguintes:

$$c_1 = 1 - 0,5 \frac{\sigma'_{v0}}{q} \quad (2.5)$$

$$c_2 = 1 + 0,2 \log \frac{t}{0,1} \quad (2.6)$$

sendo t o tempo em anos.

O fator I_{zp} deve ser calculado pela seguinte expressão:

$$I_{zp} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\Delta q}{\sigma'_{vp}}} \quad (2.7)$$

A Figura 2 mostra a forma de se calcular σ'_{vp} (tensão efetiva na cota correspondente ao pico de I_z) e σ'_{v0} (tensão efetiva na cota de assentamento da placa uniformemente carregada).

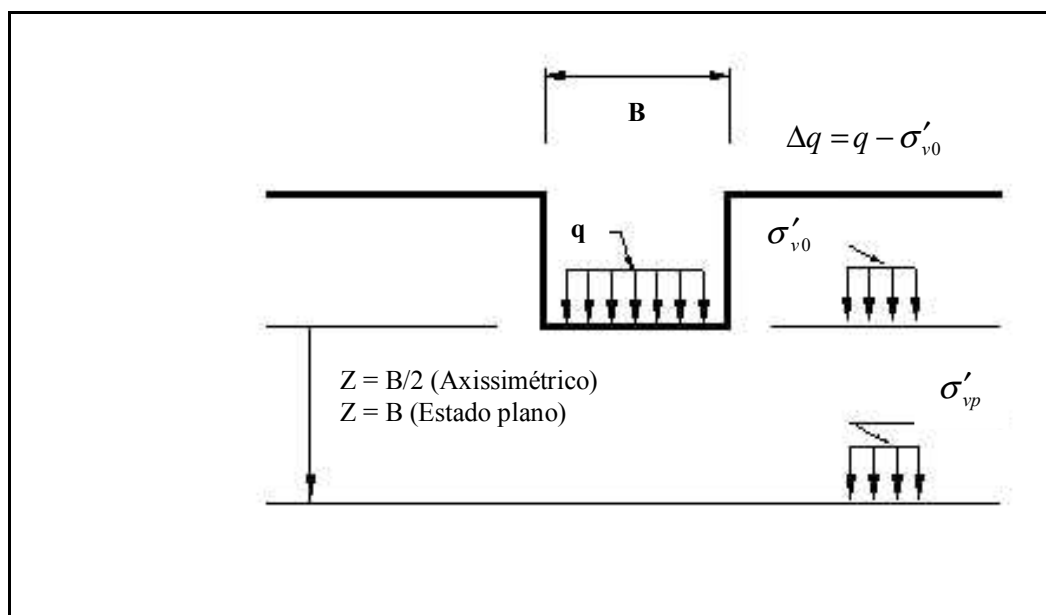


Figura 2 - Definição de σ'_{vp} e σ'_{v0} .

2.2.3. Método de Burland e Burbidge

BURLAND E BURBIDGE (1985) determinaram uma relação empírica entre o recalque medido e a tensão transmitida pela fundação. Esta relação foi obtida a partir de uma análise estatística de cerca de 200 casos de recalques em

fundações. Segundo os autores, o recalque pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$s = \sigma'_{v0} \cdot B^{0,7} \cdot \frac{I_c}{3} + (q - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0,7} \cdot I_c \quad (2.8)$$

em que:

σ'_{v0} = tensão efetiva vertical de repouso na cota da base da sapata;

B = largura ou diâmetro da sapata;

q = tensão aplicada à sapata;

I_c = fator de compressibilidade; $I_c = \frac{a_f}{B^{0,7}}$ e $a_f = \frac{B^{0,7}}{\bar{N}^{1,4}} \cdot 1,706$

sendo $\bar{N}$ o número médio de golpes medidos no ensaio de penetração dinâmica (NSPT_{médio}) ao longo da profundidade do bulbo de tensões onde os recalques são significativos.

2.3. Estimativas de recalque com base no método dos elementos finitos

2.3.1. Método dos elementos finitos

O método dos elementos finitos (MEF) é uma técnica de análise numérica para obtenção de soluções aproximadas para uma grande variedade de problemas. Soluções analíticas para problemas mais complexos raramente existem e uma das vantagens do método é a sua habilidade em representar geometrias altamente irregulares, condições de carregamento quaisquer, não homogeneidades e comportamento não linear do material.

O MEF foi originalmente desenvolvido para a análise estrutural (CLOUGH, 1960). Entretanto, pode ser aplicado a outros campos da engenharia devido à natureza geral da teoria na qual é baseado. Um grande número de

aplicações do método encontra-se no domínio da Mecânica dos Sólidos, que inclui a Mecânica Estrutural, a Mecânica dos Solos e a Mecânica das Rochas.

A idéia básica do método é a de que um meio contínuo pode ser modelado analiticamente através de sua subdivisão em regiões interconectadas – os elementos finitos – expressando-se o seu comportamento através de funções aproximadas (funções de interpolação) dentro de cada região. Estas funções devem ser escolhidas de forma a garantir a continuidade do comportamento por todo o meio. Conseqüentemente, a discretização do domínio da solução de um problema, formulado em elementos finitos, reduz o problema contínuo a um problema com um número finito de incógnitas. O grau de aproximação da solução vai depender, além do tamanho e do número de elementos, das funções de interpolação utilizadas.

Os problemas podem ser formulados em elementos finitos de três maneiras: pelo método dos deslocamentos (modelos de deslocamentos), pelo método do equilíbrio (modelos de forças) e pelo método híbrido (modelos mistos).

A seguinte seqüência descreve um processo real de solução que é seguido no estabelecimento e resolução de qualquer problema de equilíbrio. Apesar desta seqüência ser baseada em um procedimento desenvolvido para aplicações em mecânica estrutural, ela pode ser generalizada para aplicações em outros campos (DESAI, 1979).

a) Discretização do domínio do problema

A discretização do domínio do problema é a subdivisão do corpo a ser analisado em “pequenos corpos”, ou seja, os “elementos finitos”.

Este é um passo crítico na definição da precisão da solução. Aqui entra o julgamento do engenheiro. Ele é quem vai decidir qual o tipo, número, tamanho e arranjo dos elementos que vai representar o contínuo do problema estudado.

b) Seleção dos modelos e funções de aproximação

Os nós do elemento fornecem pontos estratégicos para escrever funções matemáticas que descrevem a forma da distribuição da quantidade desconhecida - que pode ser deslocamento e/ou tensão para os problemas de análise tensão-deformação; temperatura para os problemas de fluxo de calor; pressão de fluido e/ou velocidade para os problemas de fluxo de fluido, etc. - no domínio do elemento. Funções tais como, polinômios e séries trigonométricas, podem ser utilizadas com este fim, especialmente os polinômios devido à facilidade e à simplicidade na formulação em elementos finitos. Os polinômios são a forma mais comum de um modelo de deslocamentos, já que são de fácil manipulação matemática, pois permitem diferenciar e integrar facilmente. Truncando o polinômio em ordens diferentes, está-se variando o grau de aproximação. Quanto maior for o número de termos incluídos na aproximação, mais proximamente a solução exata estará representada.

c) Definir relações gradiente vs. variável desconhecida e constitutivas

Aqui são definidas as quantidades que aparecem no item e), em que se utiliza um princípio, por exemplo, o princípio da energia potencial mínima, na determinação das equações do elemento. Em problemas de tensão-deformação, a relação gradiente vs. variável desconhecida é a deformação. Além do gradiente, deve-se definir ainda uma quantidade adicional, a tensão. Usualmente, isto é feito expressando-se sua relação com a deformação através de uma lei constitutiva. Esta é uma das partes vitais da análise por elementos finitos, já que é onde se define como o material se comporta.

d) Determinação das equações dos elementos

A partir de leis e princípios já estabelecidos, obtêm-se as equações que governam o comportamento de um elemento. As equações são obtidas em termos gerais podendo ser utilizadas para todos os elementos do corpo discretizado. Várias alternativas são possíveis na definição das equações que governam o

comportamento dos elementos (soluções aproximadas), sendo que as duas formulações mais comumente utilizadas são os métodos de energia (variacionais) e os métodos residuais (resíduos ponderados).

O emprego de um dos dois métodos, variacionais ou residuais, fornece as equações que governam, de forma aproximada, o comportamento de um elemento finito, geralmente expressas da forma:

$$[k]\{q\}=\{Q\} \quad (2.9)$$

em que $[k]$ é a matriz de propriedades do elemento, $\{q\}$ é o vetor dos valores desconhecidos da variável de estado nos nós do elemento, $\{Q\}$ é o vetor de carregamento nos nós do elemento.

No caso específico da análise de tensão, $[k]$ é a matriz de rigidez do elemento, $\{q\}$ é o vetor de deslocamentos nodais no elemento e $\{Q\}$ é o vetor de forças nodais no elemento.

e) Montagem das equações algébricas globais e introdução das condições de contorno

O objetivo final é o de se obter equações para o corpo como um todo que definam de forma aproximada o seu comportamento. Uma vez estabelecidas as equações para um elemento genérico, é possível gerar, recursivamente, as equações para os outros elementos através da expressão $[k]\{q\}=\{Q\}$. Estas equações são então “somadas” para que se possa determinar as equações gerais do problema. Este processo de montagem é baseado na lei de compatibilidade ou continuidade, onde os pontos vizinhos devem permanecer na vizinhança de cada um após a aplicação da carga, ou seja, os deslocamentos de dois pontos adjacentes ou consecutivos devem ter valores idênticos.

Finalmente, as equações do problema são, em notação matricial:

$$[K]\{d\}=\{P\} \quad (2.10)$$

em que $[K]$ é a matriz das propriedades do problema como um todo; $\{d\}$ é o vetor de variáveis desconhecidas nodais; $\{P\}$ é o vetor de carga nodal.

O sistema global de equações montado pela soma das contribuições integrais de todos os elementos é inicialmente singular. A singularidade do sistema é retirada com a substituição dos valores dos deslocamentos prescritos ou conhecidos, que devem ser capazes de impedir todos os movimentos de corpo rígido.

f) Resolução do sistema de equações

O valor dos deslocamentos incógnitos é obtido pela solução do sistema final de equações. Este sistema pode ser resolvido através de métodos iterativos ou do método de eliminação de Gauss. Para problemas com um número elevado de graus de liberdade é importante a eficiência do método computacional empregado, tanto em termos de armazenamento quanto de processamento, uma vez que um maior esforço computacional da análise é realizado na solução do sistema de equações. São várias as técnicas conhecidas que permitem atingir uma eficiência adequada, através do aproveitamento das características de esparsidade e simetria da matriz do sistema de equações.

Neste item, os valores das variáveis primárias ou básicas serão determinados. Estas variáveis são chamadas primárias porque elas aparecem como as primeiras quantidades no sistema de equações 2.9.

g) Obtenção das quantidades derivadas ou secundárias

Freqüentemente, quantidades adicionais ou secundárias devem ser obtidas a partir das quantidades primárias. Nos problemas de tensão-deformação, por exemplo, estas quantidades são deformações, tensões, momentos, forças de cisalhamento, etc.

h) Interpretação dos resultados

Seções críticas do corpo são selecionadas e valores das variáveis primárias e secundárias são apresentados através de programas pós-processadores.

2.3.2. Alguns casos encontrados na literatura

KUBERAN et al. (1986) desenvolveram um modelo elasto-plástico com duas superfícies de plastificação (Figura 3). A primeira, chamada de superfície de plastificação de consolidação e, a segunda, chamada de superfície de plastificação de cisalhamento. Posteriormente, incorporaram o modelo em um programa de elementos finitos para analisar o comportamento de uma sapata circular com 50 cm de diâmetro, assente numa camada de areia com 125 cm de espessura. Um pequeno embutimento de 10 cm foi considerado e o solo acima do nível da sapata foi assumido como aterro. Estes autores assumiram uma variação linear com a profundidade para o módulo de elasticidade do solo, e admitiram um valor constante para o coeficiente de Poisson igual a 0,3.

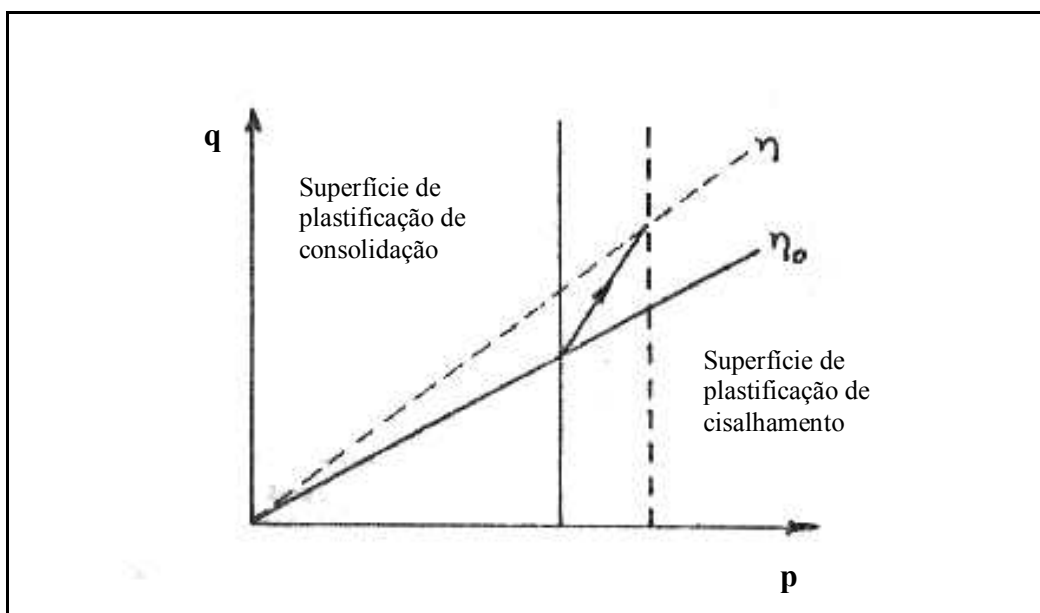


Figura 3 - Superfícies de plastificação (KUBERAN et al., 1986).

sendo:

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z);$$

$$q = \sqrt{3} \bar{\sigma};$$

$$\bar{\sigma}^2 = \frac{1}{2}(s_x^2 + s_y^2 + s_z^2) + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2;$$

$$s_x = \sigma_x - p; \quad s_y = \sigma_y - p; \quad s_z = \sigma_z - p;$$

A discretização em elementos finitos, com 54 elementos no solo de fundação e 5 elementos na sapata, está mostrada na Figura 4. Foram utilizados elementos quadriláteros isoparamétricos de oito nós. A distância da borda foi tomada como cinco vezes o raio da sapata a partir de seu centro. A interface entre a sapata e o solo foi considerada rugosa. A carga foi aplicada no centro da sapata em incrementos de 2,5 kN até a ruptura.

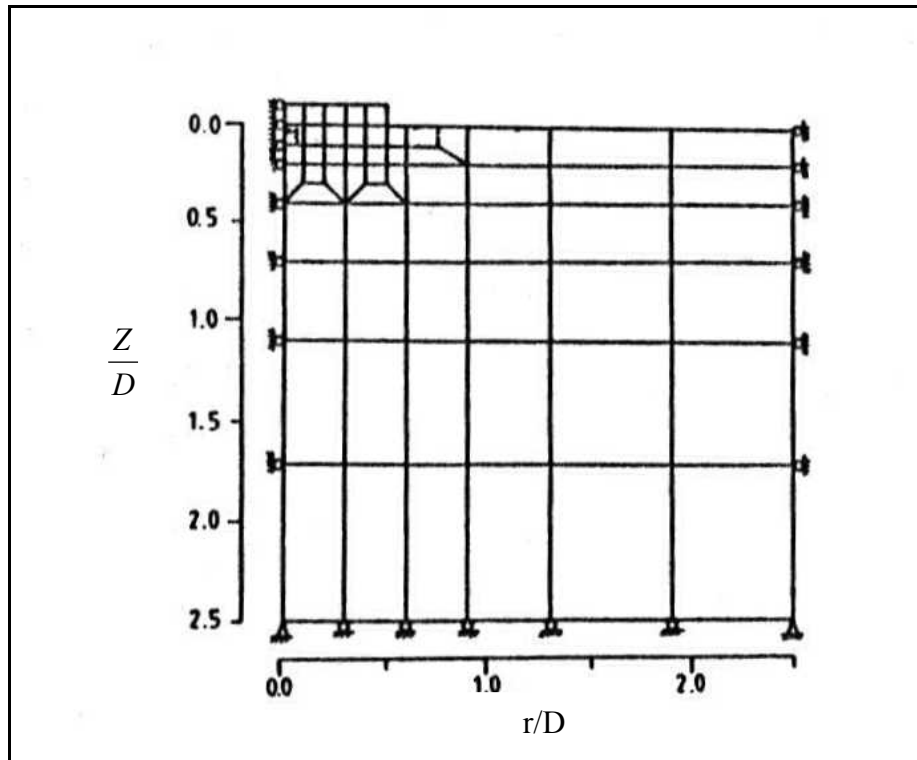


Figura 4 - Discretização da malha de elementos finitos (KUBERAN et al., 1986).

em que:

r = raio da sapata;

Z = profundidade;

D = embutimento da sapata;

O resultado da curva carga-recalque obtida nessa primeira análise apresentou-se bastante linear até a ruptura, apesar de ter sido utilizado um modelo não linear. A carga de ruptura encontrada foi aproximadamente 30% maior que a carga última determinada pela teoria de Terzaghi. Conforme relatado em seu trabalho, os autores consideram que o valor excessivo do recalque pode ser devido ao seguinte:

1. O módulo de elasticidade foi tomado com base na condição de estado de tensão in situ, apesar de se saber que quando a carga é aplicada na sapata o nível de tensão no elemento de solo aumenta significativamente, conforme mostrado esquematicamente na Figura 5. Também a baixos níveis de tensão a resistência ao cisalhamento tende a ser mais elevada. Sendo assim, numa segunda análise, o valor do módulo foi modificado de modo a considerar estes aspectos.
2. No entanto, nesta segunda análise, ocorreu um problema de convergência numérica da solução. Para superar isto, aplicou-se um pequeno carregamento e calculou-se as tensões na malha, sem considerar as deformações plásticas devido ao carregamento. Em seguida, aplicou-se alguns poucos incrementos de carga seguidos por sucessivos incrementos de carga de tamanho inicial. Este procedimento foi feito para aumentar o nível de tensão no meio da camada de solo, especialmente na região próxima da base da sapata.

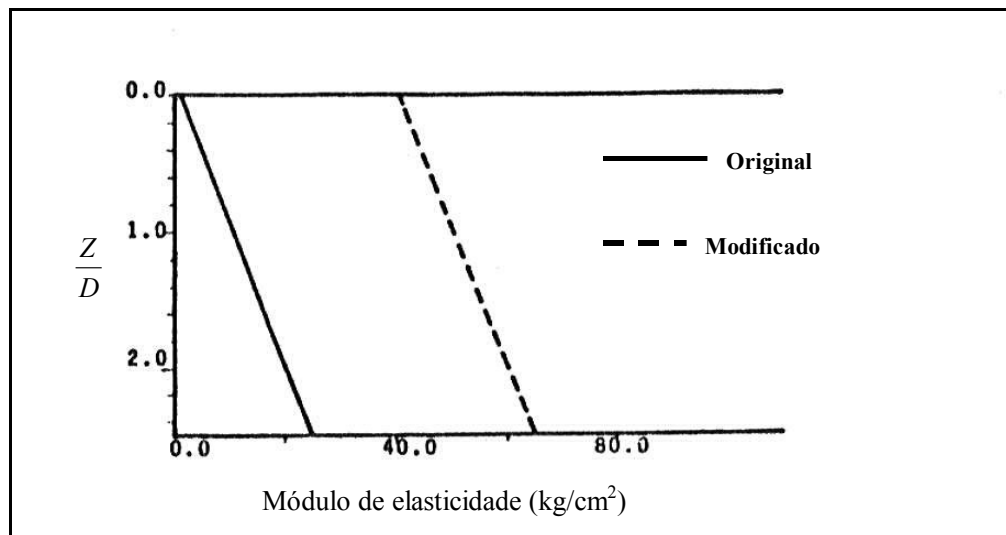


Figura 5 - Variação do módulo de elasticidade do solo (KUBERAN et al., 1986).

Os resultados obtidos nesta segunda análise foram comparados, segundo KUBERAN et al. (1986), com os resultados do ensaio realizado por Arora (1980), nessa mesma sapata, conforme mostrado na Figura 6.

Segundo KUBERAN et al. (1986), Arora (1980) também realizou uma análise numérica da sapata modelo ensaiada, utilizando um modelo constitutivo não linear e elástico.

Observa-se que a relação carga-recalque obtida da análise elasto-plástica é linear até o nível de carregamento analisado, e apresenta uma boa comparação com os resultados experimentais até os níveis avaliados.

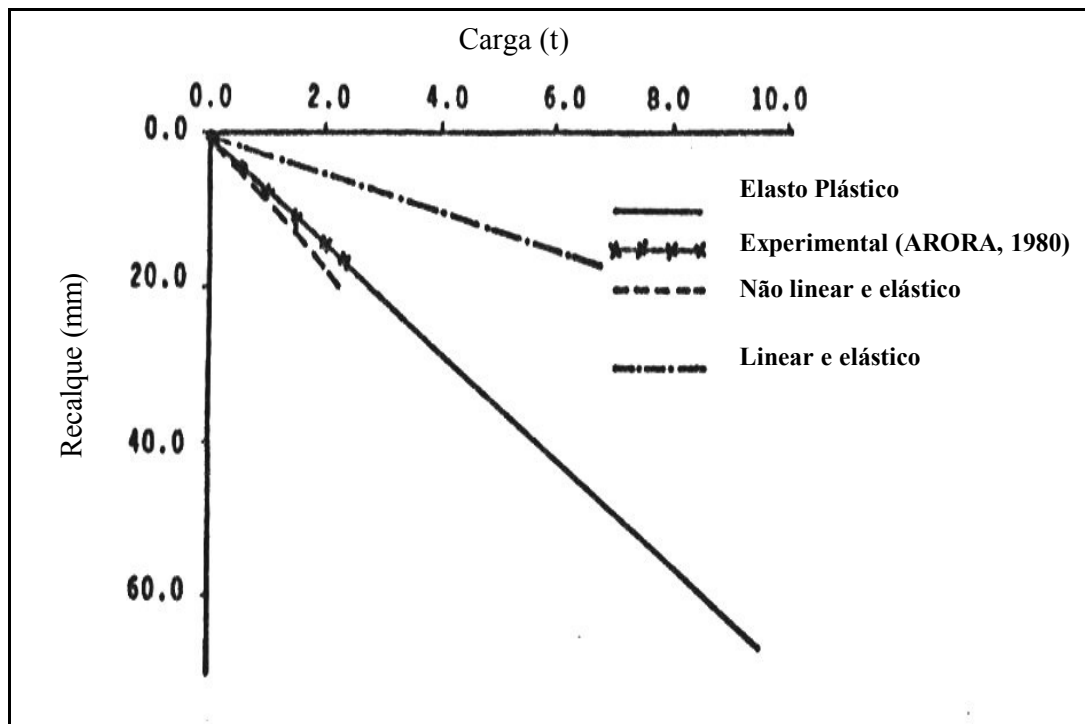


Figura 6 - Comparação da relação carga-recalque (KUBERAN et al., 1986).

SHAHROUR e ZAHER (1995) realizaram simulações numéricas de provas de carga realizadas em centrífuga, em sapatas circulares de diâmetro $d = 3,60$ m e sapatas corridas de largura $B = 3,60$ m.

O solo utilizado foi uma areia com densidades relativas baixa, média e alta. As análises numéricas foram feitas com um modelo elasto-plástico com endurecimento (MODSOL), incorporado ao programa de elementos finitos PACPLAS. A Figura 7 mostra o resultado da simulação da prova de carga para o ensaio em sapatas circulares.

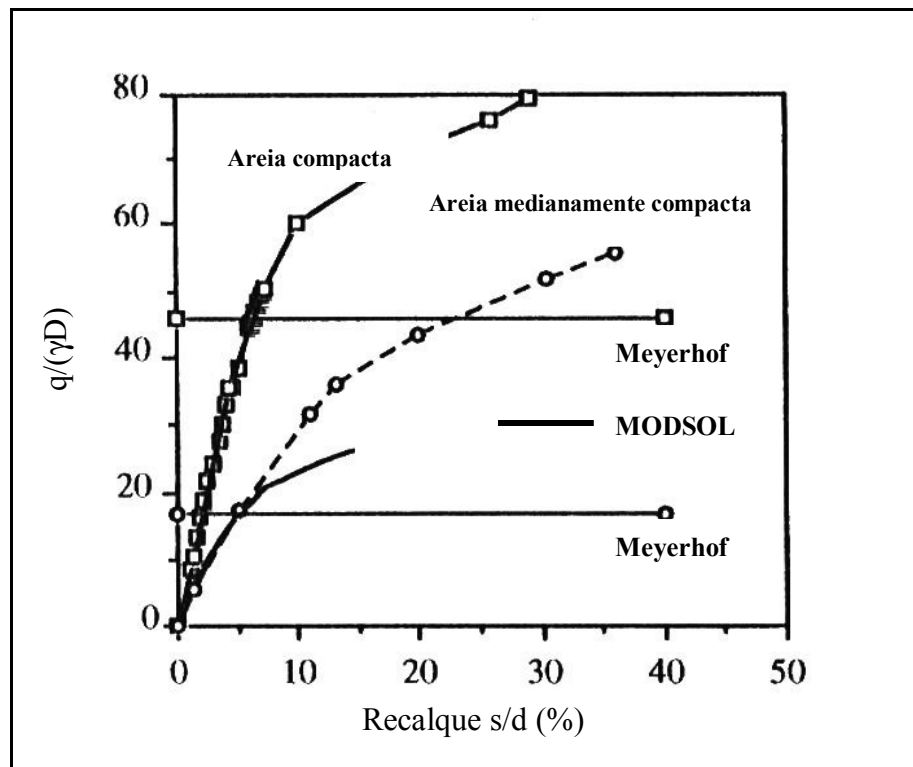


Figura 7 - Simulação de ensaios em sapatas circulares assentes sobre areia (SHAHROUR e ZAHER, 1995).

Na Figura 7, s representa o recalque da base da sapata, d o diâmetro e s/d o recalque normalizado da sapata, q representa a tensão aplicada à sapata, γ o peso específico do solo e D o embutimento da sapata.

É possível notar que o MODSOL reproduz bem o comportamento da fundação até um recalque de aproximadamente 5% de d , para a areia medianamente compacta, e 7,5% de d , para a areia compacta. A partir deste ponto, a análise numérica prevê um decréscimo de rigidez para a areia medianamente compacta e a ruptura para a areia compacta.

SHAHROUR e ZAHER (1995) realizaram comparações entre as capacidades de carga obtidas dos ensaios, da análise numérica e utilizando o método proposto por Meyerhof (1955). Na Figura 7 pode-se notar que o valor da capacidade de carga, prevista pelo método de Meyerhof, ficou subestimado tanto em relação à análise numérica quanto em relação ao resultado experimental.

A Figura 8 ilustra o resultado da simulação de ensaios em sapatas corridas submetidas à carga concentrada, onde s representa o recalque da base da sapata, B a largura e s/B o recalque normalizado da sapata.

A comparação entre os resultados numérico e experimental mostra que:

- o modelo numérico reproduz bem os resultados do ensaio na sapata em areia fofa.
- a simulação do ensaio na sapata em areia medianamente compacta reproduz bem os resultados até um recalque de aproximadamente $0,075B$, mas logo após o modelo prevê a ruptura do solo.
- para o ensaio na sapata em areia compacta, o modelo subestima a rigidez inicial do solo de fundação, mas a partir daí reproduz bem o comportamento da fundação.
- a previsão da carga última pelo MODSOL se aproxima bem do valor obtido pelo método de Meyerhof.

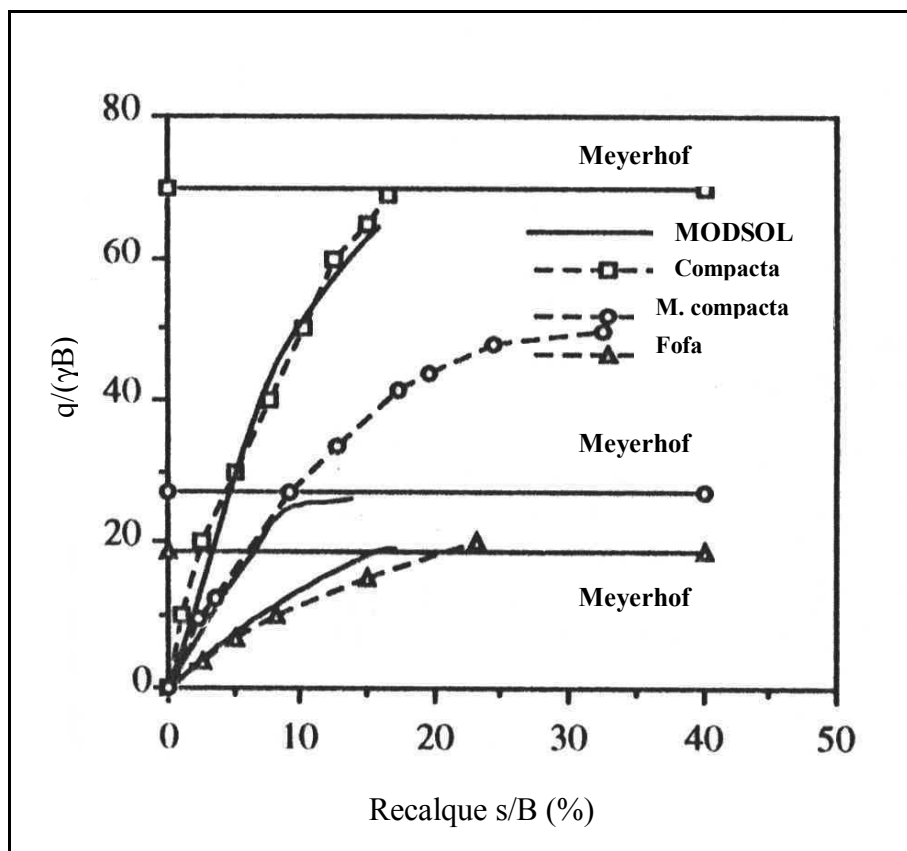


Figura 8 - Simulação de ensaios em sapatas corridas com carregamento concentrado assentes sobre areia (SHAHROUR e ZAHHER, 1995).

A simulação dos ensaios em sapatas corridas submetidas a um carregamento excêntrico está apresentada na Figura 9. Quanto à capacidade de carga do solo, é possível observar que o método de Meyerhof se aproxima da previsão feita pelo modelo, mas ambos subestimam, em aproximadamente 30%, o resultado experimental.

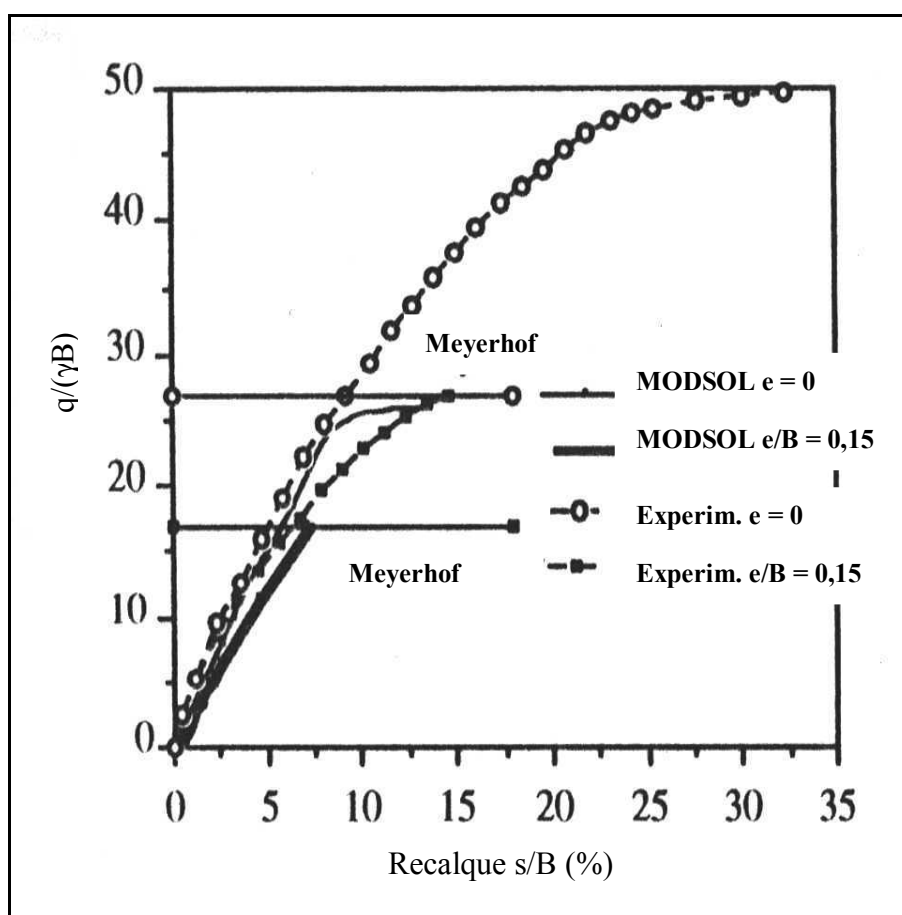


Figura 9 - Simulação de ensaios em sapatas corridas com carregamento excêntrico assentes sobre areia (SHAHROUR e ZAHER, 1995).

A Figura 10 ilustra o resultado da análise numérica do comportamento de sapatas corridas assentes em um solo composto por duas camadas. Pode ser observado que o MODSOL prevê razoavelmente bem o resultado do ensaio, considerando uma baixa rigidez do topo da camada ($h_1 = 0,8B$), mas os resultados são piores quando esta rigidez torna-se elevada ($h_1 = 1,2B$). A capacidade de carga deste ensaio foi estimada usando, segundo SHAHROUR e ZAHER (1995), o método proposto por Purshothamaraj et al. (1974).

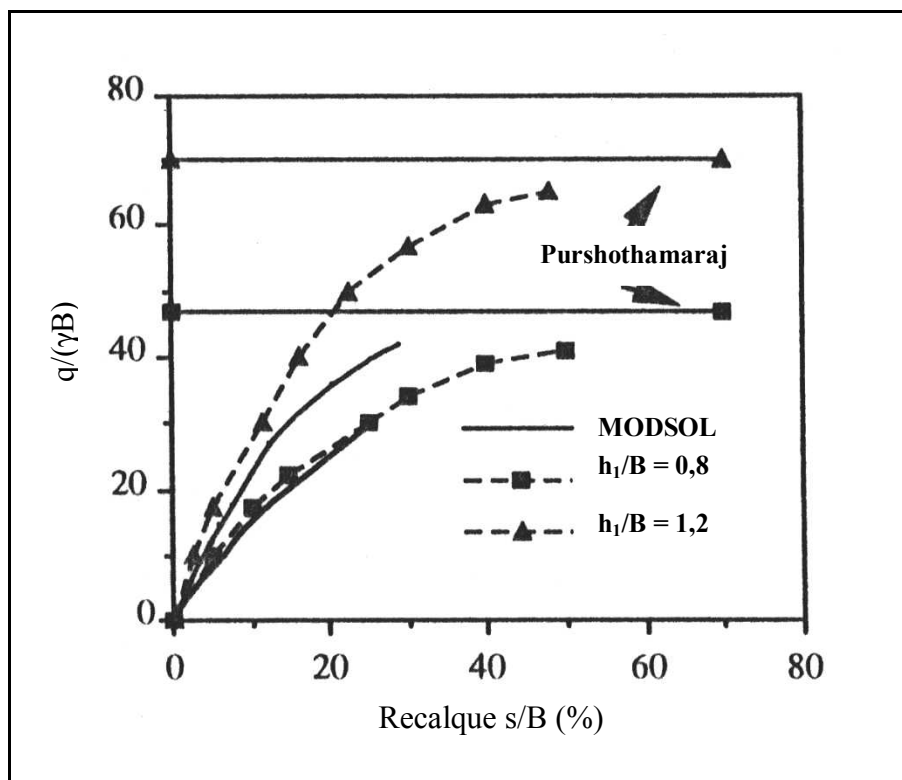


Figura 10 - Simulação de ensaio em sapata corrida para duas camadas de solo (SHAHROUR e ZAHER, 1995).

O trabalho desenvolvido por SHAHROUR e ZAHER (1995) mostra que o MODSOL reproduz bem a maioria dos ensaios em sapatas, até um recalque entre $0,05B$ e $0,075B$ (sendo B a largura ou diâmetro da sapata), mas geralmente subestima a carga última experimental.

Segundo estes autores, uma boa previsão do recalque de fundações requer uma boa determinação dos parâmetros constitutivos elásticos. Dificuldades são geralmente encontradas na identificação destes parâmetros a partir de ensaios triaxiais convencionais, sendo necessário o uso de outros ensaios como isotrópico, triaxial não drenado com instrumentação interna e ensaios de placa.

FONSECA (1996) realizou um ensaio de prova de carga direta em verdadeira grandeza sobre um solo residual de granito, em uma sapata circular de diâmetro 120 cm e altura de 50 cm, assente na superfície do terreno.

A curva tensão-recalque obtida por FONSECA (1996) está apresentada na Figura 11.

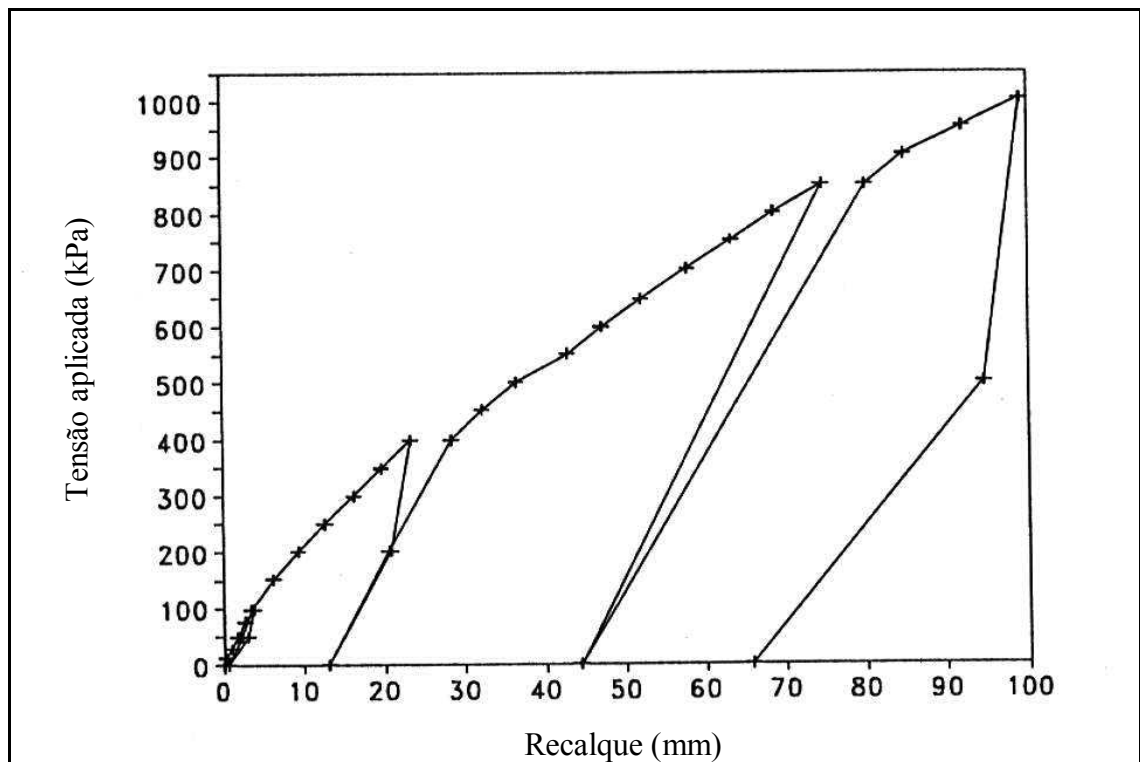


Figura 11 - Curva tensão-recalque (FONSECA, 1996).

Posteriormente, FONSECA (1996) realizou uma análise numérica do mesmo ensaio de prova de carga utilizando os modelos constitutivos linear e elástico, não linear e elástico (hiperbólico) e elasto-plástico (Lade).

As características das malhas e elementos utilizados por FONSECA (1996) são apresentadas no Quadro 1.

Quadro 1 - Características das malhas e elementos

Dimensões (m)	Modelo	Tipo de elemento	Nº de elementos	Nº de pontos nodais
Maciço: 12,0x12,0 Sapata: 0,6x0,5	linear e elástico	Isoparamétrico de 8 nós	402	1289
	não linear e elástico	Isoparamétrico de 4 nós	402	444
	elasto-plástico	Isoparamétrico de 8 nós	143	480

Fonte: Adaptado FONSECA (1996)

Segundo FONSECA (1996), na análise foi utilizada a axissimetria da sapata, ficando a fronteira lateral esquerda sobre esse eixo de simetria, enquanto a fronteira lateral direita foi situada a 12,0 m (10 vezes o diâmetro da sapata) da primeira.

A malha apresentada por FONSECA (1996) e mostrada na Figura 12, foi utilizada para as análises com os modelos linear e elástico e não linear e elástico (hiperbólico).

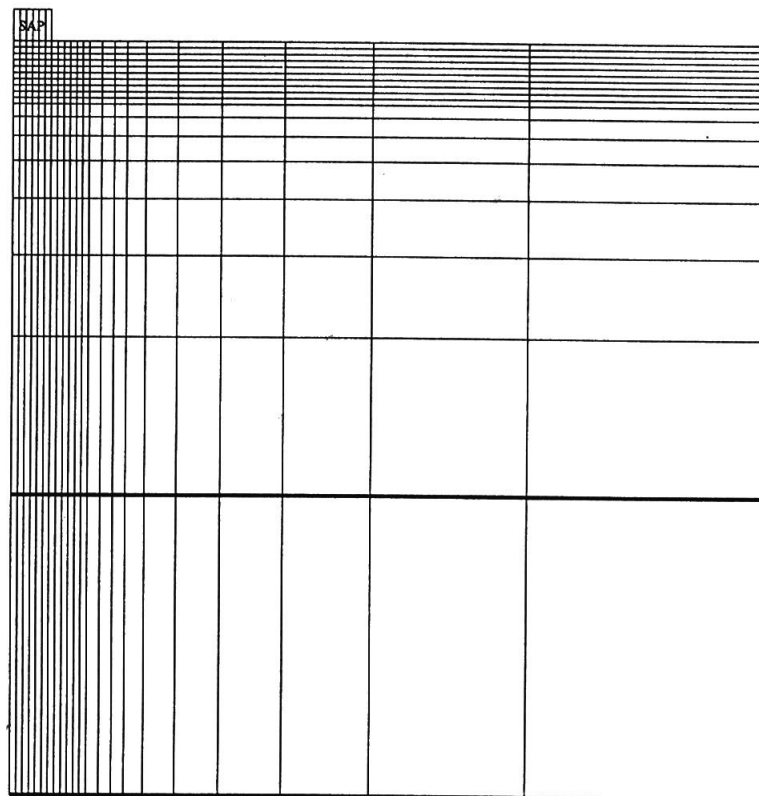


Figura 12 - Malha de elementos finitos (FONSECA, 1996).

Com o modelo linear e elástico, FONSECA (1996) realizou uma retroanálise para a determinação dos módulos de elasticidade que fornecem recalques coincidentes com os observados na prova de carga, para dois valores de tensão, 100 kPa e 200 kPa respectivamente, valores estes considerados pelo autor como sendo típicos para as condições de trabalho.

FONSECA (1996) apresenta no Quadro 2 uma comparação entre os módulos de elasticidade obtidos da análise numérica linear e elástica, e os obtidos da teoria da elasticidade, calculados através da equação abaixo:

$$E = \frac{q}{s} (1 - \nu^2) B I_s \quad (2.11)$$

em que:

q = acréscimo de carga na superfície do solo;

s = recalque correspondente ao acréscimo de carga;

ν = coeficiente de Poisson;

B = diâmetro da superfície de carga;

I_s = coeficiente de forma;

Quadro 2 - Módulos de elasticidade

Pressão aplicada ao terreno (kPa)	Recalque observado (mm)	ν	E (MPa) Análise numérica	E (MPa) Teoria da elasticidade
100	3,6	0,27	24,10	23,43
200	9,3	0,27	17,61	18,14

Fonte: Adaptado FONSECA (1996)

Na análise com o modelo hiperbólico, FONSECA (1996) utilizou vários conjuntos de parâmetros, obtidos de diversos ensaios triaxiais do tipo CID, realizados com instrumentação interna e externa, em corpos de prova de diferentes diâmetros. O Quadro 3 apresenta três conjuntos de parâmetros utilizados por FONSECA (1996) nestas análises numéricas.

Quadro 3 - Parâmetros para o modelo hiperbólico

Parâmetro	Simulação 01	Simulação 02	Simulação 03
K	1169	738	347
n	0,640	0,598	0,539
R_f	0,9	0,9	0,9
K_{dr}	1540	978	978
ν	Variável	Variável	Variável

Fonte: Adaptado FONSECA (1996)

em que:

K, n, R_f , K_{dr} = parâmetros do solo;

ν = coeficiente de Poisson;

O autor concluiu que o conjunto de parâmetros que melhor se ajustou à resposta da sapata foi o da Simulação 01, com $\phi' = 36,8^0$ e $c' = 11,6$ kPa, obtidos dos ensaios triaxiais CID realizados em amostras de 100 mm de diâmetro (com $\sigma'_3 \leq 100$ kPa), instrumentação interna para medir as deformações axiais dos corpos de prova e para os níveis mais baixos de deformação, correspondentes à zona estável ou de estrutura natural mais preservada.

A Figura 13 apresenta as comparações realizadas por FONSECA (1996), entre os resultados da prova de carga e a modelagem numérica, utilizando os parâmetros apresentados no Quadro 3.

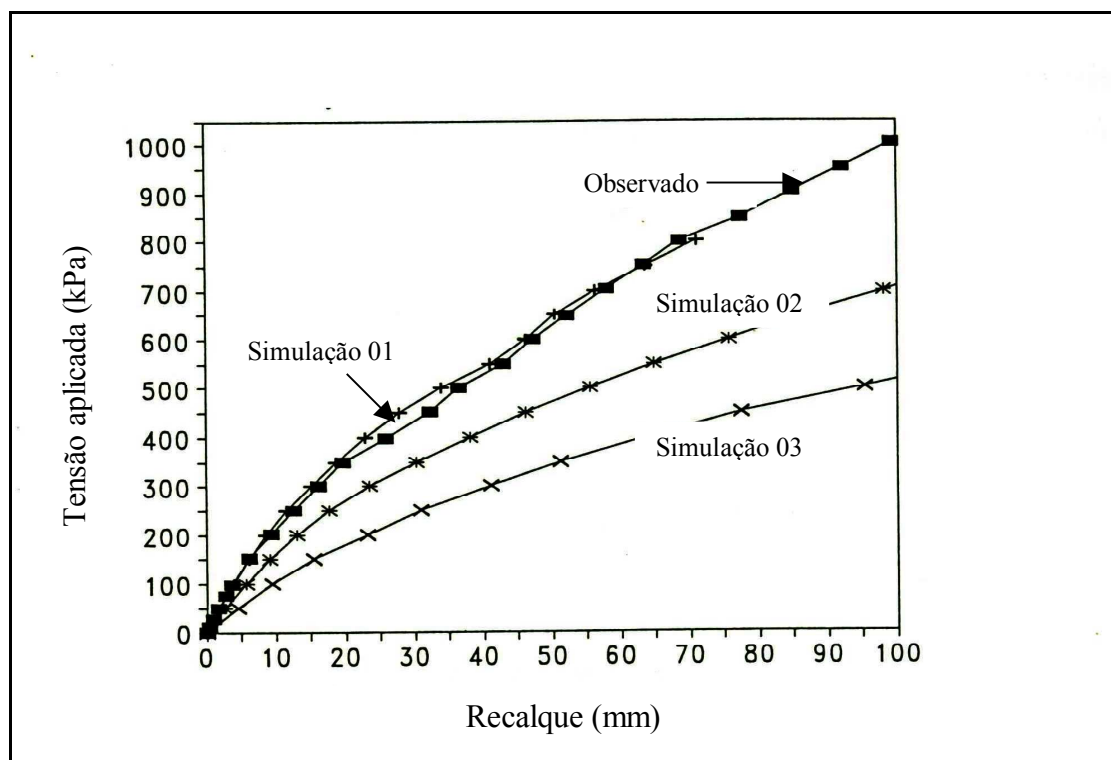


Figura 13 - Comparação entre os resultados da prova de carga e da análise numérica com o modelo hiperbólico (FONSECA, 1996).

Com relação à análise feita com o modelo elasto-plástico de Lade, FONSECA (1996) concluiu que a melhor comparação, entre os resultados de campo e numérico, ocorreu quando os parâmetros do modelo foram obtidos através de ensaios triaxiais com instrumentação interna e considerando o solo como um material pré-adensado.

A comparação entre os resultados experimentais de campo e os resultados da análise numérica, utilizando o modelo elasto-plástico de Lade, está apresentada na Figura 14.

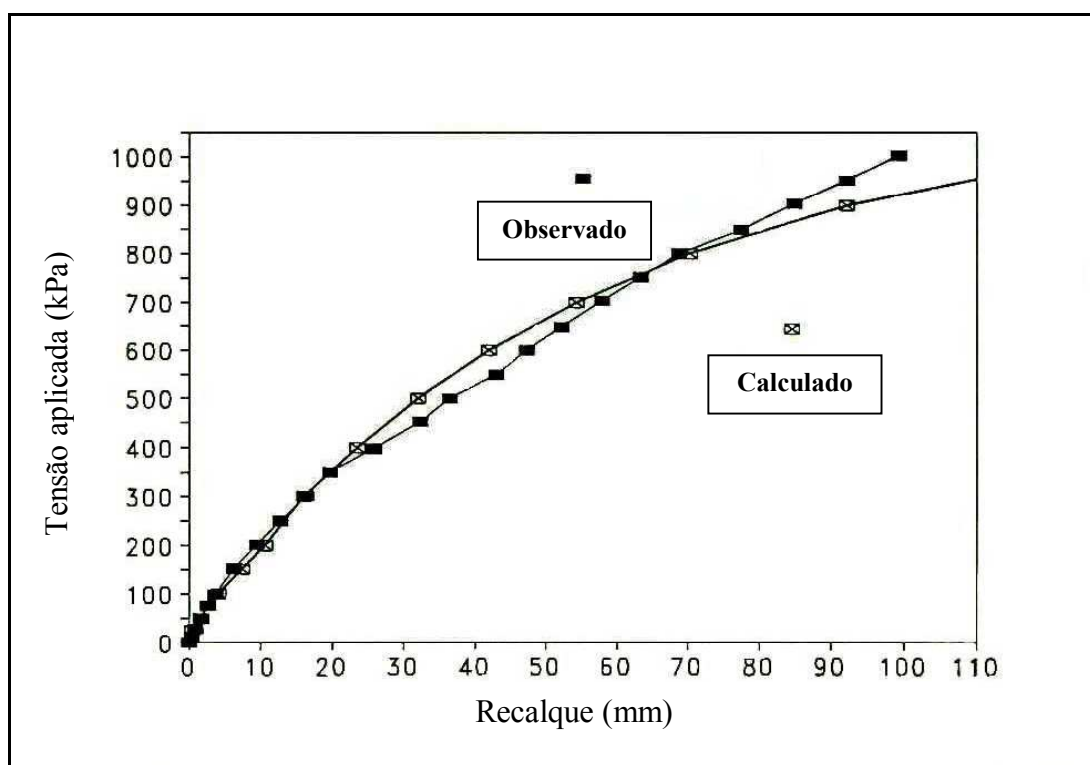


Figura 14 - Comparação entre o resultado experimental e a análise numérica com o modelo elasto-plástico de Lade (FONSECA, 1996).

2.4. Considerações sobre o comportamento mecânico dos solos residuais

Do ponto de vista geotécnico, a seleção dos parâmetros de resistência apropriados para a previsão tanto das deformações como da ruptura, são importantes passos no projeto de estruturas em solos residuais, conforme observado por BRENNER et al. (1997). Em países com grandes ocorrências de solos residuais, a prática de ensaios de resistência tanto no laboratório quanto no campo têm muitas vezes seguido o procedimento padrão, envolvendo ensaios triaxiais e ensaios de cisalhamento, no laboratório, e algumas formas de ensaios de penetração e/ou ensaio de placa, no campo. Tais procedimentos não levam em conta o comportamento desses solos, principalmente no que se refere à

consideração das altas pressões de sucção conforme tem sido demonstrado pela Mecânica dos Solos não Saturados (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

Como diferenças marcantes em relação aos procedimentos convencionais, normalmente usados para solos transportados, deve-se citar tanto a preparação e manejo das amostras coletadas como a interpretação dos resultados dos ensaios. Um conhecimento prévio da gênese do solo residual e dos fatores que afetam sua resistência ao cisalhamento, facilita bastante o entendimento do comportamento peculiar que caracteriza esse material.

LUIZ (2000) estudou o comportamento de vários solos residuais da região de Viçosa, Minas Gerais, Brasil, com relação a variação da sucção em função do grau de saturação desses materiais. As características geotécnicas desses solos residuais estão apresentadas no Quadro 4. Dentre estes, o solo BJRM apresenta características similares as do perfil típico (solo residual de gnaiss não saturado) das imediações do campo experimental de fundações do DEC/UFV, onde foi ensaiada a sapata a ser analisada neste estudo.

Quadro 4 - Dados de caracterização geotécnica dos solos

Amostra de solo	γ (kN/m ³)	Dist. Granulométrica			Índice de vazios	S_r (%)	LL (%)	IP (%)	c' (kPa)	ϕ' (°)
		Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)						
AKPC	16,60	44	10	46	1,00	60,80	67	30	15	33
BJRM	13,50	30	20	50	1,36	30,48	64	33	9	35
CBRM	15,40	68	6	26	1,22	58,19	76	31	6	29
MBRM	16,00	43	10	47	0,99	41,93	70	34	20	26
NVRM	15,20	65	8	27	1,01	31,12	77	44	23	27

Fonte: Adaptado de LUIZ (2000)

As amostras BJRM, CBRM, MBRM e NVRM são solos residuais maduros de gnaiss, enquanto que a amostra AKPC é um solo residual maduro de rocha metabásica. Os parâmetros de resistência (c' e ϕ') mostrados no Quadro 4 foram determinados em ensaios de cisalhamento direto realizados em

amostras moldadas e rompidas na umidade natural, exceto para a amostra CBRM em que a amostra ensaiada foi inundada previamente à ruptura.

Pode-se observar que estes solos tipicamente apresentam uma coesão variando entre 15 e 23 kPa e ângulo de atrito variando entre 27° e 35°. Conforme relata este autor, a realização de ensaios em amostras inundadas previamente à fase de ruptura levaram a uma redução dos parâmetros de resistência, evidenciando a influência da sucção na resistência ao cisalhamento destes solos.

As curvas características de variação da pressão de sucção com o grau de saturação dos materiais do Quadro 4 estão apresentadas na Figura 15.

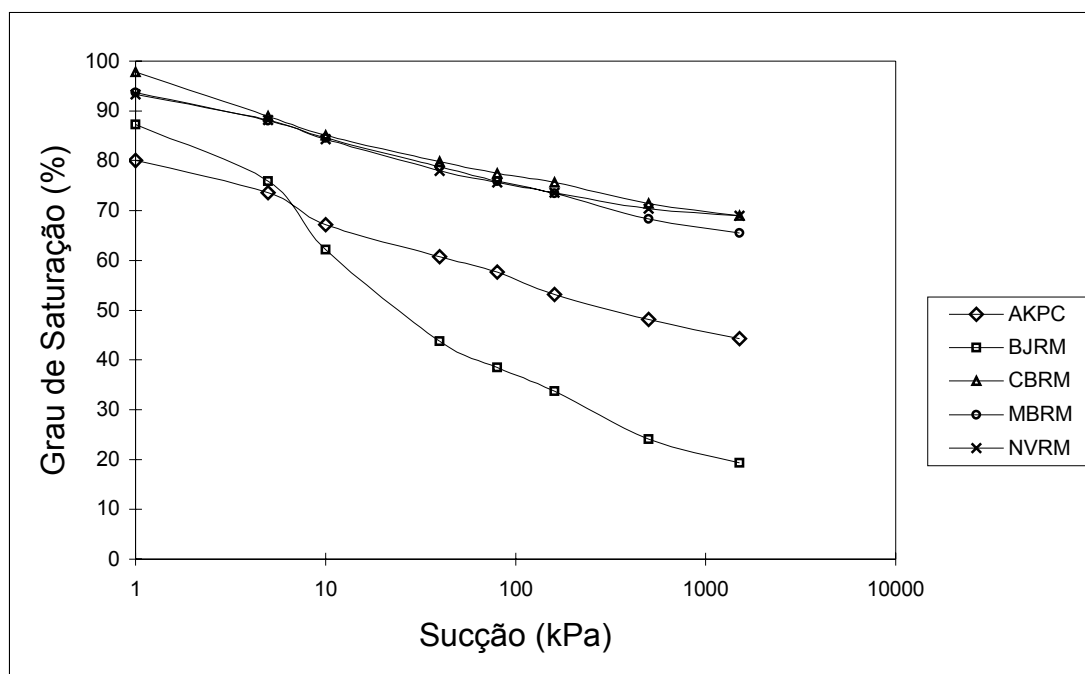


Figura 15 - Curvas características de pressão de sucção, LUIZ (2000).

2.5. Considerações finais

Os métodos tradicionais de previsão de recalque são limitados por se basearem na teoria da elasticidade e em parâmetros de resistência e compressibilidade obtidos em ensaios triaxiais convencionais, pois é sabido que solos não apresentam um comportamento linear e elástico, e quando na condição

não saturada, a sucção afeta significativamente a resistência e a compressibilidade destes solos .

Para representar melhor o comportamento do solo é importante utilizar modelos constitutivos não lineares, cuja implementação necessita de soluções numéricas via método dos elementos finitos, juntamente com parâmetros de resistência e compressibilidade obtidos em ensaios que considerem a influência da sucção. Entretanto, nota-se que existem poucos trabalhos em que ensaios de provas de carga em sapata são analisados numericamente. Tal fato deve-se, principalmente, ao elevado custo envolvido na realização do ensaio de prova de carga em conjunto com ensaios de laboratório que caracterizem adequadamente o comportamento tensão-deformação e a resistência do solo, necessários à modelagem não linear (SHAHROUR e ZAHER ,1995).

Em vista disto, nos capítulos seguintes serão apresentados a metodologia utilizada e os resultados obtidos na análise numérica de uma prova de carga em sapata, assente em solo residual de gnaiss, utilizando os modelos constitutivos linear e elástico, não linear e elástico (hiperbólico) e o elasto plástico (Mohr-Coulomb).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. Introdução

Para a realização da análise numérica, via método dos elementos finitos, proposta neste trabalho, foi utilizada a prova de carga realizada por LOPES (1997). Neste capítulo, será apresentado um breve resumo deste ensaio em que serão destacados os pontos de interesse, bem como aspectos relativos à interpretação dos resultados e descrição geotécnica do sítio do local. Além disso, também serão descritos os ensaios realizados, o tratamento que foi dado ao problema e a metodologia utilizada na análise numérica da prova de carga.

3.2. Ensaio de prova de carga direta

LOPES (1997) realizou uma prova de carga numa sapata quadrada, com 1,20 m de lado, no campo experimental do Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa (Figura 16). A Figura 17 apresenta uma vista geral, em planta, na qual observa-se a localização relativa da sapata, de três furos de sondagem executados na área e de um poço de inspeção executado para a retirada de blocos de amostras

indeformadas. As três sondagens de simples reconhecimento serviram para identificar o perfil geotécnico do campo experimental.

Nos Quadros 5, 6 e 7 são apresentados os resultados das sondagens de simples reconhecimento. A Figura 18 apresenta uma seção transversal típica da área na qual situa-se o campo experimental. Observa-se que o local sofreu um desconfinamento devido à escavação do talude existente anteriormente na área.

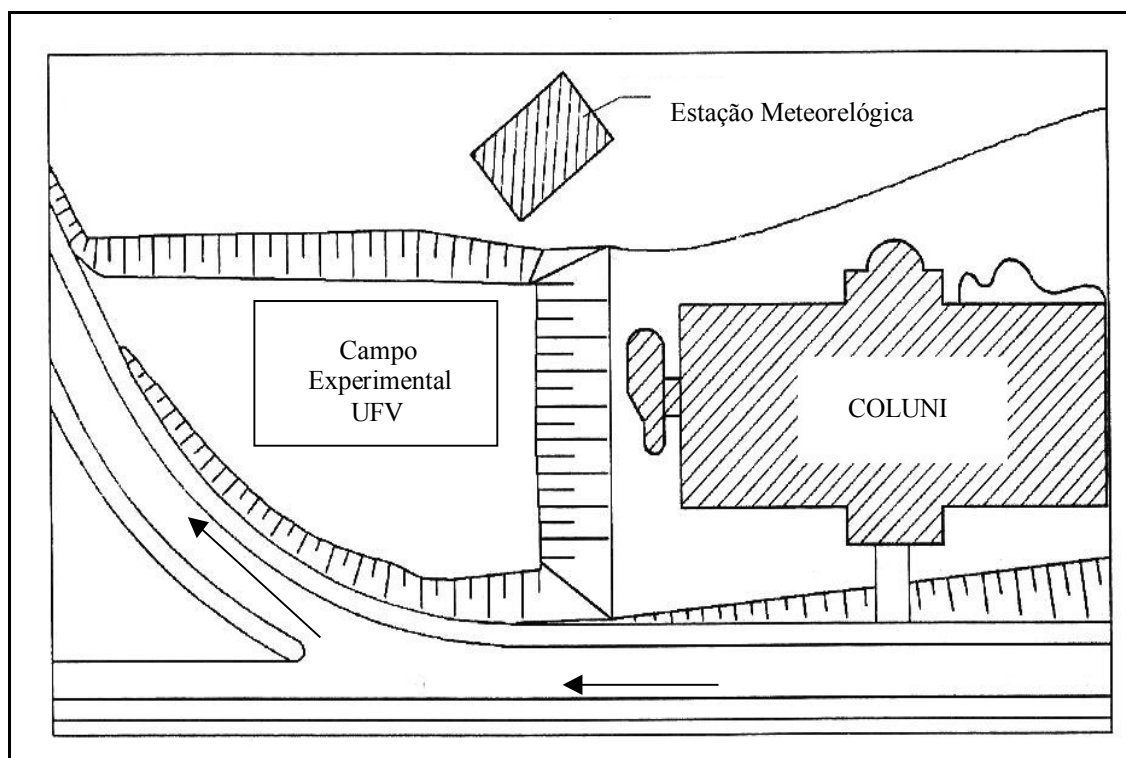


Figura 16 - Localização do campo experimental de fundações do DEC/UFV (adaptado de LOPES, 1997).

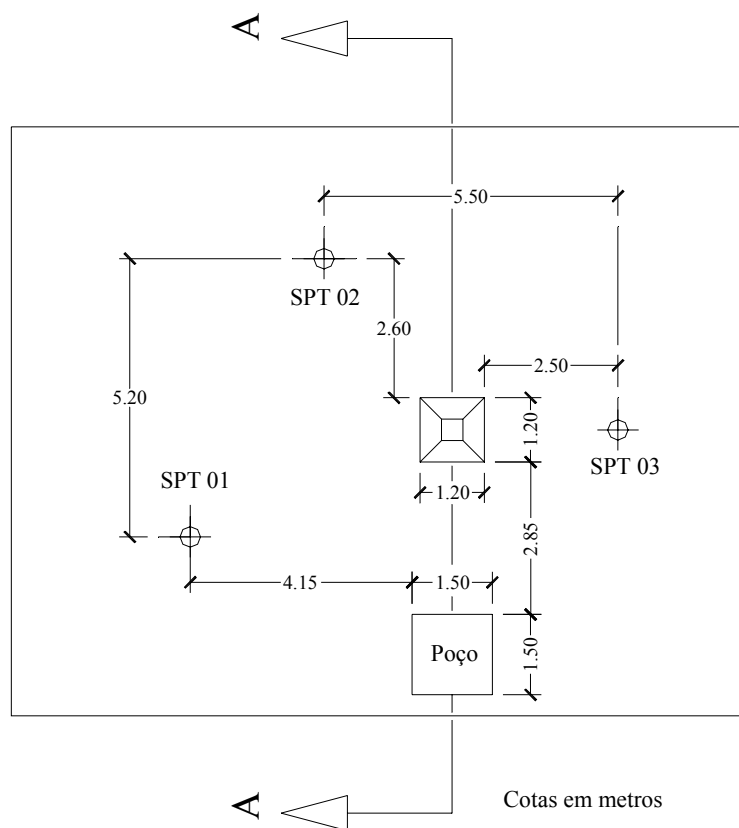


Figura 17 - Localização do poço para coleta de amostras e dos furos de sondagem.

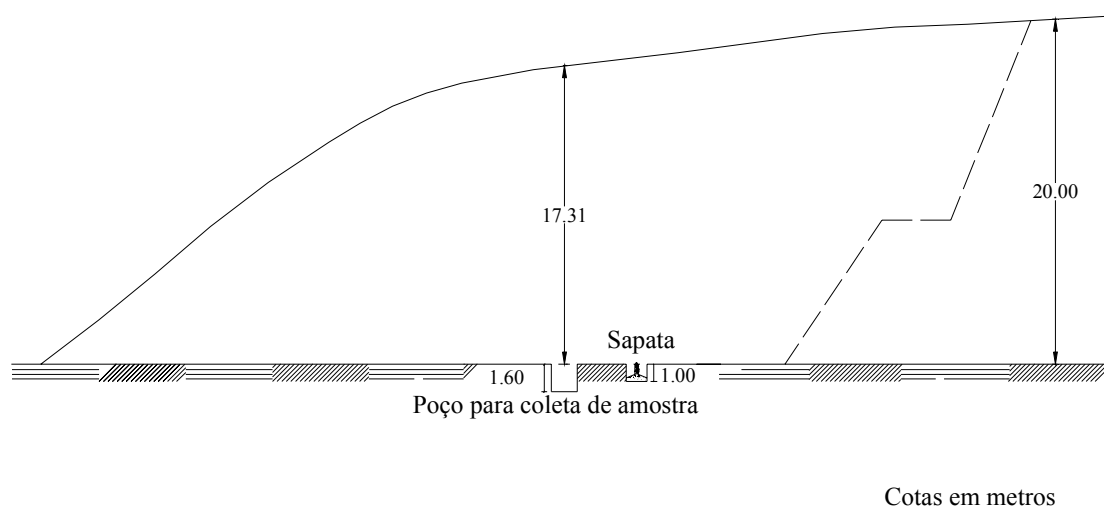
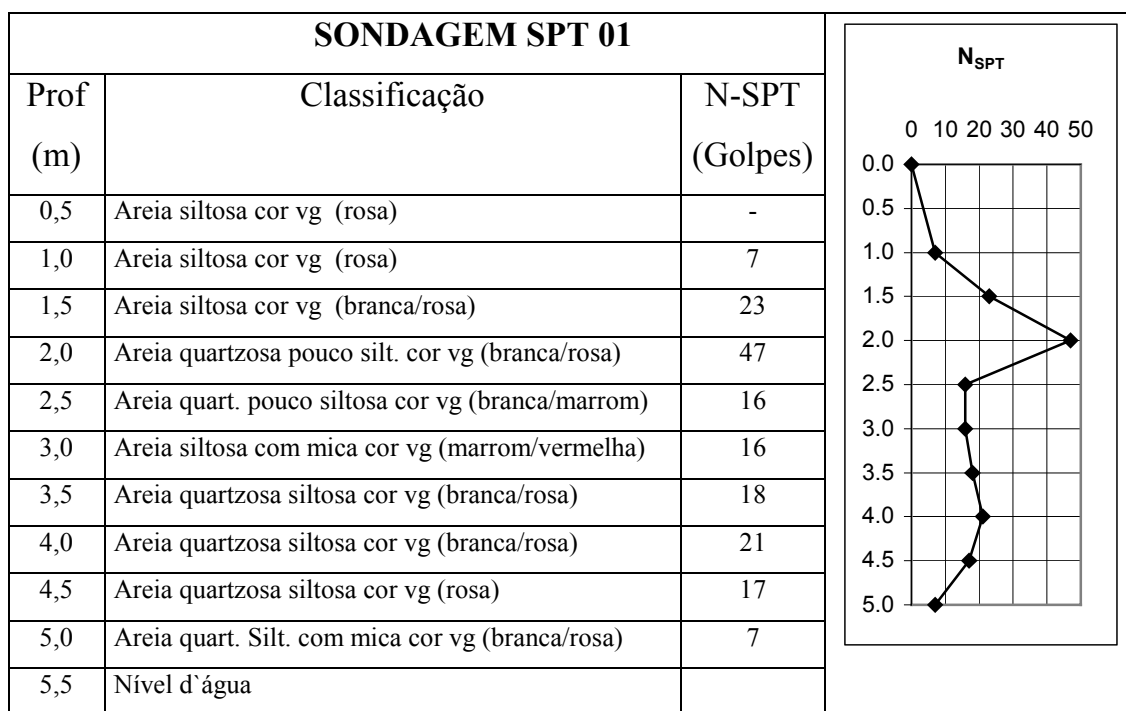


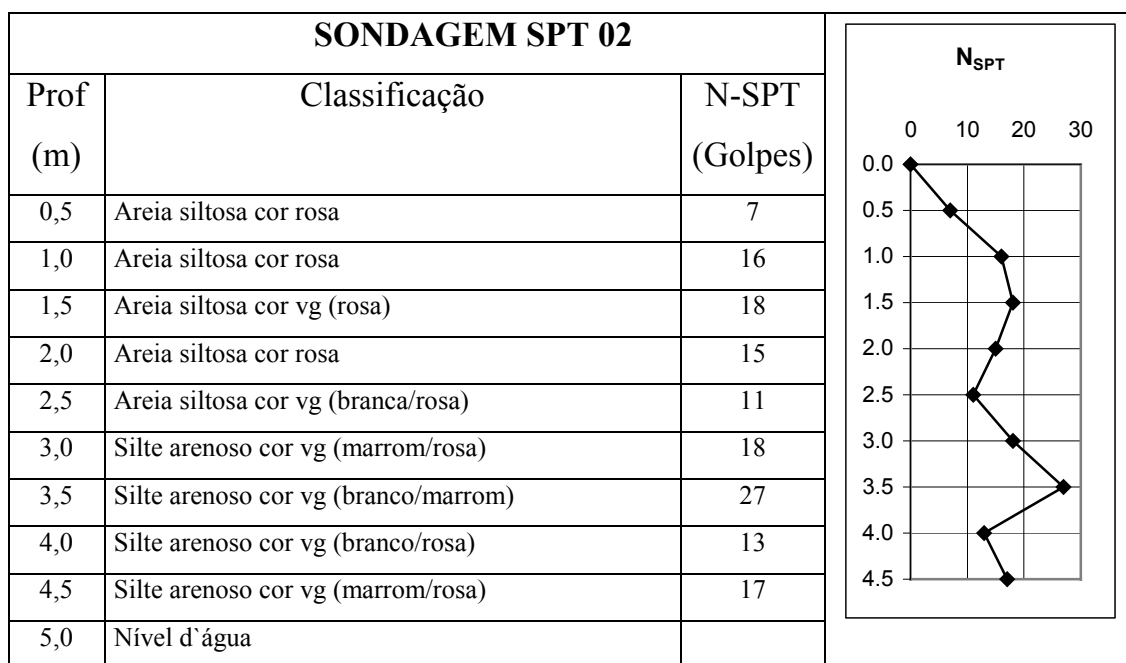
Figura 18 - Perfil esquemático do talude (corte A-A).

Quadro 5 - Resultado da sondagem SPT 01



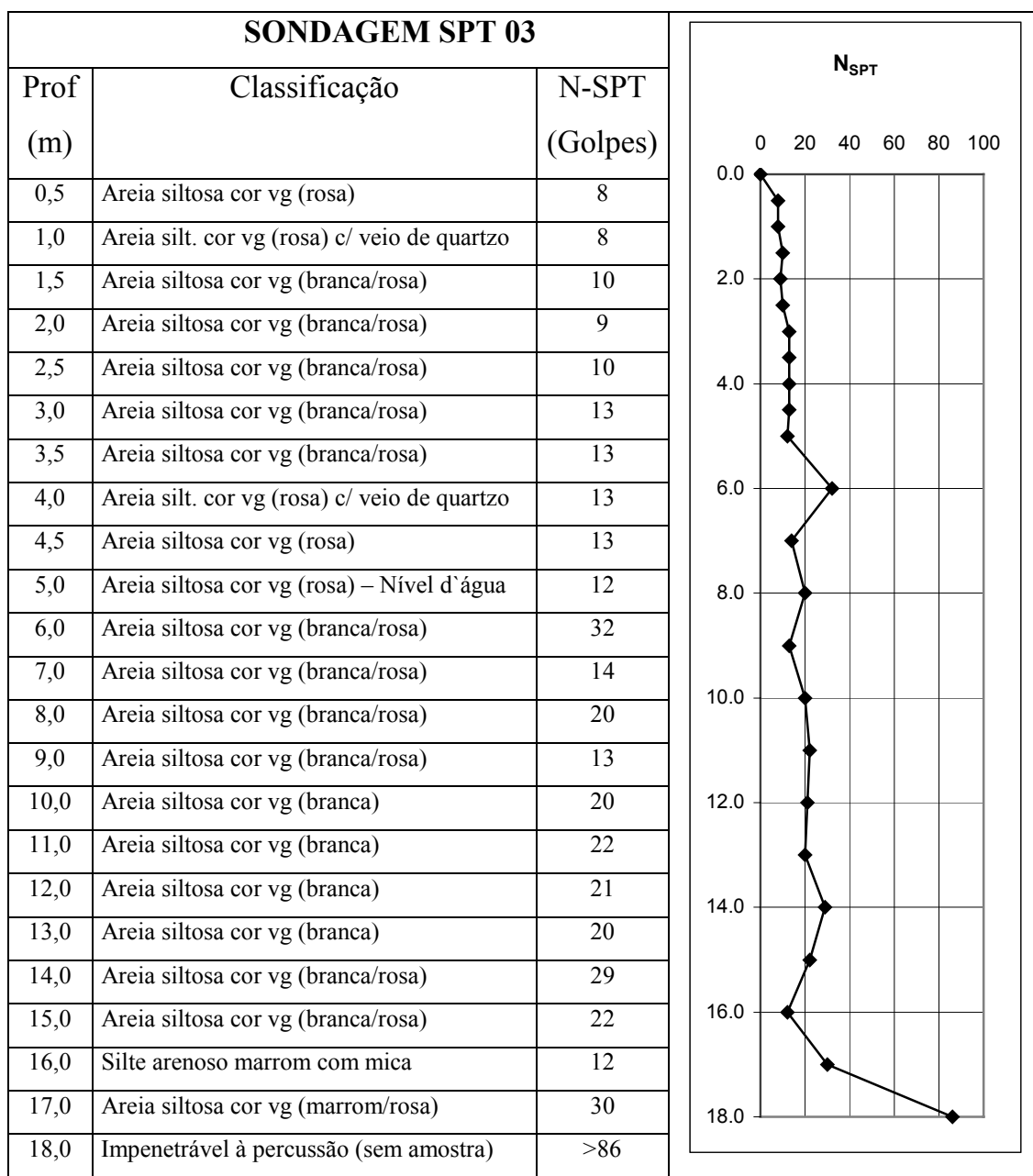
Fonte: LOPES (1997)

Quadro 6 - Resultado da sondagem SPT 02



Fonte : LOPES (1997)

Quadro 7 - Resultado da sondagem SPT 03



Fonte: LOPES (1997)

Segundo LOPES (1997), a prova de carga foi realizada com base nas prescrições da Norma Brasileira NB 6489/84 (Prova de Carga Direta Sobre Terreno de Fundação). Para o incremento do carregamento aplicado na sapata, LOPES (1997) adotou 20% da taxa admissível provável do solo, que correspondeu a carga de 72 kN e uma tensão de 50 kPa.

A execução do ensaio foi dividida em duas etapas a saber:

- na primeira, pretendia-se chegar a 1/3 da provável capacidade de carga do solo (que segundo o autor estaria compreendida na faixa de comportamento perfeitamente elástico do solo). Para isso, foram aplicados dez estágios de carregamento até uma carga máxima de 648 kN, correspondendo à 450 kPa de pressão aplicada diretamente sobre o solo, realizando-se em seguida um descarregamento total, também em dez estágios;
- na segunda etapa pretendia-se levar o carregamento até a ruptura do solo ou à máxima capacidade de carga do sistema de reação.

Segundo o autor, em cada estágio de carregamento, os deslocamentos verticais da sapata foram lidos imediatamente após a aplicação dessa carga e após intervalos de tempo sucessivos, conforme recomendado para este ensaio (15s; 30s; 1 min; 2 min; 4 min; 8 min; 15 min; 30 minutos, etc.). A aplicação de um novo carregamento só foi aplicado após transcorridos no mínimo 30 minutos e quando da verificação do critério de estabilização dos recalques, prescrito pela NBR 6489/84 que expressa:

$$|(L_n - L_{n-1})| \leq |5\%(L_n - L_0)| \quad (3.1)$$

em que:

L_n = leitura num instante n qualquer;

L_{n-1} = leitura imediatamente anterior à leitura L_n ;

L_0 = leitura inicial do estágio em questão;

Ao se atingir 1440 kN de carga aplicada, em oito dias ininterruptos de ensaio, o tempo de estabilização dos estágios começou a se estender por demais, sendo que alguns estágios duravam até 32 horas. Com a intenção de minimizar o tempo de estabilização das leituras, adotou-se um segundo critério para estabilização das deformações em que o tempo de duração das leituras foi limitado em oito horas.

O ensaio prosseguiu até atingir 1900 kN de carga aplicada. Neste momento, as deformações eram tão elevadas que não se conseguia manter pressão suficiente na bomba para transmitir uma carga constante ao solo. Decidiu-se, então, por encerrar o ensaio e considerar que a ruptura do solo ocorreu entre as cargas de 1750 kN e 1900 kN.

A curva tensão-recalque, correspondente ao primeiro critério de estabilização das deformações, está apresentada na Figura 19.

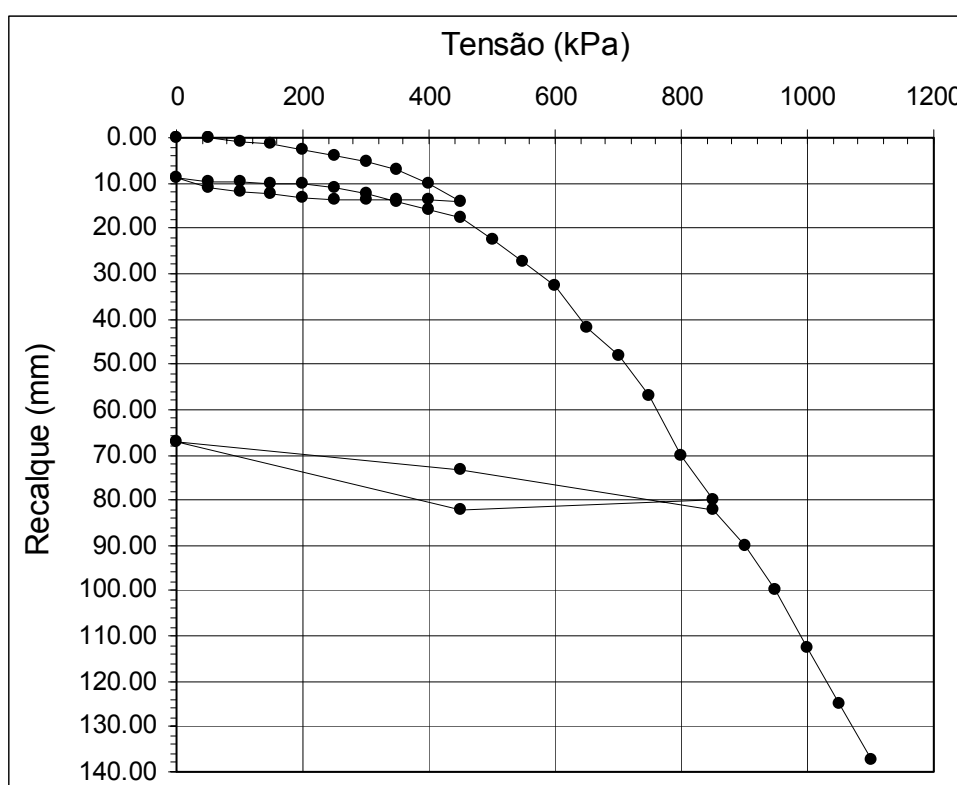


Figura 19 - Curva tensão-recalque correspondente (LOPES, 1997).

Para a modelagem numérica foi utilizado o resultado mostrado na Figura 19, cujo recalque máximo verificado foi da ordem de 140 mm e a tensão máxima alcançada da ordem de 1.100 kPa.

3.3. Determinação das propriedades geotécnicas do solo

Inicialmente, foram coletadas amostras indeformadas de solo do poço de inspeção, localizado próximo ao local onde foi executada a prova de carga. As amostras foram levadas para o laboratório e mantidas em câmara úmida até a moldagem dos corpos de prova.

No poço de inspeção apresentado na Figura 17, foram coletadas três amostras indeformadas de 40x40x40 cm, de acordo com a norma NBR 9604/86 (“Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo com retirada de amostras deformadas e indeformadas”). As amostras foram coletadas a uma profundidade de 1,60 m, medida a partir da superfície do terreno até o centro de gravidade da amostra.

Os primeiros ensaios realizados foram os de caracterização que incluíram a determinação do teor de umidade do material, dos limites de Atterberg e do peso específico do solo e o ensaio de granulometria conjunta.

Em seguida, foram realizados os ensaios de adensamento convencional e compressão isotrópica. Para os ensaios de adensamento convencional, foram moldados três corpos de prova, sendo um para cada amostra indeformada, com a ajuda de anéis moldadores de aproximadamente 100,0 mm de diâmetro e 30,0 mm de altura.

Os ensaios de compressão isotrópica foram realizados na prensa triaxial de caminho de tensões desenvolvida por BISHOP e WESLEY (1975), com corpos de prova saturados de aproximadamente 38 mm de diâmetro e 76 mm de altura. Os ensaios de resistência, com tensão controlada, foram também realizados na mesma prensa triaxial com corpos de prova saturados de mesmas dimensões.

3.3.1. Ensaio de caracterização

Parte do material coletado no campo foi preparado segundo a norma NBR 6457/86 (“Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e

ensaios de caracterização”). Foram realizados ensaios para a determinação do teor de umidade, determinação dos limites de Atterberg de acordo com as normas NBR 6459/84 e NBR 7180/94, massa específica dos sólidos de acordo com a norma NBR 6508/84 e granulometria conjunta de acordo com a NBR 7181/84.

O Quadro 8 mostra os parâmetros obtidos nos ensaios. A Figura 20 apresenta a curva granulométrica do solo.

Quadro 8 - Resultado dos ensaios de caracterização

Granulometria			Limites de Atterberg			Índices físicos		
Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	γ_{nat} (kN/m ³)	ω (%)	γ_s (kN/m ³)
8,50	37,00	54,50	36,80	18,33	18,47	13,75	17,98	26,08

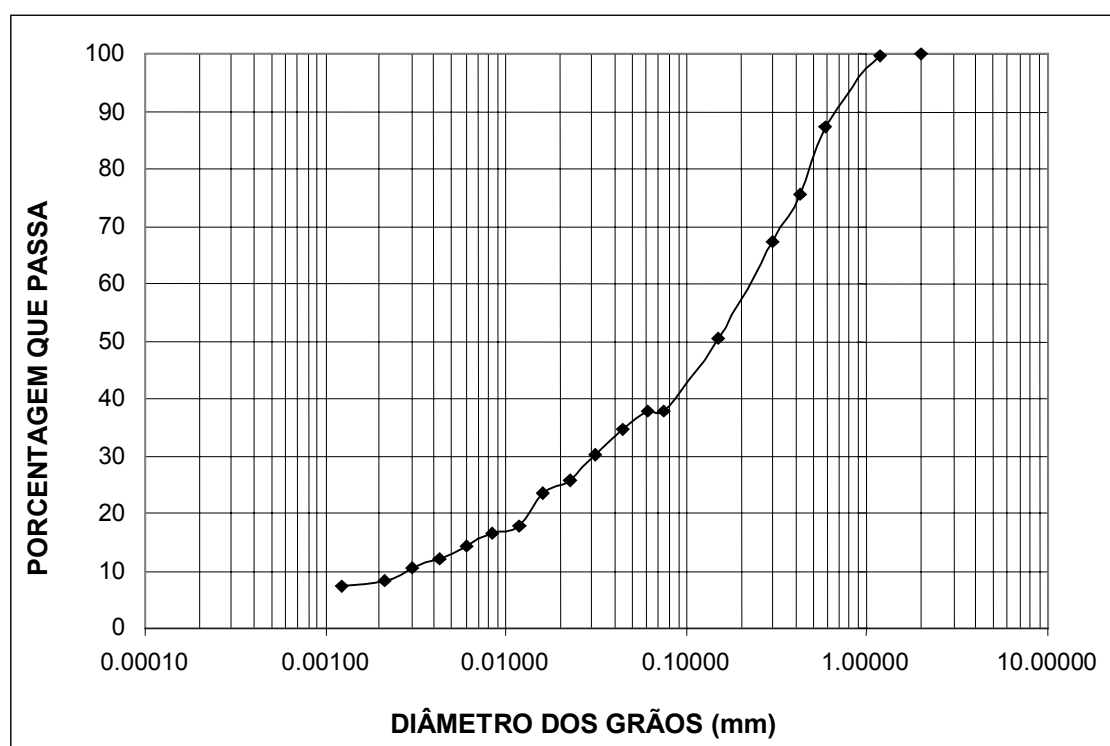


Figura 20 - Curva granulométrica do solo.

Os resultados do ensaio de granulometria e da sondagem de simples reconhecimento do tipo SPT, realizada por LOPES (1997), mostram que se trata de um solo com predominância arenosa.

3.3.2. Ensaios de compressibilidade

Foram realizados ensaios de adensamento convencional, de acordo com a norma MB-3336/90 (Ensaio Oedométrico). Nos ensaios de compressão isotrópica, tanto a tensão vertical quanto a tensão radial foram variadas de valores iguais, o que correspondeu a um coeficiente de empuxo constante e igual a 1,0.

Os resultados dos ensaios de adensamento convencional e compressão isotrópica estão apresentados a seguir.

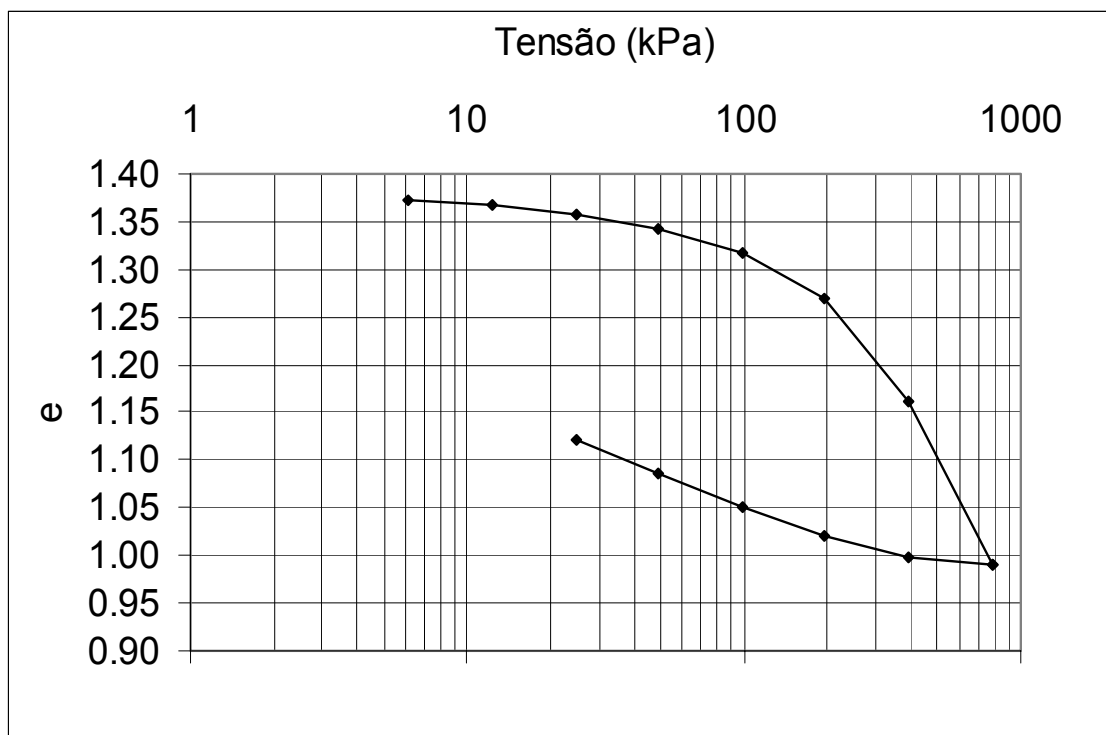


Figura 21 - Ensaio de adensamento unidirecional.

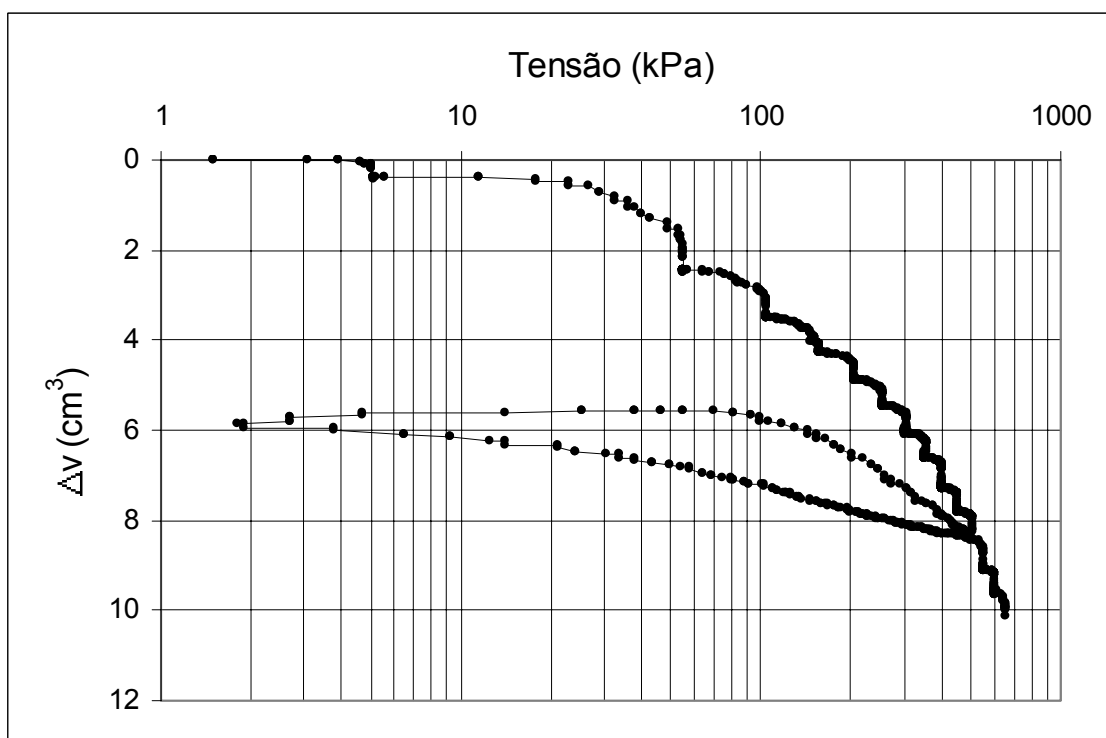


Figura 22 - Ensaio de compressão isotrópica.

O Quadro 9 apresenta os parâmetros obtidos nos ensaios de compressibilidade.

Quadro 9 - Parâmetros dos ensaios de compressibilidade

γ_{nat} (kN/m ³)	ω (%)	e_0	S_r (%)	$\sigma'_v{}^{PA}$ (kPa)	C_c	OCR
13,75	20,22	1,37	38,81	260,00	0,51	11,82

Os resultados obtidos, tanto no ensaio de adensamento convencional quanto no ensaio de compressão isotrópica, mostraram um comportamento compatível com o de solos altamente pré-adensados, apresentando uma curva composta por dois trechos bem nítidos. O primeiro, com pequena variação volumétrica, é conhecido como trecho pré-adensado. O segundo, composto por tensões nunca antes experimentadas pelo material, é conhecido como trecho normalmente adensado.

A partir dos resultados mostrados no Quadro 9, pode-se observar que este material possui uma razão de pré-adensamento (OCR) bastante elevada, na cota em que a amostra foi retirada. Isto se justifica pela elevada tensão de pré-adensamento deste material ($\sigma'_v{}^{PA}$) que ambos os ensaios forneceram valores bem semelhantes. Pode-se notar também que o índice de vazios (e) é elevado, indicando que este material pode sofrer deformações elevadas.

3.3.3. Ensaio de resistência

Os ensaios de compressão triaxial CID (Consolidado Isotropicamente e Drenado na fase de ruptura) foram realizados numa célula de tensão controlada. Os três corpos de prova ensaiados foram inicialmente saturados, e em seguida adensados às pressões de confinamento de 25, 50 e 100 kPa e depois submetidos ao cisalhamento pelo aumento da tensão axial.

Os resultados dos ensaios triaxiais realizados estão apresentados a seguir:

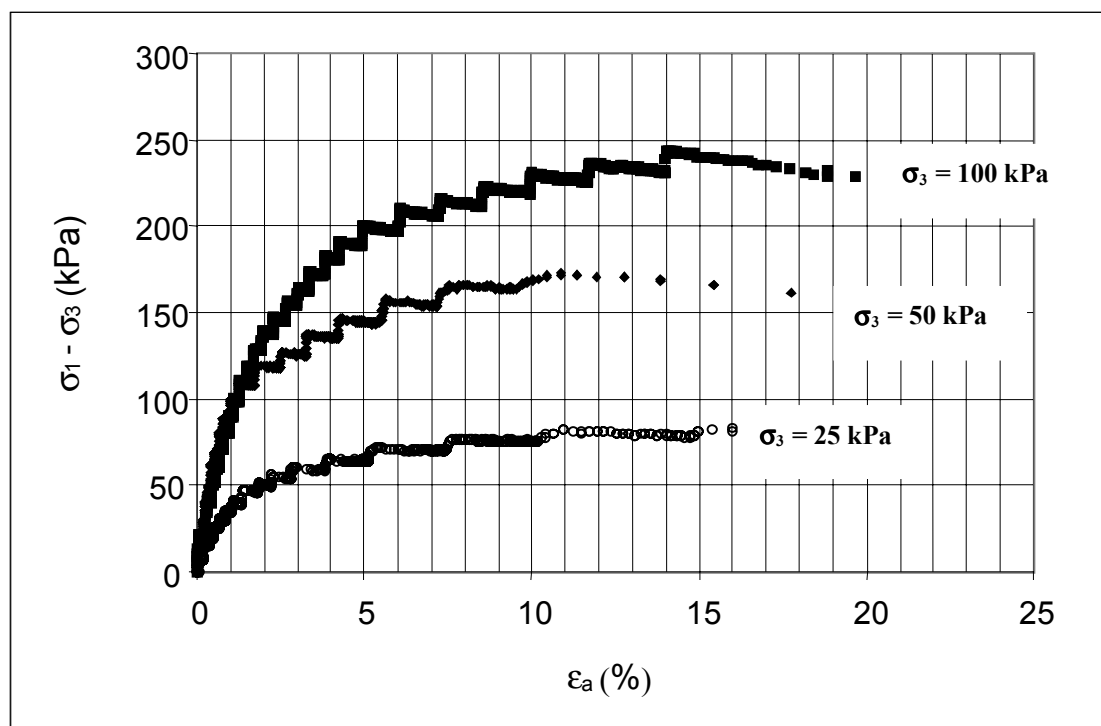


Figura 23 - Curva tensão-deformação obtida nos ensaios CID.

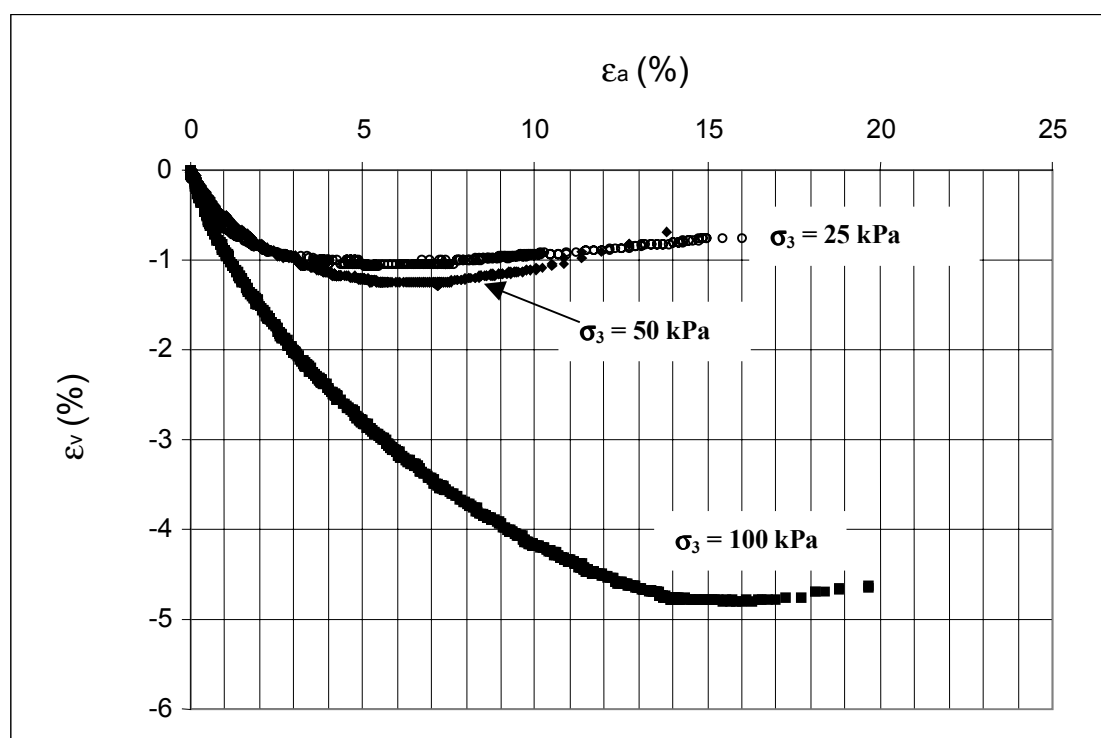


Figura 24 - Curva de variação volumétrica obtida nos ensaios CID.

Pode-se observar que tanto as curvas tensão-deformação, como as de variação volumétrica, possuem um comportamento pouco rígido fornecendo elevados níveis de deformação para baixos níveis de tensão. Isso ocorre, provavelmente, devido ao fato de todos os corpos de prova terem sido saturados previamente às fases de adensamento e cisalhamento. A saturação dos corpos de prova anula o efeito da sucção que ocorreria se os corpos de prova fossem ensaiados na umidade natural, o que provavelmente elevaria a rigidez do material.

Os parâmetros de resistência calculados a partir dos ensaios triaxiais conforme as trajetórias de tensões apresentadas na Figura 25 são: $c' = 12$ kPa e $\phi' = 30^\circ$.

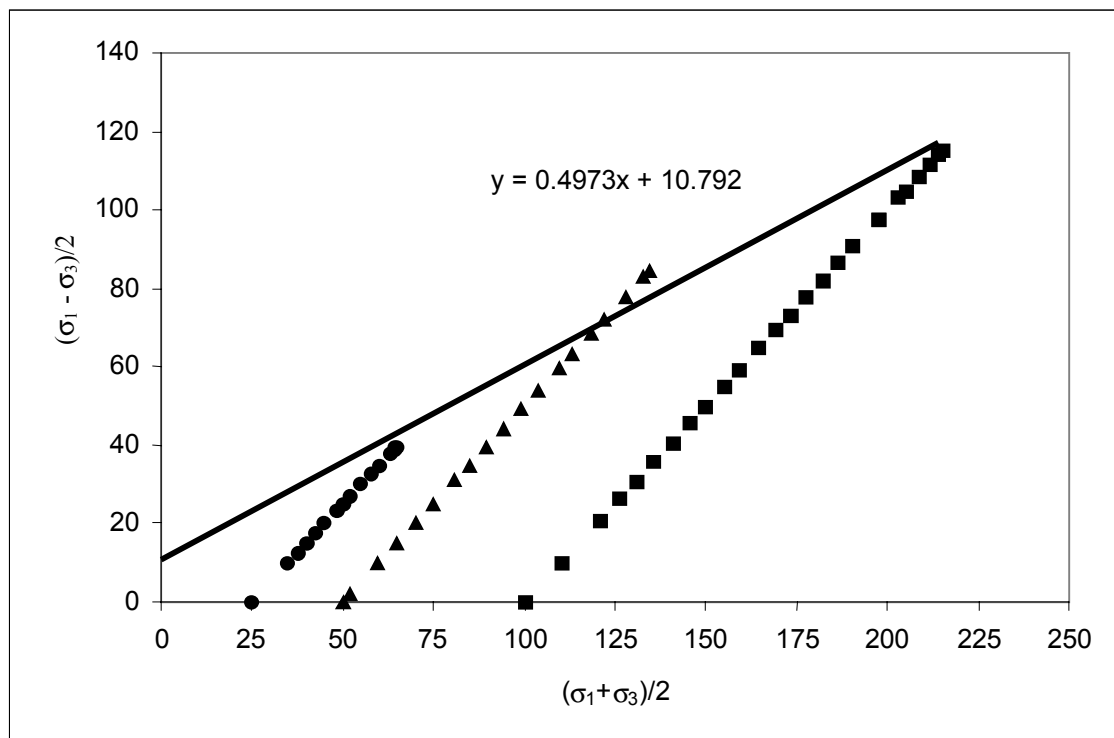


Figura 25 - Trajetória de tensões no solo.

3.4. Metodologia para a realização das análises numéricas

Foram apresentados neste capítulo os procedimentos adotados por LOPES (1997) para a execução do ensaio de prova de carga, os resultados dos diversos ensaios de laboratório realizados no presente trabalho e as sondagens executadas por LOPES (1997). Com estes ensaios, foram determinados os parâmetros de entrada dos modelos constitutivos linear e elástico, não linear e elástico (hiperbólico) e elasto-plástico (Mohr-Coulomb). De posse dos parâmetros dos três modelos, foi feita a discretização da malha de elementos finitos para o programa de análise de problemas planos e axissimétricos de tensão-deformação SIGMA/W. Em seguida, foram realizadas as análises numéricas utilizando cada um dos modelos constitutivos acima mencionados.

Para todas as análises numéricas e para cada modelo analisado, foi obtida uma curva tensão-recalque. Para cada curva assim obtida, realizou-se uma comparação com a curva tensão-recalque obtida a partir do ensaio de prova de carga realizado por LOPES (1997).

Posteriormente foi feita, imediatamente após a análise dos resultados obtidos nas análises numéricas, uma otimização de parâmetros de modo a descrever adequadamente, para cada modelo utilizado, o comportamento esperado do conjunto solo-fundação de acordo com os resultados observados no ensaio de prova de carga.

4. ANÁLISE NUMÉRICA

4.1. Introdução

Inicialmente serão apresentados resultados obtidos com os modelos constitutivos linear e elástico, não linear e elástico (hiperbólico) e elasto-plástico (Mohr-Coulomb), com os parâmetros determinados através de ensaios triaxiais realizados em amostras coletadas do local da prova de carga. Em seguida, os parâmetros dos três modelos serão ajustados de maneira a minimizar o erro entre os resultados numéricos e os resultados obtidos da prova de carga.

4.2. Modelagem numérica da prova de carga

O programa computacional utilizado para realizar as análises numéricas foi o SIGMA/W, que utiliza o método dos elementos finitos na análise de problemas de estado plano de deformação e axissimétrico. O SIGMA/W faz parte de um conjunto de programas de análises geotécnicas, comercializado pela GEO-SLOPE International Ltd..

A sapata a ser analisada tem a forma quadrada, e portanto, trata-se de um problema tridimensional. Como não se dispunha de um programa computacional

para análises tridimensionais, optou-se pela análise de uma sapata circular equivalente, tornando o problema axissimétrico. O raio da sapata circular equivalente resultou ser igual a 0,677 m.

A simulação numérica foi feita considerando-se uma malha de elementos finitos com 7,0 m de altura e 7,0 m de comprimento, correspondendo a cerca de dez vezes o raio da sapata circular equivalente. Foram utilizados elementos finitos isoparamétricos quadrilaterais de oito nós, num total de 362 elementos e 1169 nós, na discretização. Um maior refinamento da malha foi feito na região próxima à sapata. A sapata de concreto de 20 cm de espessura, assumida como rígida, foi discretizada em quatro elementos. Em todas as análises, admitiu-se um comportamento linear e elástico para a sapata, com um módulo de elasticidade de 37.693 MPa e um coeficiente de Poisson igual a 0,2. O contato entre a base da sapata e o solo foi considerado perfeitamente rugoso em todas as análises, enquanto que o contato entre a lateral da sapata e o solo foi admitido perfeitamente rugoso em uma primeira análise linear e elástica e perfeitamente liso nas análises subseqüentes.

Com relação às condições de contorno, foram feitas duas considerações: na primeira, utilizada na análise do estado de tensão inicial, nas fronteiras direita e esquerda da malha foram impostas restrições na direção x, permitindo o livre deslocamento do maciço na direção y; na segunda, utilizada nas análises devidas à sobrecarga aplicada ao solo, foram impostas restrições nas duas direções para a fronteira direita do problema.

A discretização do problema axissimétrico está mostrado na Figura 26.

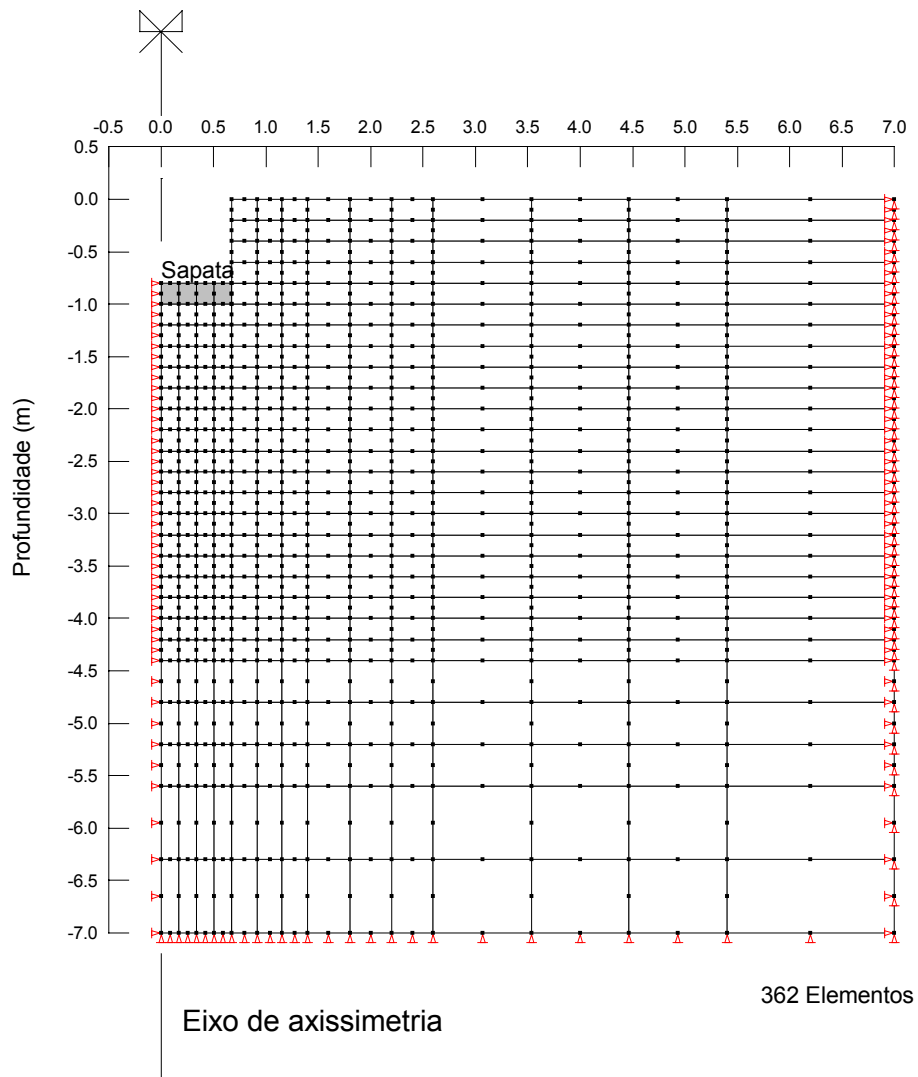


Figura 26 - Malha de elementos finitos utilizada nas análises numéricas.

A primeira etapa, para todas as análises realizadas, consistiu em determinar o estado de tensão devido ao efeito do peso próprio do material. Esta etapa serviu como entrada de dados para as análises subseqüentes que utilizaram os modelos constitutivos linear e elástico, não linear e elástico (hiperbólico) e elasto plástico (Mohr-Coulomb).

O carregamento foi aplicado em 22 estágios de 50 kPa cada, para a análise com o modelo elasto-plástico, totalizando 1100 kPa. Nas análises com o modelo hiperbólico ocorreram instabilidades numéricas devido ao tamanho dos incrementos aplicados, esta instabilidade foi resolvida reduzindo o tamanho dos

incrementos à metade (25 kPa), passando a aplicar 44 estágios de carregamento, totalizando 1100 kPa.

4.3. Estado de tensão Inicial

Para que seja possível realizar qualquer tipo de análise tensão-deformação utilizando o programa SIGMA/W é necessário, a priori, a definição do estado inicial de tensões a que o maciço está submetido.

Para isto, deve-se fornecer ao programa o peso específico do solo em seu estado natural (γ_{nat}) e o coeficiente de empuxo do solo no repouso, K_0 .

No caso em estudo, o coeficiente de empuxo do solo no repouso deve ser aquele que considere as características de pré-adensamento do material (K_0^{PA}). Este parâmetro é função do coeficiente de empuxo do solo no estado normalmente adensado (K_0^{NA}) e da razão de pré-adensamento do solo (OCR).

O coeficiente de empuxo do solo no repouso no estado normalmente adensado (K_0^{NA}), pode ser aproximado pela equação proposta por Jaky (1944), citada por CODUTO (1994).

$$k_0^{NA} = 1 - \sin \phi' \quad (4.1)$$

Como o valor do ângulo de atrito efetivo do solo, ϕ' , no qual realizou-se a prova de carga, apresentado no capítulo anterior, foi de 30° , o valor de K_0^{NA} calculado pela expressão acima é 0,50.

O coeficiente de empuxo do solo no repouso no estado pré-adensado pode ser calculado pela equação proposta por MAYNE e KULHAWY (1982):

$$k_0^{PA} = k_0^{NA} \text{OCR}^{\sin \phi'} \quad (4.2)$$

em que:

$$OCR = \frac{\sigma'_V{}^{PA}}{\sigma'_V} \quad (4.3)$$

Com a tensão de pré-adensamento e o valor do OCR, definidos nos ensaios de compressibilidade para a cota de 1,60 m e apresentados no Quadro 9 do capítulo 3, pôde-se reconstituir a sobrecarga inicial do perfil que foi aliviada pela escavação.

$$H = \frac{\sigma'_{VPA}}{\gamma_{nat}} - h \quad (4.4)$$

em que $\sigma'_V{}^{PA}$ representa a tensão vertical efetiva de pré-adensamento atuando a 1,60 m de profundidade ($\sigma'_V{}^{PA} = 260$ kPa), cota em que as amostras indeformadas foram coletadas ; $\gamma_{nat} = 13,75$ kN/m³ e $h = 1,60$.

Desta forma, calculou-se a altura inicial correspondente ao maciço que foi escavado como sendo $H = 17,31$ m.

Com esse valor de H foi possível calcular, para cada ponto no interior do maciço, a tensão de pré-adensamento e os respectivos valores de OCR e de K_0^{PA} . Na análise numérica, para cada faixa horizontal de elementos finitos, adotou-se um valor de K_0^{PA} representativo dessa camada de solo, conforme apresentado no Quadro 10.

Como pode ser observado na Figura 27, a razão de pré-adensamento (OCR) apresenta uma acentuada variação com a profundidade.

Quadro 10 - Variação das propriedades do solo com a profundidade

Prof. (m)	OCR	k_0^{PA}	σ'_v (kPa)	σ'_h (kPa)	Ei (kPa)
0,20	87,55	8,89	2,75	24,45	6739,47
0,40	44,28	3,89	5,50	21,40	6445,63
0,60	29,85	3,00	8,25	24,75	6768,58
0,80	22,64	2,55	11,00	28,05	7086,25
1,00	18,31	2,26	13,75	31,08	7377,44
1,20	15,43	2,05	16,50	33,83	7642,16
1,40	13,36	1,90	19,25	36,58	7906,88
1,60	11,82	1,78	22,00	39,16	8155,72
1,80	10,62	1,68	24,75	41,58	8388,67
2,00	9,66	1,60	27,50	44,00	8621,63
2,20	8,87	1,53	30,25	46,28	8841,35
2,40	8,21	1,47	33,00	48,51	9055,77
2,60	7,66	1,41	35,75	50,41	9238,43
2,80	7,18	1,37	38,50	52,75	9463,44
3,00	6,77	1,33	41,25	54,86	9667,27
3,20	6,41	1,29	44,00	56,76	9849,93
3,40	6,09	1,25	46,75	58,44	10011,41
3,60	5,81	1,22	49,50	60,39	10199,36
3,80	5,56	1,20	52,25	62,70	10421,73
4,00	5,33	1,17	55,00	64,35	10580,56
4,20	5,12	1,15	57,75	66,41	10779,10
4,40	4,93	1,13	60,50	68,37	10967,05
4,60	4,76	1,11	63,25	70,21	11144,41
4,80	4,61	1,09	66,00	71,94	11311,19
5,00	4,46	1,07	68,75	73,56	11467,37
5,20	4,33	1,05	71,50	75,08	11612,97
5,40	4,21	1,04	74,25	77,22	11819,45
5,60	4,09	1,02	77,00	78,54	11946,52
5,80	3,98	1,01	79,75	80,55	12139,76
6,00	3,89	1,00	82,50	82,50	12327,72
6,20	3,79	0,98	85,25	83,55	12428,31
6,40	3,70	0,97	88,00	85,36	12603,02
6,60	3,62	0,96	90,75	87,12	12772,45
6,80	3,55	0,95	93,50	88,83	12936,57
7,00	3,47	0,94	96,25	90,48	13095,40

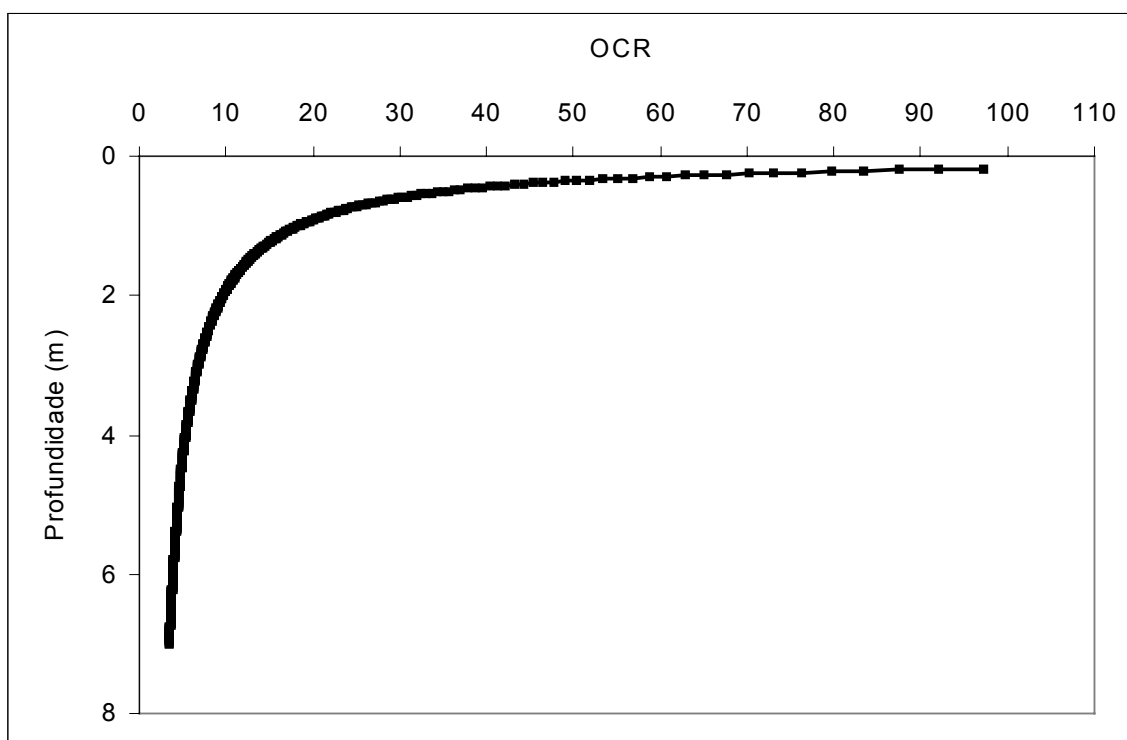


Figura 27 - Variação de OCR com a profundidade.

No Quadro 10 são também apresentados as tensões geostáticas vertical e horizontal atuantes no maciço e o módulo de elasticidade inicial do solo. Com relação a esse último parâmetro, foram utilizados os resultados dos ensaios triaxiais realizados, e através da equação proposta por JANBU (1963), que será apresentada na página 72, para cada pressão de confinamento, foi obtido um módulo de elasticidade tangente ao trecho inicial da curva tensão-deformação do solo ensaiado. Como foram realizados ensaios triaxiais com três diferentes tensões de confinamento, foi possível ajustar uma relação linear entre o módulo de elasticidade inicial e a tensão de confinamento do solo, conforme apresentado na Figura 28.

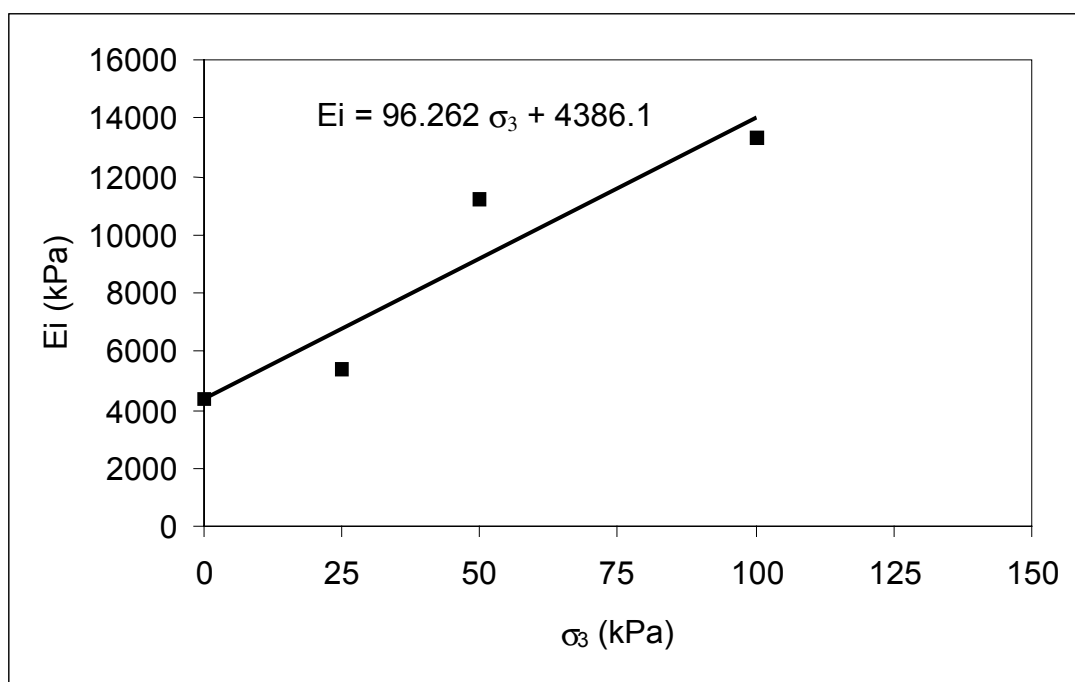


Figura 28 - Variação do módulo de elasticidade do solo.

Com os valores de K_0^{PA} apresentados no Quadro 10, foram feitas as análises referentes à influência do peso próprio do material. A distribuição de tensões verticais, na forma de isóbaras, está mostrada na Figura 29. Na Figura 30 está apresentado o estado de tensão horizontal, que é de grande importância nas análises não lineares visto que o módulo de elasticidade do solo é função da tensão de confinamento.

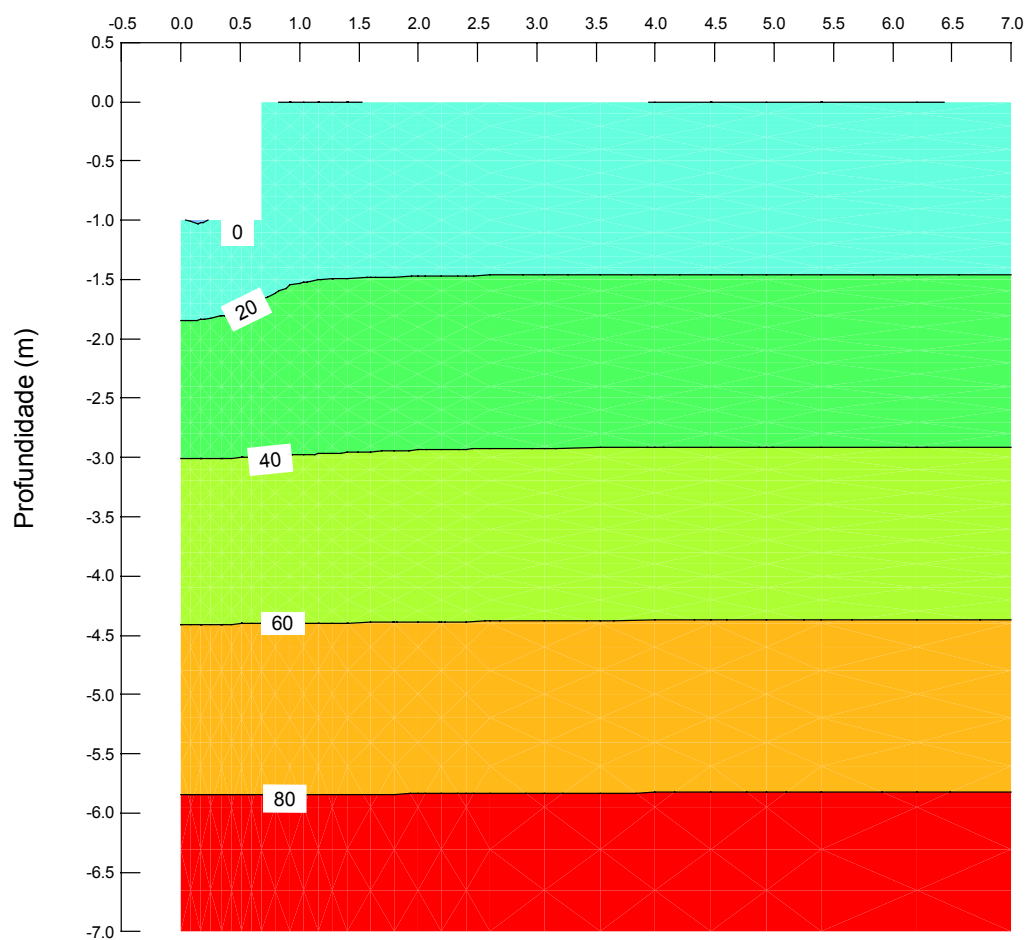


Figura 29 - Estado de tensão vertical (em kPa).

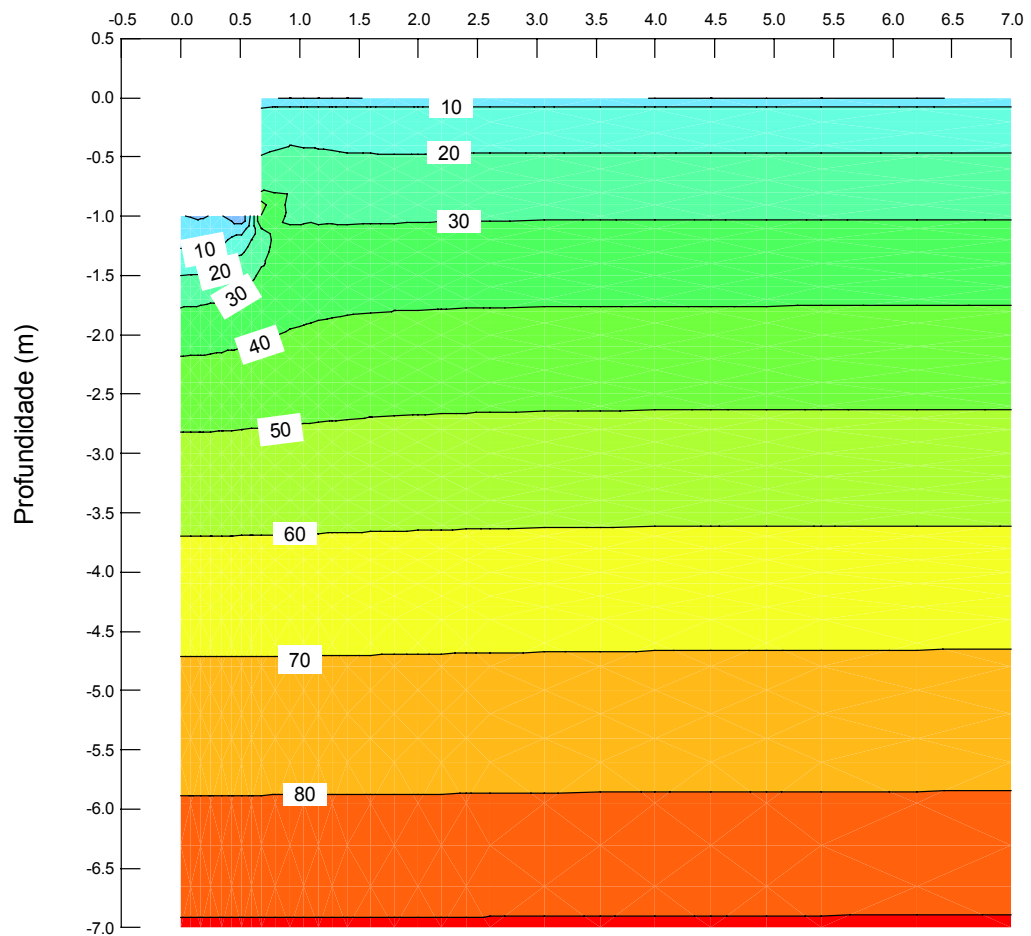


Figura 30 - Estado de tensão horizontal (em kPa).

A Figura 31 apresenta a distribuição de tensões geostáticas verticais atuantes, enquanto a Figura 32 apresenta a distribuição de tensões geostáticas horizontais, ambas abaixo do centro da sapata.

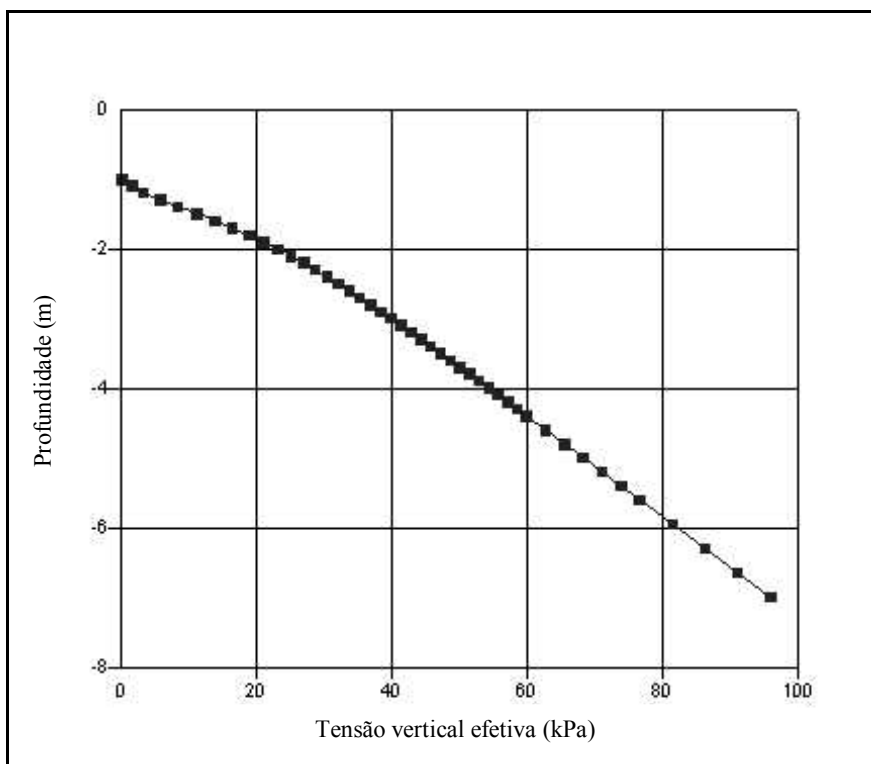


Figura 31 - Distribuição de tensões geostáticas verticais.

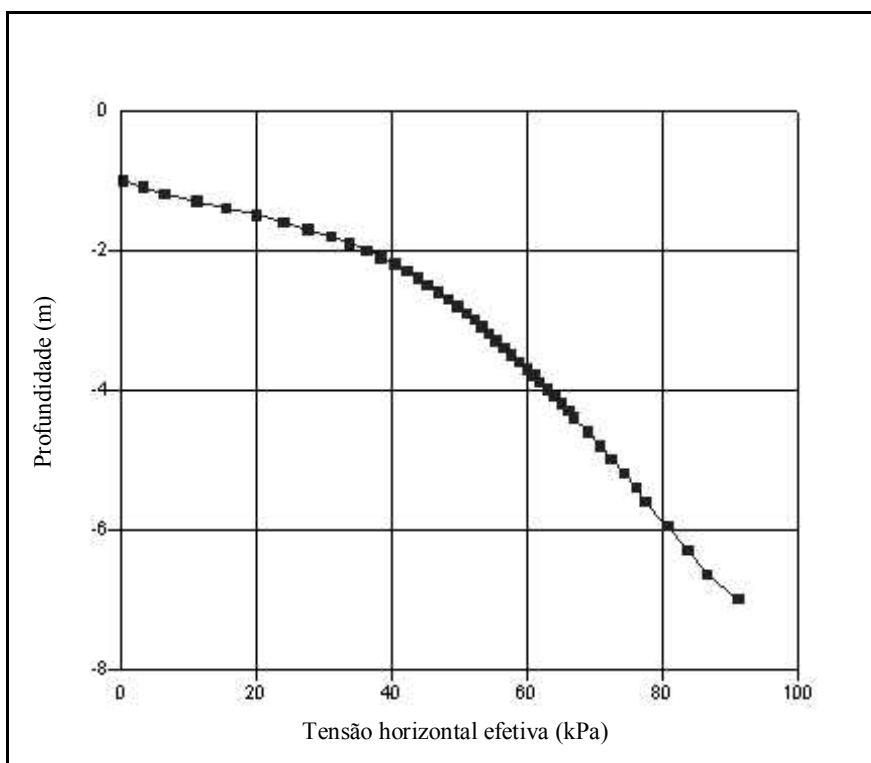


Figura 32 - Distribuição de tensões geostáticas horizontais.

Pode-se observar pelos gráficos mostrados nas Figuras 31 e 32 e pelo Quadro 10, que as tensões horizontais são maiores que as tensões verticais até a cota de 6,00 m. A partir daí, o K_0^{PA} passa a ser menor que 1,0 e, conseqüentemente, as tensões verticais passam a ser ligeiramente maiores que as horizontais.

O estado inicial de tensão tem grande importância nas análises subseqüentes, principalmente porque a sua omissão ocasionaria erros nas análises aumentando demasiadamente os níveis de deformação do maciço.

4.4. Modelos constitutivos

4.4.1. Modelo linear e elástico

No modelo linear e elástico as tensões são diretamente proporcionais às deformações. As constantes de proporcionalidade são o módulo de elasticidade, E , e o coeficiente de Poisson, ν . As tensões e as deformações são relacionadas pela equação abaixo.

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_z \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (4.5)$$

Para a realização da análise numérica com o modelo linear e elástico, o mesmo raciocínio feito anteriormente com relação ao valor da K_0^{PA} foi aplicado ao módulo de elasticidade do solo. Desta forma, considerou-se o módulo de elasticidade do solo variando com a profundidade conforme apresentado no Quadro 10.

O coeficiente de Poisson foi assumido constante e igual a 0,3.

Utilizando esses dois parâmetros, E e ν , foi realizada a análise com o modelo linear e elástico, cujos resultados estão apresentados nas figuras a seguir.

Na Figura 33 está apresentado um diagrama de deslocamentos nodais para o carregamento aplicado de 1100 kPa.

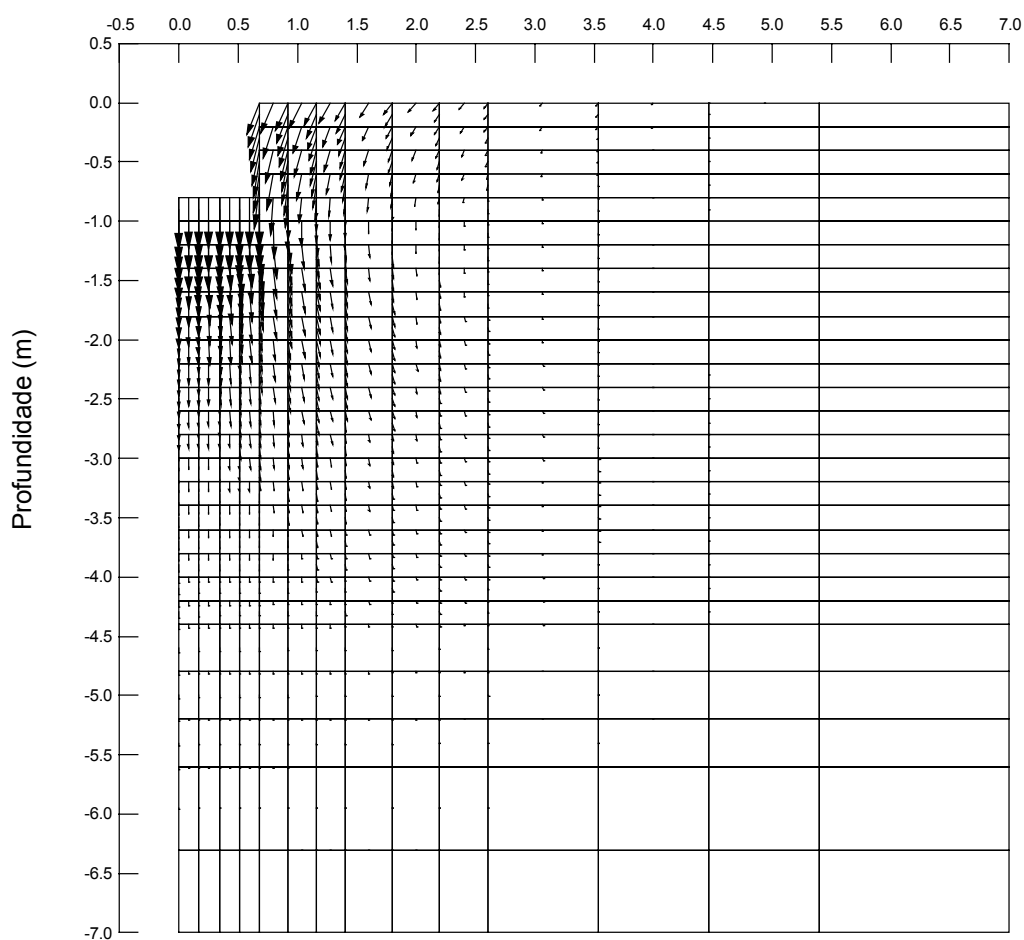


Figura 33 - Diagrama de deslocamentos nodais.

A Figura 34 apresenta as isocurvas de deslocamentos verticais para uma tensão aplicada de 1100 kPa.

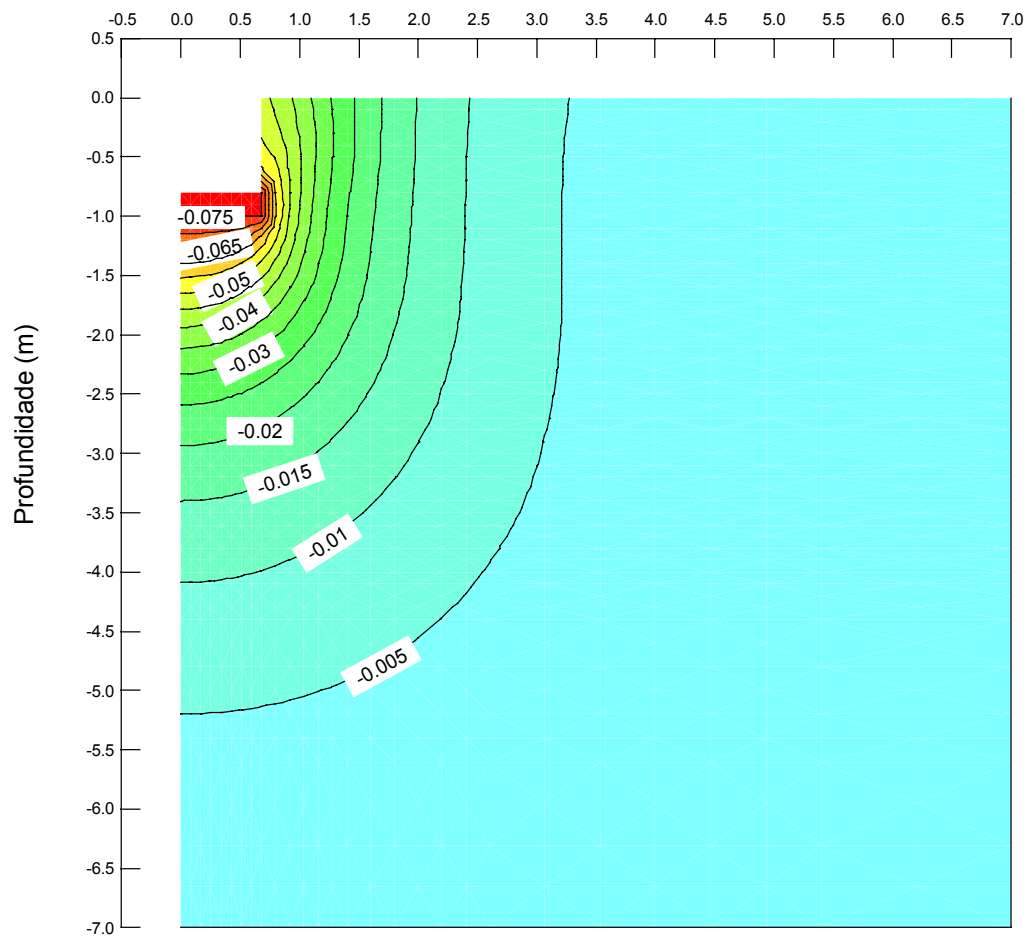


Figura 34 - Isocurvas de deslocamentos verticais (em metros).

Na Figura 35 estão apresentadas as isocurvas de tensões verticais, onde pode-se observar os bulbos de tensões gerados pela tensão de 1100 kPa aplicada à sapata.

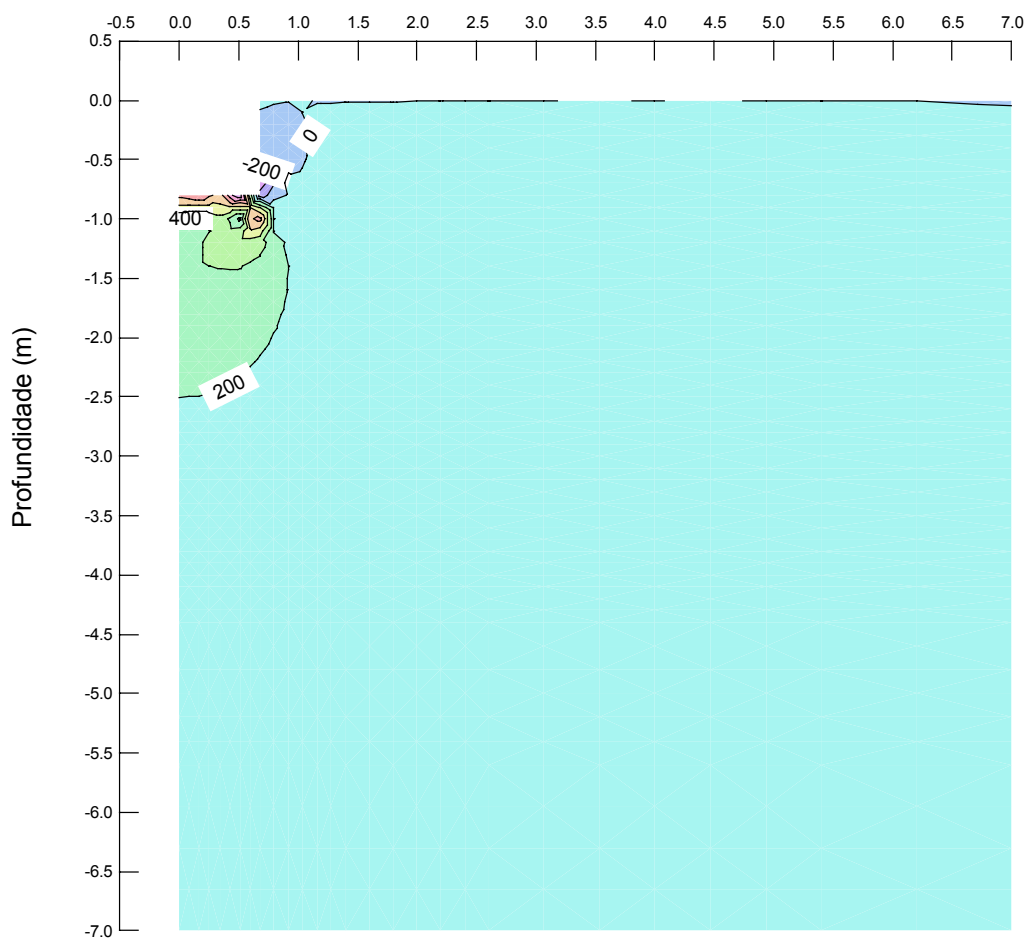


Figura 35 - Isocurvas de tensões verticais (em kPa).

A Figura 36 apresenta a distribuição de tensão vertical abaixo do centro da sapata para uma tensão aplicada de 1100 kPa. A Figura 37 apresenta a distribuição de tensão vertical ao longo da borda da sapata, para uma tensão aplicada de 1100 kPa, mostrando que nessa região as tensões são mais elevadas que aquelas verificadas abaixo do centro da sapata. A Figura 38 apresenta a distribuição de tensão vertical no contato entre a sapata e o solo, para uma tensão aplicada de 1100 kPa, podendo-se mais uma vez observar que as tensões ao longo da borda são as mais elevadas. A Figura 39 mostra a comparação entre o resultado da prova de carga e o resultado da análise numérica, utilizando o modelo linear e elástico.

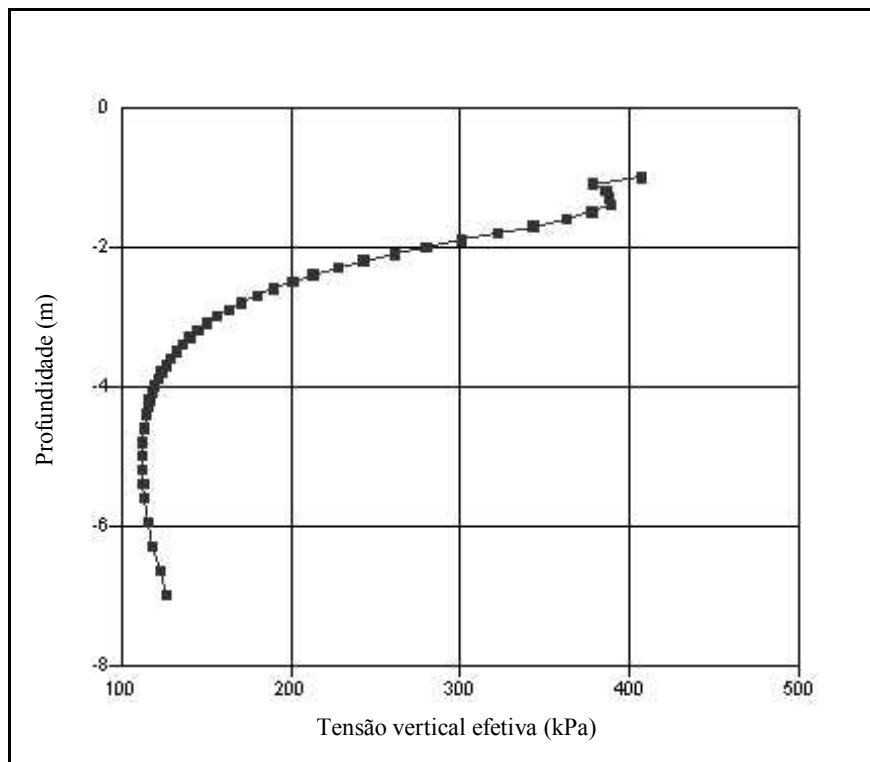


Figura 36 - Distribuição de tensão vertical com a profundidade abaixo do centro da sapata.

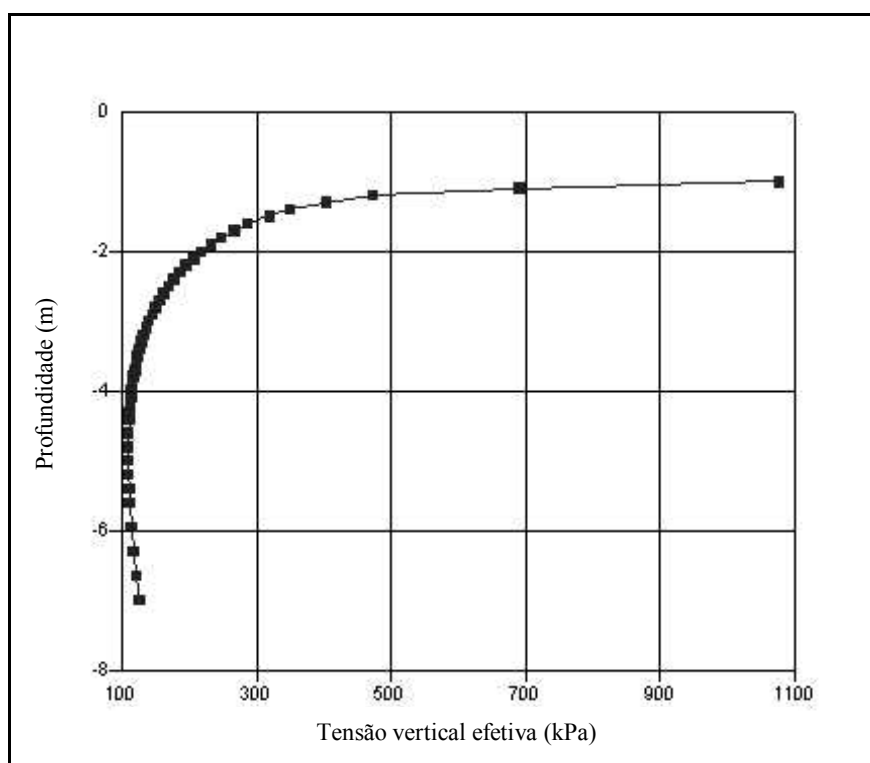


Figura 37 - Distribuição de tensão vertical com a profundidade ao longo da borda da sapata.

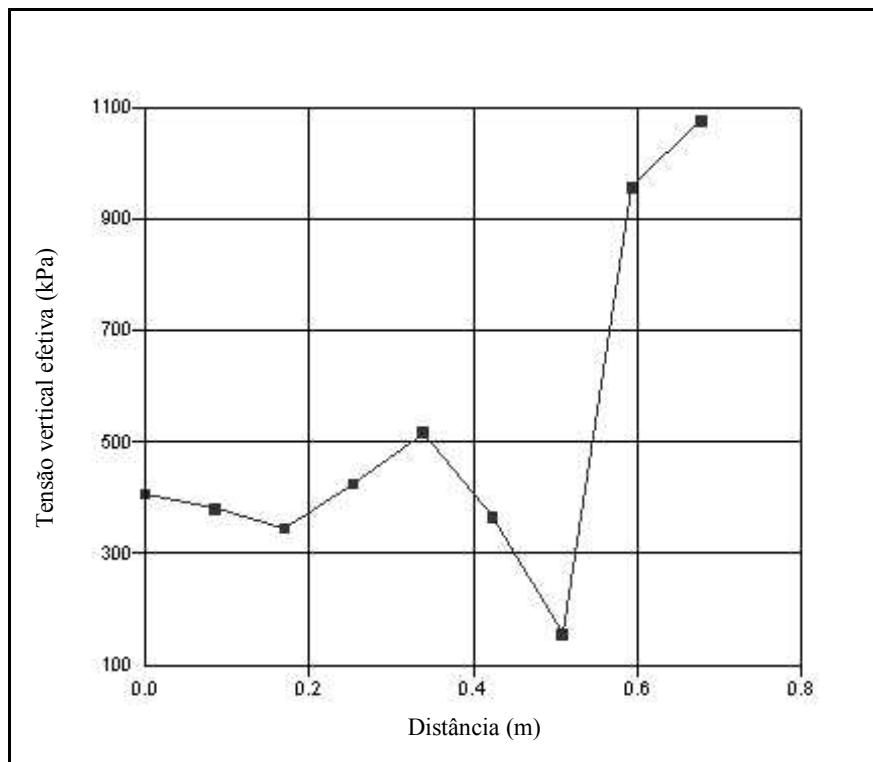


Figura 38 - Distribuição de tensão vertical no contato solo-sapata.

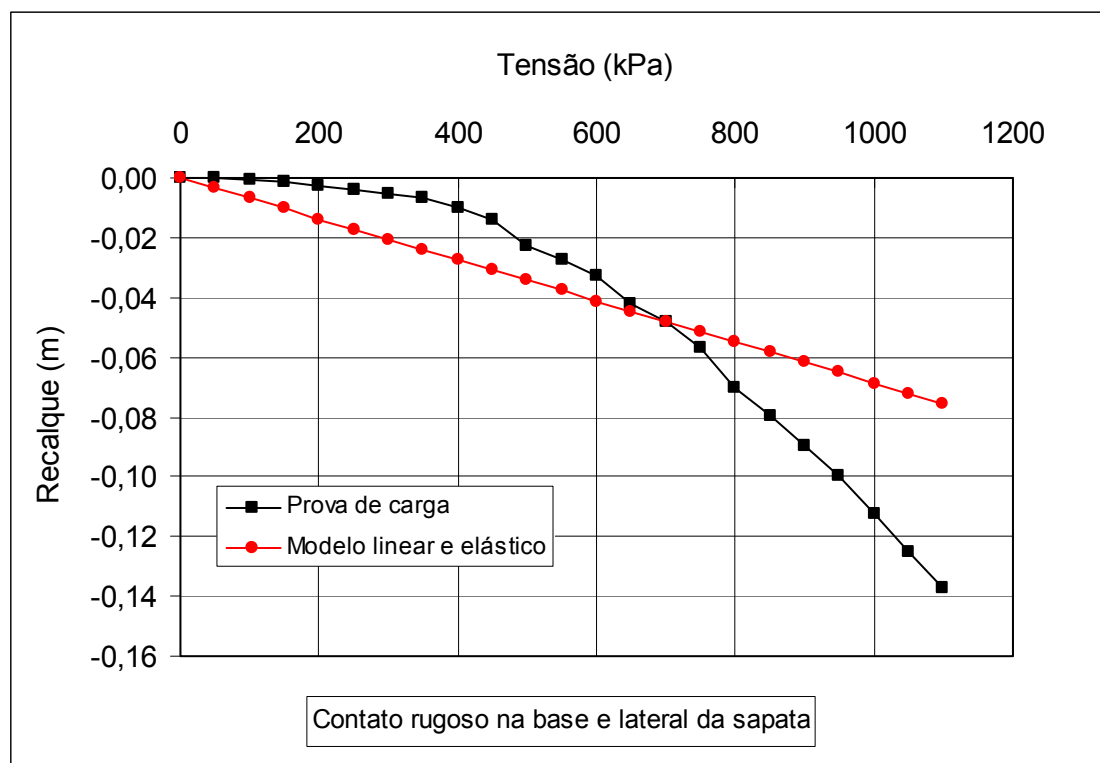


Figura 39 - Comparação entre a prova de carga e a modelagem numérica.

Embora a teoria da elasticidade seja a mais utilizada na engenharia de fundações para calcular recalques em sapatas, os resultados acima mostram que para o nível máximo de tensão aplicado de cerca de 450 kPa, o que significa um fator de segurança de aproximadamente 2,5, os valores previstos dos recalques foram maiores que os medidos experimentalmente.

O motivo para essa divergência é que os módulos de elasticidade do solo utilizados nessa análise foram obtidos a partir de ensaios triaxiais realizados com corpos de prova saturados, o que não caracterizou adequadamente a situação de não saturação do solo no seu estado natural no campo. Segundo as sondagens de simples reconhecimento realizadas, o nível d'água foi localizado a 5,0 m de profundidade. Nesta situação o material estava com um grau de saturação bem abaixo de 100 % que não foi representado nos ensaios triaxiais.

Com relação à distribuição de tensões abaixo do centro e ao longo da borda da sapata, além da distribuição da tensão no contato solo-sapata, os resultados obtidos da análise numérica com o modelo linear e elástico não caracterizaram o comportamento esperado para sapatas rígidas, onde a ocorrência da máxima tensão de contato solo-sapata ocorre entre o centro e a borda da sapata e não na borda, conforme a Figura 40 apresentada por CODUTO (1994).

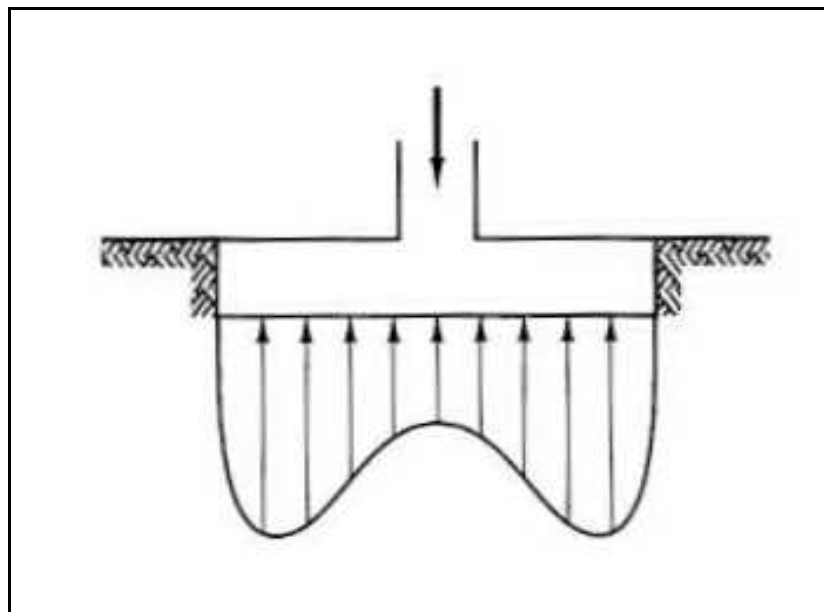


Figura 40 - Distribuição da tensão de contato entre uma sapata rígida e o solo.

A causa para essa distribuição de tensão, observada na Figura 38, foi a condição de rugosidade considerada entre a parte lateral da sapata e o solo. Por isso, foi realizada uma nova análise com o modelo linear e elástico, onde o contato entre a parte lateral da sapata e o solo foi considerado perfeitamente liso.

As Figuras 41, 42 e 43 apresentam, respectivamente, o diagrama de deslocamentos nodais, as isocurvas de deslocamentos verticais e as isocurvas de tensões verticais para a tensão de 1100 kPa.

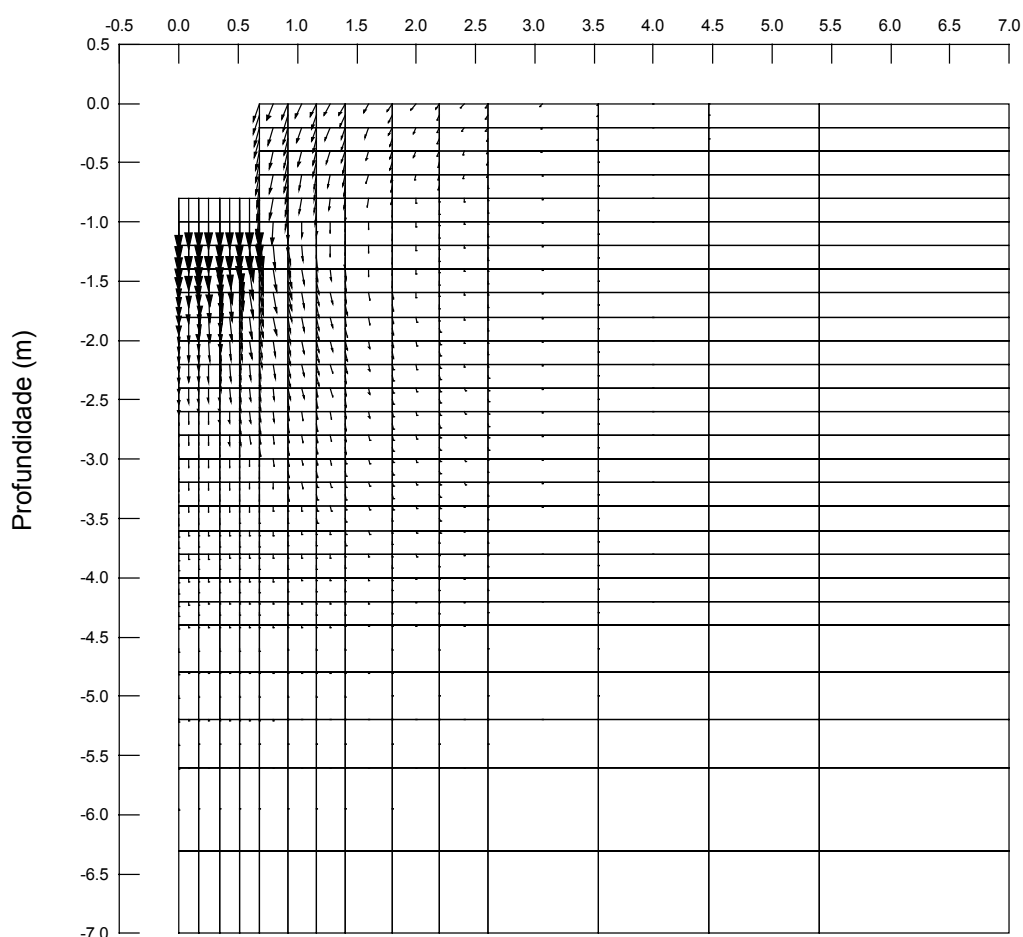


Figura 41 - Diagrama de deslocamentos nodais.

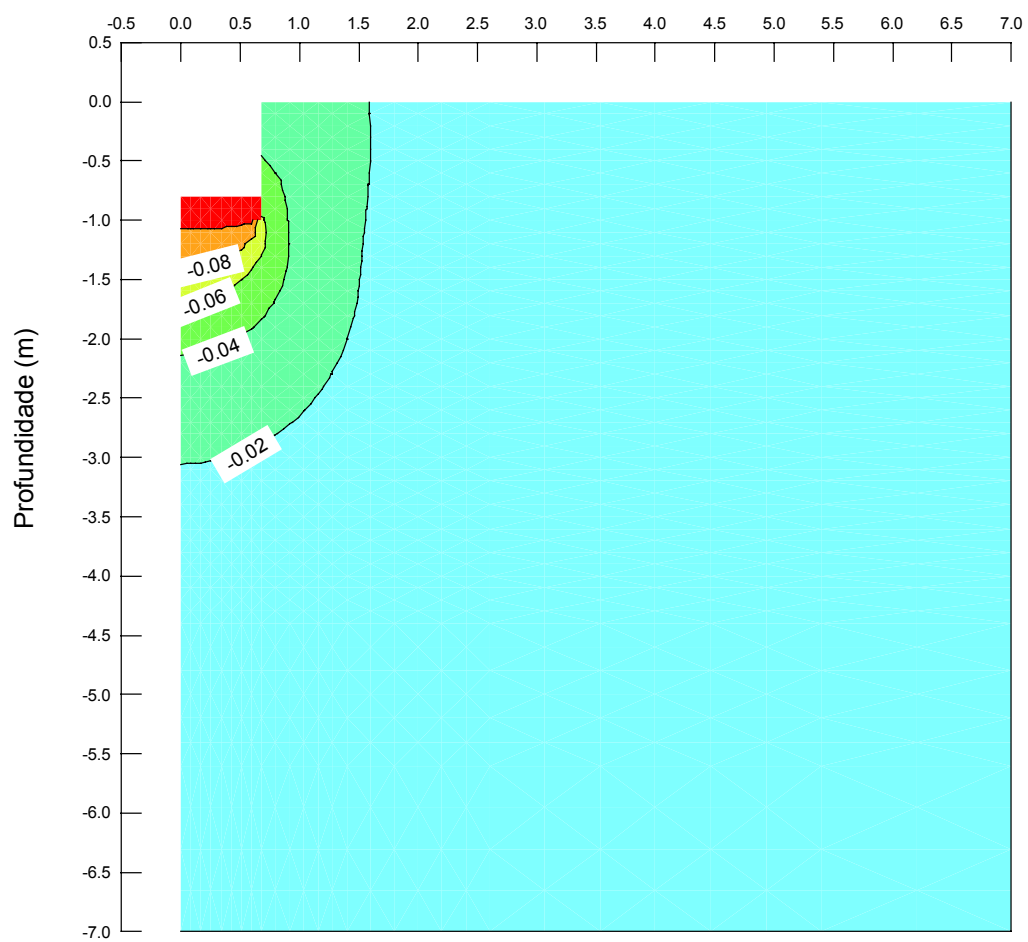


Figura 42 - Isocurvas de deslocamentos verticais (em metros).

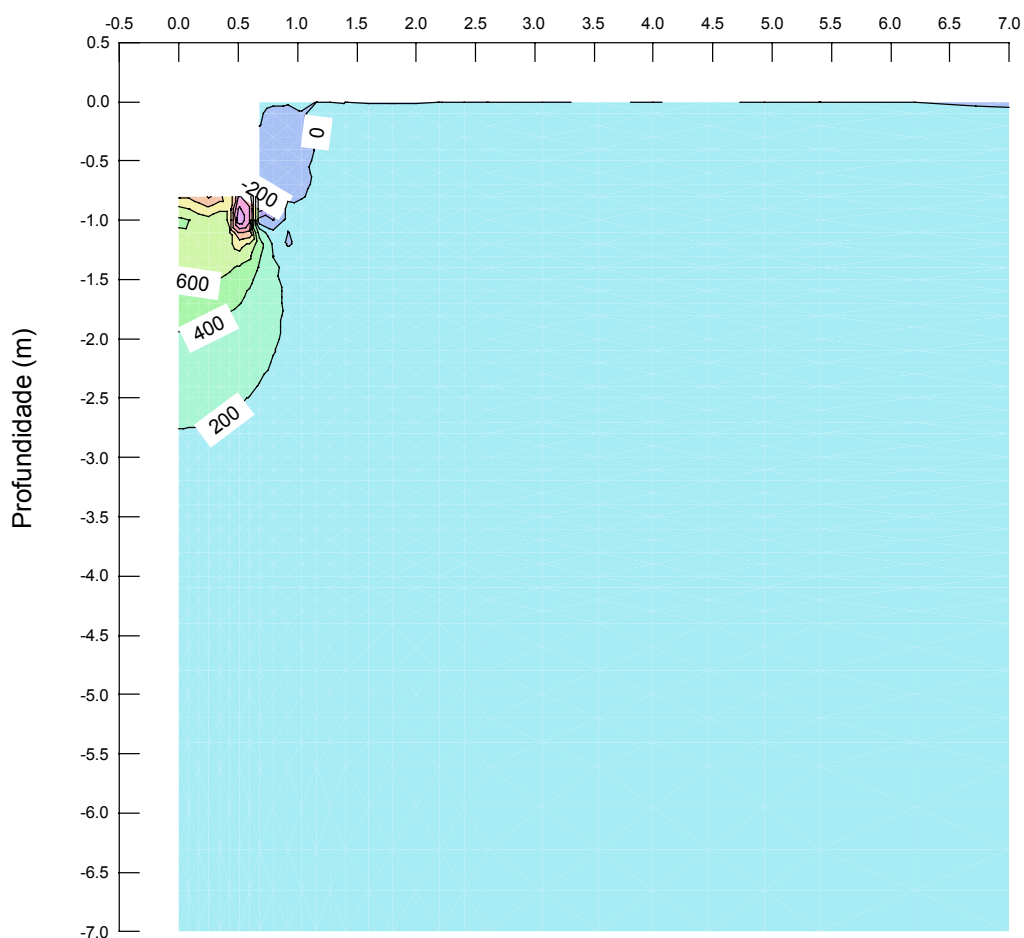


Figura 43 - Isocurvas de tensões verticais (kPa).

As Figuras 44 e 45 apresentam as distribuições com a profundidade das tensões verticais, em seções verticais, que passam respectivamente pelo centro e pela borda da sapata, para uma tensão de 1100 kPa. A Figura 46 apresenta a distribuição das tensões com a profundidade em uma seção longitudinal que passa pelo contato solo-sapata para uma tensão de 1100 kPa. A Figura 47 apresenta a comparação entre os resultados experimental e numérico considerando o contato lateral da sapata e o solo como perfeitamente liso.

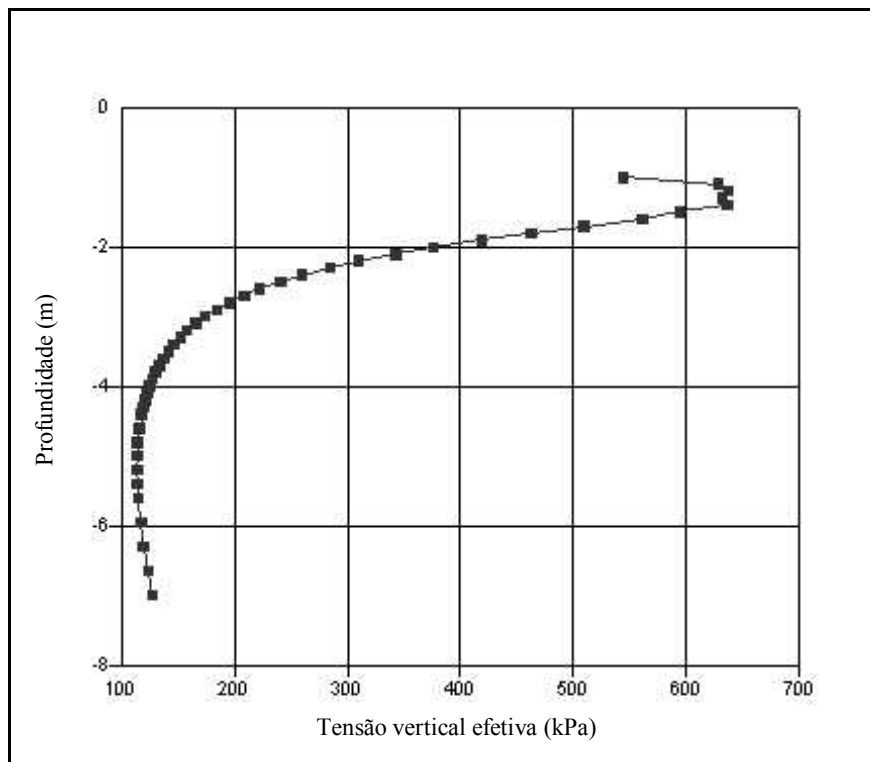


Figura 44 - Distribuição de tensão vertical com a profundidade abaixo do centro da sapata.

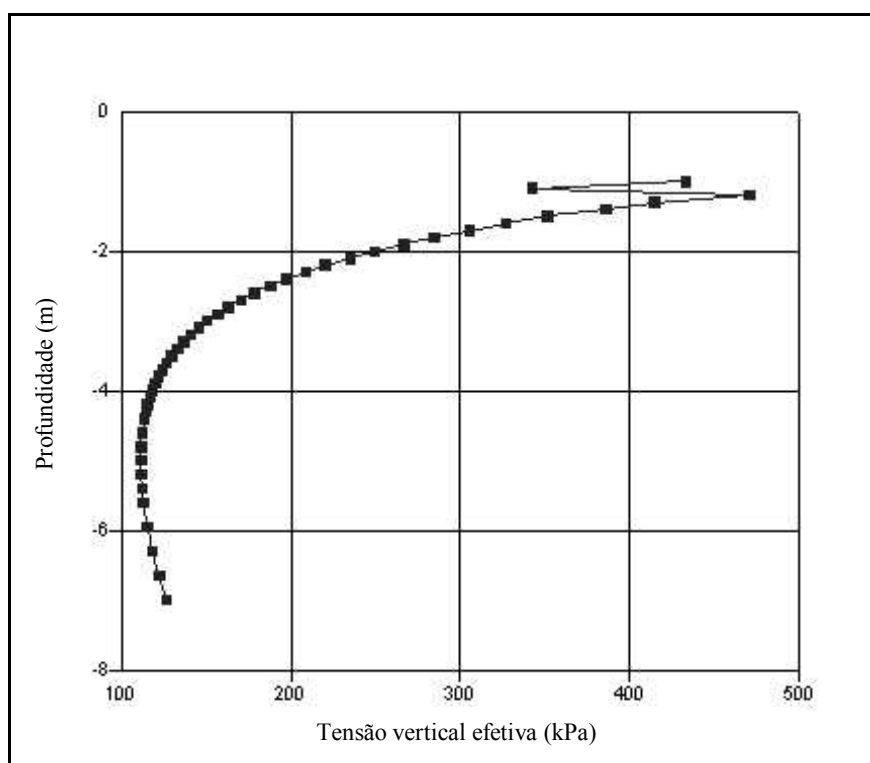


Figura 45 - Distribuição de tensão vertical com a profundidade ao longo da borda da sapata.

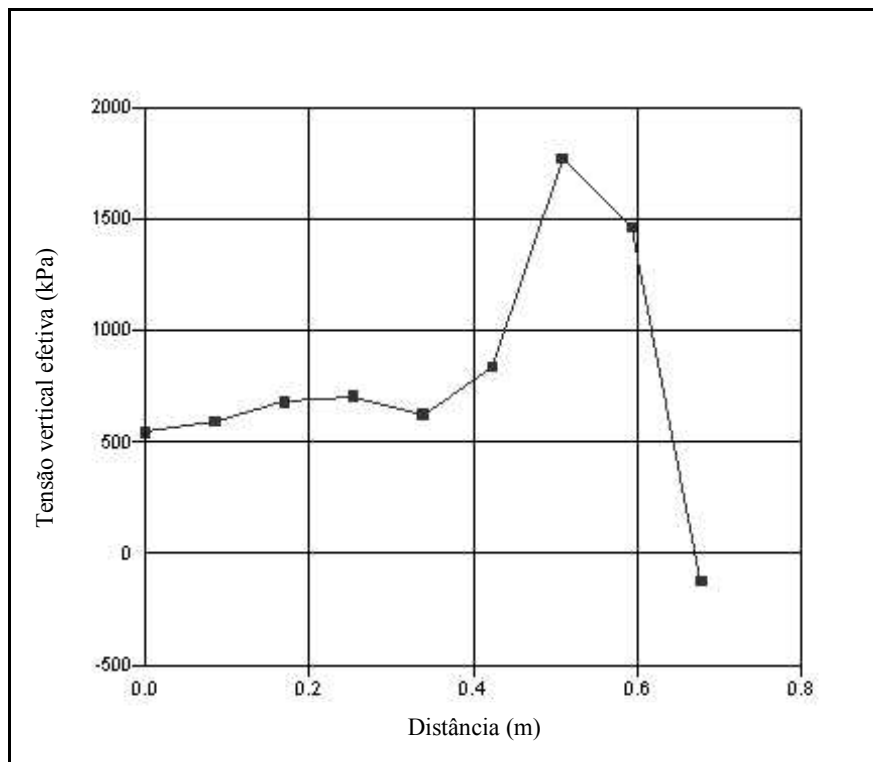


Figura 46 - Distribuição de tensão vertical no contato solo-sapata.

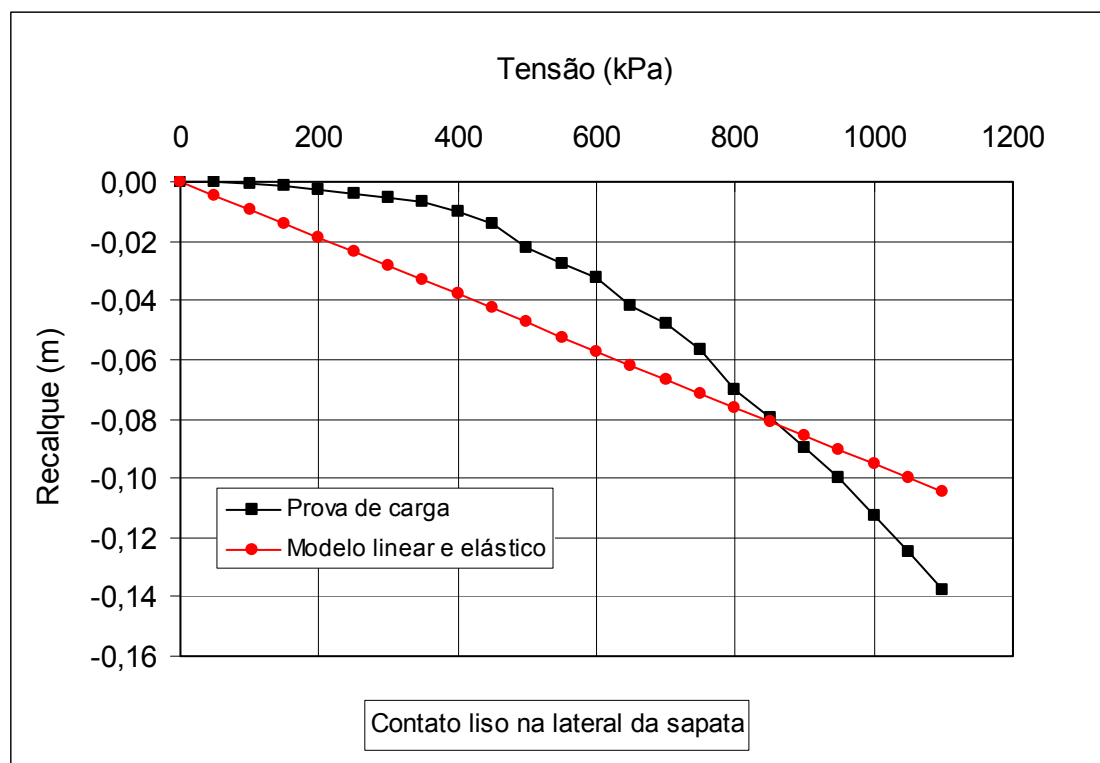


Figura 47 - Comparação entre a prova de carga e a modelagem numérica.

Pode-se verificar que os resultados, considerando perfeitamente liso o contato lateral da sapata com o solo, são bastante diferentes daqueles em que este mesmo contato era considerado perfeitamente rugoso. Isto fica evidenciado na Figura 46 na qual a distribuição de tensão vertical comprova que as tensões crescem do centro para a borda da sapata, anulando-se neste ponto, conforme apresentado na Figura 40. Além disto, esta distribuição de tensão vertical atende às condições de equilíbrio na direção vertical. Verifica-se, também, que o recalque máximo alcançado nessa segunda análise é maior que o da primeira, devido à condição de contato adotada entre a parte lateral da sapata e o solo.

As análises subseqüentes, utilizando os modelos não linear e elástico (hiperbólico) e elasto-plástico (Mohr-Coulomb), serão realizadas considerando o contato entre a parte lateral da sapata e o solo como perfeitamente liso.

4.4.2. Modelo não linear e elástico

DUNCAN e CHANG (1970) apresentaram uma formulação para representar a curva tensão-deformação não linear através de uma hipérbole definida pela seguinte expressão:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1} \quad (4.6)$$

$$\text{sendo } a = \frac{1}{E_i} \text{ e } b = \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}};$$

em que E_i é o módulo de elasticidade inicial e $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ é o valor máximo da tensão desviadora para o qual a equação (4.6) tende assintoticamente.

DUNCAN e CHANG (1970) propuseram uma expressão para cálculo do módulo de elasticidade tangente em cada ponto da curva tensão-deformação. Esta expressão está apresentada na equação (4.7).

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f (\sigma_1 - \sigma_3)(1 - \sin \phi)}{2c(\cos \phi) + 2\sigma_3 \sin \phi} \right]^2 E_i \quad (4.7)$$

em que:

E_t = módulo tangente;

ϕ = ângulo de atrito do solo;

c = coesão do solo;

R_f = parâmetro do solo denominado razão de ruptura (relação entre a resistência ao cisalhamento do solo pelo critério de Mohr-Coulomb e a assíntota da curva hiperbólica);

σ_1 = tensão principal maior;

σ_3 = tensão principal menor;

O módulo tangente inicial é considerado função da tensão de confinamento, σ_3 , de acordo com a expressão proposta por JANBU (1963):

$$E_i = K Pa \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n \quad (4.8)$$

em que:

K = parâmetro do solo;

Pa = pressão atmosférica (igual a 101,4 kPa);

σ_3 = tensão de confinamento;

n = parâmetro do solo;

Para determinar os parâmetros K e n da equação (4.8), primeiramente fez-se o gráfico, mostrado na Figura 48, no qual, para cada ensaio, foram utilizadas a tensão desviatória ($\sigma_1 - \sigma_3$) e a deformação axial (ϵ_a), correspondentes a 75% e 90% da ruptura do solo, para cada tensão de confinamento, de acordo com DUNCAN et al. (1980).

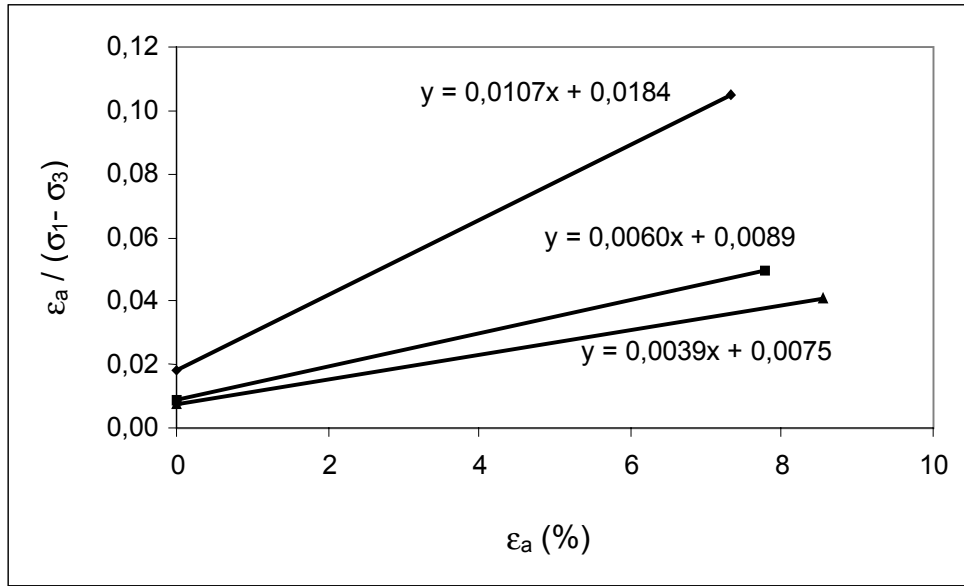


Figura 48 - Gráfico transformado.

Os parâmetros obtidos do gráfico transformado estão apresentados no Quadro 11, e o módulo de elasticidade inicial para cada tensão de confinamento foi calculado pela seguinte expressão:

$$E_i = \frac{1}{a} \quad (4.9)$$

sendo o parâmetro "a" a interseção da reta com o eixo y do gráfico transformado para cada tensão de confinamento. Como a deformação axial, ϵ_a , é apresentada no gráfico transformado na forma de porcentagem, o parâmetro "a" encontrado deve ser dividido por 100.

A razão de ruptura (R_f), que aparece no Quadro 11, foi calculada a partir da seguinte expressão

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} = \frac{\left(\frac{2c \cos \phi' + 2\sigma_3 \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \right)}{\frac{1}{b}} \quad (4.10)$$

sendo b a inclinação de cada reta do gráfico transformado para cada valor de tensão de confinamento.

O valor de R_f utilizado na análise numérica foi a média dos três valores apresentados no Quadro 11.

Quadro 11 - Parâmetros do gráfico transformado

σ_3 (kPa)	a	b	E_i (kPa)	R_f
25	0,0001840	0,0107	5434,78	0,98
50	0,0000890	0,0060	11235,96	0,85
100	0,0000750	0,0039	13333,33	0,94

Os valores dos logaritmos dos módulos de elasticidade mostrados no Quadro 11, divididos pela pressão atmosférica, estão plotados contra o logaritmo de σ_3/p_a conforme mostrado na Figura 49. A inclinação da reta de ajuste determina o parâmetro n . O parâmetro K é igual ao antilogaritmo do valor da ordenada onde $\log_{10}\sigma_3/p_a$ é igual a zero.

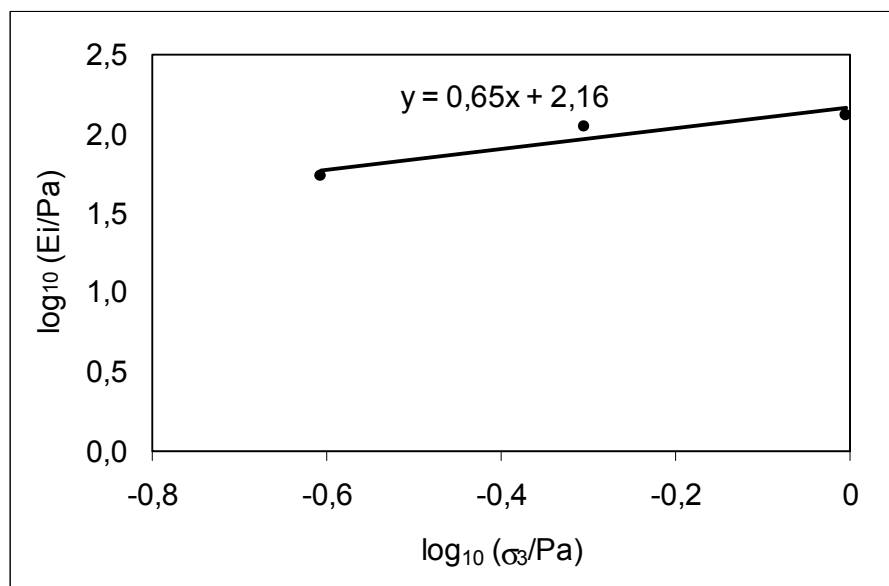


Figura 49 - Gráfico para determinação dos parâmetros K e n .

Os valores determinados destes parâmetros são: $K = 145$ e $n = 0,65$.

A variação de volume é controlada pelo módulo de expansão volumétrica (B), calculado pela seguinte expressão:

$$B = K_b Pa \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^m \quad (4.11)$$

em que:

K_b e m são parâmetros do solo.

O módulo de expansão volumétrica foi calculado, para cada nível de tensão, segundo DUNCAN et al. (1980) como:

$$B = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{3\varepsilon_v} \quad (4.12)$$

Quadro 12 - Parâmetros da variação volumétrica

σ_3 (kPa)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	ε_v (%)	B (kPa)
25	30,00	0,5580	1792,11
50	118,84	0,9252	4281,60
100	164,19	2,1354	2562,99

Os logaritmos dos valores dos módulos de expansão volumétrica, mostrados no Quadro 12, divididos pela pressão atmosférica, foram plotados versus o logaritmo de σ_3/p_a (Figura 50). A inclinação da melhor reta de ajuste determina o coeficiente m . O coeficiente K_b é igual ao antilogaritmo do valor da ordenada onde $\log_{10}\sigma_3/Pa$ é igual a zero.

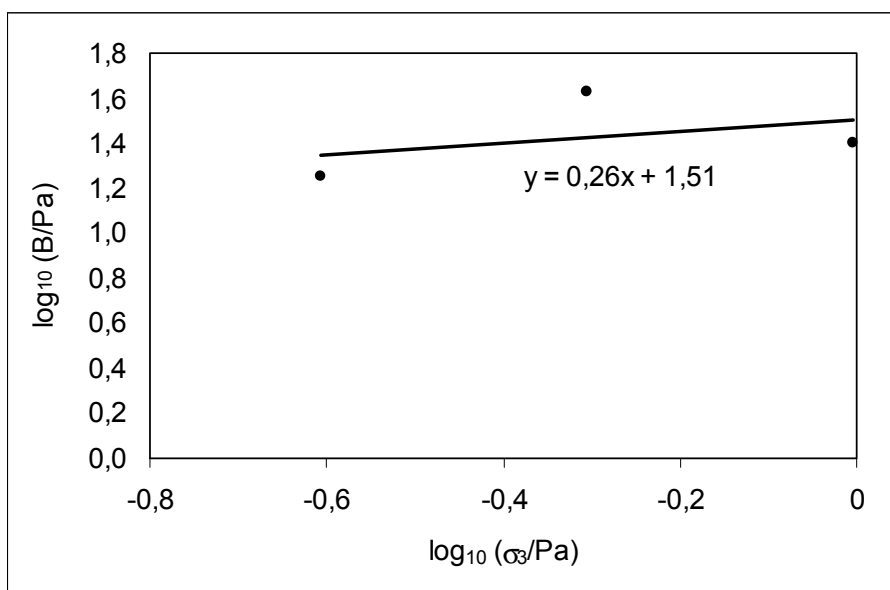


Figura 50 - Gráfico para determinação dos parâmetros K_b e m .

Os valores assim determinados destes parâmetros são: $K_b=32$ e $m=0,26$.

Os parâmetros necessários à completa definição do modelo hiperbólico, obtidos nos passos descritos acima, são os seguintes:

$$c' = 12 \text{ kPa} ;$$

$$\phi' = 30^\circ ;$$

$$K = 145 ;$$

$$n = 0,65 ;$$

$$R_f = 0,92 ;$$

$$K_b = 32 ;$$

$$m = 0,26 ;$$

Com esses parâmetros foram feitas as reconstituições das curvas tensão-deformação e de variação volumétrica dos ensaios triaxiais (Figuras 51 e 52).

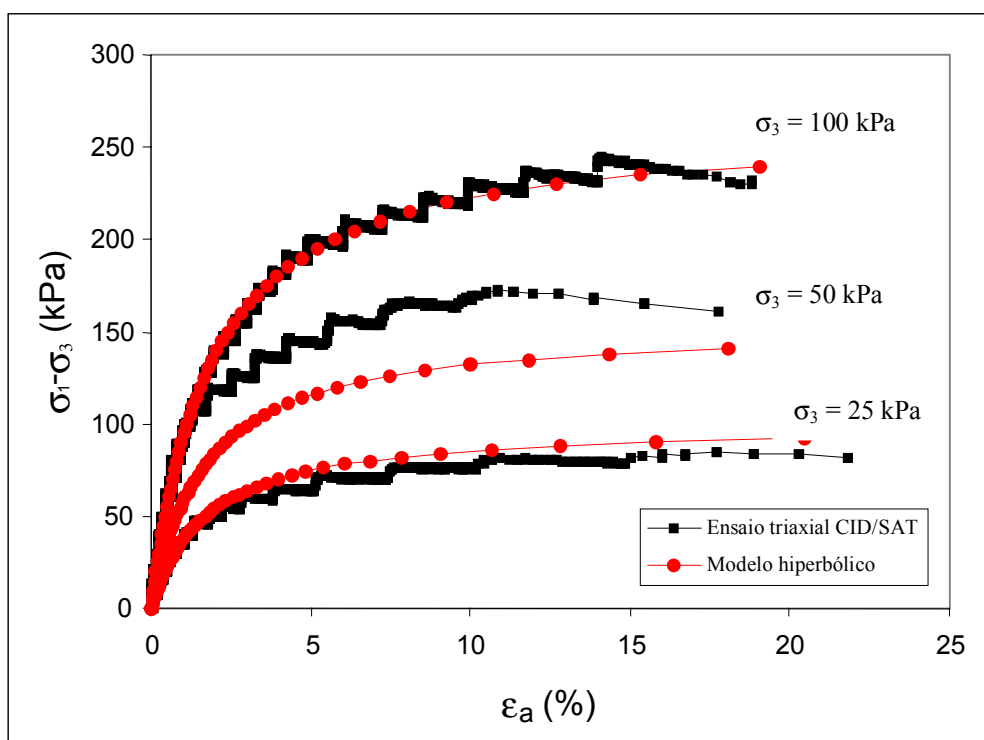


Figura 51 - Reconstituição das curvas tensão-deformação.

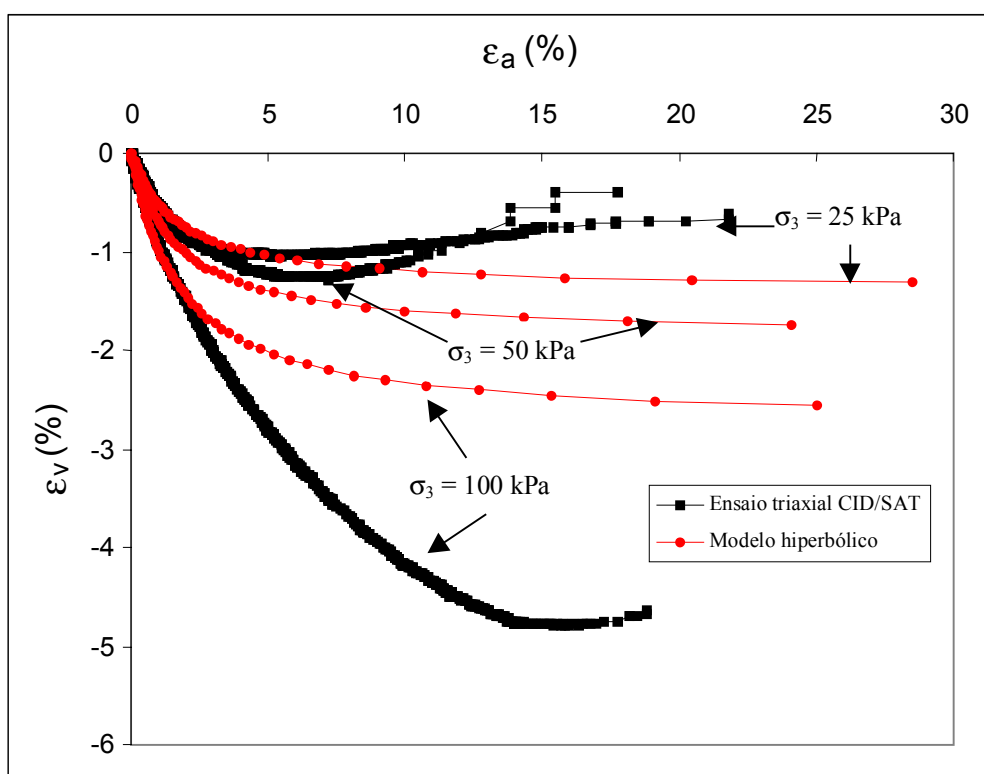


Figura 52 - Reconstituição das curvas de variação de volume.

Pode-se observar da reconstituição das curvas tensão-deformação que, para as tensões de 25 kPa e 100 kPa, o modelo hiperbólico caracterizou muito bem o comportamento do solo. Na reconstituição das curvas de variação volumétrica, o modelo caracterizou razoavelmente bem a curva de 25 kPa, a reconstituição da curva de 50 kPa, a exemplo da tensão-deformação, não foi satisfatória. Para a tensão de 100 kPa, o modelo hiperbólico caracterizou bem apenas a parte inicial da curva.

A seguir, utilizando estes mesmos parâmetros hiperbólicos, foi realizada uma análise não linear e elástica no SIGMA/W e os resultados obtidos são apresentados na Figuras 53 a 59.

A Figura 53 mostra os resultados desta análise na forma de diagrama de deslocamentos nodais, enquanto que a Figura 54 mostra na forma de isocurvas de deslocamentos verticais. A Figura 55 se apresenta na forma de isocurvas de tensões verticais. Todas para uma tensão de 1100 kPa aplicada à sapata.

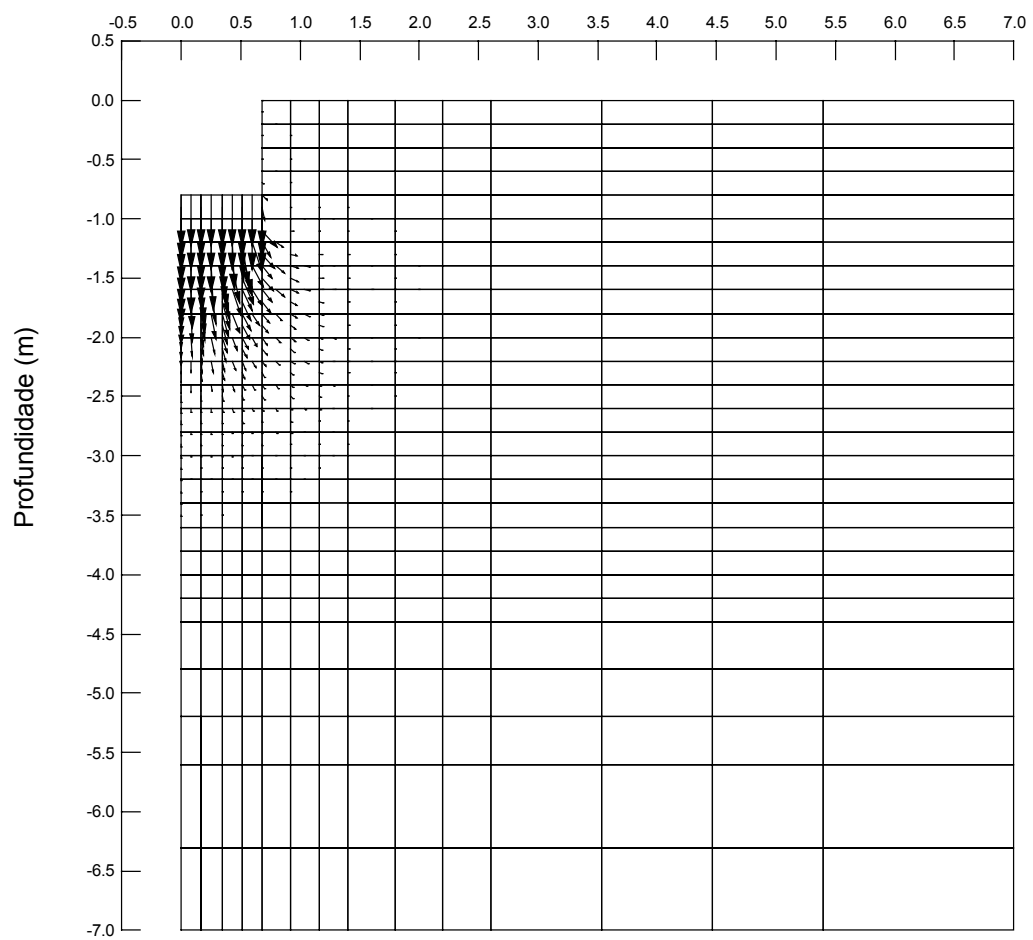


Figura 53 - Diagrama de deslocamentos dos nodais.

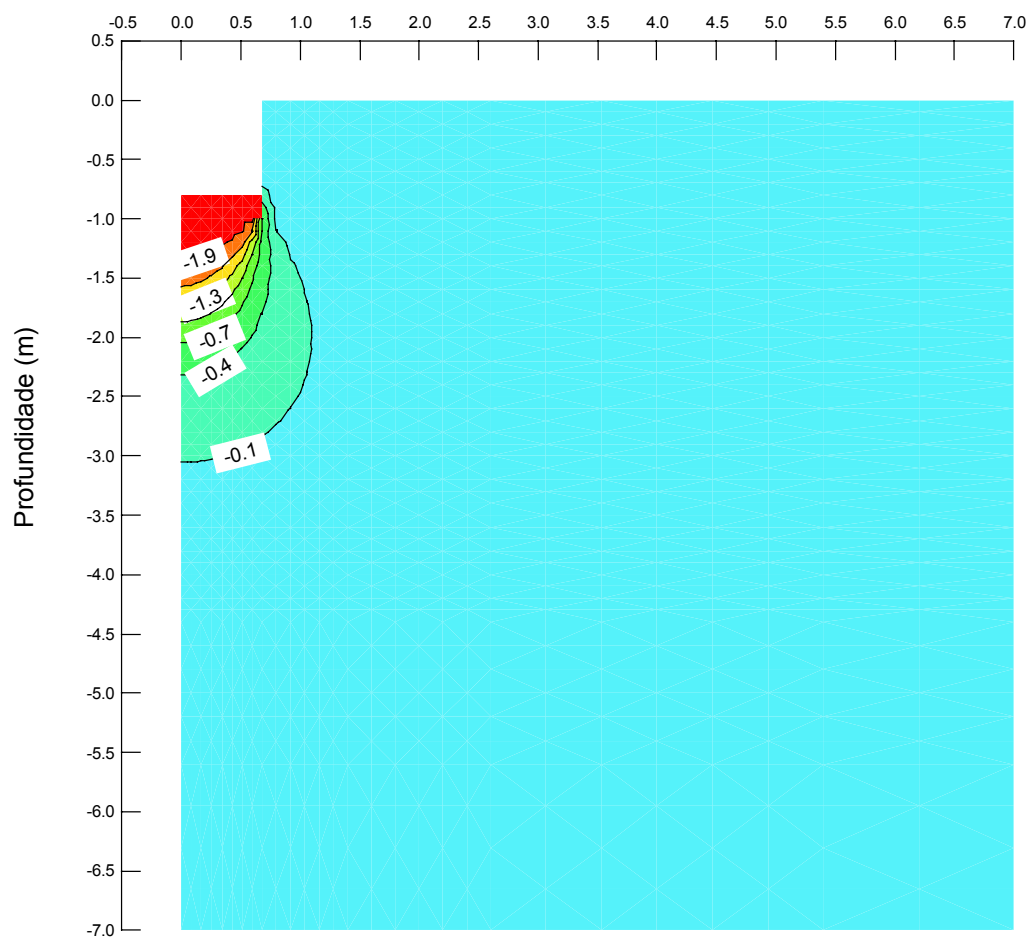


Figura 54 - Isocurvas de deslocamentos verticais (em metros).

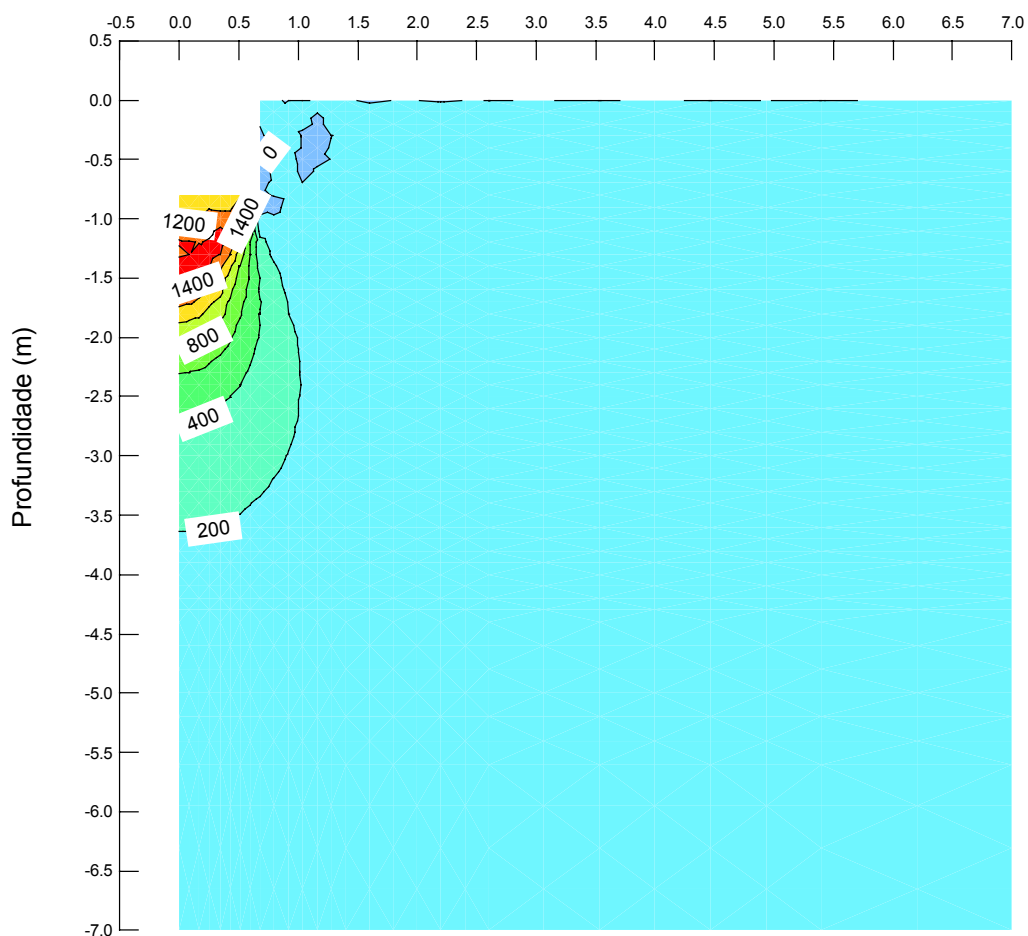


Figura 55 - Isocurvas de tensões verticais (em kPa).

As Figuras 56 e 57 apresentam as distribuições com a profundidade das tensões verticais, em seções verticais, que passam respectivamente pelo centro e pela borda da sapata, para uma tensão de 1100 kPa. A Figura 58 apresenta a distribuição das tensões com a profundidade em uma seção longitudinal que passa pelo contato solo-sapata para uma tensão de 1100 kPa. A comparação entre as curva tensão-recalque, da prova de carga e da modelagem numérica, utilizando o modelo não linear e elástico (hiperbólico), está apresentada na Figura 59.

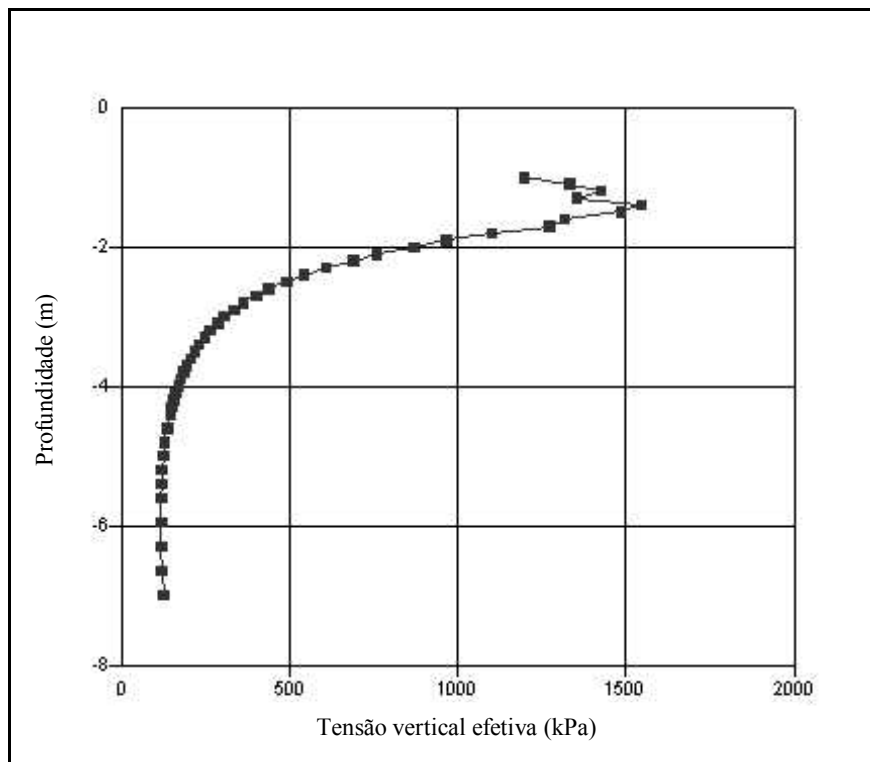


Figura 56 - Distribuição de tensão vertical com a profundidade abaixo do centro da sapata.

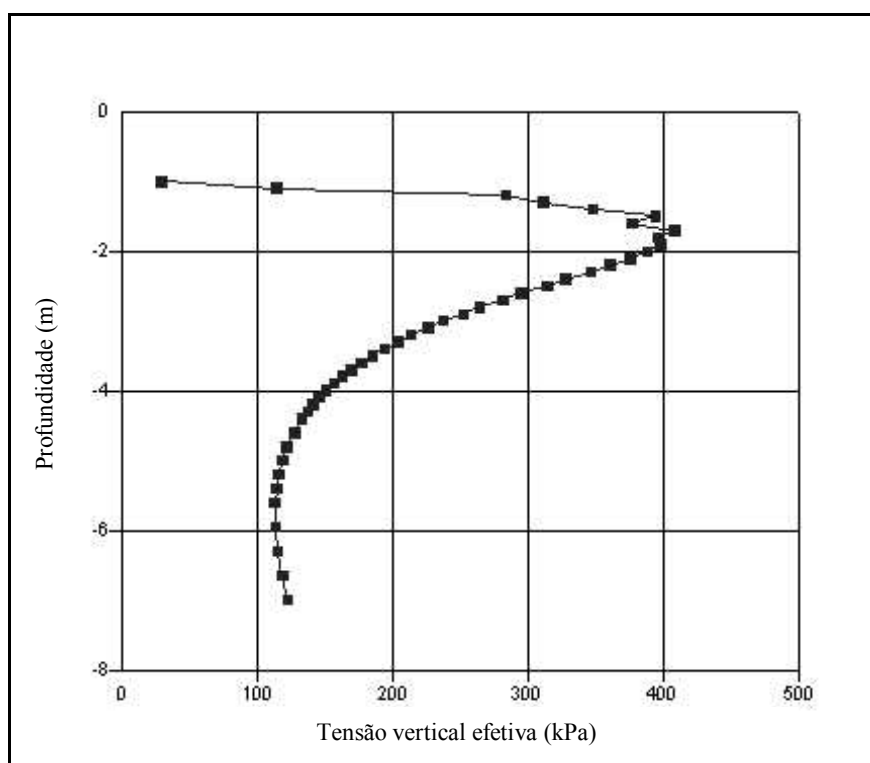


Figura 57 - Distribuição de tensão vertical com a profundidade ao longo da borda da sapata.

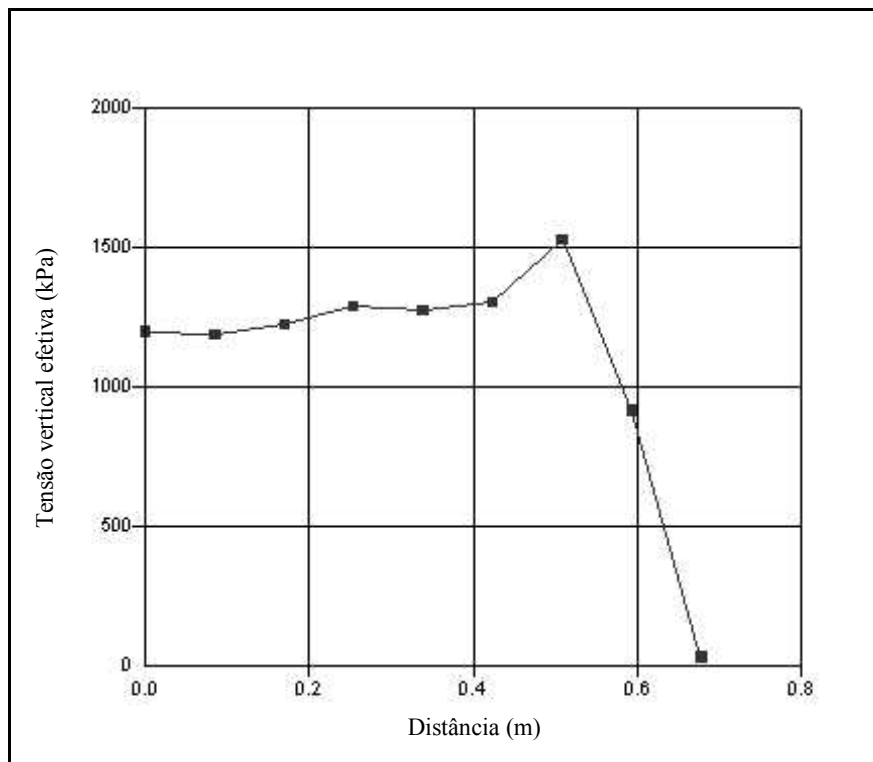


Figura 58 - Distribuição de tensão vertical no contato solo-sapata.

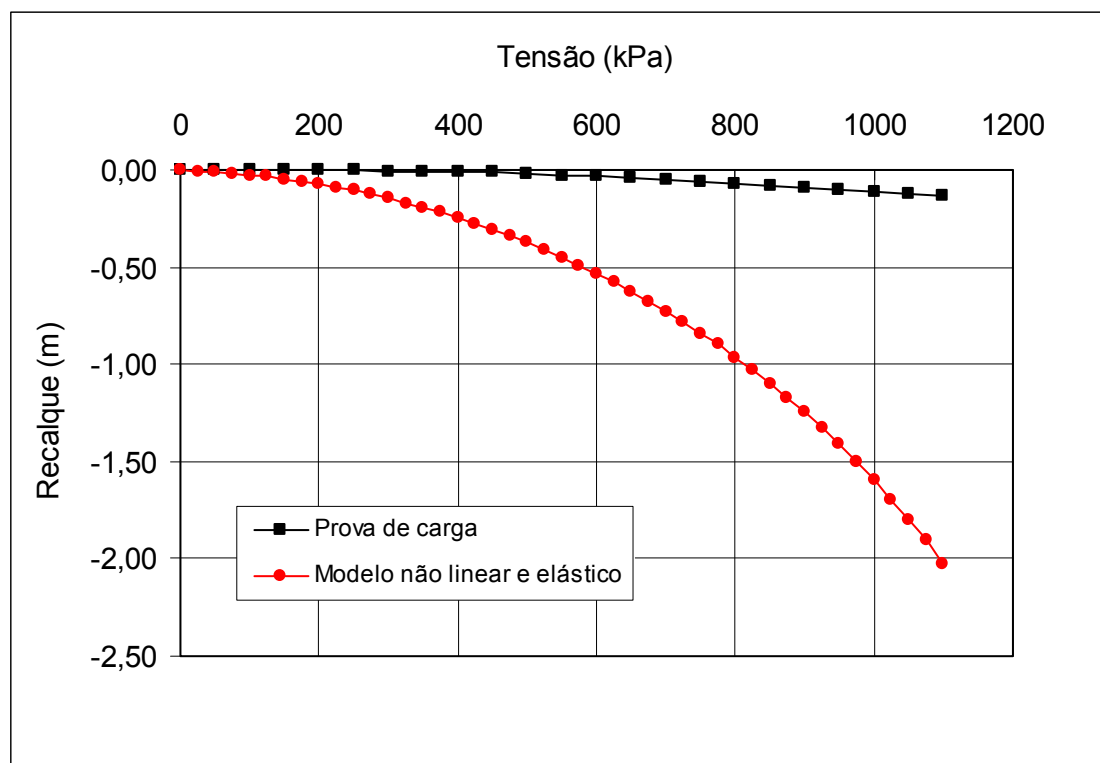


Figura 59 - Comparação entre a prova de carga e a modelagem numérica.

Os recalques calculados numericamente são bem maiores que os observados experimentalmente, em função dos baixos valores da coesão, K e K_b , obtidos através de ensaios de laboratório. A coesão é um dos parâmetros responsáveis, juntamente com o ângulo de atrito do solo, pela resistência ao cisalhamento do material, enquanto que K e K_b controlam as características de deformação do solo. O módulo de elasticidade inicial (E_i) e o módulo de elasticidade tangente (E_t) são função do K enquanto que o módulo de deformação volumétrica (B) é função do K_b .

Com relação à distribuição de tensões no contato solo-sapata, verifica-se que apesar das tensões serem maiores na região próxima da borda, na análise não linear e elástica essa diferença é bem menos acentuada do que aquelas calculadas pelo modelo linear e elástico.

4.4.3. Modelo elasto-plástico

O modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb descreve uma relação elástica, perfeitamente plástica. Uma curva típica tensão-deformação para este modelo é mostrada na Figura 60. As tensões são diretamente proporcionais às deformações até que o ponto de plastificação seja atingido, e a partir desse ponto, a curva tensão-deformação assume a forma perfeitamente plástica (as deformações aumentam indefinidamente para um nível de tensão constante).

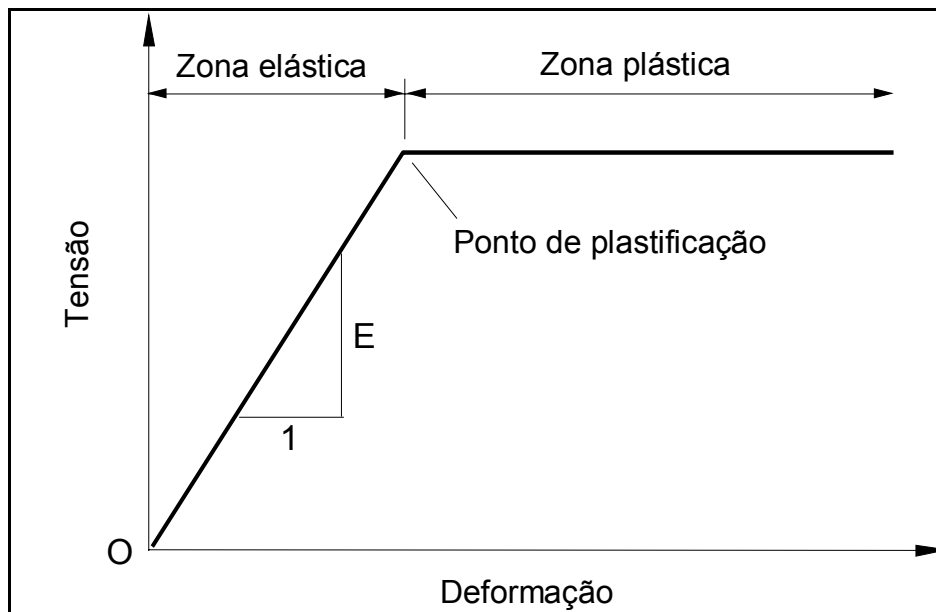


Figura 60 - Relação constitutiva elástica perfeitamente plástica.

Os parâmetros requeridos pelo SIGMA/W para o modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb são o módulo de elasticidade, E , que foi considerado variando com a profundidade de acordo com o Quadro 10, o coeficiente de Poisson, ν , a coesão do solo, c' , e o ângulo de atrito, ϕ' , apresentados a seguir:

- $E = \text{variável com a profundidade (Quadro 10)}$;
- $\nu = 0,3$;
- $c' = 12 \text{ kPa}$;
- $\phi' = 30^\circ$;

A Figura 61 apresenta os resultados desta análise na forma de diagrama de deslocamentos nodais. A Figura 62 mostra os deslocamentos verticais apresentados na forma de isocurvas e a Figura 63 apresenta os bulbos de tensões verticais gerados pelo carregamento externo aplicado à sapata, todas para uma tensão aplicada de 1100 kPa.

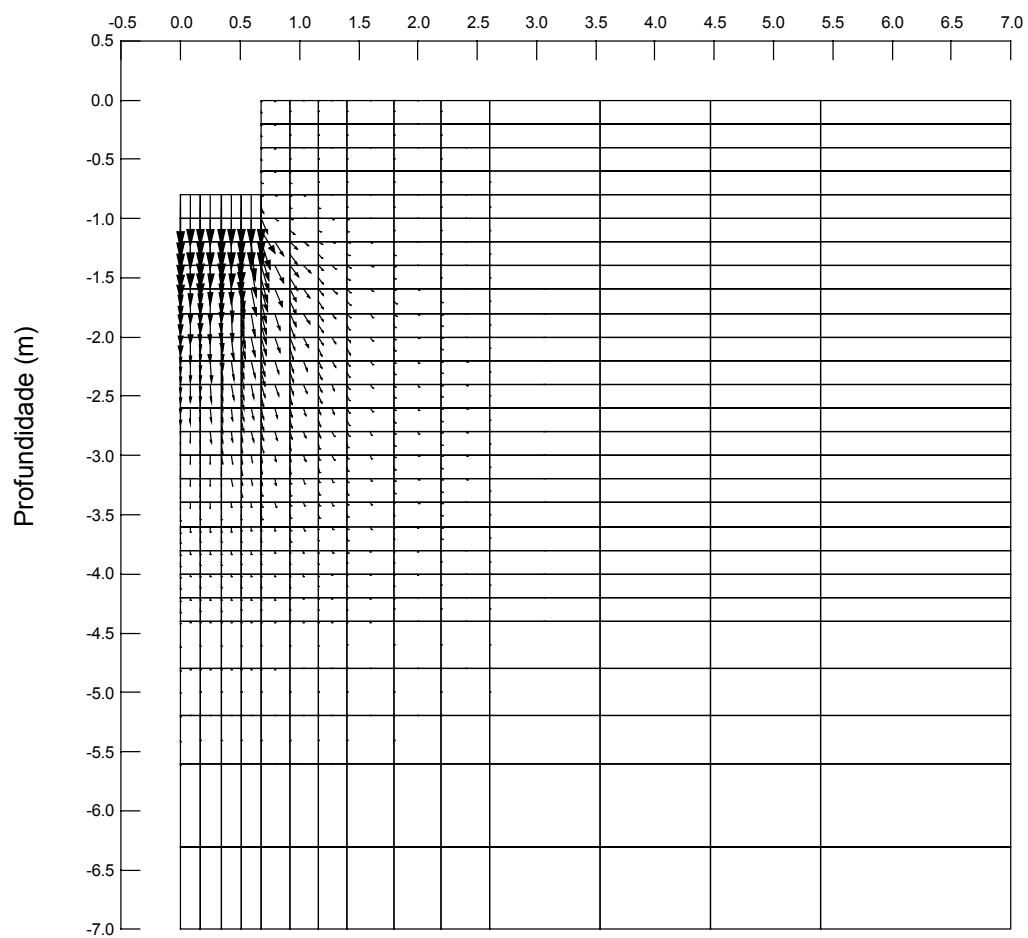


Figura 61 - Diagrama de deslocamentos nodais.

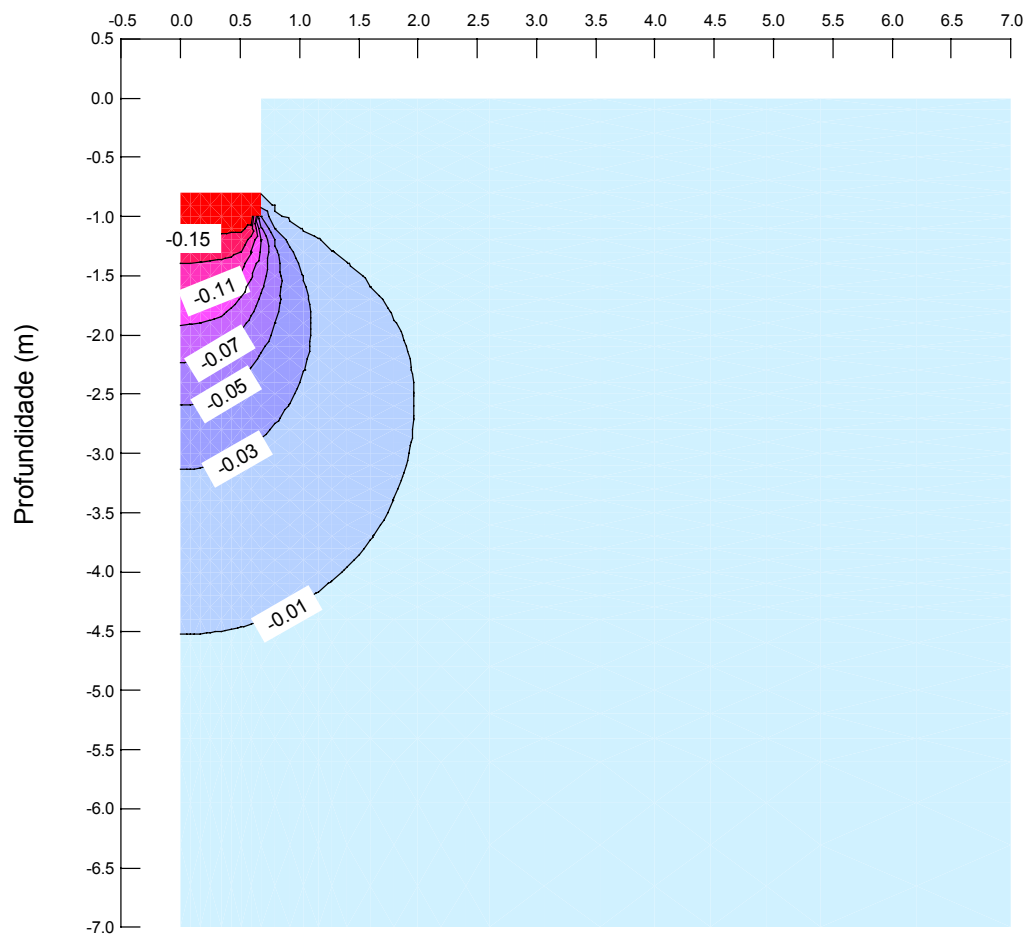


Figura 62 - Isocurvas de deslocamentos verticais (em metros).

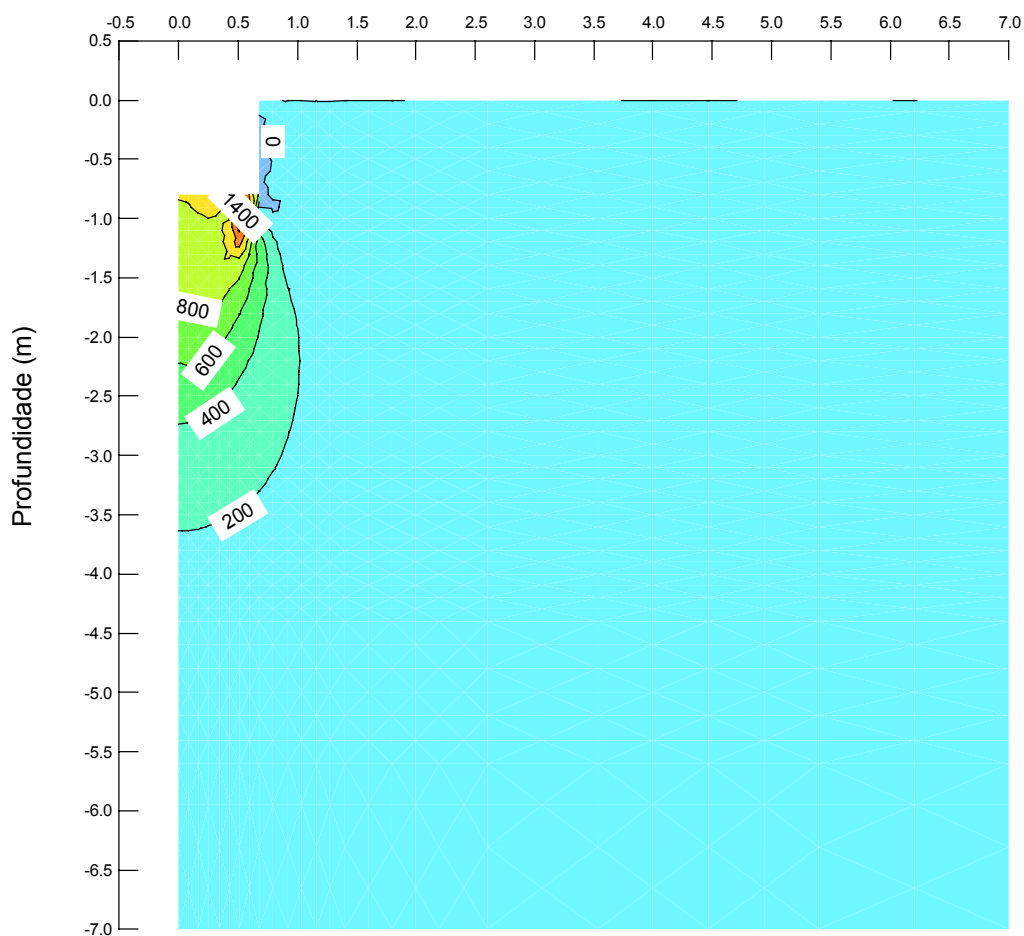


Figura 63 - Isocurvas de tensões verticais (em kPa).

As Figuras 64 e 65 apresentam as distribuições com a profundidade das tensões verticais, em seções verticais, que passam respectivamente pelo centro e pela borda da sapata, para uma tensão de 1100 kPa. A Figura 66 apresenta a distribuição das tensões com a profundidade em uma seção longitudinal que passa pelo contato solo-sapata para uma tensão de 1100 kPa. A comparação entre as curva tensão-recalque da prova de carga e da modelagem numérica utilizando o modelo elasto-plástico está apresentada na Figura 67.

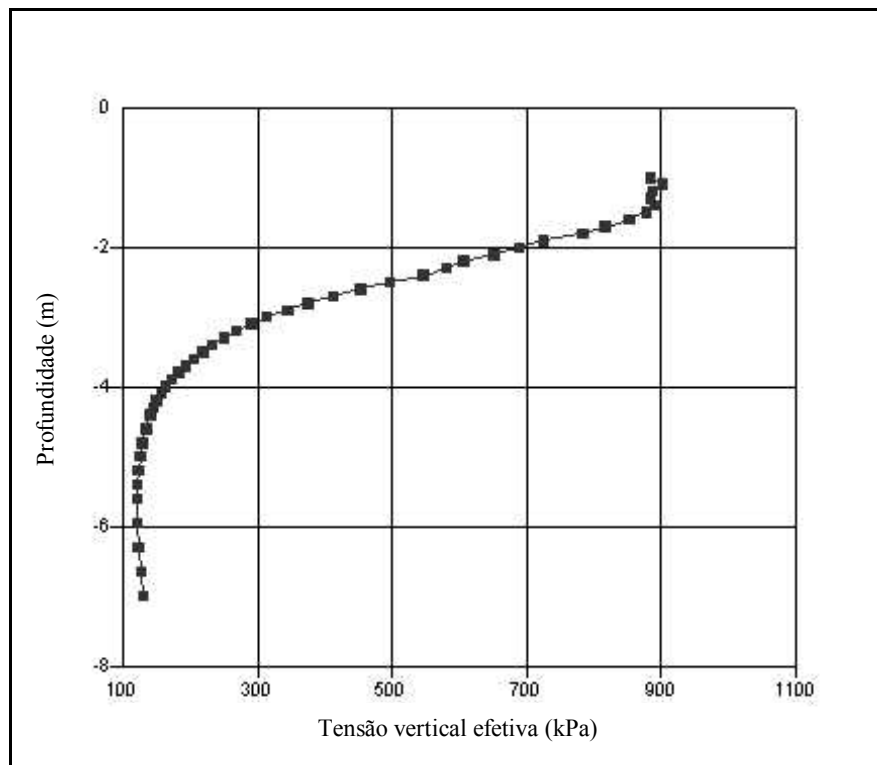


Figura 64 - Distribuição de tensão vertical com a profundidade abaixo do centro da sapata.

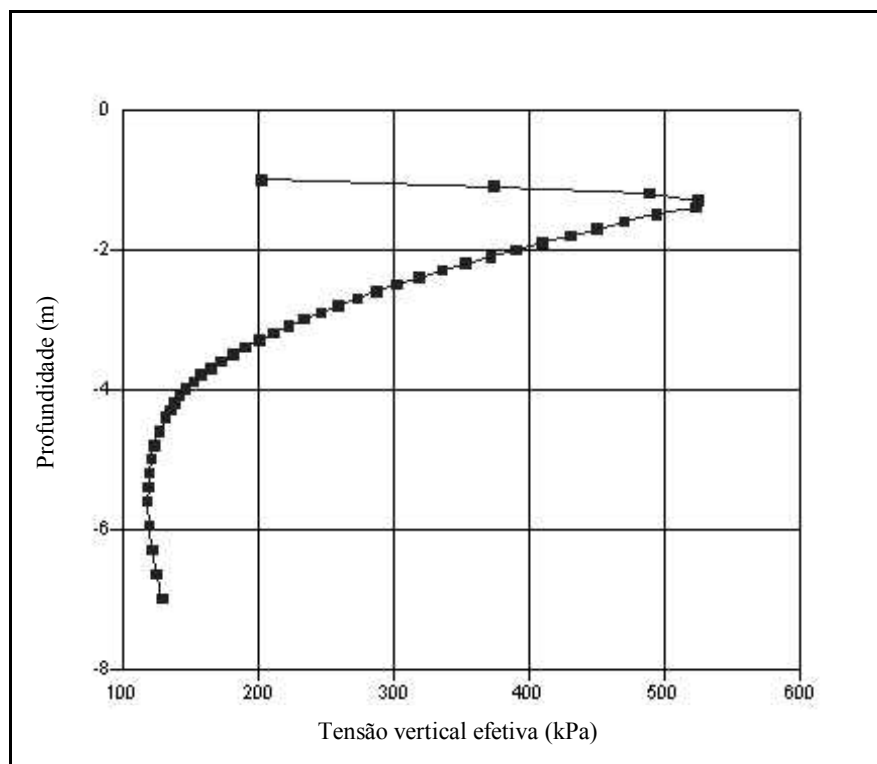


Figura 65 - Distribuição de tensão vertical com a profundidade ao longo da borda da sapata.

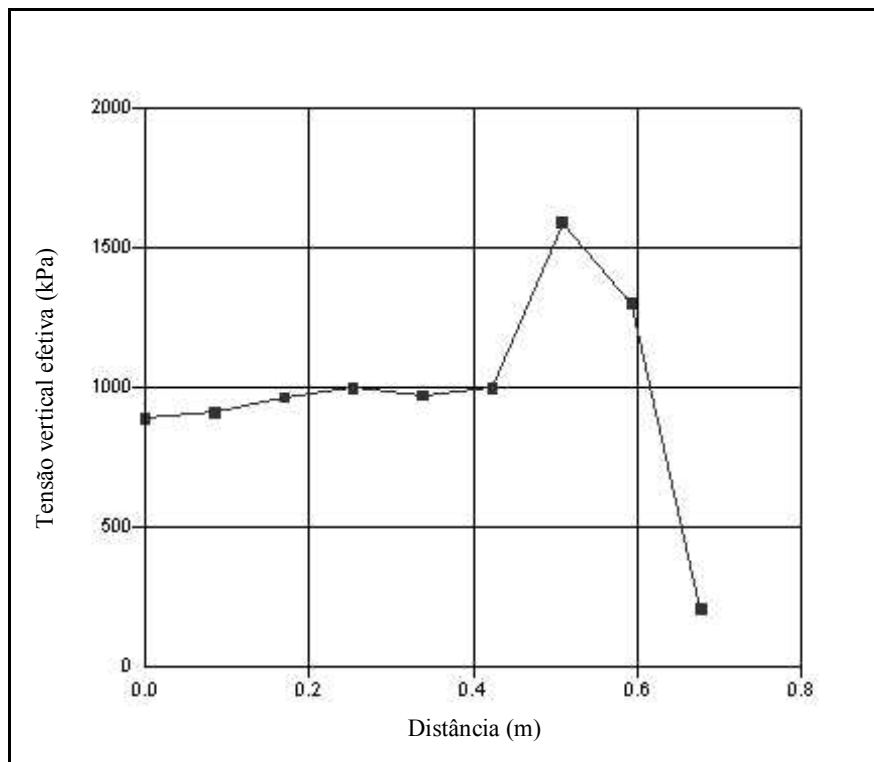


Figura 66 - Distribuição de tensão vertical no contato solo-sapata.

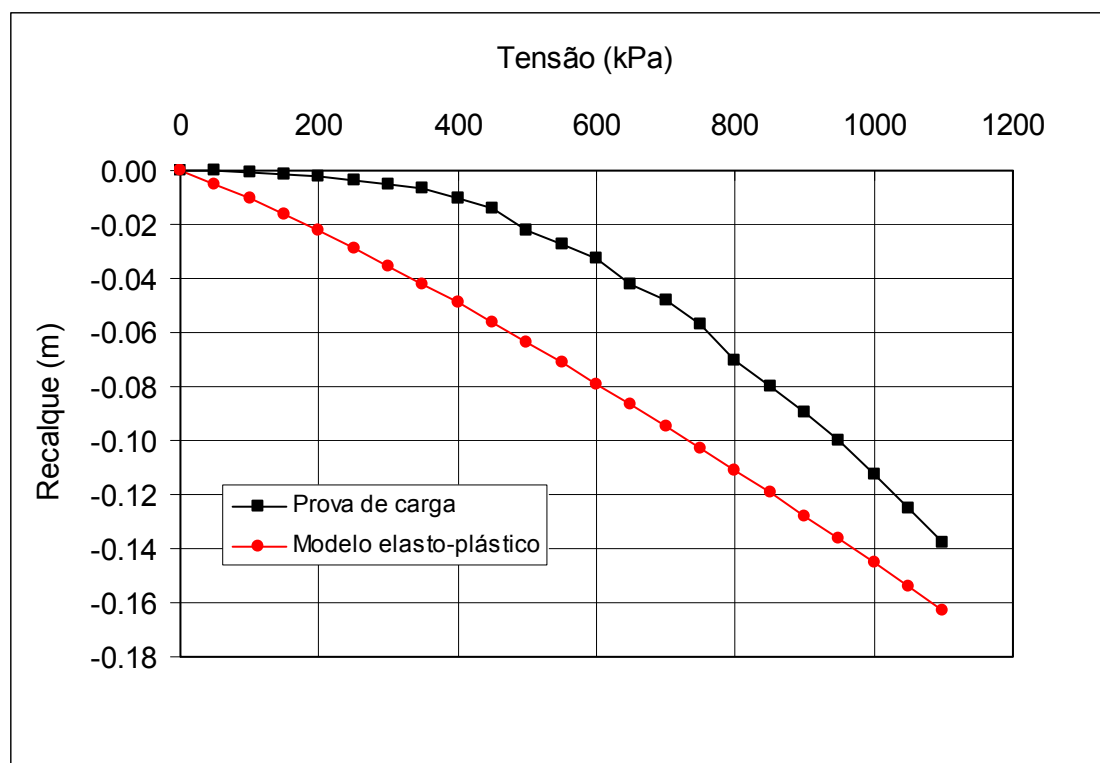


Figura 67 - Comparação entre a prova de carga e a modelagem numérica.

As limitações do modelo elasto-plástico em prever corretamente os recalques medidos no campo, podem estar associadas à forma de obtenção do módulo de elasticidade, a partir de ensaios triaxiais em corpos de prova saturados. Outro parâmetro que influencia bastante o resultado deste modelo é a coesão, que da mesma forma que no modelo hiperbólico, ficou subestimada pela anulação do efeito da sucção em consequência da saturação das amostras ensaiadas.

4.5. Otimização de parâmetros

Como mencionado anteriormente, o solo estudado neste trabalho é bastante semelhante ao solo BJRM, estudado por LUIZ (2000), cujas características estão apresentadas no Quadro 4. Neste solo a sucção aumenta bastante com a diminuição do grau de saturação do material, conforme apresentado na Figura 15.

Segundo FREDLUND e RAHARDJO (1993), o aumento da sucção produz um aumento na coesão do solo e, conseqüentemente, aumenta a resistência ao cisalhamento do material. A equação que correlaciona a coesão com a sucção do material está apresentada abaixo.

$$c = c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (4.13)$$

em que:

c = intercepto coesivo total na envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb;

c' = intercepto coesivo efetivo na envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb;

u_w = pressão de água;

u_a = pressão de ar;

$(u_a - u_w)$ = sucção;

ϕ^b = ângulo relativo ao aumento da resistência ao cisalhamento do solo devido ao aumento da sucção;

Paralelamente ao aumento da resistência ao cisalhamento do solo, o aumento da sucção produz um aumento na rigidez do material, tornando-o menos deformável à medida que a sucção aumenta.

Este raciocínio permite inferir que a deformabilidade desse solo, em condições não saturadas, é menor do que a obtida através de ensaios triaxiais com os corpos de prova saturados e, conseqüentemente, as curvas tensão-recalque, obtidas com os modelos constitutivos, tendem a ser mais rígidas do que as apresentadas anteriormente.

Em vista disso, apresenta-se a seguir uma retroanálise onde se busca ajustar os parâmetros dos modelos constitutivos, tendo como referência os resultados experimentais da prova de carga. Esta retroanálise foi realizada através de um processo de tentativa e erro.

4.5.1. Modelo linear e elástico

A tensão admissível para esse solo pode ser estimada como função da máxima tensão alcançada na prova de carga e, como mencionado anteriormente, para um fator de segurança em torno de 2,5, a tensão de trabalho desse material é aproximadamente 450 kPa. A otimização de parâmetros para o modelo linear e elástico consistiu em obter o módulo de elasticidade que melhor define o comportamento tensão-deformação para esse solo, no nível de tensão correspondente a tensão de trabalho determinada (450 kPa), mantendo o coeficiente de Poisson constante e igual a 0,3.

O valor do módulo de elasticidade constante que melhor representou esse comportamento foi da ordem de 27.000 kPa.

Com esses dois parâmetros foram realizadas novas análises numéricas. As Figuras 68 a 73 apresentam os resultados obtidos. O gráfico mostrado na Figura 74 comprova o fato do trecho inicial, aproximadamente linear da prova de carga, ter sido representado razoavelmente bem pela análise com os parâmetros otimizados, principalmente para tensões até cerca de 450 kPa que representam as máximas tensões de trabalho para este solo.

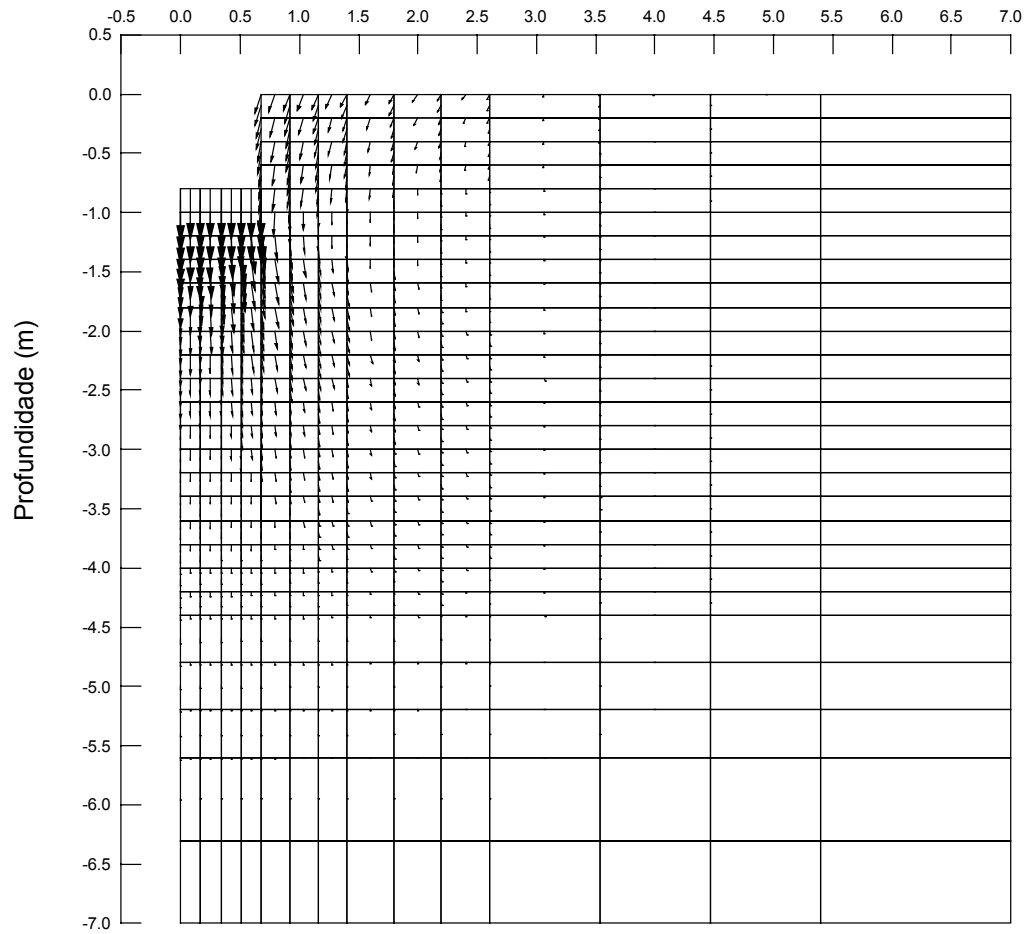


Figura 68 - Diagrama de deslocamento dos nós da malha.

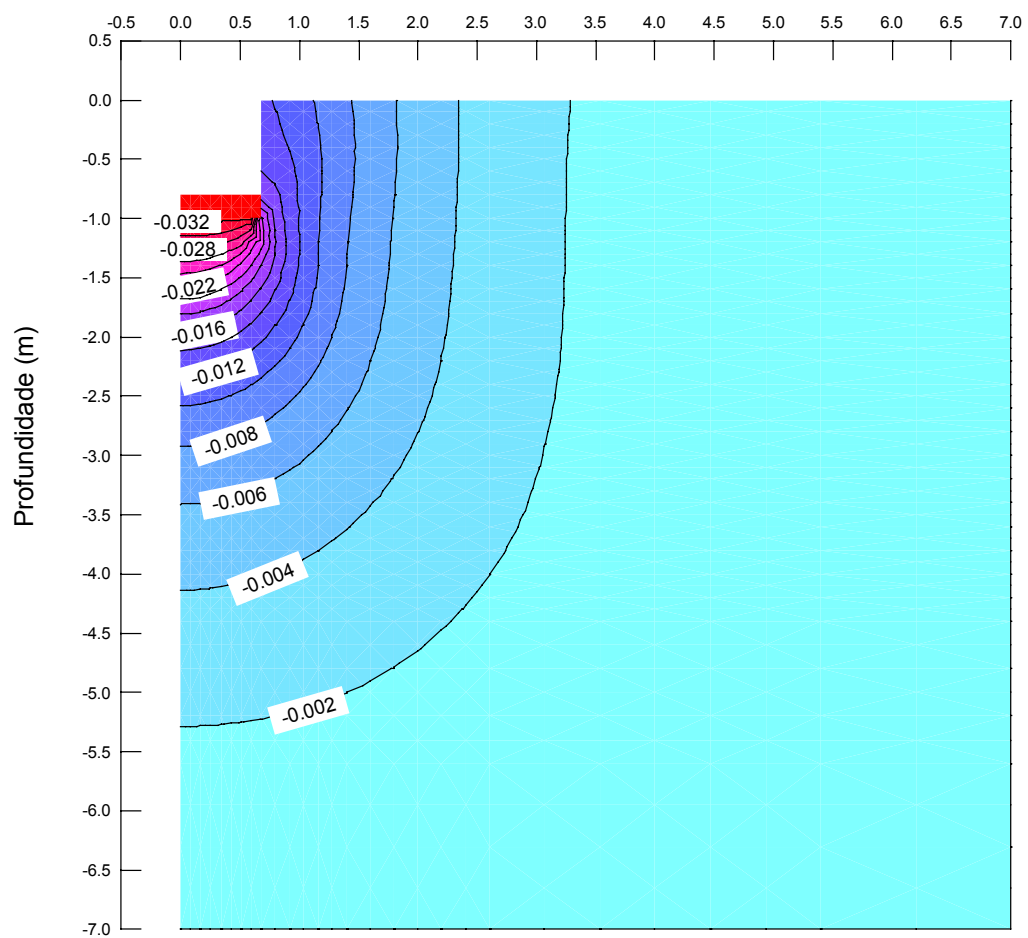


Figura 69 - Isocurvas de deslocamentos verticais (em metros).

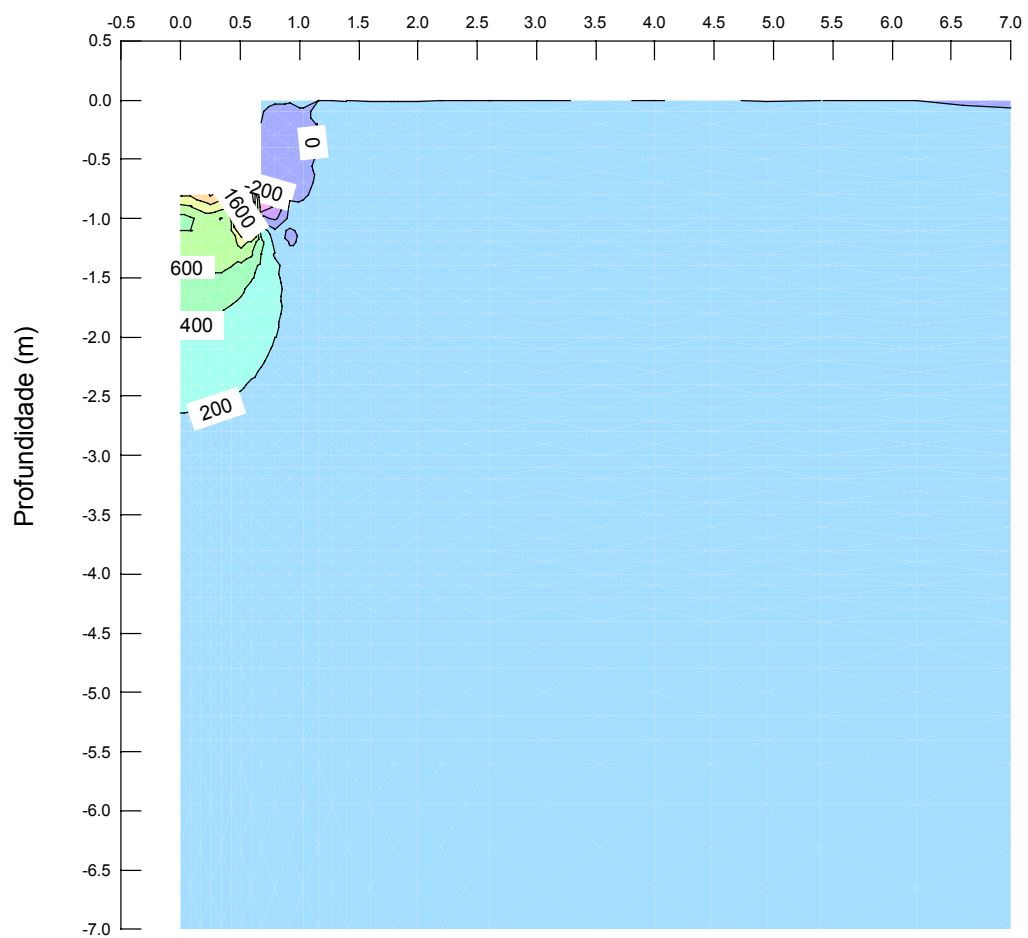


Figura 70 - Isocurvas de tensões verticais (em kPa).

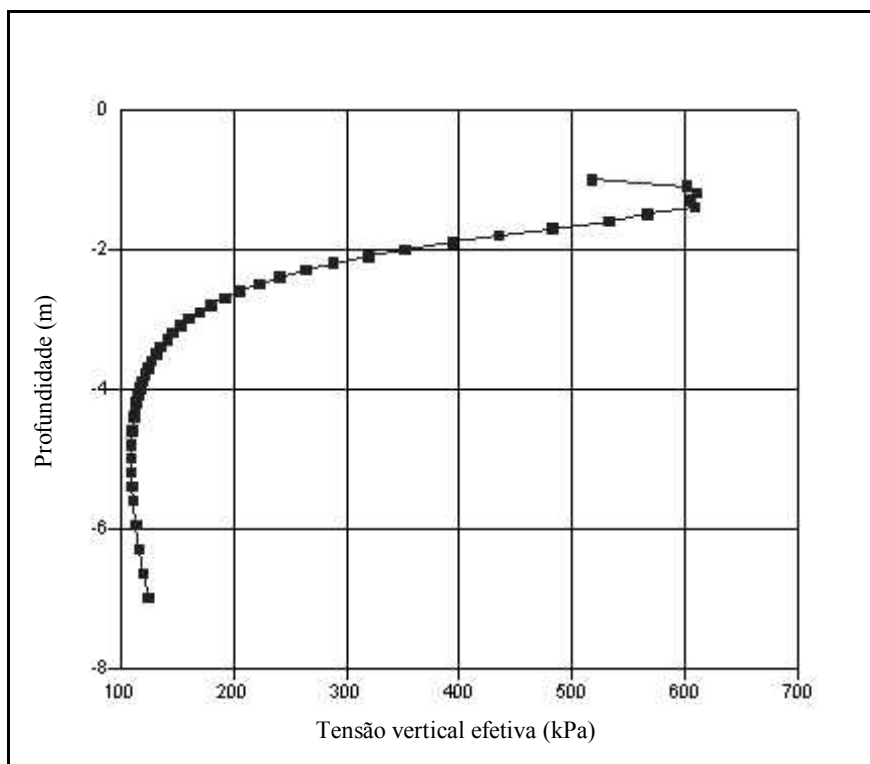


Figura 71 - Distribuição de tensão vertical com a profundidade abaixo do centro da sapata.

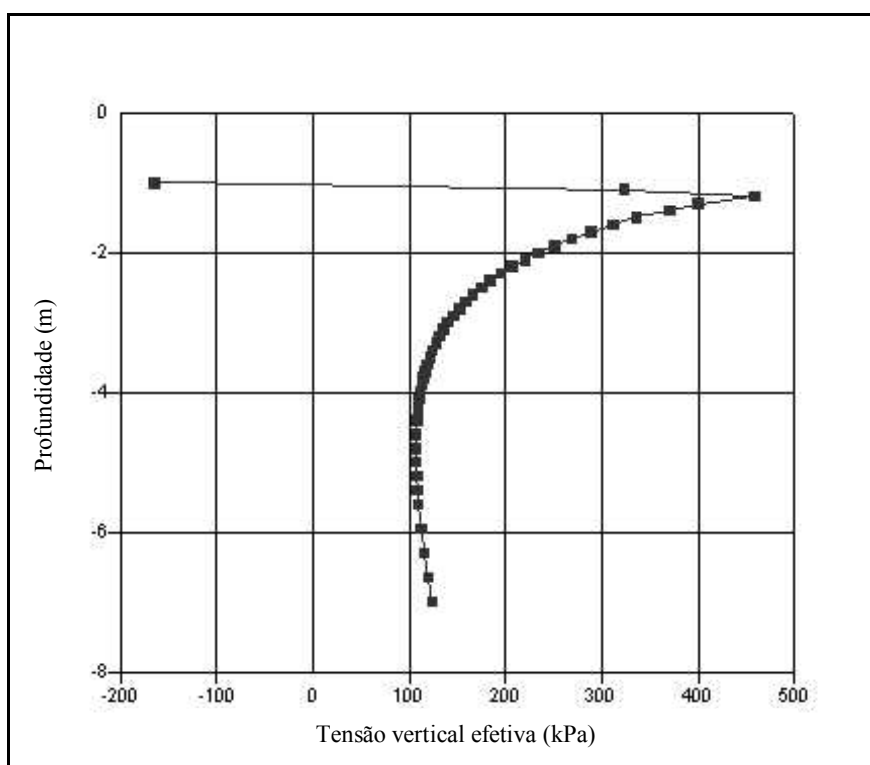


Figura 72 - Distribuição de tensão vertical com a profundidade ao longo da borda da sapata.

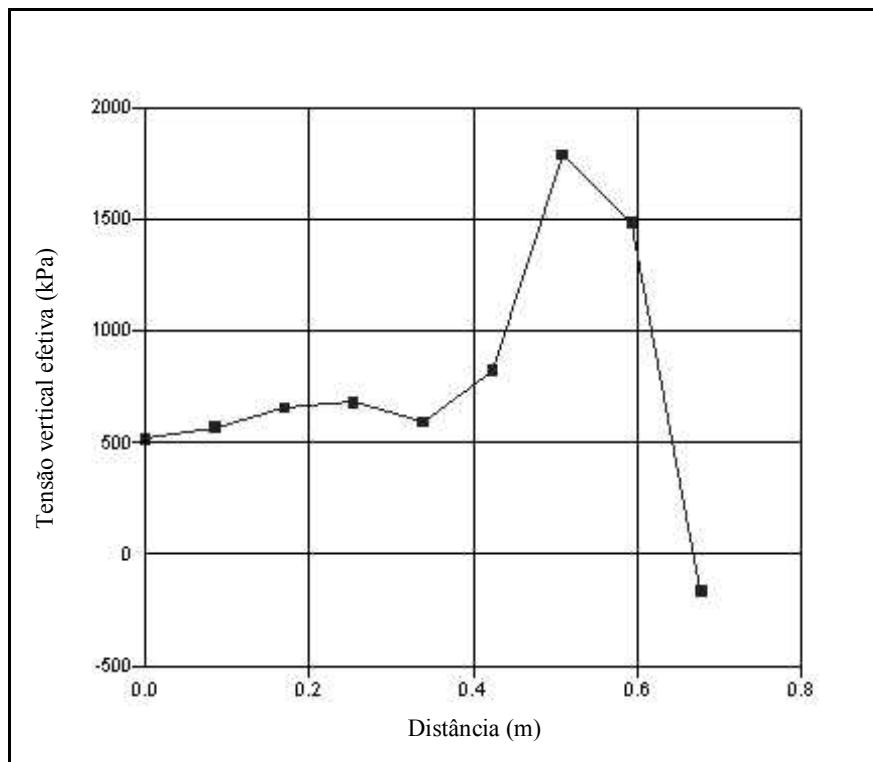


Figura 73 - Distribuição de tensão vertical no contato solo-sapata.

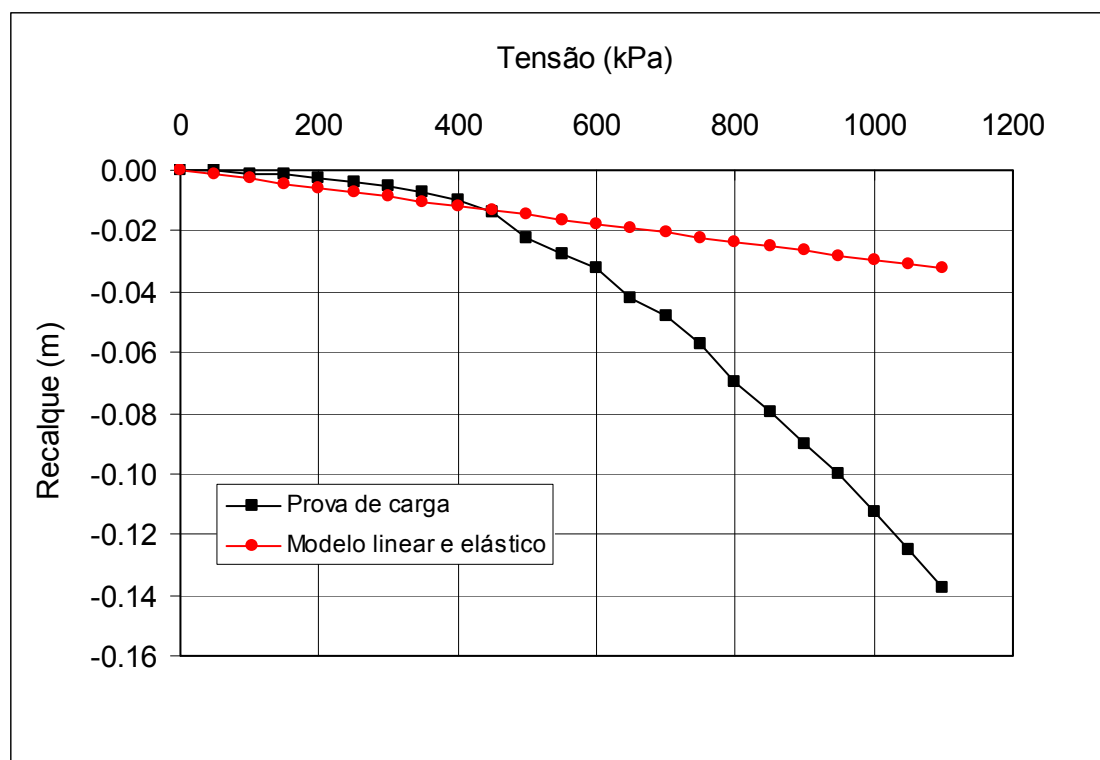


Figura 74 - Comparação entre a prova de carga e a modelagem numérica.

4.5.2. Modelo não linear e elástico

Pelo fato da sucção afetar diretamente a coesão do solo, este parâmetro foi aumentado, enquanto o ângulo de atrito foi mantido constante. Com relação a deformabilidade, é sabido que a sucção desenvolvida no solo torna o material mais rígido do que em condições saturadas, e por isso, os parâmetros K e K_b foram alterados. O coeficiente R_f também foi alterado até que se conseguiu reproduzir adequadamente a curva tensão-recalque observada na prova de carga. Estas alterações dos parâmetros foram feitas por tentativa e erro.

Os parâmetros encontrados para o modelo não linear e elástico, que melhor reproduzem o real comportamento da prova de carga, foram:

- $c' = 24 \text{ kPa}$;
- $\phi' = 30 \text{ kPa}$;
- $K = 1450$;
- $n = 0,65$;
- $R_f = 0,98$;
- $K_b = 320$;
- $m = 0,26$;

Os resultados obtidos nesta nova análise, utilizando os parâmetros mostrados acima, estão apresentados nas Figuras 75 a 80. A comparação apresentada na Figura 81 mostra que o comportamento do solo de uma maneira geral ficou bem representado. Em alguns trechos, pode-se notar pequenos desvios, porém, em geral, o comportamento do solo ficou bem caracterizado.

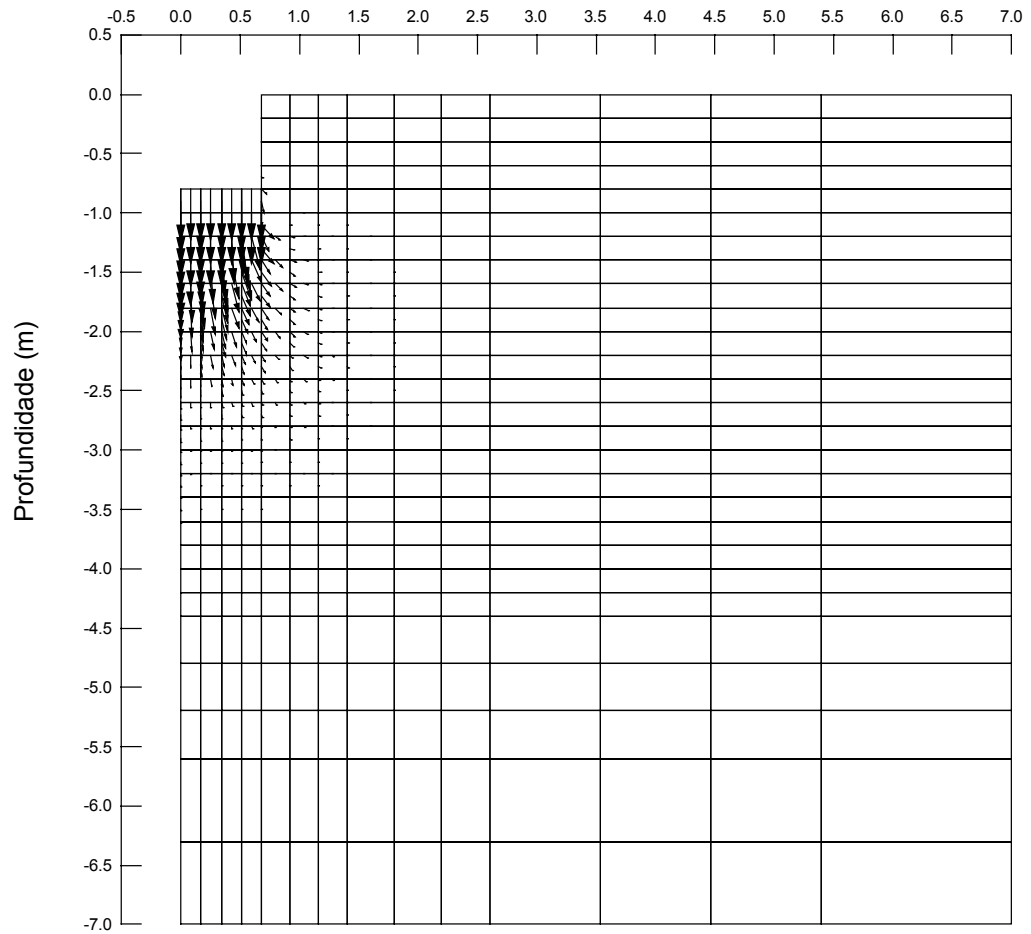


Figura 75 - Diagrama de deslocamentos nodais.

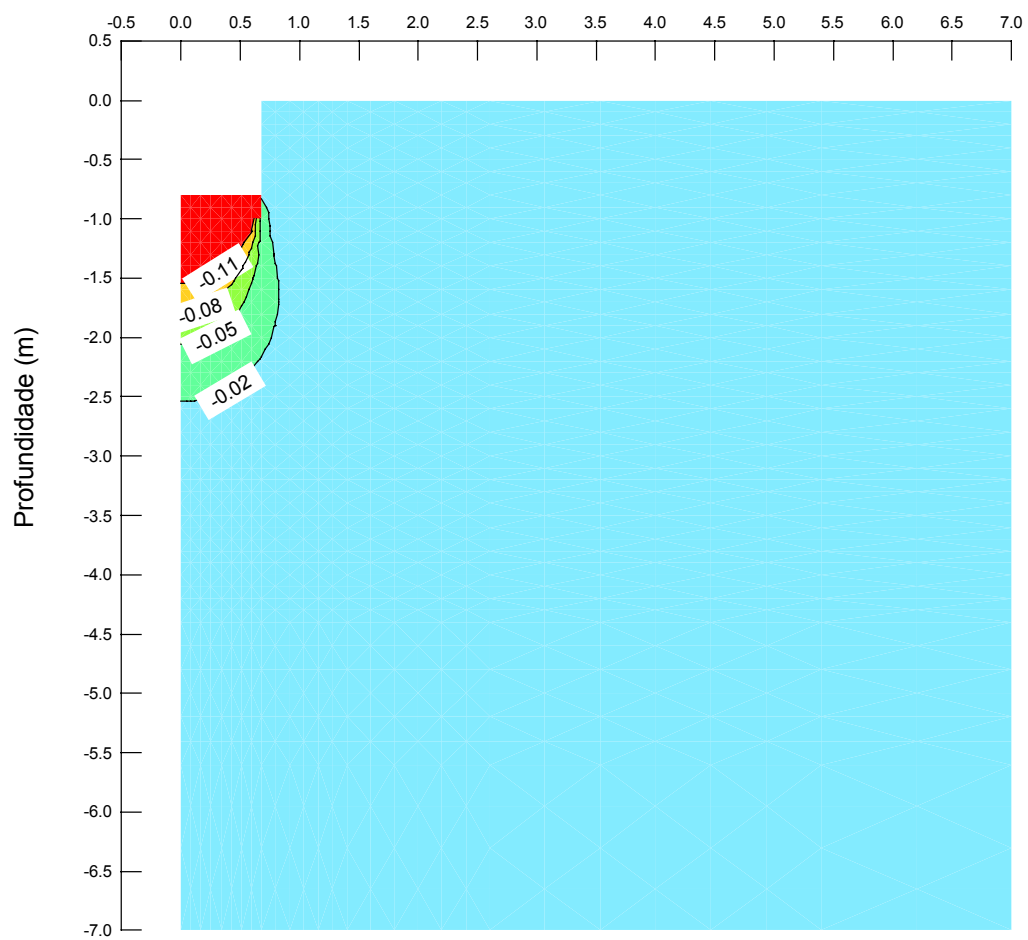


Figura 76 - Isocurvas de deslocamentos verticais (em metros).

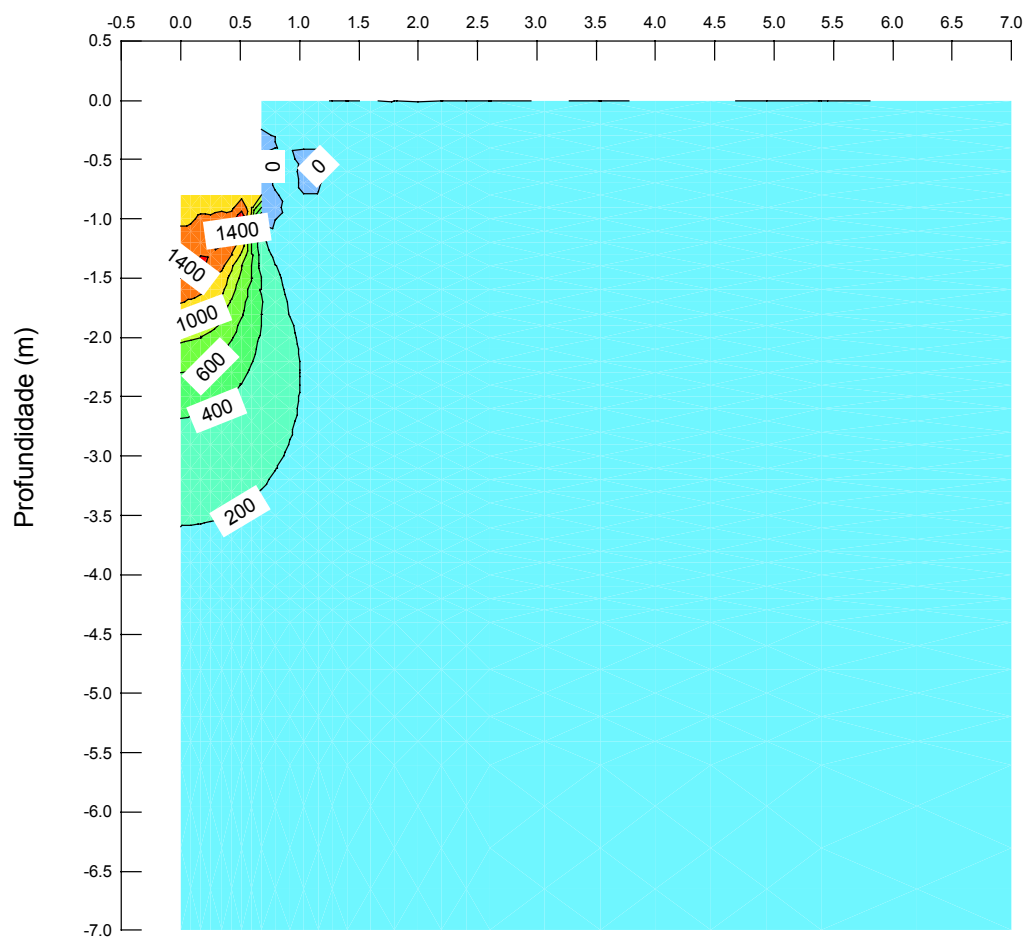


Figura 77 - Isocurvas de tensões verticais (em kPa).

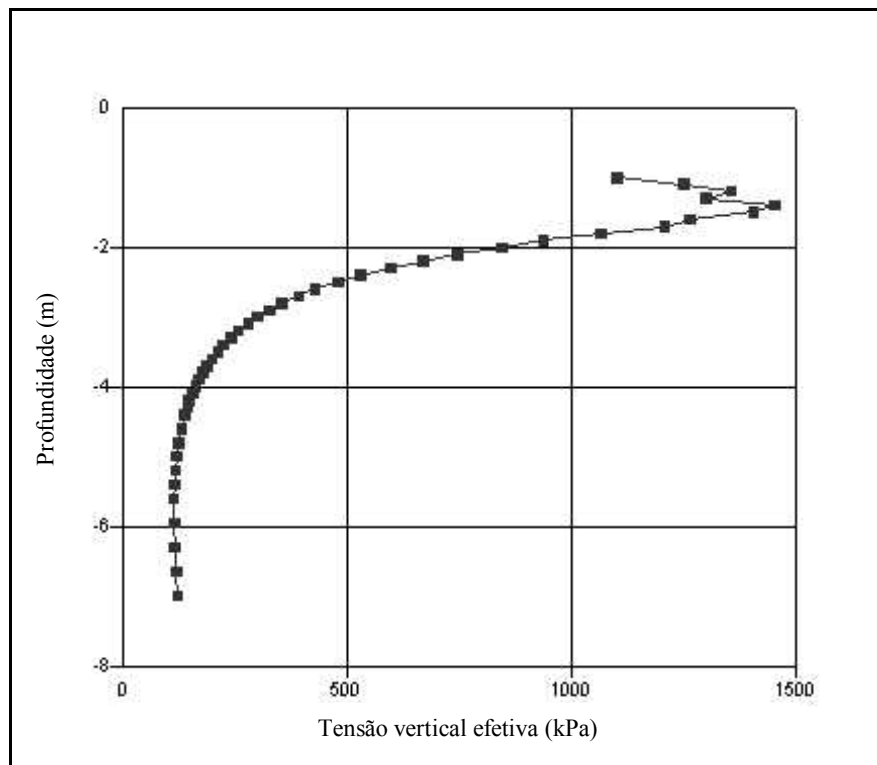


Figura 78 - Distribuição de tensão vertical com a profundidade abaixo do centro da sapata.

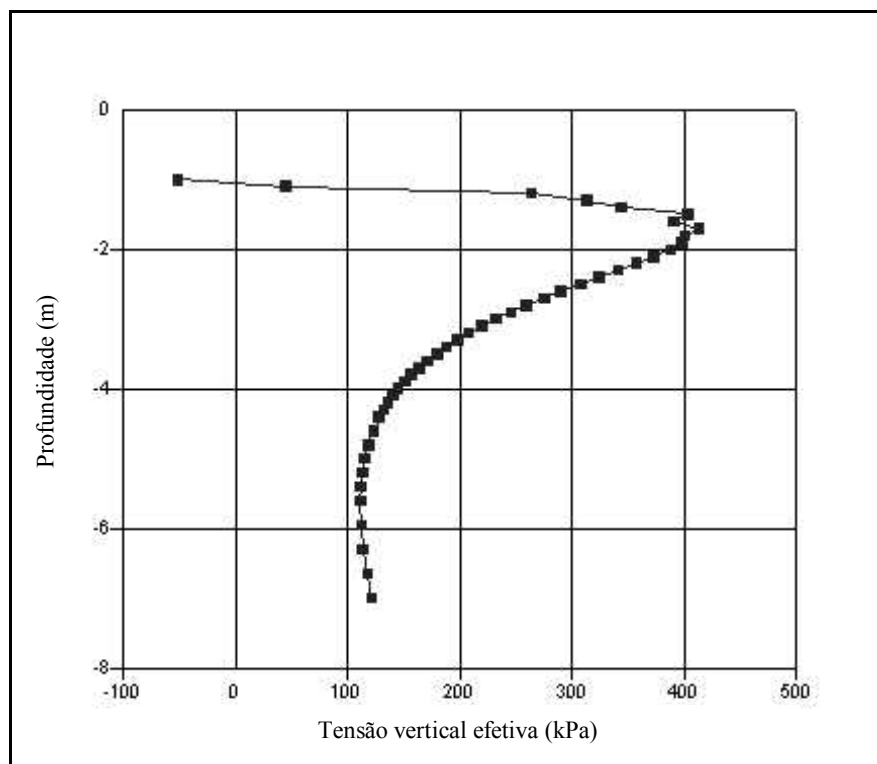


Figura 79 - Distribuição de tensão vertical com a profundidade ao longo da borda da sapata.

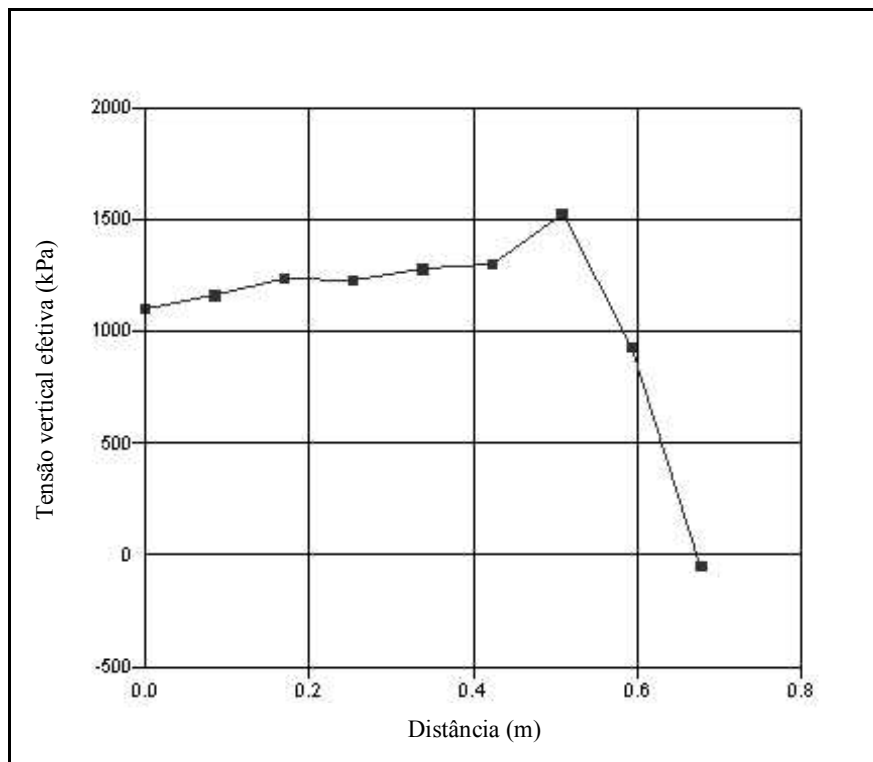


Figura 80 - Distribuição de tensão vertical no contato solo-sapata.

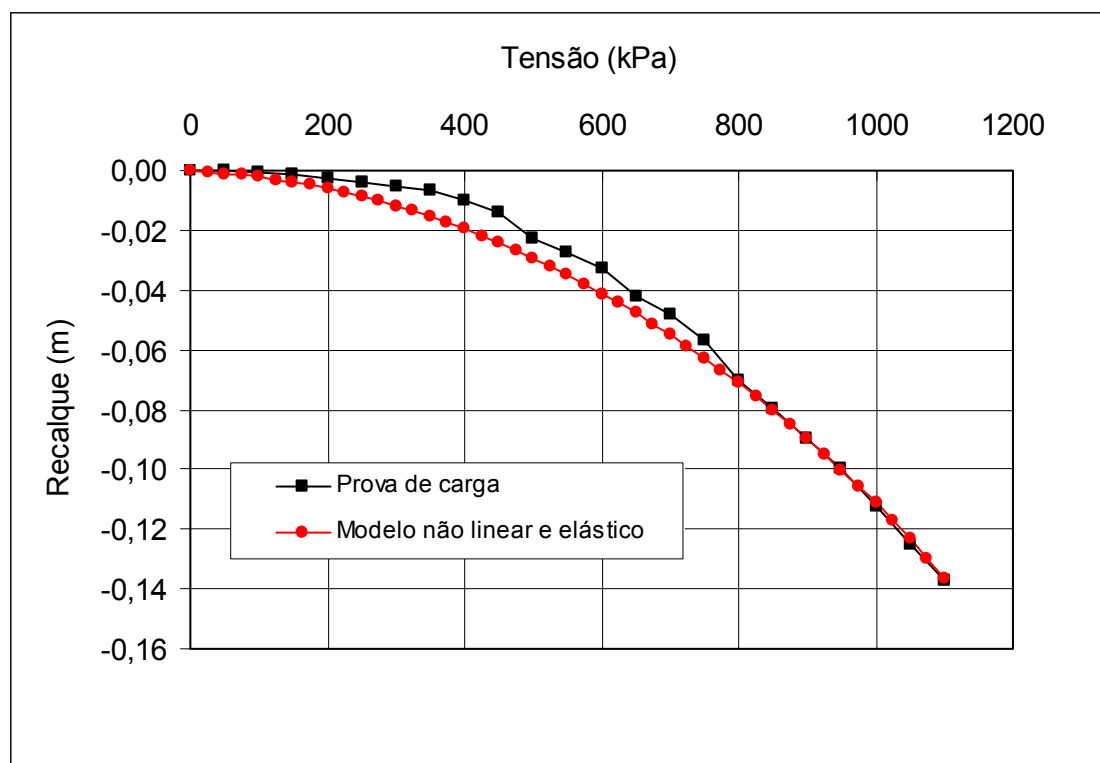


Figura 81 - Comparação entre a prova de carga e a modelagem numérica.

Pequenas variações na coesão do solo, implicam em mudanças dos recalques calculados numericamente. A Figura 82 mostra uma análise paramétrica, para valores da coesão variando de $\pm 10\%$ do valor utilizado na análise mostrada na Figura 81.

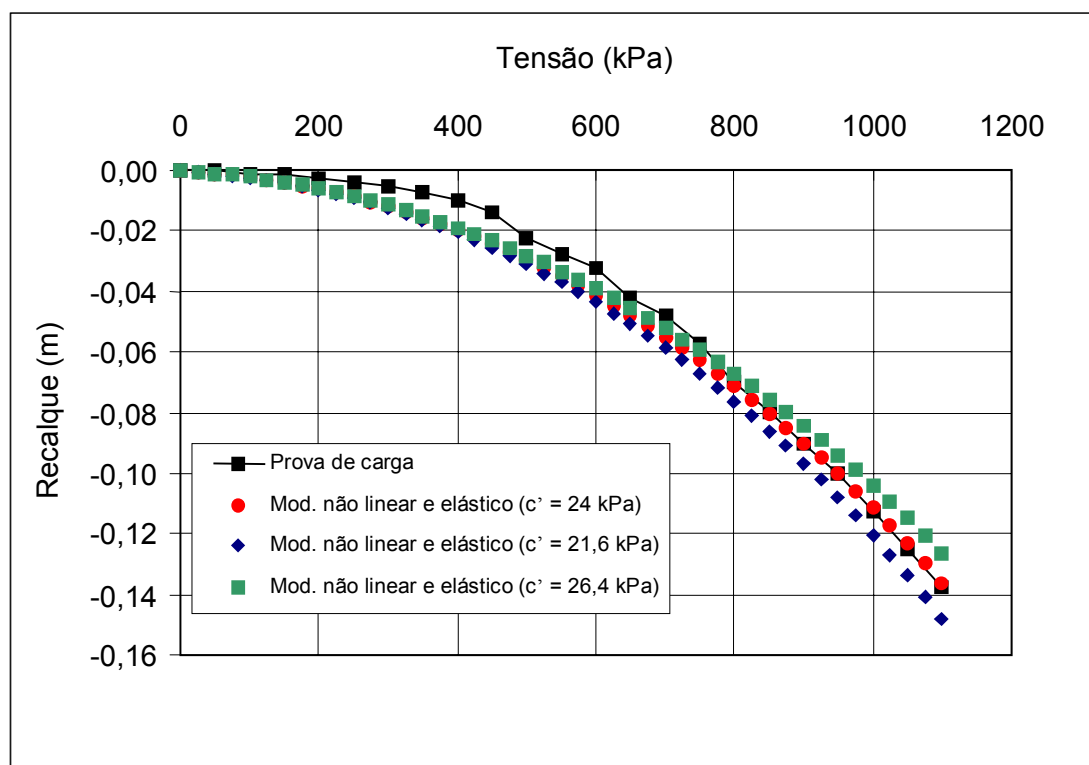


Figura 82 - Análise paramétrica para diferentes valores de coesão.

4.5.3. Modelo elasto-plástico

Para essa segunda análise com o modelo elasto-plástico, dos quatro parâmetros utilizados na primeira análise, foram modificados apenas o módulo de elasticidade e a coesão. Utilizou-se o módulo de elasticidade constante, encontrado na análise linear e elástica que melhor representou a curva tensão-recalque para aquele modelo, e a coesão foi assumida igual àquela utilizada na análise com o modelo hiperbólico. Os parâmetros assumidos na nova análise elasto-plástica estão apresentados a seguir:

- $c' = 24 \text{ kPa}$;
- $\phi' = 30^\circ$;
- $E = 27000 \text{ kPa}$;
- $\nu = 0,3$;

Os resultados da análise elasto-plástica, utilizando os parâmetros acima, estão mostrados nas Figuras 83 a 88, na mesma seqüência da primeira análise.

O modelo elasto-plástico utilizado, mesmo com a modificação de parâmetros, continuou apresentando um comportamento praticamente linear. Para as tensões de trabalho, até cerca de 450 kPa, o modelo elasto-plástico representou razoavelmente bem o recalque observado, no entanto, o mesmo não foi verificado para valores maiores que 450 kPa, conforme mostrado na Figura 89.

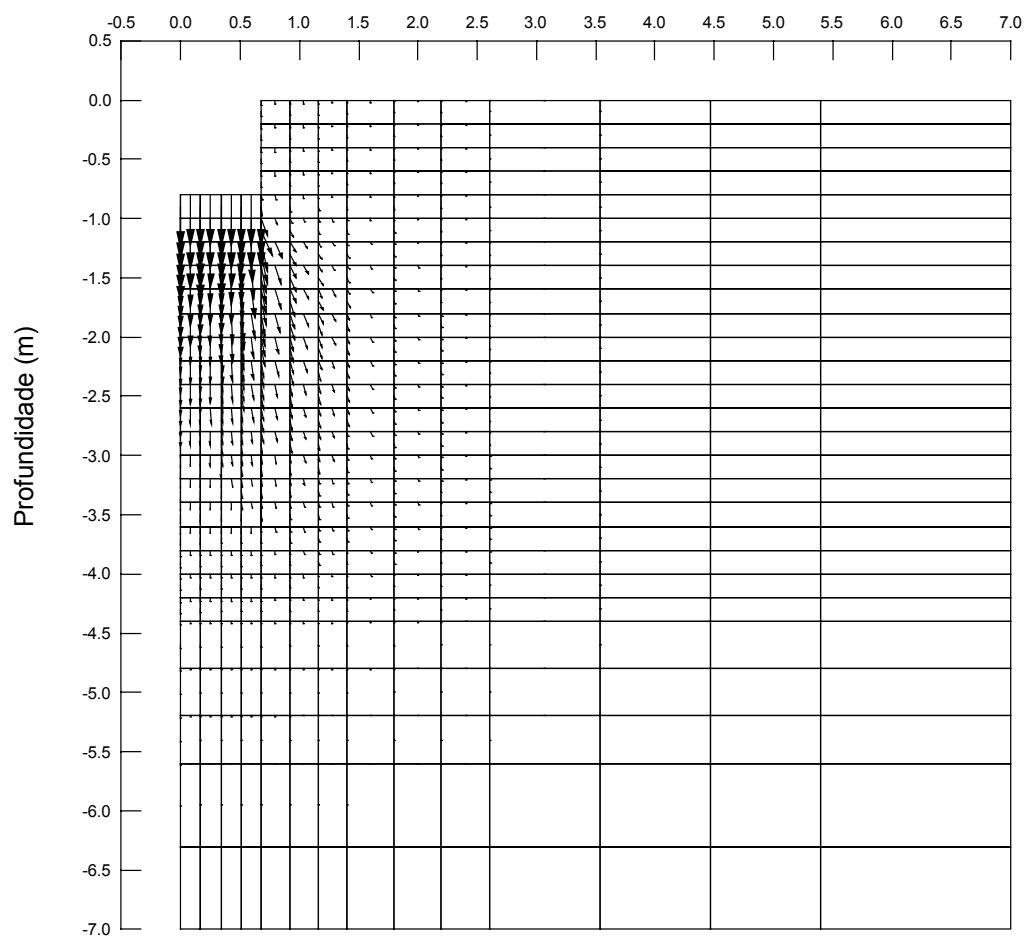


Figura 83 - Diagrama de deslocamentos nodais.

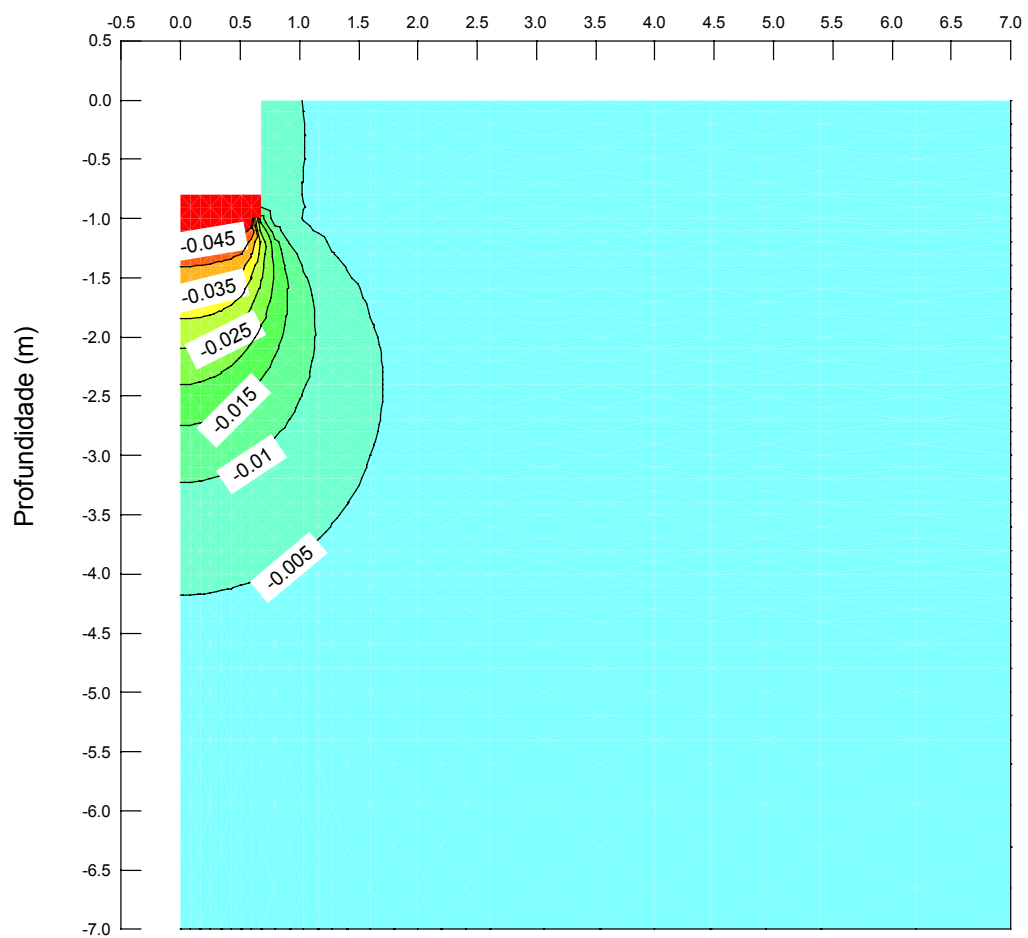


Figura 84 - Isocurvas de deslocamentos verticais (em metros).

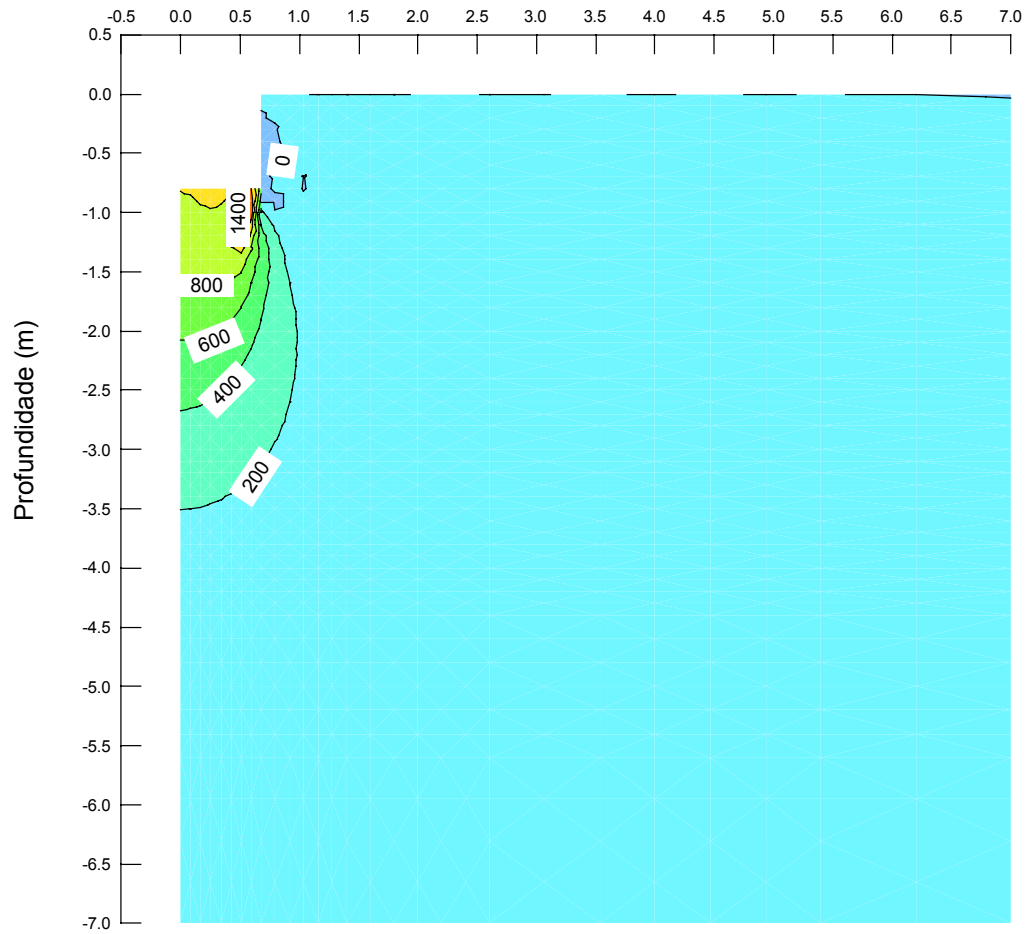


Figura 85 - Isocurvas de tensões verticais (em kPa).

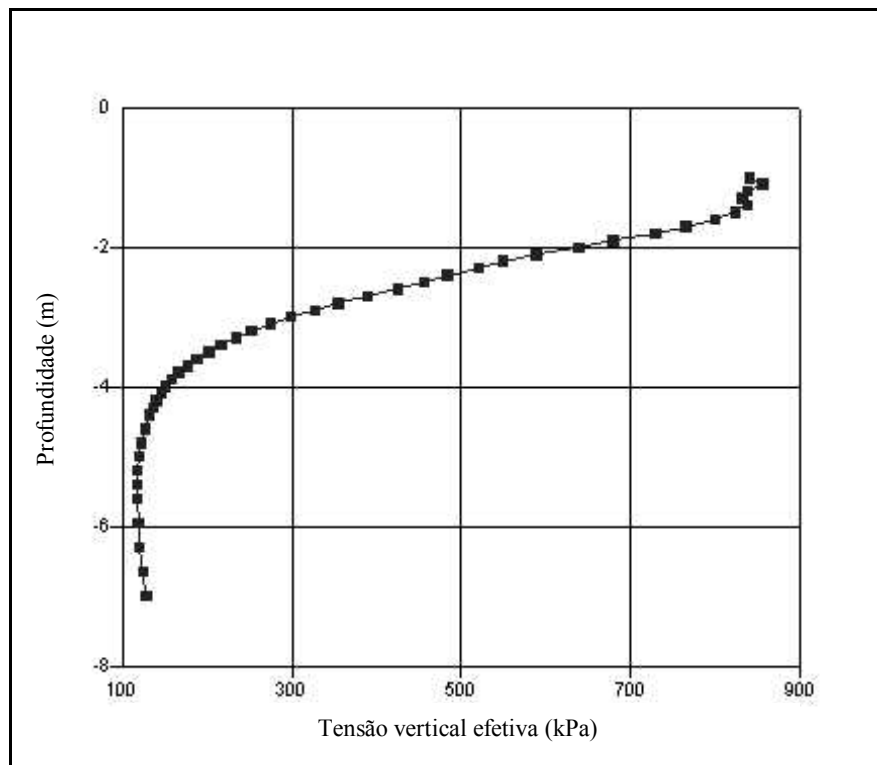


Figura 86 - Distribuição de tensão vertical com a profundidade abaixo do centro da sapata.

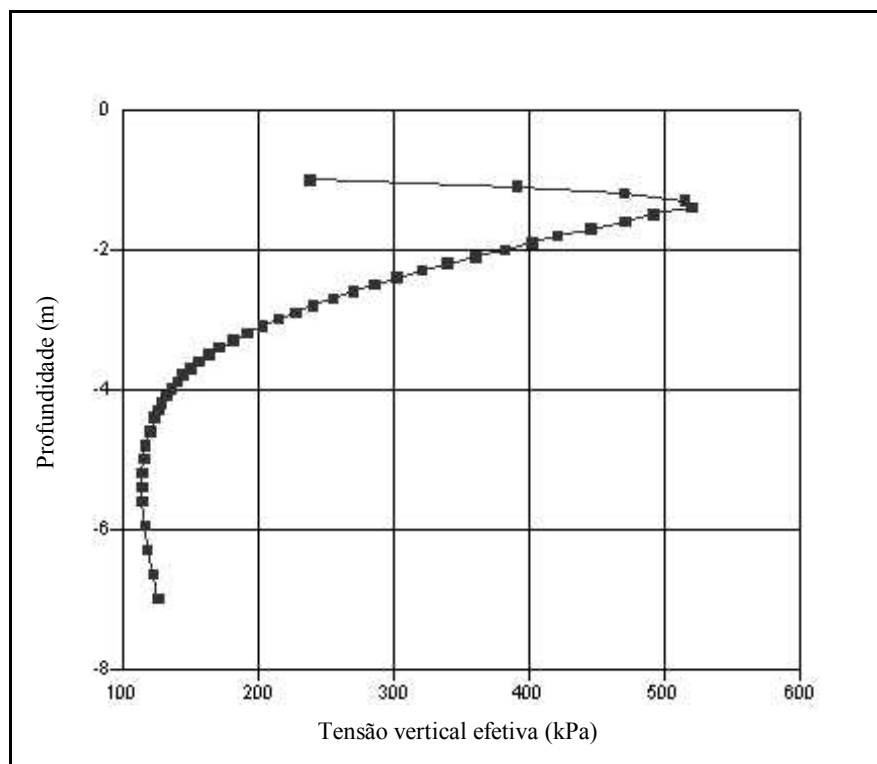


Figura 87 - Distribuição de tensão vertical com a profundidade ao longo da borda da sapata.

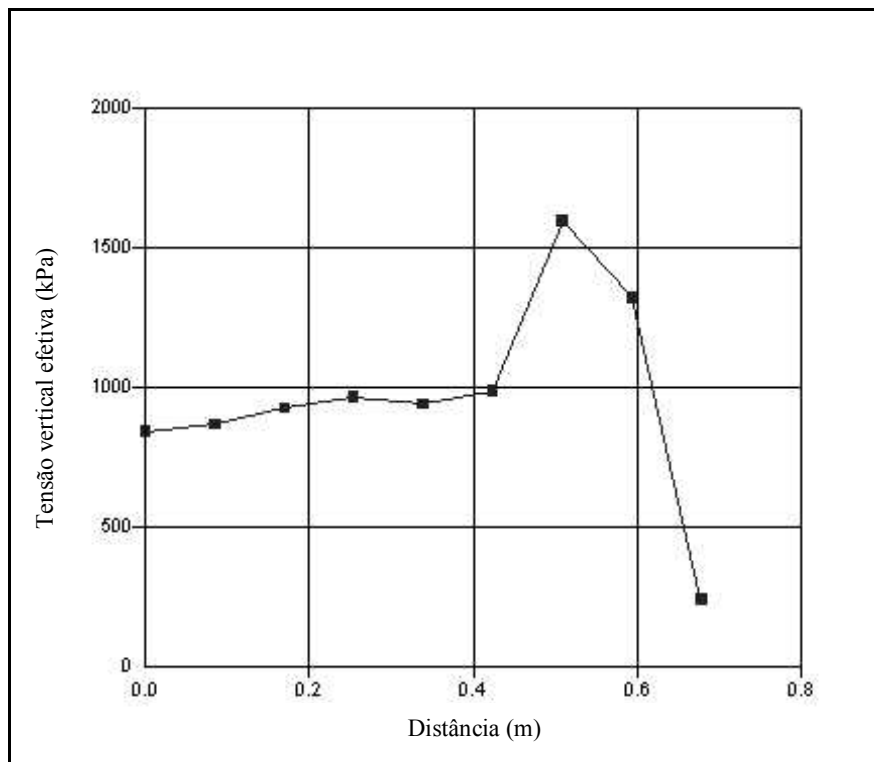


Figura 88 - Distribuição de tensão vertical no contato solo-sapata.

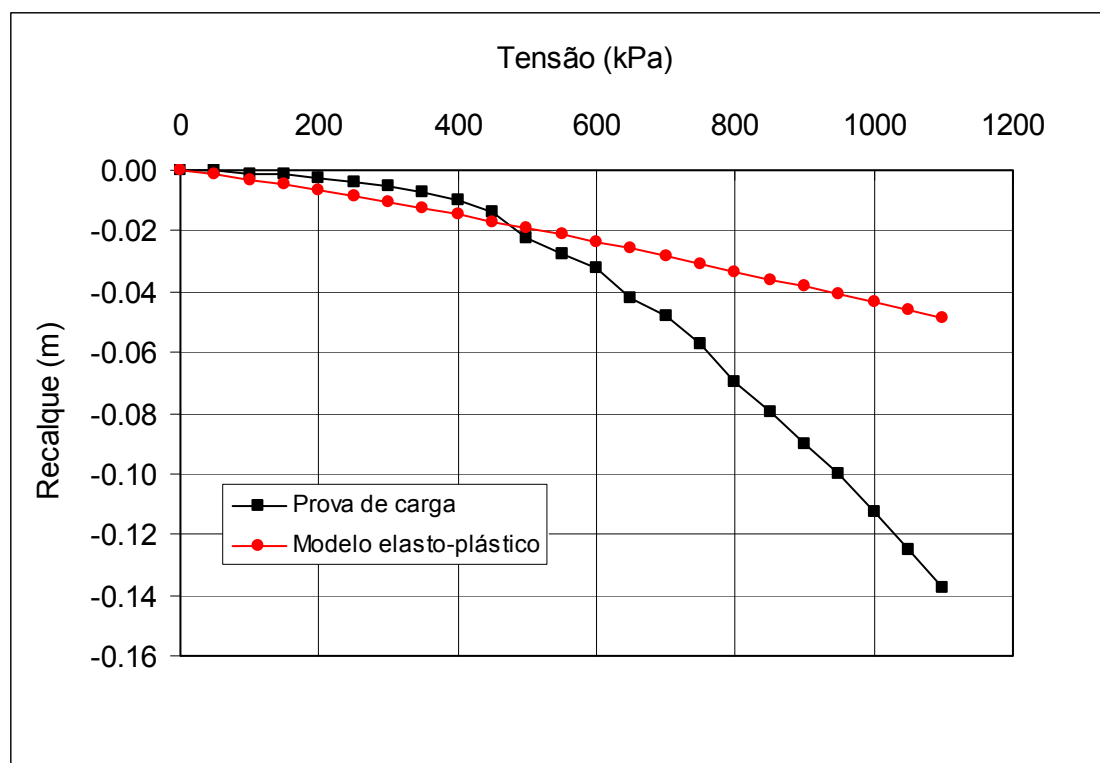


Figura 89 - Comparação entre a prova de carga e a modelagem numérica.

A sensibilidade desse modelo elasto-plástico, com relação aos parâmetros de resistência, é mostrada através da variação do ângulo de atrito do solo. Pequenas variações nesse parâmetro, refletem em variações nos recalques calculados numericamente. A Figura 90 mostra uma análise paramétrica, para valores do ângulo de atrito do solo variando de $\pm 10\%$ do valor utilizado na análise mostrada na Figura 89.

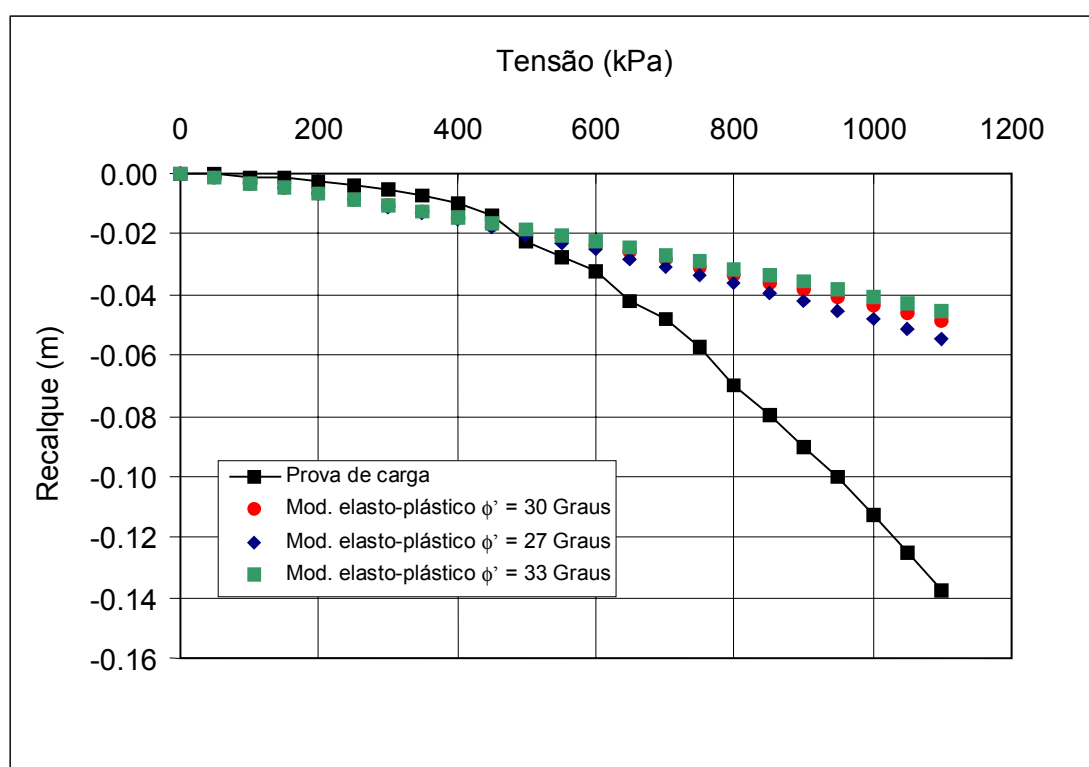


Figura 90 - Análise paramétrica para diferentes valores de ângulo de atrito.

Na Figura 91 está apresentada a comparação entre o resultado da prova de carga realizada por LOPES (1997) e os diversos modelos utilizados neste trabalho, todos eles com seus parâmetros otimizados. Está também apresentado na Figura 91 uma análise utilizando o método desenvolvido por Schmertmann et al. (1978), onde foi utilizado um módulo de elasticidade constante de 27000 kPa para toda a camada de solo considerada pelo método.

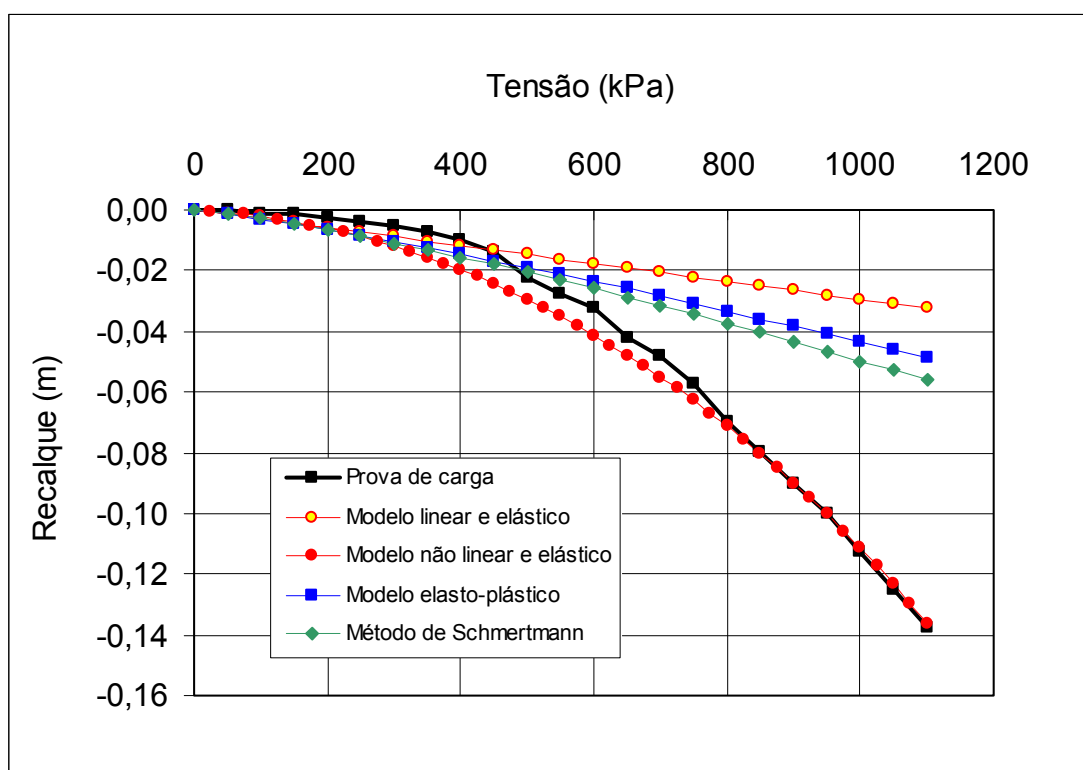


Figura 91 - Comparação entre a prova de carga e os diversos modelos com parâmetros otimizados.

5. RESUMO E CONCLUSÕES

Neste trabalho foi realizada a análise numérica, utilizando o método dos elementos finitos, de uma prova de carga direta em solo residual de gnaiss realizada por LOPES (1997). O comportamento tensão-deformação do solo de fundação foi representado através dos modelos constitutivos linear e elástico, não linear e elástico (hiperbólico) e elasto-plástico (Mohr-Coulomb). As análises tensão-deformação foram executadas utilizando o software SIGMA/W que é um programa que utiliza o método dos elementos finitos para análise de problemas de estado plano de deformação e axissimétricos. O SIGMA/W faz parte de um conjunto de programas para análises geotécnicas, comercializado pela GEO-SLOPE International Ltd..

Análises preliminares foram executadas utilizando-se parâmetros obtidos de ensaios triaxiais CID, realizados em corpos de prova saturados. Posteriormente, os parâmetros dos modelos foram otimizados, através de uma retroanálise, de modo a descrever adequadamente o comportamento da curva tensão-recalque obtida da prova de carga. Os resultados da retroanálise mostram um bom desempenho do modelo hiperbólico em descrever a curva tensão-recalque da fundação. Os resultados dos modelos linear e elástico e elasto-plástico são razoáveis apenas para baixos valores de carregamento, para os quais o solo ainda apresenta um comportamento aproximadamente linear.

A consideração do contato entre a parte lateral da sapata e o solo, como liso ao invés de rugoso, influenciou nos resultados obtidos. Este contato, quando considerado rugoso, subestimou os resultados de recalque e gerou uma distribuição de tensões de contato solo-sapata irreal.

As distribuições de tensões observadas após a consideração do contato entre o solo e a sapata como liso, estão de acordo com a distribuição de tensões abaixo de áreas rígidas carregadas, apresentada na literatura, onde as tensões de contato solo-sapata aumentam do centro para um ponto situado numa região próxima à borda da sapata diminuindo, a partir desse ponto, até a borda.

Como o solo era pré-adensado, a determinação do estado de tensões iniciais não é uma tarefa fácil. Como a relação entre as tensões horizontal e vertical é regida pelo coeficiente de empuxo k_0 , a variação pontual observada desse parâmetro, que é função da razão de pré-adensamento do solo (OCR), tornou inevitável a utilização de valores médios que melhor caracterizaram esta variação.

Observou-se a importância do tamanho dos incrementos de tensão nas análises com o modelo hiperbólico. Estes incrementos tiveram que ser reduzidos devido à ocorrência de instabilidades numéricas.

As análises realizadas com os parâmetros obtidos de ensaios saturados, originaram recalques bem superiores aos observados no campo, porque a prova de carga foi realizada num solo não saturado, sendo natural que, nestas condições, o solo seja menos deformável e mais resistente. Por este motivo, com os parâmetros obtidos da retroanálise da prova de carga, o solo se deformou bem menos que nas primeiras análises, caracterizando o comportamento esperado para condições não saturadas.

O modelo hiperbólico provou ser, através da retroanálise, o mais adequado, dentre os três modelos utilizados, para reproduzir o comportamento tensão-deformação desse solo estudado. Observou-se da análise paramétrica que pequenas variações na coesão do solo, promove significativas mudanças na curva tensão-recalque quando se utiliza o modelo hiperbólico.

O programa SIGMA/W se mostrou bastante eficiente e de simples manipulação, características importantes para o sucesso de soluções utilizando o método dos elementos finitos.

Como recomendações para trabalhos futuros, sugere-se estudos mais detalhados nos seguintes tópicos:

- i. Determinar a contribuição da sucção no aumento da resistência e da rigidez do solo através de ensaios triaxiais;
- ii. Determinar parâmetros de entrada para os modelos constitutivos estudados baseados nestes ensaios realizados em amostras não saturadas;
- iii. Utilizar novos modelos constitutivos que permitam descrever adequadamente o comportamento plástico do solo, com a incorporação de análises que consideram a sucção.
- iv. Utilizar os resultados destas análises para propor ajustes nos métodos de cálculo de recalques de fundações superficiais.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **MB 3336**; ensaios oedométricos. Rio de Janeiro: 1990. 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6122**; projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: 1996. 10p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6457**; Amostras de Solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: 1986. 7p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6459**; solo – determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: 1984. 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6489**; prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro: 1984. 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 7180**; solo – determinação do limite de plasticidade e do índice de plasticidade. Rio de Janeiro: 1994. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 7181**; análise granulométrica de solos. Rio de Janeiro: 1982. 6p.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 9604**; abertura de poço e trincheira de inspeção em solo com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro: 1986. 8p.
- BARKSDALE, R.D., BLIGHT, G.E. Compressibility and settlement of residual soils. In: BLIGHT, G.E. **Mechanics of residual soils**. Balkema: Rotterdam and Brookfield, 1997. Cap.8. p. 95-154.
- BISHOP, A.W., WESLEY, L.D. **Triaxial hydraulic apparatus for stress path test**. Geotechnique, v. 25, n. 4, p. 657-670, 1975.
- BRENNER, R.P., GARGA, V.K., BLIGHT, G.E. Shear strength behaviour and the measurement of shear strength in residual soils. In: BLIGHT, G.E. **Mechanics of residual soils**. Balkema: Rotterdam and Brookfield, 1997. Cap.9, p. 155-220.
- BURLAND, J.B., BURBIDGE, M.C. Settlement of foundations on sand and gravel. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, v.78, p.1325-1381, 1985.
- CODUTO, D.P. **Foundation design**; principles and practices. New Jersey: Prentice hall, 1994. 796p.
- DESAI, C.S. **Elementary finite element method**. Prentice-Hall, New Jersey, EUA: Prentice-Hall, 1979. 434 p.
- DUNCAN, J.M., BYRNE, P., WONG, K.S., MABRY, P. **Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soil masses**. Berkeley: University of California, Geotechnical Engineering, 1980. 55p. (Report n. UOB/GT/80-01).
- DUNCAN, J.M., CHANG, C.Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soil. **Journal of the soil mechanics and foundation division**, New York, v. 96, n. SM5, p. 1629-1654, 1970.
- FONSECA, A.J.P.V. **Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para dimensionamento de fundações directas**. Porto: Universidade do Porto, 1996. 774p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade do Porto, 1996.

FREDLUND, D.G., RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils**. New York: Wiley, 1993.

JANBU, N. Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1963, Wiesbaden. **Proceedings...** Wiesbaden: [s.n.], 1963. v.1, p. 230-242.

KUBERAN, R., SHARMA, K.G., VARADARAJAN, A. Interaction analysis of footing using an elastoplastic constitutive model. INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON NUMERICAL MODELS IN GEOMECHANICS, 2, 1986, Ghent. **Proceedings...** Ghent [s. n.], 1986. p.465-471.

LOPES, G.S. **Execução e análise de uma prova de carga direta em verdadeira grandeza em solo residual de gnaiss**. Viçosa, MG: UFV, 1997. 172 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, 1997.

LUIZ, P.G. Soil suction curves of Viçosa soil. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENVIRONMENTAL TECHNOLOGY AND GLOBAL SUSTAINABLE DEVELOPMENT, 5, 2000, Belo Horizonte, **Proceedings...** Belo Horizonte. 2000. (CD-Rom).

MAYNE, P.W., KULHAWY, F.H. k_0 -OCR relationships in soil. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 108, n. GT6, p. 851-872, 1982.

SCHMERTMANN, J.H. Static cone to compute static settlement over sand. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, New York, v. 96, n. SM3, p. 1011-1043, 1970.

SCHMERTMANN, J.H., HARTMAN, J.P., BROWN, P.R. improved strain influence factor diagrams. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, v. 104, n. GT8, p. 1131-1135, 1978.

SHAROOR, I., ZAHER, M. Verification of an constitutive relation with shallow foundation tests. In: PANDE, G.N., PIETRUSZCZAK, S. **Numerical models in geomechanics**. Balkema: Rotterdam, 1995. p. 601-606.