

HÉLIO MARCOS FERNANDES VIANA

**RETROANÁLISE DE ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE A
PARTIR DE UM MODELO DE ELEMENTOS FINITOS TRIDIMENSIONAL**

Tese apresentada à
Universidade Federal de Viçosa,
como parte das exigências do Curso
de Engenharia Civil, para obtenção
do título de “Magister Scientiae”.

VIÇOSA
MINAS GERAIS - BRASIL
FEVEREIRO - 1999

**Ficha catalográfica preparada pela Seção de Catalogação e
Classificação da Biblioteca Central da UFV**

T

V614r
1999

Viana, Hélio Marcos Fernandes, 1969-

Retroanálise de estacas carregadas lateralmente a partir
a partir de um modelo de elementos finitos tridimensional
/ Hélio Marcos Fernandes Viana. – Viçosa : UFV, 1999.
163p. : il.

Orientador: Isabel Cristina D'Almeida D. de Azevedo
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de
Viçosa, 1998.

1. Estacas de concreto - Prova de carga lateral - Mode-
los matemáticos. 2. Método dos elementos finitos. 3. Fun-
dações (Engenharia). I. Universidade Federal de Viçosa.
II. Título.

CDD 19.ed. 624.154

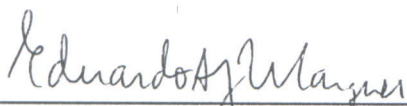
CDD 20.ed. 624.154

HÉLIO MARCOS FERNANDES VIANA

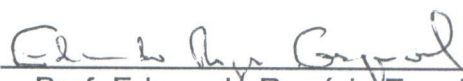
**RETRO-ANÁLISE DE ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE A
PARTIR DE UM MODELO DE ELEMENTOS FINITOS TRIDIMENSIONAL**

Tese apresentada à
Universidade Federal de Viçosa,
como parte das exigências do Curso
de Engenharia Civil, para obtenção
do título de "Magister Scientiae".

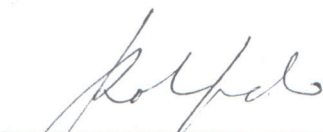
APROVADA: 20 de julho de 1998



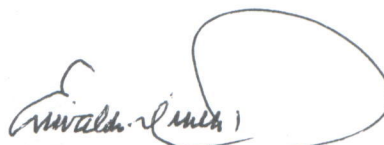
Prof. Eduardo Antonio Gomes Marques



Prof. Edmundo Rogério Esquivel



Prof. Roberto Francisco de Azevedo
(Conselheiro)



Prof. Enivaldo Minette
(Conselheiro)



Izabel Christina D'Almeida D. de Azevedo
(Orientadora)

Ao meu Deus, Deus de Abraão, Isac e Jacó,
Aos meus pais Idelson e Corália,
Aos meus irmãos e demais familiares.

AGRADECIMENTO

A Deus eterno, supremo criador do universo, pela vida.

A Jesus Cristo, pela esperança eterna.

Aos meus pais Idelson e Corália, heróis anônimos desta conquista, pelos exemplos de dedicação, carinho e amor.

Aos meus irmãos Paulo Márcio, Thales e Lucila, Idelson Filho e Chiara, Léa e Pedro, Corália e Adail, Itamar e Georges, pela ajuda em todos os momentos.

Aos meus tios Deusdete, Etelvina e seus filhos, pelo apoio educacional durante a minha estada em Goiânia, GO.

Ao meu amigo Rev ^{mo}. Jeremias F. Teixeira, pelos bons conselhos.

Aos membros da I. P. Viçosa-MG, pelo carinho e apoio.

Aos membros da I. P. Vitória da Conquista-BA, pelo carinho e apoio.

Aos membros da I. B. Betesda Vitória da Conquista-BA, pelas orações.

Aos meus amigos Emanuel D. F. Viana e Rildon Oliveira, pela ajuda.

Aos professores Délio P. Fassoni, José L. R. Paes e Reginaldo C. da Silva, pelos ensinamentos e pelo apoio inicial.

Aos professores Benedito S. Bueno, Dario C. de Lima e Maria Lúcia Calijuri, pelo apoio e pela confiança em mim depositada.

Aos professores Edmundo R. Esquivel, Enivaldo Minette, Izabel Christina d'Almeida D. de Azevedo e Roberto F. de Azevedo, pelo apoio e pela atenção.

Aos professores Ricardo, Cristiane e Márcia, da Universidade Federal de Ouro Preto, pela ajuda no desenvolvimento deste trabalho e pela concessão do programa SAP90.

Aos técnicos do Laboratório de Engenharia Civil e aos demais funcionários do Departamento de Engenharia Civil, pela dedicação.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG) e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pela bolsa de estudos.

BIOGRAFIA

HÉLIO MARCOS FERNANDES VIANA é de família evangélica presbiteriana e filho de Idelson da Silva Viana e Corália Fernandes Farias Viana, nasceu em 23 de junho de 1969, na Cidade de Vitória da Conquista, situada no sudoeste da Bahia.

Em 1995, graduou-se em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Viçosa, onde também realizou o Curso de Mestrado em Engenharia Civil, área de concentração em Geotecnia, submetendo-se à defesa de tese em julho de 1998.

CONTEÚDO

	Página
LISTA DE SÍMBOLOS.....	ix
EXTRATO.....	xiii
ABSTRACT.....	xv
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Generalidades.....	1
1.2. Objetivos.....	2
1.3. Escopo do trabalho.....	2
1.4. Organização da dissertação.....	3
2. REVISÃO DE LITERATURA.....	5
2.1. Introdução.....	5
2.2. Tratamento teórico do problema da estaca carregada lateralmente com base na teoria da reação horizontal do solo.....	6
2.3. Módulo de reação horizontal do solo (K).....	13
2.3.1. Variação de K com a profundidade.....	15
2.3.2. Considerações na determinação de K.....	19
2.3.3. Ensaios utilizados para obtenção de K.....	20

2.3.4. Valor de K obtido a partir das curvas P-y de correlações.....	22
2.3.5. Valores de K para argilas.....	23
2.3.6. Valores de n_h para areias.....	25
2.4. Mecanismos de ruptura e capacidade de carga lateral das estacas carregadas lateralmente.....	26
2.5. Análise do comportamento das estacas isoladas solicitadas por carregamento horizontal.....	31
2.5.1. Características da curva de carga versus deslocamento horizontal.....	31
2.5.2. Características da reação do solo ao longo do fuste da estaca.....	33
2.5.3. Características da curva de momento fletor ao longo do comprimento da estaca.....	37
2.5.4. Características da curva de esforço cortante ao longo do comprimento da estaca.....	38
2.5.5. Características da curva P-y.....	39
2.6. Aplicação do MEF no estudo das estacas carregadas lateralmente.....	41
3. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS COM CARGA LATERAL.....	51
3.1. Prova de carga em estaca Strauss instalada em areia média (KIMURA et al.,1993).....	51
3.2. Prova de carga em estaca Strauss instalada em areia fofa e argilosa (MIGUEL, 1996).....	53
3.3. Prova de carga em estaca Franki instalada em areia fofa (CINTRA, 1981).....	56
3.4. Prova de carga em estaca Strauss instalada em argila mole (NAKAI e KISHIDA, 1982).....	59
4. METODOLOGIA UTILIZADA PARA CONSTRUÇÃO DO MODELO DE ELEMENTOS FINITOS TRIDIMENSIONAIS.....	62
4.1. Programa computacional utilizado na análise, SAP90.....	62
4.2. Provas de carga lateral estudadas com o modelo.....	63

4.3. Construção do modelo com a utilização do programa SAP90.....	64
4.4. Características geométricas das estacas analisadas.....	65
4.5. Parâmetros mecânicos do solo.....	66
4.6. Parâmetros mecânicos da estaca.....	68
4.7. Discretização da estaca e do solo em elementos finitos.....	69
4.8. Uma análise sem trações.....	74
4.9. Processo utilizado para construir a curva H x y com o modelo.....	76
4.9.1. Etapas do processo construtivo da curva H x y.....	78
4.9.2. Processo iterativo de “tentativa e erro”.....	78
4.9.3. Rotina de cálculo para construção das curvas H x y....	80
5.RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISES.....	82
5.1. Simulações legítimas , planilhas de cálculo e gráficos H x y.....	82
5.2. Tempo médio despendido para obtenção de uma curva H x y.....	98
5.3. Proposta para obtenção do ponto y_{LS}	98
5.4. Proposta para obtenção do ponto y_{LC}	108
5.5. Análise da equação proposta para obter δ_{hc}	112
6.RESUMO E CONCLUSÕES.....	115
6.1. Resumo.....	115
6.2. Conclusões.....	116
7.RECOMENDAÇÕES.....	121
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	124
APÊNDICES.....	132

LISTA DE SÍMBOLOS

B =diâmetro ou lado da estaca.

C_{S1} e C_{S2} =valores constantes da equação empírica 60.

C_{C1} e C_{C2} =valores constantes da equação empírica 65.

C_d =coesão drenada.

C_U =resistência não-drenada ao cisalhamento do solo ou coesão não-drenada.

d_p =diâmetro ou lado da placa utilizada na prova de carga.

d ou D =diâmetro da estaca.

e =efeito de grupo da estaca.

E =módulo de elasticidade do concreto.

E_{CP} =módulo de elasticidade da camada principal do solo.

E_S =módulo de elasticidade do solo.

E_{Si} =módulo de elasticidade da camada do solo i , determinado por meio do $N(SPT)$.

E_{SMi} =módulo de elasticidade da camada do solo i , utilizado para construir o modelo.

E_{50} =módulo de elasticidade secante, a 50% da tensão de ruptura, em ensaio de compressão simples.

EI =rigidez à flexão da seção da estaca.

f =profundidade da segunda rótula plástica.

f_c =resistência lateral do cone.

G =módulo cisalhante do solo.

H =carga horizontal.

H_i =carga de projeto aplicada na estaca, no ponto i .

H_{i-1} =carga de projeto aplicada na estaca, no ponto $i-1$.

$H_{M(i)}$ =carga horizontal total aplicada na estaca do modelo, no ponto i .

I =momento de inércia da seção da estaca.

K =módulo de reação horizontal do solo [FL^{-2}].

K_a =coeficiente de empuxo ativo.

K_D =índice de pressão horizontal.

k_h =coeficiente de reação horizontal do solo [FL^{-3}].

K_L =valor de K na ponta da estaca, quando $z=L$.

K_O =coeficiente de empuxo no repouso.

K_P =coeficiente de empuxo passivo.

k_s =coeficiente de reação vertical do solo [FL^{-3}].

K_{SI} =módulo de reação vertical para ensaio da placa quadrada ou circular de lado ou diâmetro de 1 ft ou 0,35 m.

L =comprimento enterrado da estaca.

M =momento fletor em qualquer ponto da viga.

n =expoente empírico positivo.

n_h =coeficiente de reação horizontal do solo.

N ou N_{SPT} =índice de resistência à penetração da sondagem (SPT).

p_h =reação horizontal do solo a uma distância z a partir do ponto médio do comprimento da viga, por unidade de área [FL^{-2}].

p_v =reação vertical do solo a uma distância x a partir do ponto médio do comprimento da viga, por unidade de área [FL^{-2}].

P =reação horizontal do solo por unidade de comprimento da estaca [FL^{-1}].

P_t =pressão que a sapata quadrada distribui sob o solo (pressão de trabalho).

Q =esforço cortante em qualquer ponto da viga.

q_c =resistência de ponta obtida através do CPT (teste de penetração do cone).

$q_o=1$ MPa.

q_u =resistência a compressão simples.

R =fator de rigidez relativa estaca-solo quando K é constante com a profundidade.

R_r =fator de rigidez relativa estaca-solo, valor genérico R ou T.

S =espaçamento entre as estacas.

T =fator de rigidez relativa estaca-solo quando K é linearmente variável com a profundidade.

U_x =deslocamento horizontal máximo sofrido pela estaca.

X =fator de rigidez relativa estaca-solo dependente de N .

W =peso específico.

y =deslocamento horizontal da estaca.

y_o =deslocamento horizontal medido na superfície do terreno.

y_{LS} =deslocamento horizontal limite da FES.

y_{LC} =deslocamento horizontal limite da FEC.

y_i =deslocamento horizontal de projeto da estaca, no ponto i .

y_{i-1} =deslocamento horizontal de projeto da estaca, no ponto $i-1$.

$y_{M(i)}$ =deslocamento horizontal total sofrido pela estaca do modelo, no ponto i .

z =profundidade medida a partir da superfície do solo.

z_P =profundidade da camada de solo principal.

Z_C =profundidade relativa ou coeficiente de profundidade ($z/T < 1$).

α =coeficiente que depende do material da estaca e da resistência a compressão simples do solo.

δ =deslocamento horizontal.

δ_{hc} =deslocamento horizontal da estaca, na superfície do solo, dentro da faixa elástica do concreto.

δ_v =deslocamento ou recalque vertical.

ε_c =deformação específica durante o ensaio de compressão.

ε_{50} =deformação específica para 50% da resistência de ruptura mobilizada.

ϕ =ângulo de atrito interno do solo.

ϕ_d =ângulo de atrito interno drenado.

γ =peso específico natural do solo.

γ' =peso específico efetivo do solo.

ν_c =coeficiente de Poisson do concreto.

ν_s =coeficiente de Poisson do solo.

θ =rotação de uma seção qualquer.

ρ_h =recalque horizontal da base da viga a uma distância z a partir do ponto médio do comprimento da viga.

ρ_v =recalque vertical da base da viga a uma distância x a partir do ponto médio do comprimento da viga.

ρ_c =fator de homogeneidade relativa do solo.

σ_c =tensão de compressão atuante no concreto.

σ'_H =reações horizontais do solo (ou pressão de terra).

ΔH_i =incremento de carga horizontal aplicado na estaca do modelo, no intervalo dos pontos $i-1$ e i .

Δy_i =incremento de deslocamento horizontal sofrido pela estaca do modelo no intervalo dos pontos $i-1$ e i .

EXTRATO

VIANA, Hélio Marcos Fernandes, M. S., Universidade Federal de Viçosa, fevereiro de 1999. **Retroanálise de estacas carregadas lateralmente a partir de um modelo de elementos finitos tridimensionais.** Orientadora: Izabel Christina d'Almeida D. de Azevedo. Conselheiros: Enivaldo Minette e Roberto Fransisco de Azevedo.

O assunto abordado por esta pesquisa referiu-se às estacas carregadas lateralmente, usadas em diversas estruturas: de contraventamento em edifícios; portuárias, para resistir às ondas marítimas; de contenção de solos ou rochas, para resistir a abalos sísmicos; e de pilares de pontes. Vários métodos para o cálculo de estacas carregadas lateralmente foram baseados na teoria da viga sobre apoio elástico. Tais métodos apresentaram, contudo, algumas limitações, pelo fato de considerarem o solo homogêneo, o problema em duas dimensões e a ausência de tensões cisalhantes entre o solo e a estaca. Em virtude desse fato, o objetivo deste trabalho foi construir um modelo de análise não-linear, formado por elementos finitos tridimensionais de oito nós, levando-se em consideração a heterogeneidade do solo, a natureza tridimensional do problema e as tensões cisalhantes entre o solo e a estaca. Na construção do modelo, utilizou-se o programa SAP90, que, entretanto, só

permite análises lineares e elásticas. A consideração da não-linearidade do problema da estaca carregada lateralmente foi feita através de um processo incremental, com a superposição de soluções lineares. Para avaliar a eficiência do modelo, quatro provas de carga lateral em estacas foram retroanalisadas. A partir dos resultados obtidos das retroanálises, as faixas de variações dos módulos de elasticidade do solo da camada principal e do concreto da estaca foram determinadas. Foram desenvolvidas, também, equações para obtenção dos deslocamentos y_{LS} e y_{LC} , indispensáveis à construção da curva $H \times y$ de uma estaca carregada lateralmente. Finalmente, concluiu-se que as análises não-lineares das quatro estacas carregadas lateralmente em verdadeira grandeza atestaram o bom desempenho do modelo de elementos finitos tridimensionais.

ABSTRACT

VIANA, Hédio Marcos Fernandes, M.Sc., Federal University of Viçosa, february 1999. **Retroanalysis of laterally loaded piles from a tridimensional finite elements model.** Adviser: Izabel Christina d'Almeida D. de Azevedo. Committee Members: Enivaldo Minette e Roberto Fransisco de Azevedo.

The subject of this research to the laterally loaded piles used in various engineering structures: in the contrary wind of buildings; in the ports to resist sea waves; in the rocks and soils' cantilever, to resist the seismic shakes; and in bridge piers. Many methods of calculus of the laterally loaded piles were based on the beam upon elastic foundation theory. However, these methods demonstrated some limitations, once they considered the soil as an homogeneous matter, the problem in two dimensions and the apsence of the shearing stresses between soil and pile. Hence, the objective of this work was to build a non-linear analysis model formed by eight joint tridimensional finite elements, taking into account the soil heterogeneity of the soil, the tridimensional nature of the problem and the shearing stresses between soil and pile. The SAP90 program, Which only allows elastic and lineal analysis, was used when buildigin the model. The non-linearity of the laterally loaded pile problem was

considered through an incremental process, with the superposition of lineal solutions. Four lateral load tests with piles where retroanalysed in order to evaluate the model performance. The variation bands of the elasticity modulus of the main lay soil and the pile concrete were determined through the retroanalysis results. Equations to calculate the displacements y_{LS} and y_{LC} , which are indispensable to build the $H \times y$ bend of a laterally loaded pile were performed as well. Finally, it was concluded that the non-linear analysis of the four laterally loaded piles in their actual dimensions proved the tridimensional finite elements model positive performance.

1. INTRODUÇÃO

1.1. Generalidades

Estruturas solicitadas lateralmente são muito comuns em obras de engenharia civil. Como exemplo desses tipos de estrutura podem ser citadas: as estruturas de contraventamento em edifícios, as portuárias, as de contenção de solos ou rochas, as de torres de transmissão, as “off-shore” e as dos pilares de pontes.

Na maioria das vezes, as cargas horizontais que atuam nas estruturas são absorvidas e transmitidas ao terreno por meio de estacas cravadas no solo, denominadas estacas carregadas lateralmente.

Os estudos do comportamento interativo entre o solo e a estaca carregada lateralmente procuram determinar os elementos essenciais (deslocamentos horizontais, cargas laterais, momentos fletores e esforços cortantes atuantes na estaca) à elaboração de um projeto de fundações em estacas.

Vários métodos para cálculo de estacas carregadas lateralmente foram desenvolvidos a partir da teoria da reação horizontal do solo, baseada no problema da viga sobre apoio elástico. Esses métodos, contudo, apresentaram

algumas limitações, pelo fato de considerarem o solo homogêneo, a natureza do problema em duas dimensões e a não-existência de tensões cisalhantes entre o solo e a estaca. Para superar essas limitações, as centrífugas geotécnicas e o método dos elementos finitos (MEF) têm sido utilizados no desenvolvimento de modelos mais realísticos.

1.2. Objetivos

Tendo em vista o que foi exposto anteriormente, os objetivos deste trabalho foram:

- 1.º) Desenvolver um método de cálculo para determinação dos elementos essenciais ao projeto de fundações com estacas carregadas lateralmente que leve em conta os aspectos não considerados pela teoria da reação horizontal do solo.
- 2.º) Utilizar recursos computacionais para construir um modelo que facilite a determinação dos elementos essenciais.
- 3.º) Comparar as respostas fornecidas pelo modelo com as medições de campo de algumas provas de carga lateral em estacas.

1.3. Escopo do trabalho

Um modelo de análise não-linear, formado por elementos finitos tridimensionais, que considera a heterogeneidade do solo, a natureza tridimensional do problema e as tensões cisalhantes entre o solo e a estaca carregada lateralmente, foi desenvolvido.

Para construir o modelo de análise, foi utilizado o programa computacional SAP90, que, entretanto, só permite análises lineares e elásticas. A consideração da não-linearidade do problema da estaca carregada lateralmente foi feita através de um processo incremental, executado com uma superposição de soluções lineares.

Para avaliar a eficiência do modelo de elementos finitos tridimensionais foram retroanalizadas, em verdadeira grandeza, quatro provas de carga lateral em estacas de concreto, de seção circular e flexíveis, segundo a classificação de DAVISSON (1970).

A partir dos resultados obtidos das retroanálises, foi possível determinar as faixas de variações dos módulos de elasticidade da camada principal de solo e do concreto da estaca. Além disso, foram desenvolvidas, através de sistemas não-lineares, equações empíricas para calcular os deslocamentos y_{LS} (limite da faixa elástica do solo) e y_{LC} (limite da faixa elástica do concreto), indispensáveis na construção da curva $H \times y$ de uma prova de carga lateral simulada.

As equações empíricas para o cálculo de y_{LS} e y_{LC} são inéditas. Contudo, essas equações foram desenvolvidas a partir de um número muito limitado de casos. Conseqüentemente, a validade delas é restrita e deve ser confirmada através da análise de um maior número de casos.

1.4. Organização da dissertação

O presente trabalho foi subdividido em sete tópicos. Em que o primeiro apresenta uma introdução sobre o assunto estudado, mostrando os objetivos principais da pesquisa e o escopo do trabalho desenvolvido.

O segundo tópico apresenta uma revisão da literatura sobre o assunto estudado e sobre o método dos elementos finitos aplicado a estacas carregadas lateralmente.

O terceiro item descreve as provas de carga lateral em estacas, estudadas neste trabalho.

O quarto tópico aborda a metodologia para construção do modelo de elementos finitos tridimensionais.

O quinto item apresenta os resultados obtidos nas simulações das provas de carga lateral em estacas realizadas com o modelo construído. O desenvolvimento das equações empíricas para cálculo dos deslocamentos y_{LS} e y_{LC} também faz parte deste item.

O sexto tópico sumariza as conclusões obtidas.

O sétimo e último item apresenta algumas recomendações para futuros trabalhos nesta área. São, ainda, apresentados os Apêndices A e B, em que os arquivos de dados editados e utilizados para construção do modelo de elementos finitos são mostrados no Apêndice A, sendo no B apresentado o desenvolvimento das equações empíricas, que foram utilizadas em um estudo para determinação do deslocamento y_{LS} .

2. REVISÃO DE LITERATURA

2.1. Introdução

Neste tópico é apresentado, inicialmente e de forma resumida, o tratamento teórico do problema da estaca carregada lateralmente com base na teoria da reação horizontal do solo. Posteriormente, apresentam-se alguns trabalhos que versam sobre o módulo de reação horizontal do solo e a modelagem de estacas carregadas lateralmente em elementos finitos.

A teoria da reação horizontal do solo, baseada no problema da viga sobre apoio elástico, tem sido amplamente utilizada na determinação dos esforços e dos deslocamentos em estacas submetidas a cargas laterais e momentos fletores. De acordo com essa teoria, o comportamento do solo é simulado por um conjunto de molas idênticas, igualmente espaçadas e independentes. Pode-se considerar, portanto, que a reação do solo é proporcional ao deslocamento horizontal do ponto.

A hipótese da viga sobre apoio elástico permite simplificar o problema, considerando-se que a relação entre a pressão de contato na base de uma fundação e o correspondente recalque é a mesma para qualquer ponto da área do apoio elástico. Na verdade, essa relação varia em cada ponto da área de

contato, pois, se a pressão é uniforme, o recalque não o é, e vice-versa (TERZAGHI, 1943).

A equação diferencial que governa o problema da estaca carregada lateralmente, sem a presença de carregamento axial, equação 1, é bastante conhecida, e sua solução foi discutida por PALMER e THOMPSON (1948) e McNULTY (1956), entre outros autores.

Existem, na literatura, vários métodos de solução aproximada dessa equação. Entretanto, a solução analítica é obtida apenas no caso em que K é considerado constante com a profundidade.

$$EI \left(\frac{d^4 y}{dz^4} \right) + Ky = 0 \quad (1)$$

em que

El=rigidez à flexão da seção transversal da estaca;

z=profundidade medida a partir da superfície do solo;

K=módulo de reação horizontal do solo; e

y=deslocamento horizontal da estaca.

2.2. Tratamento teórico do problema da estaca carregada lateralmente com base na teoria da reação horizontal do solo

No desenvolvimento da equação do problema da estaca carregada lateralmente (Figura 1), admitiu-se que o seu comportamento é semelhante ao de uma viga apoiada em base elástica.

Fazendo coincidir o eixo da viga com o eixo coordenado Z e representando o deslocamento horizontal por y, a rigidez à flexão da viga por EI, o momento aplicado na cabeça da estaca por M_0 e o esforço horizontal por H, tem-se, com base na teoria da viga sobre apoio elástico, um ponto situado a uma profundidade z (SÜSSEKIND, 1947), ou seja:

- Rotação de uma seção qualquer

$$\theta(z) = \frac{dy}{dz} \quad (2)$$

- Momento fletor em qualquer ponto da viga

$$M(z) = \frac{d^2 y}{dz^2} (EI) \quad (3)$$

- Esforço cortante em qualquer ponto da viga

$$Q(z) = \frac{d^3 y}{dz^3} (EI) \quad (4)$$

- Reação do solo sobre a viga, por unidade de comprimento

$$P(z) = -\frac{d^4 y}{dz^4} (EI) \quad (5)$$

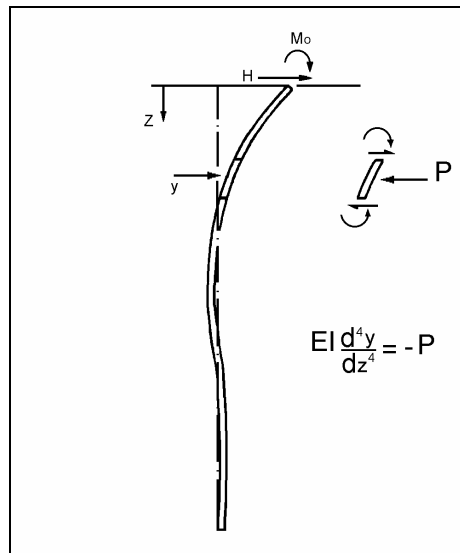
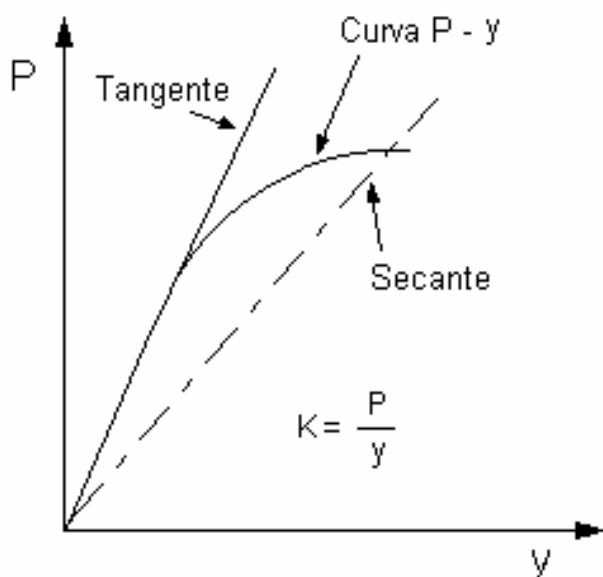


Figura 1 - Estaca carregada lateralmente.

Uma vez estabelecida uma função $P(z)$ para a reação do solo, a equação 5 pode ser integrada sucessivas vezes, obtendo-se, para qualquer seção, o esforço cortante, o momento fletor, a rotação e o deslocamento horizontal.

Para REESE e MATLOCK (1956), a reação do solo é função das propriedades da estaca (I e E), das relações tensão-deformação do solo, da profundidade do ponto considerado, do nível de deslocamento da estaca, da velocidade de carregamento e do número de ciclos de carregamentos. Estabelecer uma função que leve em conta todas essas variáveis é bastante difícil, e, mesmo que se obtenha tal função, a resolução da equação diferencial do problema torna-se muito complexa.

Um recurso utilizado para estabelecer a função $P(y)$ é o de se considerar a hipótese simplificadora de que a reação do solo, P , por metro de estaca é proporcional ao deslocamento horizontal, y , através da consideração do módulo de reação K (DAVISSON e PRAKASH, 1963). Na Figura 2, mostra-se uma relação típica, em que ocorre a não-linearidade entre P e y .



Fonte: DAVISSON e PRAKASH (1963)

Figura 2 - Reação do solo x deslocamento horizontal.

De acordo com a hipótese de que $P=-Ky$, com sinal negativo, em razão de a reação do solo ter sentido oposto ao do deslocamento da estaca, a equação diferencial do problema de uma estaca carregada lateralmente passa a ser igual à equação 1.

Sabe-se que o módulo K pode variar de maneira arbitrária com a profundidade e com o deslocamento, porém, geralmente, se considera K como uma função da profundidade apenas.

A solução analítica da equação 1 é encontrada somente para valor de K constante com a profundidade. Nesse caso, para a estaca de comprimento infinito, o valor do deslocamento horizontal é dado por

$$y = (e^{\lambda z} M1) + (e^{-\lambda z} M2) \quad (6)$$

em que

$$\lambda = \left(\frac{K}{4EI} \right)^{1/4} \quad (7)$$

$$M1 = A \operatorname{sen}(\lambda z) + B \cos(\lambda z) \quad (8)$$

$$M2 = C \operatorname{sen}(\lambda z) + D \cos(\lambda z) \quad (9)$$

A , B , C e D são constantes.

Com a introdução das condições de contorno na cabeça da estaca, determinam-se as constantes C e D . Por exemplo, segundo McNULTY (1956), para o caso de uma estaca cuja cabeça seja livre e submetida a uma força H na superfície do terreno, o deslocamento horizontal é dado por

$$y = \frac{2H\lambda}{K} \left[e^{-\lambda z} \cos(\lambda z) \right] \quad (10)$$

Então, as expressões para rotação, momento fletor, esforço cortante e reação do solo, em função da profundidade z , são obtidas a partir da equação 10 e das equações 2 a 5.

$$\theta = -\frac{He^{-\lambda z}}{2EI(\lambda)^2} [\text{sen}(\lambda z) + \cos(\lambda z)] \quad (11)$$

$$M = \frac{H}{\lambda} \left[e^{-\lambda z} \text{sen}(\lambda z) \right] \quad (12)$$

$$Q = H[e^{-\lambda z} (\cos(\lambda z) - \text{sen}(\lambda z))] \quad (13)$$

$$P = -2\lambda H[e^{-\lambda z} \cos(\lambda z)] \quad (14)$$

Na solução da equação diferencial (equação 1), a constante λ , que envolve parâmetros característicos da estaca e do solo, expressa uma relação entre a rigidez do solo e a rigidez à flexão da estaca. Pode-se, então, definir um fator de rigidez relativa estaca-solo, que depende da forma da variação do módulo de reação, K , com a profundidade.

Segundo DAVISSON e ROBINSON (1965), duas expressões podem ser escritas para o fator de rigidez relativa:

- Para $K=\text{constante}$

$$R = \left(\frac{EI}{K} \right)^{1/4} [L] \quad (15)$$

- Para $K=n_h z$, linearmente variável com a profundidade

$$T = \left(\frac{EI}{n_h} \right)^{1/5} [L] \quad (16)$$

Para K constante com a profundidade, tem-se, a partir das equações 7 e 15, um novo valor para a constante λ , em função da rigidez relativa, ou seja:

$$\lambda = \frac{1}{1,414R} [L^{-1}] \quad (17)$$

As estacas carregadas lateralmente são classificadas como rígidas (curtas) ou flexíveis (longas) em função do comprimento adimensional L/T ou L/R . Essa classificação é importante, porque o comportamento da estaca é influenciado por sua rigidez. Sabe-se que uma estaca rígida tem os deslocamentos devido a uma rotação de corpo rígido, enquanto em uma estaca flexível os deslocamentos são devidos à flexão.

BROMS (1965) considerou, para os solos coesivos, dois tipos de estacas: a estaca rígida ($L/R < 3,18$) e a estaca flexível ($L/R > 3,18$). No caso dos solos não-coesivos, também consideram-se dois tipos de estacas: a estaca rígida ($L/T < 2$) e a estaca flexível ($L/T > 4$).

A proposta de DAVISSON (1970) está de acordo com a de MATLOCK e REESE (1960), classificando-se as estacas do seguinte modo:

- Estaca flexível, $L/R > 4$ ou $L/T > 4$;
- Estaca intermediária, $2 \leq L/R \leq 4$ ou $2 \leq L/T \leq 4$; e
- Estaca rígida, $L/R < 2$ ou $L/T < 2$.

Para o módulo K variável linearmente com a profundidade, a reação do solo é dada por

$$P = -n_h zy \quad (18)$$

e a equação diferencial do problema de estaca carregada lateralmente passa a ser a equação 19.

$$EI \left(\frac{d^4 y}{dz^4} \right) + n_h zy = 0 \quad (19)$$

A equação 19 foi integrada por Miche, citado por VELLOSO (1981), que considerou uma estaca de comprimento infinito solicitada por uma força horizontal H na superfície do terreno. A partir de integrações foram obtidas as seguintes equações:

- Deslocamento horizontal na superfície do terreno

$$y_0 = 2,40 \left(\frac{HT^3}{EI} \right) \quad (20)$$

- Momento fletor máximo

$$M_{max} = 0,79 HT \quad (21)$$

- Profundidade na qual ocorre o momento fletor máximo (M_{max})

$$z' = 1,32 T \quad (22)$$

A uma profundidade três vezes maior do que $z=1,32 T$, os valores do momento fletor e do esforço cortante são muito pequenos e podem ser desprezados.

Para uma estaca com comprimento igual ou superior a $4 T$, ela pode ser calculada como se fosse de comprimento infinito, e é o que acontece usualmente. Porém, se o comprimento da estaca for menor do que $1,5 T$, a estaca deverá ser calculada como rígida e o momento fletor máximo será dado por

$$M_{max} = 0,25 HT \quad (23)$$

Para uma estaca de comprimento infinito ($L/R > 5,6$) e para um solo com o módulo K constante ao longo da profundidade, Hetenyi, citado por CINTRA (1983), propôs uma solução para a equação diferencial da estaca carregada lateralmente:

- Deslocamento horizontal na superfície do terreno

$$y_o = \left(\frac{1,414H}{KR} \right) + \left(\frac{M_o}{KR^2} \right) \quad (24)$$

- Momento fletor máximo

$$M_{max} = 0,45HR + 0,70 M_o \quad (25)$$

- Profundidade onde atua Mmax

$$z' = 0,98R \quad (26)$$

Os principais métodos de análise do comportamento de fundações submetidas a carregamento horizontal que utilizam a teoria da reação horizontal do solo são os de MATLOCK e REESE (1961), Navdocks, citado por CINTRA (1983), DAVISSON e ROBINSON (1965) e WERNER (1970).

VELLOSO (1981) apresentou alguns métodos de cálculo de estacas carregadas lateralmente e recomendou o método de cálculo sugerido por BROMS (1972) na elaboração de projetos.

2.3. Módulo de reação horizontal do solo (K)

Segundo TERZAGHI (1955), a teoria da reação horizontal do solo é baseada no problema da viga sobre apoio elástico, a qual apresenta a seguinte premissa básica (equação 27):

$$p_v = k_s \rho_v \quad (27)$$

em que

p_v =reação vertical do solo (força) a uma distância x a partir do ponto médio do comprimento da viga, por unidade de área (em FL^{-2});

ρ_v =recalque vertical da base da viga a uma distância x a partir do ponto médio do comprimento da viga; e

k_s =coeficiente de reação vertical do solo (em FL^{-3}).

Para o caso da reação do solo atuando na direção horizontal, o valor da reação horizontal é calculado através da seguinte equação:

$$p_h = k_h \rho_h \quad (28)$$

em que

p_h =reação horizontal do solo (força) a uma distância z a partir do ponto médio do comprimento da viga, por unidade de área (em FL^{-2});

ρ_h =recalque horizontal da base da viga a uma distância z a partir do ponto médio do comprimento da viga; e

k_h =coeficiente de reação horizontal do solo (em FL^{-3}).

TERZAGHI (1955), MATLOCK e REESE (1960), DAVISSON (1963), LEE (1968) e outros autores modificaram a equação 28, da viga, quando trabalharam com estacas carregadas lateralmente. A reação do solo passou a ser designada por P , sendo considerada como uma força por unidade de comprimento de estaca com dimensão FL^{-1} . Desse modo,

$$P = Ky \quad (29)$$

Existem vários métodos simplificados e de fácil aplicação, baseados na teoria da reação horizontal, que são usados para cálculo das estacas carregadas lateralmente. Contudo, para aplicação de qualquer um desses métodos, o mais importante é a determinação de um valor adequado para K .

Para DAVISSON e PRAKASH (1963) e LEE (1968), K é expresso em dimensão FL^{-2} e definido como sendo a relação entre a reação (em termos de força) do solo por unidade de comprimento da estaca, em dimensão FL^{-1} , e o correspondente deslocamento da estaca, em dimensão L (equação 30).

$$K = \frac{P}{y} \quad (30)$$

TERZAGHI (1955), POULOS e DAVIS (1980) e VELLOSO (1981) estabeleceram uma proporção entre K e k_h representada pela equação 31.

$$K = k_h B \quad (31)$$

em que B é o diâmetro ou lado da estaca.

2.3.1. Variação de K com a profundidade

A análise do comportamento da estaca, com base na teoria da reação do solo, requer o conhecimento da variação do módulo de reação horizontal, K, ao longo do comprimento da estaca. Vários pesquisadores, ao longo dos anos, desenvolveram funções para representar o comportamento de K com a profundidade (z).

Segundo a proposta de TERZAGHI (1955), confirmada por DAVISSON (1963) e LEIJDEN (1972), tem-se que:

- O valor do módulo K e a sua variação com a profundidade dependem das características de deformação do solo. Para uma argila pré-adensada, em que o módulo de elasticidade é praticamente independente da profundidade, pode-se admitir que K é constante.

- Para solos não-coesivos, o módulo de elasticidade cresce de maneira aproximadamente linear com a profundidade e, portanto, K aumenta diretamente com a profundidade z (equação 32).

$$K = \frac{P}{y} = n_h z \quad (32)$$

em que n_h é o coeficiente angular de uma reta (na notação moderna, é denominado coeficiente de reação horizontal do solo), apresentando dimensões de FL^{-3} .

DAVISSON e SALLEY (1970), COLMAN e HANCOCK (1972), POULOS (1973) e CINTRA e ALBIERO (1982) trataram n_h como sendo o coeficiente de reação horizontal do solo. Os trabalhos de TERZAGHI (1955) e de DAVISSON e PRAKASH (1963) definiram n_h como sendo uma constante de reação horizontal. Contudo, essa definição se mostrou inadequada, pois n_h não é um valor constante, variando, por exemplo, com o nível de deslocamento horizontal da estaca, como comprovam os trabalhos de ALONSO (1986) e MIGUEL (1996).

ALIZADEH e DAVISSON (1970) apresentaram as curvas obtidas em provas de carga horizontal em solos arenosos, na forma de $n_h \times y$, e a seguinte equação para cálculo de n_h :

$$n_h = \frac{4,42(H)^{5/3}}{(y_o)^{5/3}(EI)^{2/3}} \quad (33)$$

em que

H=carga horizontal; e

y_o =deslocamento horizontal medido na superfície do terreno.

Os resultados dos testes com estacas obtidos por MIGUEL (1996) mostraram variação brusca de n_h em pequenos níveis de deslocamento horizontal da estaca na superfície do solo.

PALMER e THOMPSON (1948) consideraram que a variação de K com a profundidade depende da relação z/L , ou seja:

$$K = K_L \left(\frac{z}{L} \right)^n \quad (34)$$

em que

K_L =valor de K na ponta da estaca, quando $z=L$;

L=profundidade enterrada da estaca; e

n=expoente empírico positivo.

Os referidos autores admitiram os seguintes valores para n : $n=0$, para argilas pré-adensadas; e $n=1$, para areias, siltes e argilas normalmente adensadas.

Segundo MATLOCK e REESE (1960), em solos arenosos, os valores de K na região correspondente a uma profundidade relativa (Z_c) menor que a unidade ($Z_c=z/T<1$) dominam o comportamento da estaca, por isso é importante determinar os valores de K em baixas profundidades relativas (próximo à cabeça da estaca).

DAVISSON e PRAKASH (1963) propuseram para o coeficiente n , da equação 34, o valor de 0,15 para argilas pré-adensadas. Na Figura 3, mostra-se a variação de K com a profundidade para alguns valores de n .

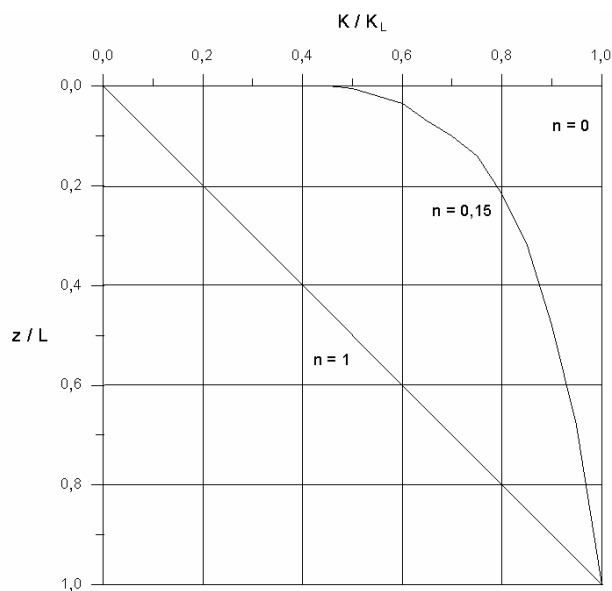
DAVISSON e GILL (1963) verificaram que a hipótese de K constante com a profundidade, geralmente admitida para solos coesivos pré-adensados, é improvável, e propuseram uma variação para K , como mostrado na Figura 4.

Para as argilas pré-adensadas, próximo à superfície, K deve assumir um valor reduzido, como mostrado na Figura 4(a), devendo seu valor aumentar com a profundidade, porém não chegando a ser uma constante.

No caso de areias, siltes e argilas normalmente adensadas, verificou-se que K , de fato, variava de forma aproximadamente linear com a profundidade, mas apenas próximo à superfície (Figura 4(b)), na região controladora do comportamento da estaca.

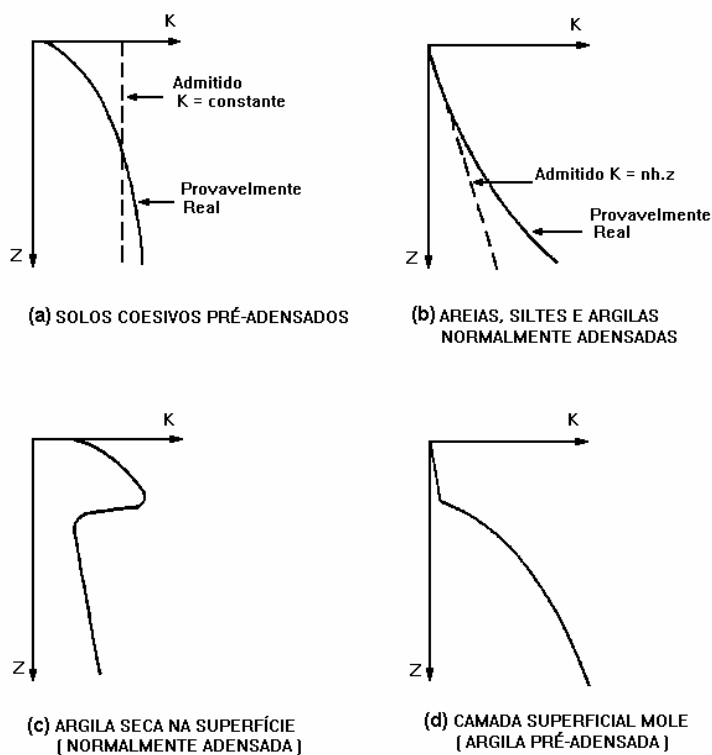
Na Figura 4(c e d), apresenta-se a variação de K com a profundidade, sugerida por DAVISSON e GILL (1963) para uma argila normalmente adensada com secagem próximo à superfície e para uma argila pré-adensada com uma camada superficial mais mole, respectivamente.

A região que controla o comportamento da estaca nas argilas é a camada de solo que vai desde a superfície até uma profundidade (z) localizada entre $0,2 R$ e $0,4 R$ (DAVISSON e GILL, 1963). Verificou-se que o valor de R é função da rigidez à flexão da estaca (EI), como mostrado na equação 15.



Fonte: DAVISSON e PRAKASH (1963)

Figura 3 - Variação de K com a profundidade.



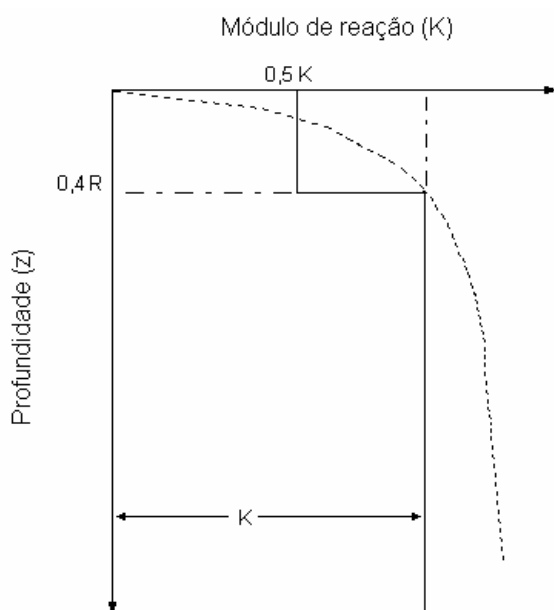
Fonte: DAVISSON e GILL (1963)

Figura 4 - Variação do módulo de reação horizontal com a profundidade.

Procurando estimar com mais precisão a variação de K com a profundidade, DAVISSON (1970) propôs, para as argilas pré-adensadas, uma variação de K em degrau (Figura 5). Para ele, da superfície do terreno até uma profundidade de $0,4 R$, a argila pré-adensada teria o módulo de reação reduzido à metade.

A partir da profundidade de $0,4 R$, o módulo de reação passa a ser constante e igual a K .

A variação de K em degrau, de acordo com DAVISSON (1970), é melhor do que a hipótese de K constante, pois, nesse caso, os erros nos cálculos dos deslocamentos e momentos fletores podem ser de 50 a 100%.



Fonte: DAVISSON (1970)

Figura 5 - Variação de K em degrau.

2.3.2. Considerações na determinação de K

A determinação do módulo K depende de muitos fatores, além da natureza do solo, por isso sua determinação não pode ser feita em laboratório (TERZAGHI, 1943). Sabe-se que os modelos reduzidos de laboratório não

expressam bons resultados, em virtude da incapacidade que têm de representar o estado de tensões atuantes no solo (σ_1 , σ_2 , e σ_3).

Atualmente, tem-se desenvolvido uma nova tecnologia para estudar as estacas carregadas lateralmente, em laboratório, baseada na utilização de modelos reduzidos em centrífugas geotécnicas.

Segundo DAVISSON e PRAKASH (1963), o módulo de reação horizontal do solo K pode ser determinado como sendo a inclinação de uma secante traçada pela origem e por um ponto da curva P - y ou como sendo a inclinação de uma tangente (para reações do solo inferiores a um terço ou à metade da capacidade de carga lateral) à curva P - y , conforme mostrado na Figura 2.

2.3.3. Ensaios utilizados para obtenção de K

Vários são os ensaios “in situ” para determinação do módulo K . Dentre os mais utilizados, podem-se citar: prova de carga lateral realizada com a própria estaca (ASSOCIAÇÃO...- ABNT, 1991); a prova de carga em placa direta sobre o terreno de fundação (ABNT, 1984), na qual se considera o solo como homogêneo e isotrópico; e ensaios SPT, CPT, pressiométricos (PMT) e dilatométricos (DMT).

Algumas correlações com resultados de ensaio pressiométrico mostraram-se bastante satisfatórias na previsão do comportamento de estacas submetidas a cargas horizontais (BAGUELIN et al., 1972).

A partir da realização de ensaios pressiométricos, Chen, citado por BOWLES (1988), obteve vários valores para o módulo de elasticidade do solo e propôs o seguinte:

$$K = \frac{3E_s}{B}, \text{ para solos arenosos} \quad (35)$$

e

$$K = \frac{1,6E_s}{B}, \text{ para solos argilosos} \quad (36)$$

em que

B =largura ou diâmetro da estaca; e

E_s =módulo de elasticidade do solo.

Nos projetos com estacas carregadas lateralmente, ROBERTSON et al. (1986) consideraram o uso do pressiômetro adequado para determinar os parâmetros não-lineares do solo “in situ”.

Outros trabalhos que têm considerado a utilização do pressiômetro no cálculo de estacas carregadas lateralmente foram apresentados por SMITH e SLYH (1986) e KAY et al. (1986).

O valor de K pode ser calculado a partir do valor de E_s , obtido através de correlações com o valor de N_{SPT} , com o valor de q_c do ensaio CPT (teste de penetração do cone), com o valor de M do ensaio DMT e com o PMT.

Para YOSHIDA e YOSHINAKA (1972), o valor de E_s , considerando-se o N_{SPT} , é dado, genericamente, por

$$E_s = 650N \text{ (kPa)} \quad (37)$$

Após avaliar várias correlações lineares de E_s com N do SPT, DENVER (1982) propôs uma correlação parabólica:

$$E_s = 7\sqrt{N} \text{ (MPa)}, \text{ para areias} \quad (38)$$

Com base nos valores de N obtidos do ensaio SPT, DÉCOURT (1991) sugeriu os seguintes parâmetros elásticos para os solos:

$$K = N \text{ (MN/m}^2\text{)}, \text{ para argila pré-adensada} \quad (39)$$

$$E_s = 2N \text{ (MN/m}^2\text{)}, \text{ para argila pré-adensada} \quad (40)$$

$$n_h = N \text{ (MN/m}^3\text{)}, \text{ para areia submersa} \quad (41)$$

$$n_h = 1,6N \text{ (MN/m}^3\text{)}, \text{ para areia seca} \quad (42)$$

Esses parâmetros são válidos para deformações específicas, δ_v/d_p , de até 1% (δ_v é o deslocamento ou recalque vertical e d_p , o diâmetro ou lado da placa utilizada na prova de carga). Isso significa que, na interpretação de uma prova de carga no Brasil, para uma placa com 0,80 m de diâmetro, o recalque deve ser de aproximadamente 8 mm. Esta medida visa garantir que o solo durante os testes esteja sendo solicitado dentro da faixa na qual se comporta linear e elasticamente.

Um programa sistemático de testes foi executado por DENVER (1982) em solos arenosos para avaliar qual a melhor correlação possível entre a resistência de ponta, q_c , obtida através do CPT, e o valor do módulo de elasticidade. Foram analisadas as correlações lineares propostas por vários autores, contudo a melhor correlação foi encontrada para uma relação parabólica dada pela seguinte equação:

$$E_s = 8\sqrt{q_c/q_o} \text{ (MPa), para areias} \quad (43)$$

em que $q_o = 1 \text{ MPa}$.

O valor do módulo de elasticidade do solo, para MARCHETTI (1997), pode ser obtido por meio de correlações com o valor M (módulo tangente confinado) determinado a partir do teste dilatométrico, DMT.

$$E_s \cong 0,8M \text{ (MPa), para areias e para argilas} \quad (44)$$

2.3.4. Valor de K obtido a partir das curvas P-y de correlações

A determinação de K pode ser feita indiretamente para argilas moles, argilas duras e areias. O valor de K é dado com base em curvas P-y determinadas por meio de correlações com parâmetros do solo.

Sabe-se que as curvas P-y variam com a profundidade, já que o estado de tensão no solo modifica-se com a profundidade. No cálculo de estacas

carregadas lateralmente, entretanto, a determinação de K a partir da curva P-y é obtida para a camada de interesse.

REESE et al. (1974) descreveram os procedimentos para obtenção de curvas P-y para solos arenosos, considerando os carregamentos estáticos e cíclicos.

As curvas P-y para argilas moles podem ser determinadas pelo critério de MATLOCK (1970). Já as correlações desenvolvidas por REESE e WELCH (1975) descrevem o procedimento para determinar as curvas P-y para as argilas duras.

2.3.5. Valores de K para argilas

TERZAGHI (1955) sugeriu os seguintes valores de K para argilas pré-adensadas (Quadro 1), em função da resistência a compressão simples, q_u.

Quadro 1 - Valores de K para argilas pré-adensadas

Consistência	q _u (MN/m ²)	K (MN/m ²)
Rija	0,10-0,20	5,0
Muito rija	0,20-0,40	10,0
Dura	>0,40	20,0

Fonte: TERZAGHI (1955).

Para solos coesivos, BROMS (1964) expressou K em função de resultados de provas de carga sobre placas, ou seja:

$$K = \alpha K_{sl}$$

(45)

em que, para estacas de concreto, α é um valor que varia ente 0,37 e 0,46, podendo, contudo, ser adotado como 0,40.

Os valores de K_{SI} podem ser obtidos por meio de correlações com o módulo de elasticidade secante, assim:

$$K_{SI} = 1,67E_{50} \tag{46}$$

SKEMPTON (1951) sugeriu valores de E_{50}/C_U e de ε_{50} em função da consistência das argilas (Quadro 2). Considerou válida a seguinte relação:

$$\frac{E_{50}}{C_U} = \frac{1}{\varepsilon_{50}} \tag{47}$$

em que

E_{50} =módulo de elasticidade secante, a 50% da tensão de ruptura, em ensaio de compressão simples;

ε_{50} =deformação específica para 50% da resistência de ruptura mobilizada; e

C_U =resistência não-drenada ao cisalhamento do solo ou coesão não-drenada.

Quadro 2 - Valores de E_{50}/C_U e ε_{50}

Consistência	E_{50}/C_U	ε_{50}
Mole	50	0,02
Média	100	0,01
Rija	200	0,005

Fonte: SKEMPTON (1951).

Para DAVISSON (1970), o valor de K pode ser determinado a partir de

$$K = 67C_U \tag{48}$$

Para um solo composto de argila vermelha e argila arenosa, de baixa consistência plástica, com nível de d'água entre 3 e 4 m abaixo da superfície, e considerando estacas com diâmetro de 0,48 a 0,66 m e comprimento entre 7,6 e 23,0 m, FEDA (1972) encontrou valores de K entre 12.210 e 62.700 KN/m².

CASTRO (1978) sugeriu, para o caso de estacas de concreto armado, uma relação de K com o módulo de deformabilidade secante, ou seja:

$$0,4E_s < K < 0,6E_s \tag{49}$$

2.3.6. Valores de n_h para areias

Os valores típicos de n_h propostos por TERZAGHI (1955) são apresentados no Quadro 3, distinguindo-se os casos de areia seca (ou úmida) e submersa.

Quadro 3 - Valores de n_h para areias

Compacidade	Seca ou úmida (MN/m ³)	Submersa (MN/m ³)
Fofa	2,5	1,5
Medianamente compacta	7,0	4,5
Compacta	18,0	11,0

Fonte: TERZAGHI (1955).

Para ALIZADEH e DAVISSON (1970), pequenas mudanças (aproximadamente de 10%) na densidade relativa das areias das fundações podem aumentar de 100 a 200% o valor de n_h.

Segundo DAVISSON (1970), n_h é aproximadamente proporcional à compacidade relativa da areia. Uma faixa de variação para n_h, proposta por esse autor, é apresentada no Quadro 4.

Quadro 4 - Valores típicos de n_h

Tipo de solo	n_h (MN/m ³)
Areia	2,8-28,0
Silte	0,1-0,8
Turfa	0,06

Fonte: DAVISSON (1970).

RÉMY et al. (1979) encontraram, para tubulões com diâmetro de 1,8 m e comprimento de 46,7 m, um valor de n_h igual a 5.220 KN/m³, em areia inundada de compactidade entre fofa e média.

ALONSO (1986), a partir de provas de carga horizontal em solo estratificado, com camadas superficiais compostas por areias fina, fofa e média, encontrou os seguintes valores para n_h :

- Para estacas escavadas com diâmetro de 1,0 m e comprimento de 9,0 e 13,3 m, o valor de n_h foi de 6.760 e 45.680 KN/m³, respectivamente.

- Para estaca escavada com revestimento, com diâmetro de 1,8 m e comprimento de 25 m, o valor de n_h foi próximo de 258.100 KN/m³.

- Para estaca Franki com diâmetro de 0,6 m e comprimento de 7,2 m e 7,7 m, o valor de n_h foi de 98.780 e 75.820 KN/m³, respectivamente.

ALONSO (1986) concluiu que os valores de n_h obtidos foram muito superiores aos normalmente empregados em projetos.

2.4. Mecanismos de ruptura e capacidade de carga lateral das estacas carregadas lateralmente

Para BROMS (1965), o colapso de uma fundação em estacas carregadas lateralmente ocorre quando se forma um mecanismo de ruptura em cada uma das estacas do grupo. O modo de ruptura vai depender do comprimento da estaca, da rigidez da seção da estaca e das características tensão-deformação do solo.

A ruptura de uma estaca curta, por exemplo, ocorre quando a resistência lateral do solo é ultrapassada, enquanto a ruptura de uma estaca longa ocorre pela formação de uma ou duas rótulas plásticas ao longo do seu comprimento, isto é, pela ruptura do próprio material da estaca.

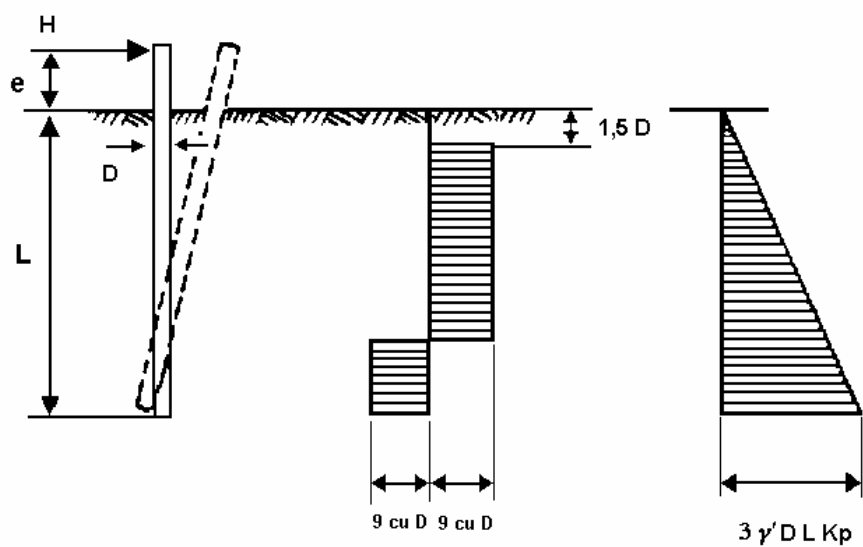
Nas estacas curtas livres, a ruptura ocorre quando a estaca gira como um corpo rígido em torno de um ponto localizado a certa profundidade, como mostrado na Figura 6(a).

Para as estacas longas livres, a capacidade de carga lateral é parcialmente governada pela resistência do solo (Figura 6(b)). A ruptura da estaca ocorre quando a resistência à ruptura ou ao escoamento da seção da estaca é atingida a uma profundidade f .

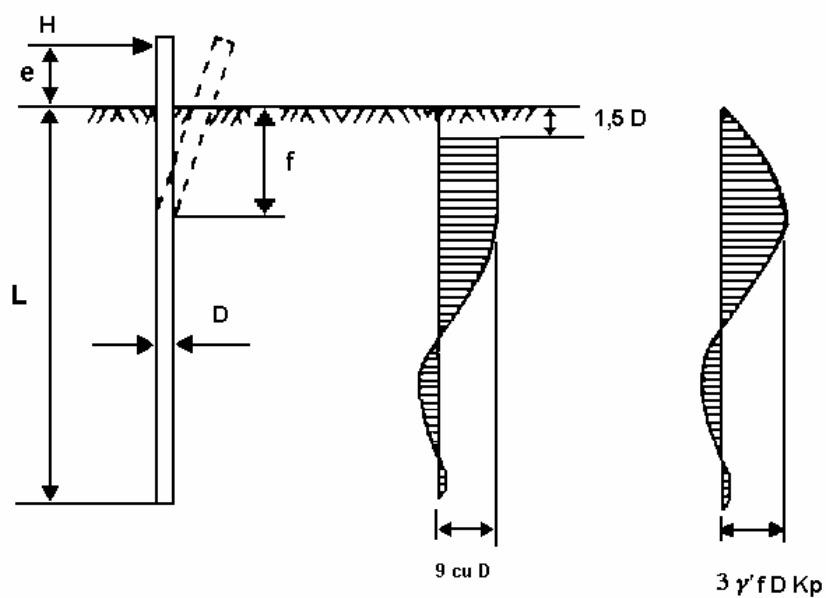
No caso das estacas curtas engastadas, a ruptura ocorre quando a estaca se desloca como um corpo rígido (Figura 7(a)).

Na Figura 7(b), apresenta-se a ruptura que ocorre nas estacas intermediárias engastadas quando o momento fletor na seção de engastamento da estaca atinge o valor correspondente à ruptura ou ao escoamento da seção da estaca.

A formação de duas rótulas plásticas, uma na seção de engastamento e outra a certa profundidade f , caracteriza a ruptura que acontece nas estacas longas engastadas (Figura 7(c)).



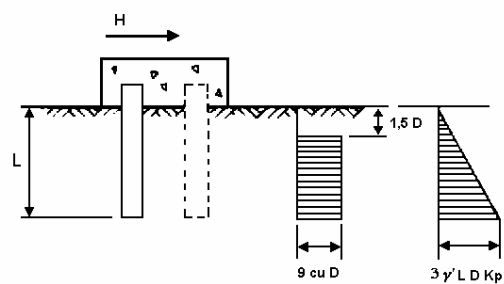
a) Estaca curta



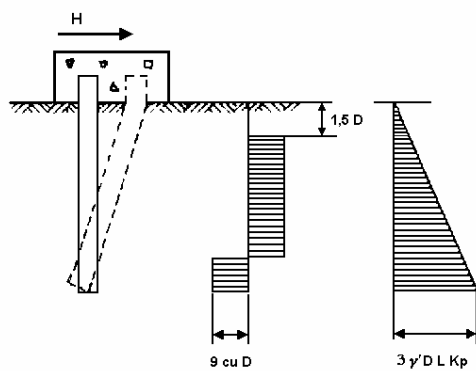
b) Estaca longa

Fonte: BROMS (1965)

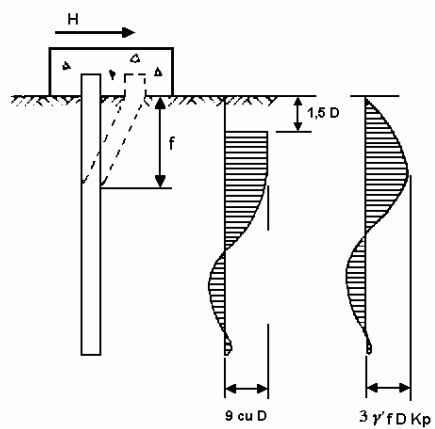
Figura 6 - Mecanismos de ruptura para estacas livres e reações dos solos coesivos e não-coesivos.



a) Estaca curta



b) Estaca intermediária



c) Estaca longa

Fonte: BROMS (1965)

Figura 7 - Mecanismos de ruptura para estacas engastadas e reações dos solos coesivos e não-coesivos.

Ainda segundo BROMS (1965), na ruptura os valores-limite alcançados pelas reações horizontais do solo (ou pressão de terra) podem ser calculados pelas equações 50 e 51.

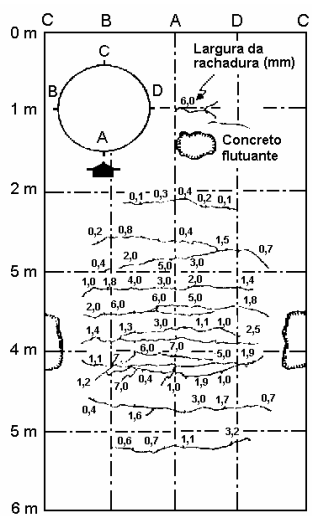
$$\sigma'_H=9C_uD \text{ (para solos argilosos)} \tag{50}$$

$$\sigma'_H=3\gamma'DzK_P \text{ (para solos arenosos)} \tag{51}$$

em que z é igual a L ou f e K_P é o coeficiente de empuxo passivo, dado por

$$K_P= \text{tg}^2(45+\phi/2) \tag{52}$$

O ensaio realizado por KIMURA et al. (1993) em uma estaca isolada e longa (L/T≅8) apresentou concordância com o mecanismo de ruptura proposto por BROMS (1965). Após o ensaio, o solo circunvizinho à estaca foi escavado até 6 m, a fim de se investigarem as condições das fissuras na superfície da estaca. Na Figura 8, mostram-se a posição das fissuras e as suas aberturas (“crack width”), caracterizando a ruptura da seção a uma profundidade f.



Fonte: KIMURA et al. (1993)

Figura 8 - Fissuras na superfície da estaca após a prova de carga.

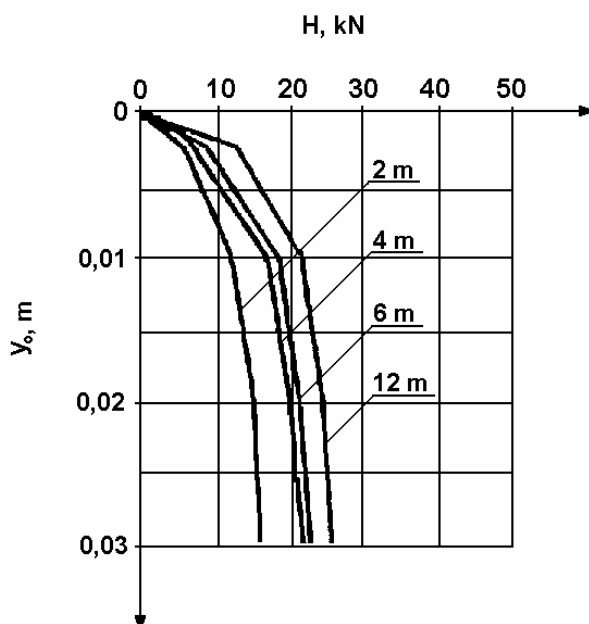
2.5. Análise do comportamento das estacas isoladas solicitadas por carregamento horizontal

Vários pesquisadores têm estudado, através de ensaios, o comportamento das estacas isoladas submetidas a carregamento lateral. Nos ensaios, foram considerados: as condições do topo da estaca, os tipos de solo em que ocorre o ensaio, a geometria da estaca (comprimento e seção transversal), o tipo de carregamento atuante (dinâmico ou estático), o ponto de aplicação do carregamento e as características mecânicas do material da estaca (módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson), pois todas essas variáveis interferiam nas curvas representativas do comportamento do solo e da estaca.

O desenvolvimento das engenharias elétrica e eletrônica permitiu o aperfeiçoamento das técnicas de instrumentação, possibilitando maior precisão na medição dos deslocamentos horizontais e rotações sofridos pela estaca. Desse modo, valores mais precisos foram determinados para as tensões atuantes na vizinhança da estaca, para os momentos fletores e esforços cortantes atuantes ao longo do comprimento da estaca.

2.5.1. Características da curva de carga *versus* deslocamento horizontal

Algumas estacas de mesma seção transversal, mas de diferentes comprimentos, instaladas em terreno argiloso, foram ensaiadas com carregamento horizontal por SHAKHIREV (1994). Os resultados das provas de carga indicaram que as estacas de menor comprimento sofrem maior deslocamento quando comparadas com as estacas de maior comprimento, em uma mesma carga (Figura 9).



Fonte: SHAKHIREV (1994)

Figura 9 - Análise dos deslocamentos em função dos comprimentos das estacas.

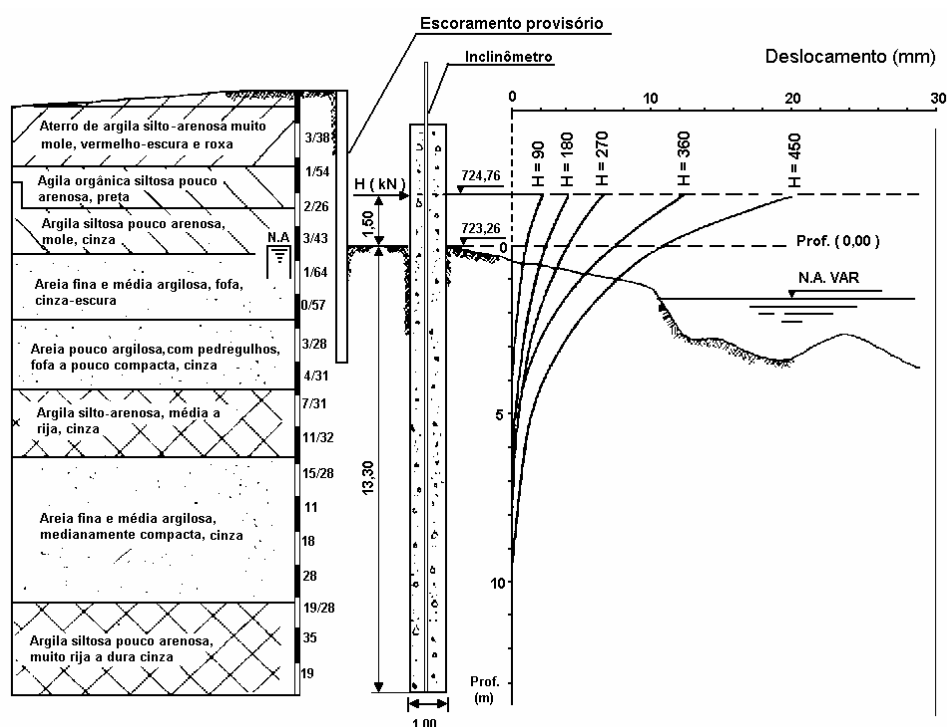
Os deslocamentos, ao longo da profundidade, de uma estaca carregada lateralmente dependem da condição do topo da estaca, que pode estar livre ou com bloco de corroamento, e do comprimento enterrado da estaca. Apresentam-se a seguir os resultados de alguns ensaios realizados com estacas curtas (ou rígidas) e com estacas longas (ou flexíveis).

BAGUELIN et al. (1972), a partir de provas de carga horizontais em estaca do tipo caixão em um solo siltoso e saturado, verificaram que, com o aumento do carregamento, o eixo de rotação da estaca se moveu em direção à superfície do solo.

Os testes realizados por PETRASOVITS e AWAD (1972) em estacas de fuste liso, executadas em um solo não-coesivo, também apresentaram variação da localização do eixo de rotação com o carregamento aplicado.

Em um solo bastante estratificado, ALONSO (1986) realizou provas de carga utilizando estacas escavadas de concreto e aplicando carga horizontal a 1,5 m da superfície do solo. As curvas de deslocamento *versus* profundidade, em diferentes estádios de carregamentos, são mostradas na Figura 10.

Outros ensaios, realizados por KIMURA et al. (1993) e OLDHAM (1984) com protótipos de estacas executados em solos arenosos e com a utilização de centrífugas, apresentaram curvas com aspectos bastante semelhantes.



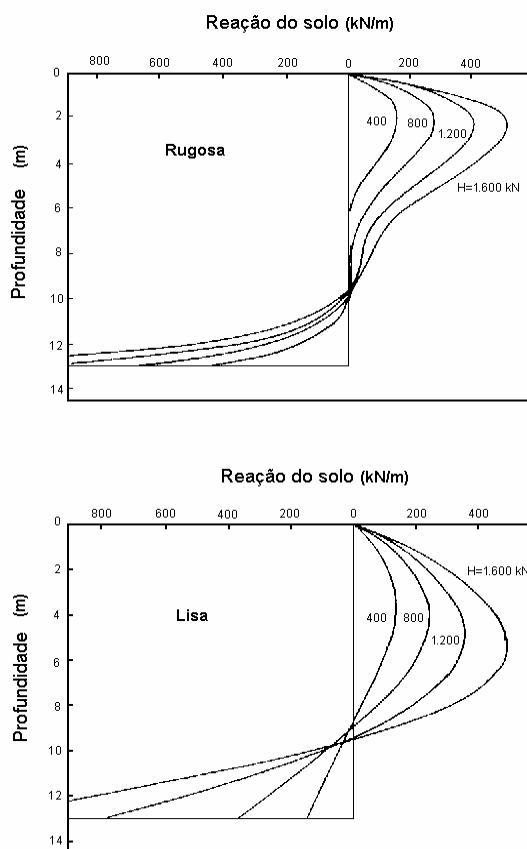
Fonte: ALONSO (1986)

Figura 10 - Distribuição dos deslocamentos horizontais ao longo do comprimento de uma estaca flexível.

2.5.2. Características da reação do solo ao longo do fuste da estaca

Para estudar a influência do atrito lateral do fuste no comportamento de uma estaca executada em uma areia densa, LYNDON e PEARSON (1988) realizaram ensaios em uma centrífuga. Eles utilizaram estacas com diferentes fustes (liso e rugoso), mas com as mesmas características geométricas e mecânicas.

Para um mesmo nível de carregamento aplicado durante a prova de carga (Figura 11), verificou-se que o ponto de reação máxima do solo estava na estaca de fuste liso em profundidade maior.



Fonte: LYNDON e PEARSON (1988)

Figura 11 - Reação do solo ao longo de estacas de fustes liso e rugoso.

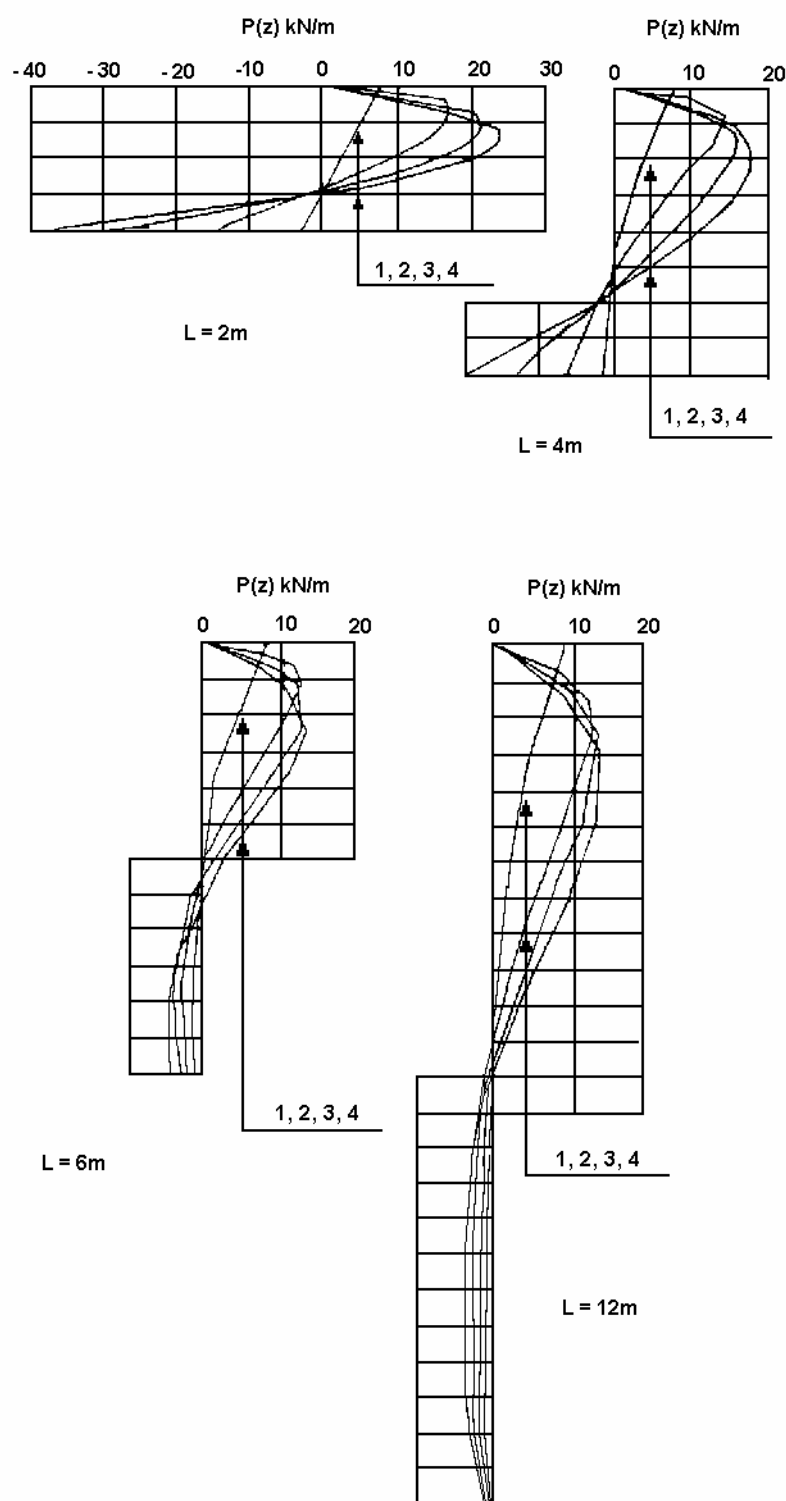
Os resultados dos ensaios realizados por SHAKHIREV (1994), em estacas com quatro comprimentos diferentes, são expressos em função do nível de deslocamento da estaca à superfície do terreno. Observou-se que:

(a) O ponto de deslocamento nulo não é constante e depende do comprimento (L) da estaca e do deslocamento à superfície.

(b) Para estacas de mesmo comprimento (L), aumentando o deslocamento horizontal medido na superfície do terreno, y_0 , o ponto de deslocamento nulo move-se para baixo, assim como a ordenada máxima da curva $P(z)$.

(c) O módulo de reação horizontal do solo $K(z)$ é variável com a profundidade (z) e depende do valor do deslocamento horizontal.

Na Figura 12, mostram-se as curvas de reação do solo para estacas de diferentes comprimentos, em função dos deslocamentos horizontais da estaca que ocorrem na superfície do solo (1 para $y_0=0,002$ m, 2 para $y_0=0,01$ m, 3 para $y_0=0,02$ m e 4 para $y_0=0,03$ m).



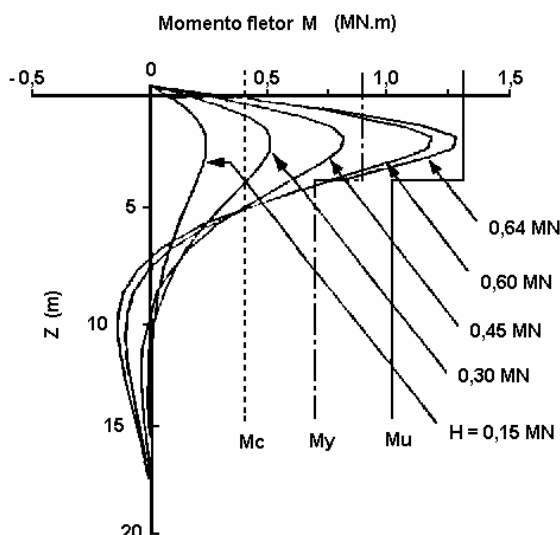
Fonte: SHAKHIREV (1994)

Figura 12 - Reação do solo em função do deslocamento horizontal da estaca à superfície do solo.

2.5.3. Características da curva de momento fletor ao longo do comprimento da estaca

A prova de carga realizada por KIMURA et al. (1993) em uma estaca flexível forneceu várias curvas do momento fletor ao longo do comprimento da estaca (Figura 13). Essas curvas foram geradas para cada estágio de carregamento horizontal atuante na cabeça da estaca .

O aumento do carregamento horizontal atuante na estaca provocou o deslocamento, em direção à superfície, do ponto onde o momento fletor era zero. As faixas de atuação dos momentos fletores foram limitadas pelos pontos que representam a ruptura do concreto (M_c), a deformação plástica da armadura (M_y) e o limite de ruptura (M_u).



Fonte: KIMURA et al. (1993)

Figura 13 - Distribuição dos momentos fletores ao longo do fuste de uma estaca de concreto.

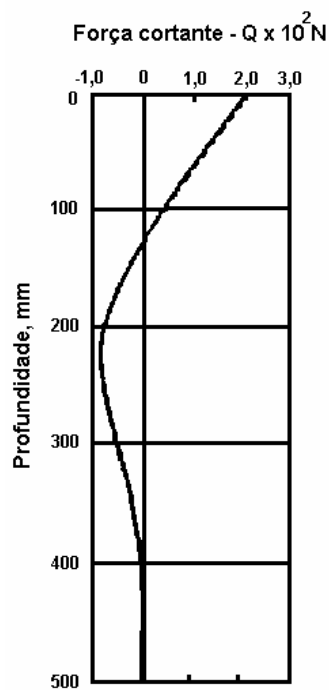
Outras provas de carga, que apresentaram a distribuição dos momentos fletores ao longo das estacas, foram realizadas por NAKAI e KISHIDA (1982), TERASHI et al. (1991) e GEORGIADIS et al. (1991).

2.5.4. Características da curva de esforço cortante ao longo do comprimento da estaca

A prova de carga horizontal, realizada por GEORGIADIS et al. (1991) em uma estaca de alumínio em um solo argiloso com carga horizontal constante, $H=202\text{N}$, aplicada na cabeça da estaca, indicou que o esforço cortante máximo ocorre na superfície do terreno (Figura 14).

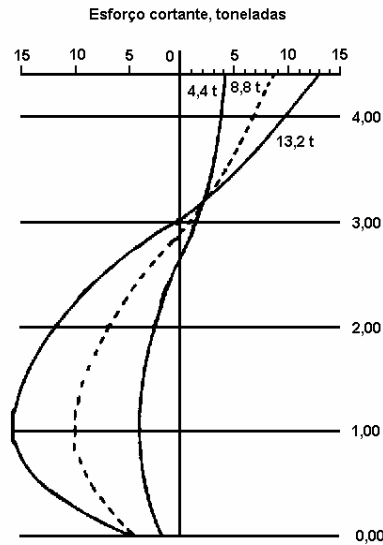
O elevado valor do esforço cortante próximo à superfície do solo é uma das variáveis que explica a grande utilização de estacas cônicas (a seção transversal diminui com a profundidade).

Na Figura 15, mostra-se o resultado do ensaio realizado por BAGUELIN et al. (1972). Percebe-se, nessa figura, que o aumento do carregamento horizontal aplicado na estaca faz com que o ponto de esforço cortante nulo (momento fletor máximo) se desloque em direção à superfície.



Fonte: GEORGIADIS et al. (1991)

Figura 14 - Distribuição dos esforços cortantes ao longo do fuste de uma estaca flexível para $H=202\text{ N}$.



Fonte: BAGUELIN et al. (1972)

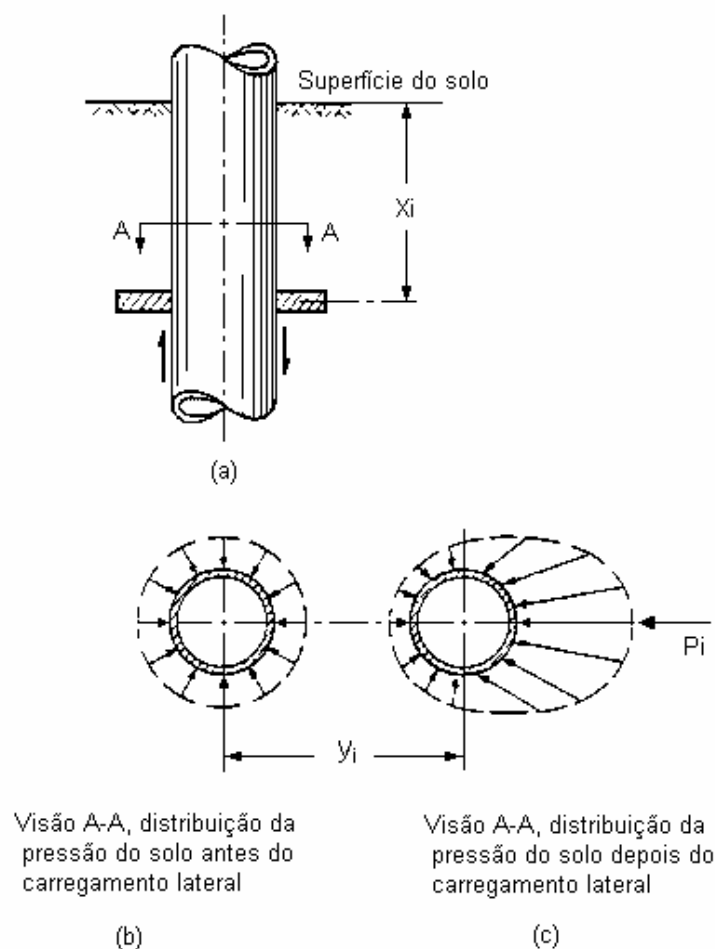
Figura 15 - Esforços cortantes ao longo do fuste de uma estaca rígida.

2.5.5. Características da curva P-y

REESE e COX (1969) discutiram e descreveram os elementos necessários para compreensão da curva P-y. Na Figura 16(a), mostra-se uma seção transversal de uma estaca a uma profundidade abaixo da superfície do solo. Na Figura 16(b), apresenta-se uma possível distribuição da pressão do solo em torno da estaca depois de esta ter sido instalada e antes de ter sido carregada lateralmente.

Na distribuição da pressão do solo, mostrada na Figura 16(c), assume-se que a estaca era perfeitamente reta antes da cravação e durante esta. O deslocamento da estaca de uma distância horizontal y_i , como mostrado na Figura 16(c), gera uma pressão do solo contra a estaca.

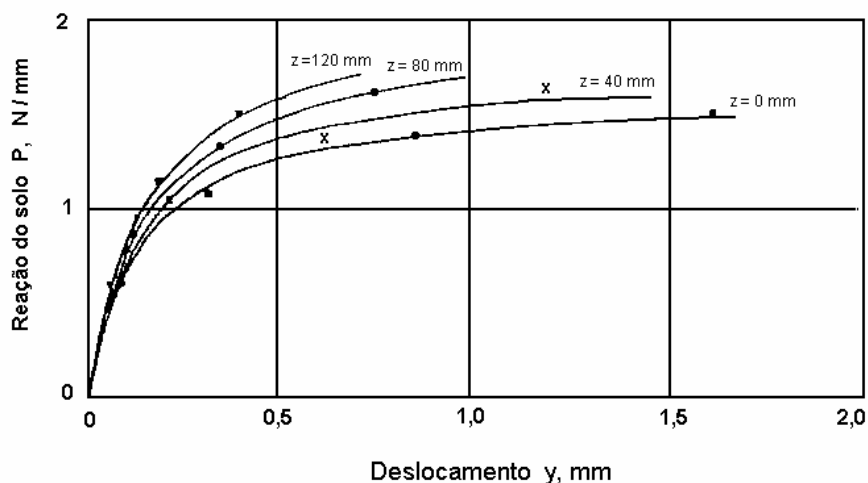
A integração da pressão do solo ao redor da estaca gera uma força de desequilíbrio P_i por unidade de comprimento da estaca. Sabe-se que o deslocamento da estaca gera resistência do solo (tensões de cisalhamento) ao redor da estaca, contudo assume-se que tal resistência é bastante pequena e pode ser ignorada.



Fonte: REESE e COX (1969)

Figura 16 - Distribuição da pressão do solo ao redor da estaca antes e depois da aplicação do carregamento lateral.

A partir de ensaios realizados, em um modelo reduzido, com estacas de alumínio (500 mm de comprimento e $EI=0,2 \text{ kN.m}^2$) instaladas em uma caixa com uma camada de argila mole ($C_u= 28 \text{ kN/m}^2$), GEORGIADIS et al. (1991) apresentaram as curvas P-y determinadas para as profundidades de 0, 40, 80 e 120 mm. Observaram que, para baixos valores de deslocamentos horizontais da estaca ($y<0,1 \text{ mm}$), a relação P-y podia ser considerada linear e os valores da reação do solo em diferentes profundidades assumidas se aproximam (Figura 17). A reação do solo é maior em maiores profundidades, considerando-se um mesmo valor de deslocamento y.



Fonte: GEORGIADIS et al. (1991)

Figura 17 - Curvas P-y em diferentes profundidades do solo.

2.6. Aplicação do MEF no estudo das estacas carregadas lateralmente

Para DESAI e CHRISTIAN (1977), no estudo das estacas carregadas lateralmente o método dos elementos finitos permite construir modelos tridimensionais realísticos e calcular as tensões e deformações em torno da estaca. É também possível estudar o desenvolvimento progressivo de tensões e deformações principais para demarcação das cunhas de ruptura. Além disso, a representação tridimensional generalizada do comportamento constitutivo pode ser incluída, as tensões cisalhantes podem ser calculadas e os efeitos interativos podem ser considerados.

Para estudar as estacas carregadas lateralmente, ROGÊDO (1970) desenvolveu um modelo formado por elementos finitos axissimétricos de seção transversal triangular. Na construção desse modelo, foram admitidas as seguintes hipóteses principais:

a) O solo não resiste aos esforços de tração, por isso o elemento finito do solo resiste, apenas, aos esforços de compressão. Uma forma de representar esse comportamento do solo é dividir por 2 a matriz de características elásticas ou o módulo de elasticidade do solo.

b) O solo apresenta comportamento elástico linear quando submetido a compressão.

c) O material da estaca, seja concreto, seja aço, seja madeira, é considerado homogêneo, elástico, linear e isotrópico.

d) O módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson são estimados nas direções horizontal e vertical. Desse modo, não há dificuldade em se abordarem os casos em que o solo é constituído por várias camadas estratificadas e de características elásticas diferentes.

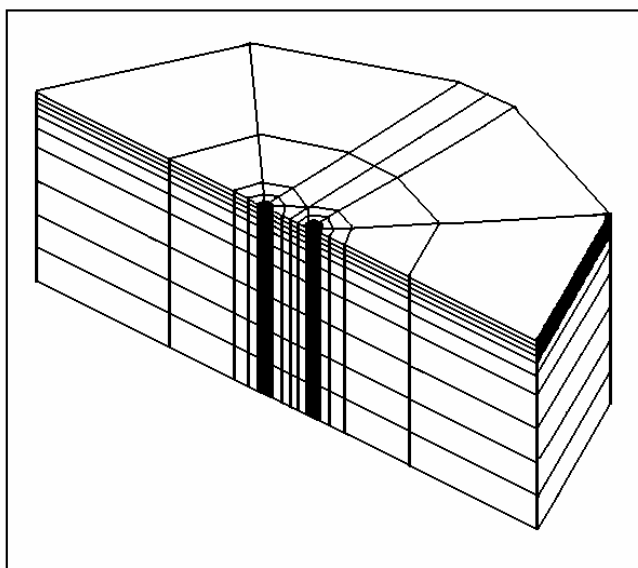
Os resultados de ensaios de campo, realizados com estacas carregadas lateralmente atravessando várias camadas de solos diferentes, foram comparados com os obtidos do modelo formado por elementos finitos e se mostraram bastante concordantes entre si (ROGÊDO, 1970).

Curvas P-y foram obtidas por BROWN e KUMAR (1989), a partir dos momentos fletores de uma estaca carregada lateralmente de um modelo formado por elementos finitos tridimensionais. Deformações plásticas de cisalhamento significativas foram observadas no solo localizado próximo à estaca e bem perto da superfície, na chamada região crítica. Por isso, no modelo que eles construíram, foi necessário usar uma malha de elementos finitos mais refinada para incorporar esse efeito geométrico.

O modelo de elementos finitos tridimensionais fornece meios para se investigarem os efeitos da interação estaca-solo-estaca, mas melhores modelos constitutivos para o solo e correlações com experimentos de campo são necessários (BROWN e KUMAR, 1989).

Um modelo de análise que admite para o solo um comportamento elástico e para o material da estaca um comportamento não-linear foi desenvolvido por CORREIA e SANTOS (1994). Nesse modelo, a estaca e o solo foram divididos em séries de elementos finitos tridimensionais e a solução do problema foi obtida através de um processo iterativo. A comparação entre os resultados experimentais de campo e as previsões numéricas baseadas no modelo de elementos finitos tridimensionais de CORREIA e SANTOS (1994) mostraram que a não-linearidade do material da estaca, devido à ruptura do concreto, deve ser considerada nos projetos de estacas de concreto carregadas lateralmente, principalmente na previsão de deslocamentos horizontais. Na Figura 18, mostra-se a malha de elementos finitos do modelo.

Percebe-se que a malha foi mais discretizada na região onde atuavam os maiores gradientes de tensão.



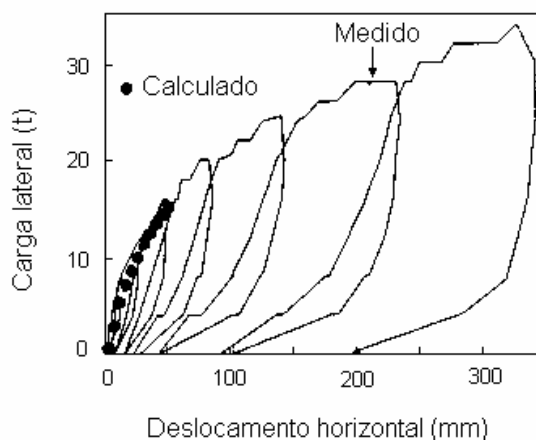
Fonte: CORREIA e SANTOS (1994)

Figura 18 - Perspectiva isométrica da malha de elementos finitos tridimensionais com duas estacas.

Para avaliar os resultados de testes de campo realizados com um grupo de estacas de aço, GOSE et al. (1997) construíram um modelo formado por elementos finitos tridimensionais para realização de análises elasto-plásticas. Para caracterização dos parâmetros mecânicos do solo utilizados no modelo de elementos finitos, os coeficientes de Poisson foram adotados e os módulos de elasticidade das camadas do solo, determinados a partir das correlações com o N do ensaio SPT. Além disso, as condições iniciais do solo foram determinadas de tal forma que as medidas carga-deslocamento relacionadas com a estaca isolada concordassem com as medidas apresentadas pelas simulações realizadas com o modelo formado por elementos finitos tridimensionais.

Na Figura 19, apresenta-se o resultado da análise de uma estaca isolada carregada lateralmente realizada por GOSE et al. (1997). Percebe-se

que a curva de carga *versus* deslocamento horizontal prevista pelo modelo de elementos finitos se mostrou bastante coerente com a curva obtida das medidas de campo.



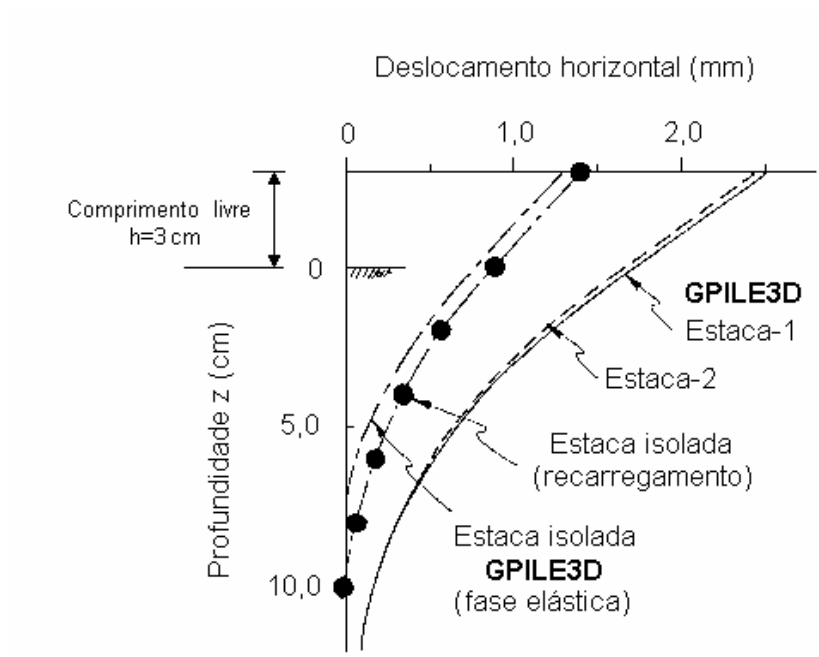
Fonte: GOSE et al. (1997)

Figura 19 - Comparação das curvas de carga *versus* deslocamento horizontal.

Para GOSE et al. (1997), os resultados obtidos dos estudos realizados com o modelo de elementos finitos indicaram que a distribuição de momentos fletores, ao longo de uma estaca carregada lateralmente, pode ser simulada numericamente, com boa precisão, para pequenas ou grandes cargas.

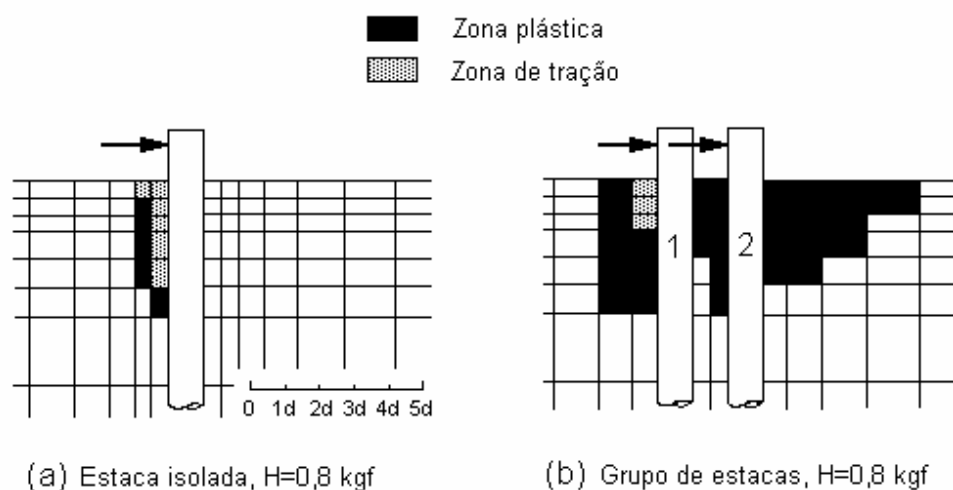
O fator de interação de grupo de estacas carregadas lateralmente foi estudado por ADACHI e KIMURA (1992), através de testes experimentais e análise de resultados com um modelo de elementos finitos tridimensionais elastoplásticos. ADACHI e KIMURA(1992) descreveram os deslocamentos horizontais sofridos por uma estaca isolada e por um grupo de duas estacas ($S=2d$, $\beta=0$), ao longo da profundidade do solo (Figura 20). Verifica-se, nesta figura, que os deslocamentos das estacas 1 e 2 do grupo são bem maiores do que o deslocamento da estaca isolada. As simulações foram realizadas, considerando-se uma força de $H=0,8$ kgf aplicada na cabeça das estacas modeladas e com a utilização do método GPILE3D (estaca-elementos finitos

tridimensionais), conforme esquema apresentado na Figura 21. Percebem-se, nesta figura, as zonas de tensão e de plastificação do solo ao redor das estacas. A partir dos resultados dos testes com duas estacas carregadas lateralmente, concluiu-se que as estacas posicionadas na parte de trás, na direção do carregamento, são submetidas a menores cargas do que as posicionadas na parte da frente.



Fonte: ADACHI e KIMURA (1992)

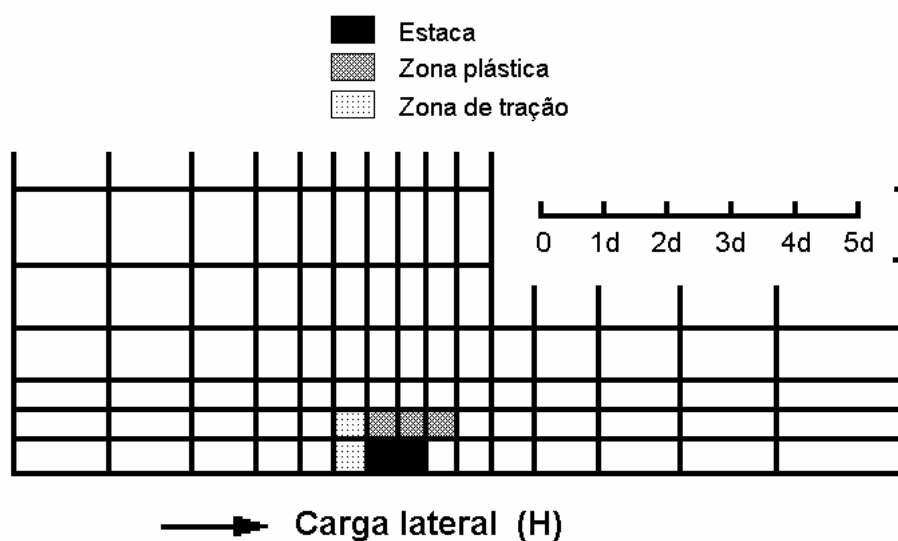
Figura 20 - Deslocamentos horizontais ao longo da profundidade do solo.



Fonte: ADACHI e KIMURA (1992)

Figura 21 - Zonas de tração e de plastificação do solo ao redor das estacas.

A malha de elementos finitos do modelo desenvolvido por ADACHI e KIMURA (1992) levou em conta o diâmetro da estaca (Figura 22).

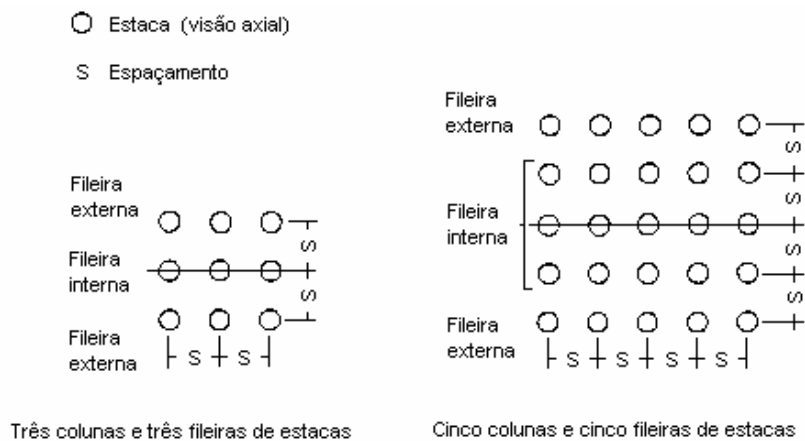


Fonte: ADACHI e KIMURA (1992)

Figura 22 - Vista superior da malha de elementos finitos com uma estaca.

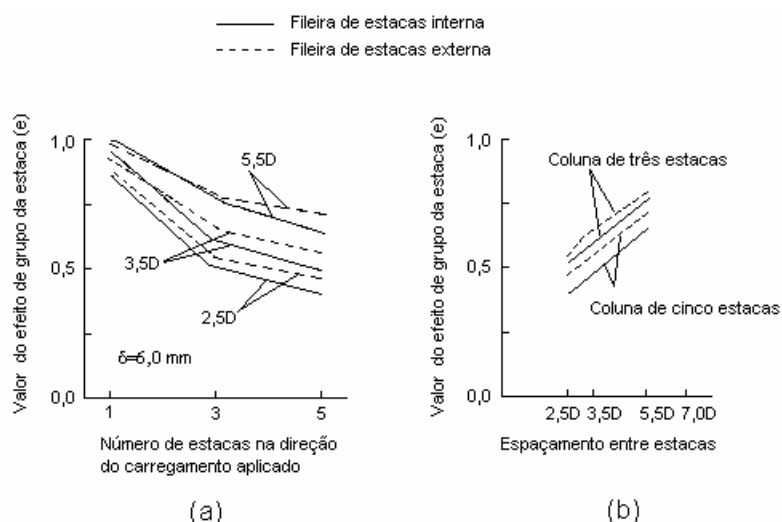
No modelo de análise não-linear formado por elementos finitos tridimensionais proposto por TAMURA et al. (1982), o método de análise utilizado no estudo dos elementos de solo foi baseado na relação tensão-deformação hiperbólica de DUNCAN e CHANG (1970). Além disso, os parâmetros do solo utilizados na construção do modelo foram determinados, levando-se em conta condições não-drenadas para argila e condições drenadas para areia.

TAMURA et al. (1982) estudaram o comportamento de dois grupos de estacas carregadas lateralmente (Figura 23). As análises, feitas com elementos finitos tridimensionais, levaram à conclusão de que o efeito de grupo em uma fileira de estacas interna é mais significativo do que em uma fileira de estacas externa. Essa influência aumenta quando o espaçamento das estacas diminui ou quando o número de estacas na direção da carga aplicada aumenta (Figura 24(a e b)).



Fonte: TAMURA et al. (1982)

Figura 23 - Esquema para construção do modelo de grupo de estacas.

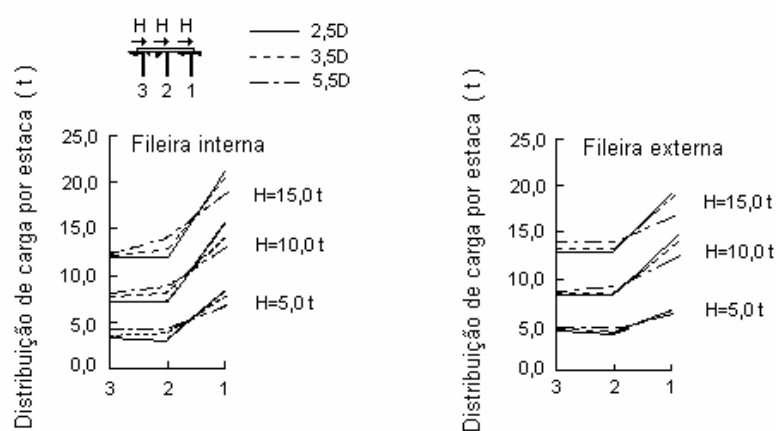


Fonte: TAMURA et al. (1982)

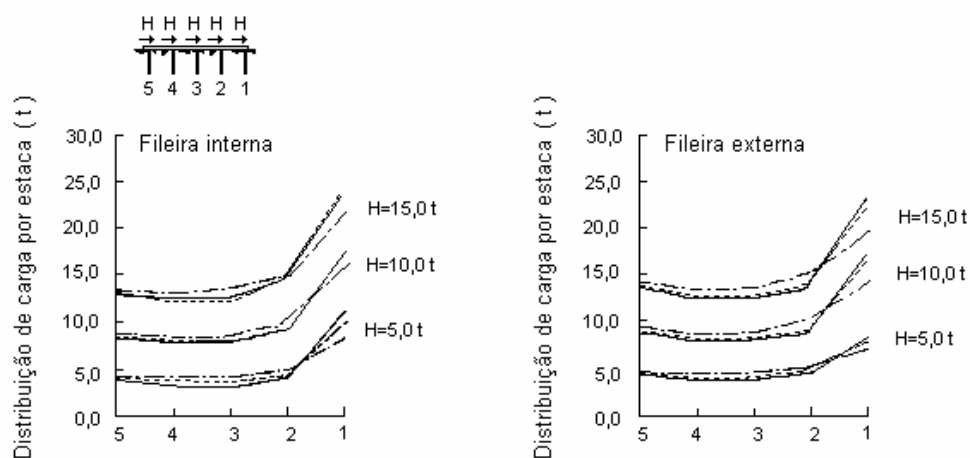
Figura 24 - Variação do valor do efeito de grupo(e) com o número de estacas e com o espaçamento entre elas.

Na distribuição da força horizontal para as fileiras interna e externa de estacas, nos casos de fileiras de três e cinco colunas, verificou-se que as estacas da primeira coluna recebem maior porção de força horizontal (Figura 25(a e b)). Percebe-se, nessas figura, que a porção de força horizontal na primeira coluna foi maior nas fileiras internas de estacas, em relação às fileiras externas de estacas. Nota-se também que, quanto menor o espaçamento entre as estacas, maior a força imposta na estaca da primeira coluna.

Considerando-se um nível de carregamento constante, os deslocamentos horizontais aumentaram com a elevação do número de estacas instaladas na direção da carga aplicada, conforme mostrado na Figura 26(a e 26b)). Nas fileiras com o mesmo número de estacas, verificou-se que os deslocamentos horizontais são maiores quando os espaçamentos entre as estacas são menores, independentemente da localização da fileira de estacas (externa ou interna).



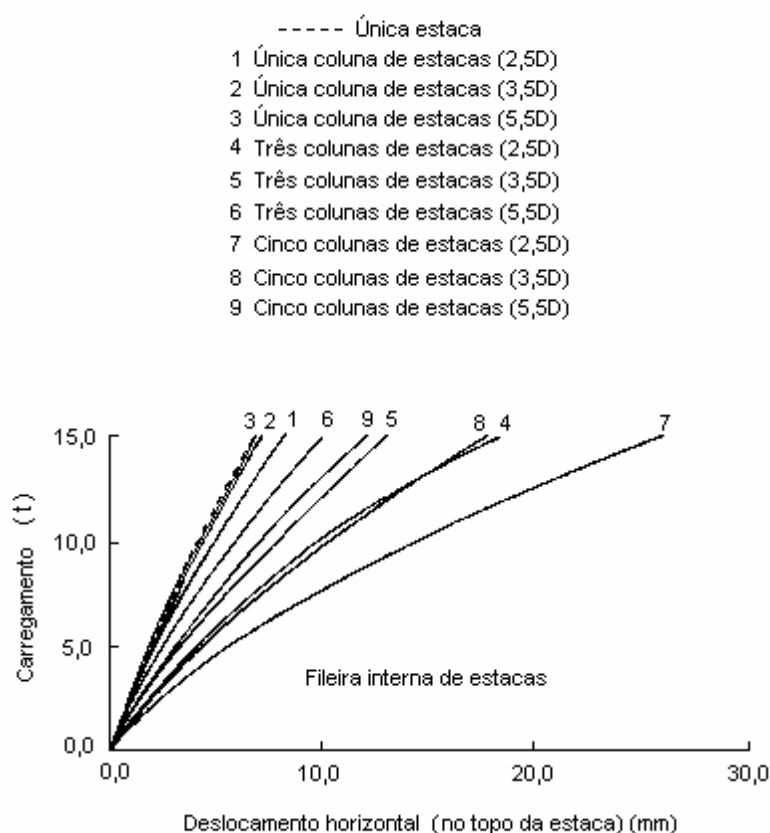
(a) Divisão de carga horizontal na coluna de três estacas



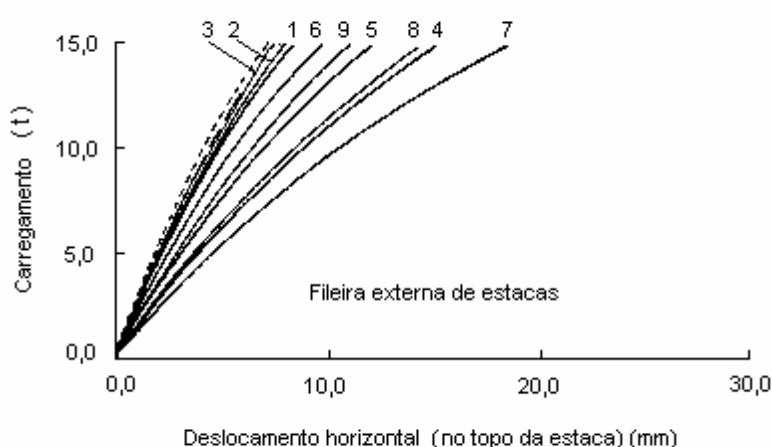
(b) Divisão de carga horizontal na coluna de cinco estacas

Fonte: TAMURA et al. (1982)

Figura 25 - Distribuição da força horizontal em fileiras de estacas.



(a) Carga horizontal - curvas de deslocamento para fileira interna de estacas



(b) Carga horizontal - curvas de deslocamento para fileira externa de estacas

Fonte: TAMURA et al. (1982)

Figura 26 - Curvas de carga horizontal-deslocamento para fileira de estacas.

3. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS COM CARGA LATERAL

As provas de carga em estacas carregadas lateralmente visam ao estudo do comportamento interativo entre a estaca e o solo e a obtenção de parâmetros geotécnicos para utilização em projetos de engenharia. O resultado de uma prova de carga lateral é expresso pela curva de carga *versus* deslocamento horizontal, que permite avaliação do coeficiente de reação horizontal do solo (n_h).

Neste tópico são apresentadas as informações relacionadas com quatro provas de carga lateral em estacas de concreto.

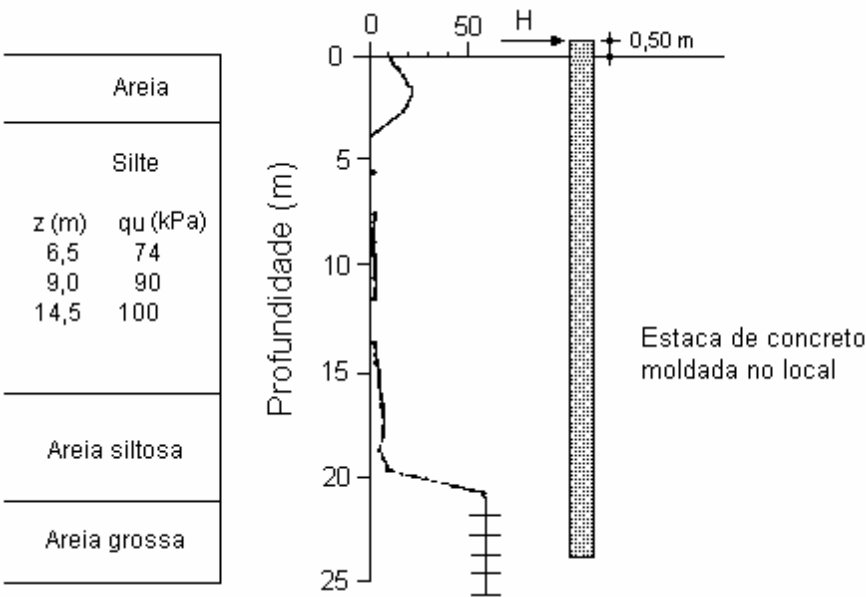
Os equipamentos mecânicos, elétricos e eletromecânicos utilizados na realização das provas de carga lateral não são apresentados.

3.1. Prova de carga em estaca Strauss instalada em areia média (KIMURA et al.,1993)

Em uma planície de solo aluvionar, KIMURA et al. (1993) realizaram prova de carga horizontal em uma estaca Strauss. Este tipo de estaca vem sendo utilizado em pontes japonesas há mais de 30 anos.

A estaca ensaiada, com comprimento de 25 m e diâmetro de 1 m, era isolada, e o concreto empregado na sua construção apresentou módulo de elasticidade $E=3,0 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$ e resistência a compressão, aos 28 dias, $\sigma_{28}=4,0 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$. O carregamento horizontal aplicado a 0,5 m a partir da superfície do solo era estático.

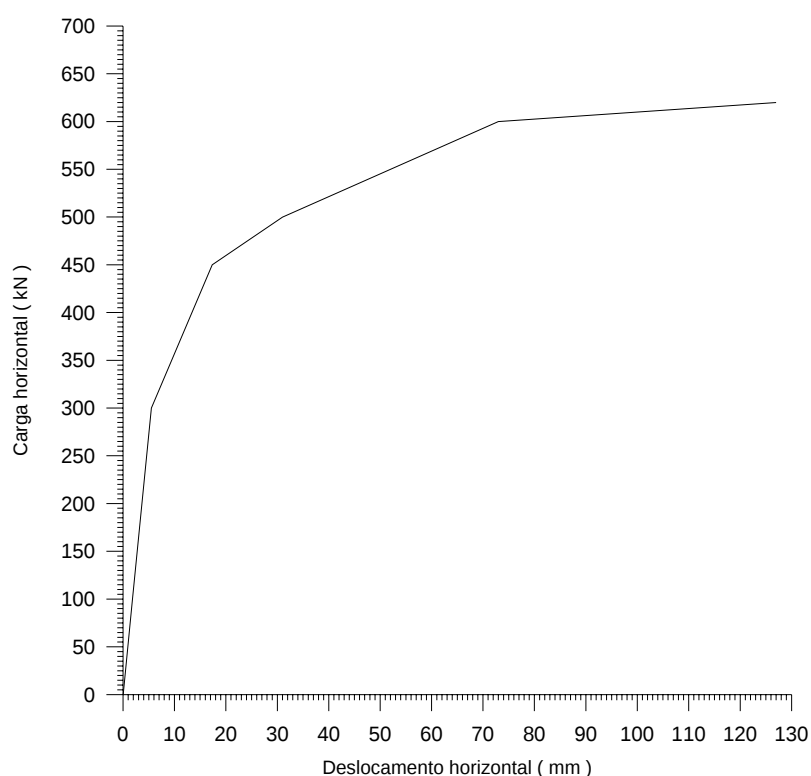
Na Figura 27, mostram-se os resultados obtidos de uma sondagem (SPT) feita no local onde se realizou a prova de carga. Percebe-se, nessa figura, que a camada principal é formada por uma areia média, localizada acima de uma camada de silte muito mole.



Fonte: KIMURA et al. (1993)

Figura 27 - Resultado da sondagem realizada na planície aluvionar.

A partir das medições de campo realizadas durante a prova de carga, foi possível traçar a curva de carga *versus* deslocamento horizontal da estaca na superfície do solo. Na Figura 28, apresentam-se os resultados obtidos durante o ensaio.



Fonte: KIMURA et al. (1993)

Figura 28 - Curva de carga *versus* deslocamento horizontal na superfície do solo da prova de carga horizontal realizada na planície aluvionar.

3.2. Prova de carga em estaca Strauss instalada em areia fofa e argilosa (MIGUEL, 1996)

MIGUEL (1996) realizou, no campo experimental de fundações da EESC/USP, uma prova de carga horizontal utilizando um par de estacas Strauss designadas como 4S-A. Ao longo do ensaio, o solo circunvizinho à estaca permaneceu em seu estado de umidade natural.

A prova de carga horizontal foi do tipo rápido, de acordo com a ABNT (1991), e a estaca ensaiada tinha diâmetro de 0,28 m e comprimento de 10 m, cujos 6 m iniciais do fuste estavam localizados em solo colapsível e, os 4 m restantes, em solo residual. O concreto utilizado na construção da estaca apresentou $E=2,0 \cdot 10^7$ kN/m².

O sistema de reação utilizado no ensaio era formado por outra estaca Strauss, com as mesmas características geométrica e mecânica da que foi ensaiada. O carregamento de projeto era estático em uma direção e atuava a 0,30 m da superfície do solo.

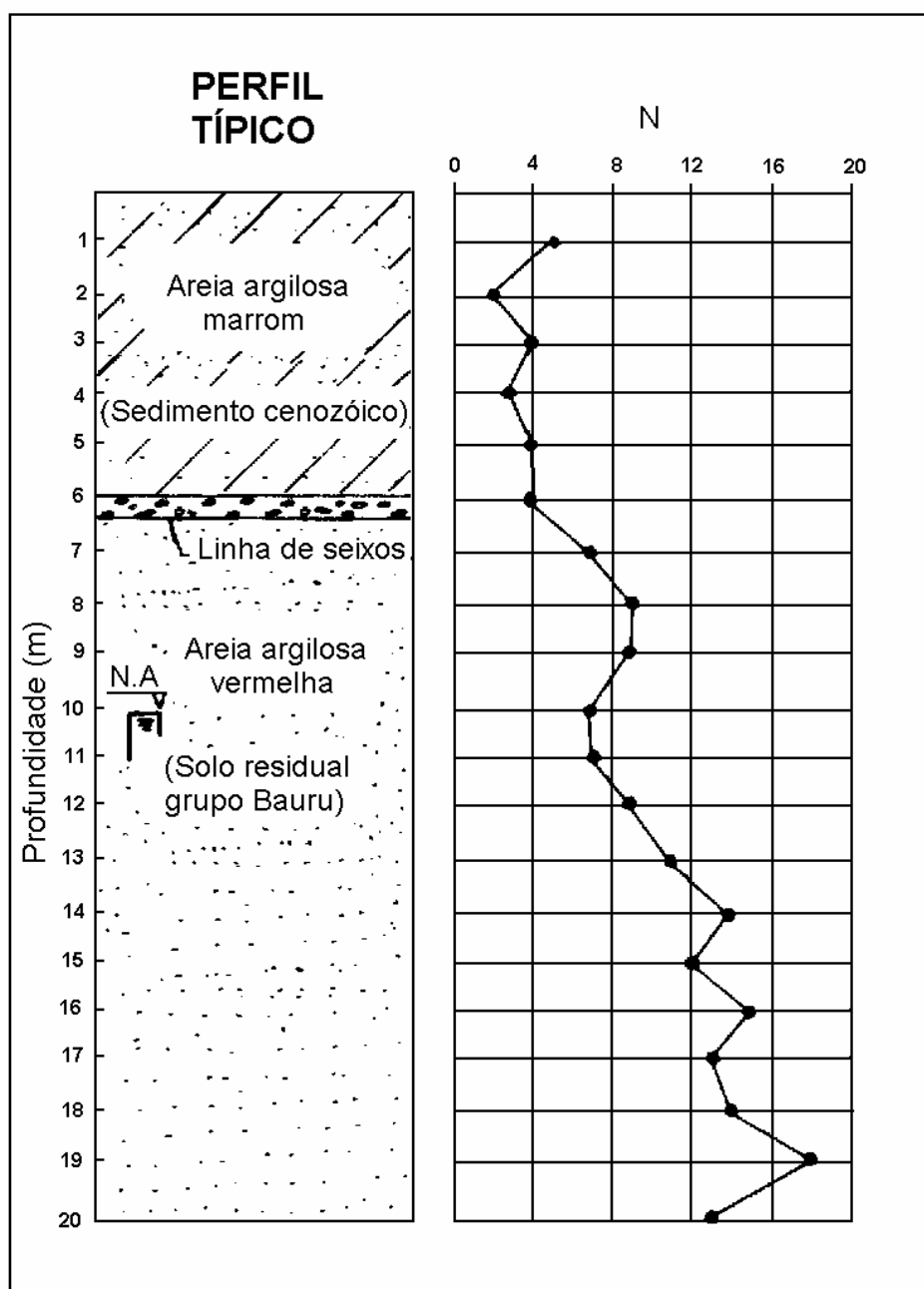
A sondagem realizada no campo experimental da EESC/USP (Figura 29) indicou uma camada superficial de sedimento cenozóico com espessura de 6 m, representada por uma areia argilosa marrom, laterizada, porosa e colapsível, com N(SPT) médio igual a 4. Abaixo da camada superficial dessa areia aparece uma linha de seixos, seguida de uma outra camada composta por solo residual do grupo Bauru, não-laterítico, representado por uma areia argilosa vermelha, com N(SPT) igual a 8 até 10 m de profundidade. O nível de água encontra-se a 10 m de profundidade (MIGUEL, 1996). Os parâmetros geotécnicos desse perfil, em valores médios, são apresentados no Quadro 5.

Quadro 5 - Valores médios dos parâmetros do perfil geotécnico

Camada	γ (kN/m ³)	C _d (kPa)	ϕ_d (graus)	N	q _c (MPa)	f _c (kPa)
Areia argilosa marrom	16,00	20	30	4	1,1	45
Areia argilosa vermelha	18,50	30	28	7	2,4	150

Fonte: MIGUEL (1996).

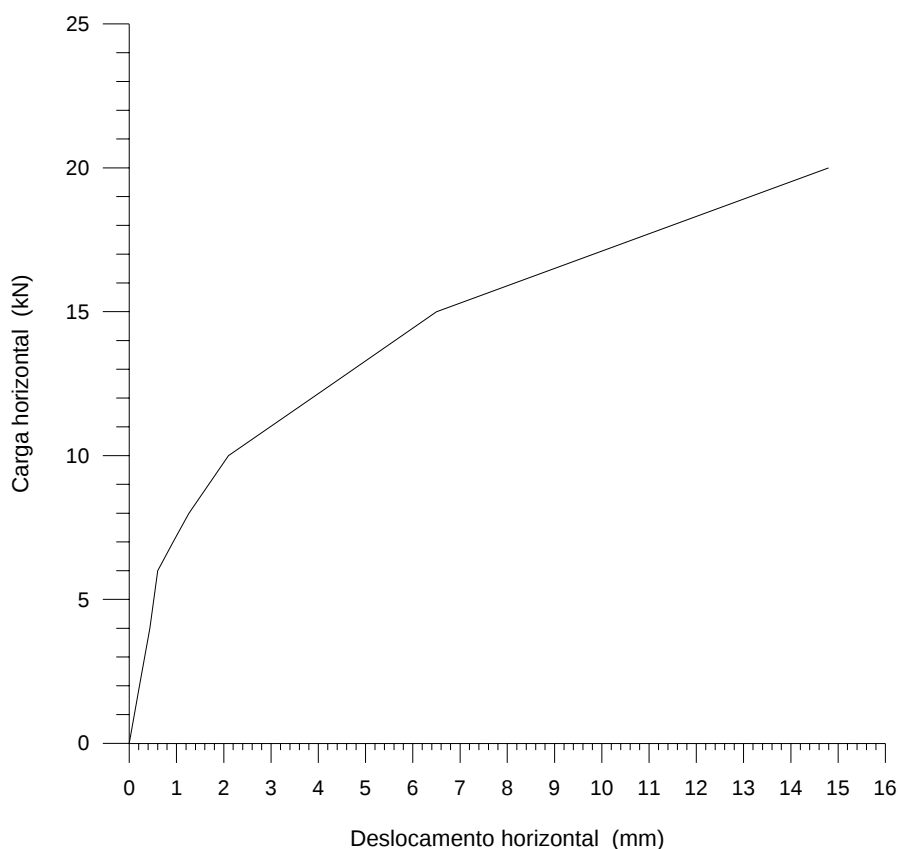
N=índice de resistência à penetração (SPT), q_c=resistência de ponta do cone, f_c=resistência lateral do cone, γ =peso específico natural do solo, C_d=coesão drenada e ϕ_d =ângulo de atrito interno drenado.



Fonte: MIGUEL (1996)

Figura 29 - Perfil geotécnico do campo experimental de São Carlos/USP.

O resultado obtido a partir da prova de carga horizontal realizada com uma estaca Strauss (4S-A), no solo colapsível de São Carlos, é mostrado na Figura 30.



Fonte: MIGUEL (1996)

Figura 30 - Curva de carga *versus* deslocamento horizontal da prova de carga realizada com a estaca Strauss.

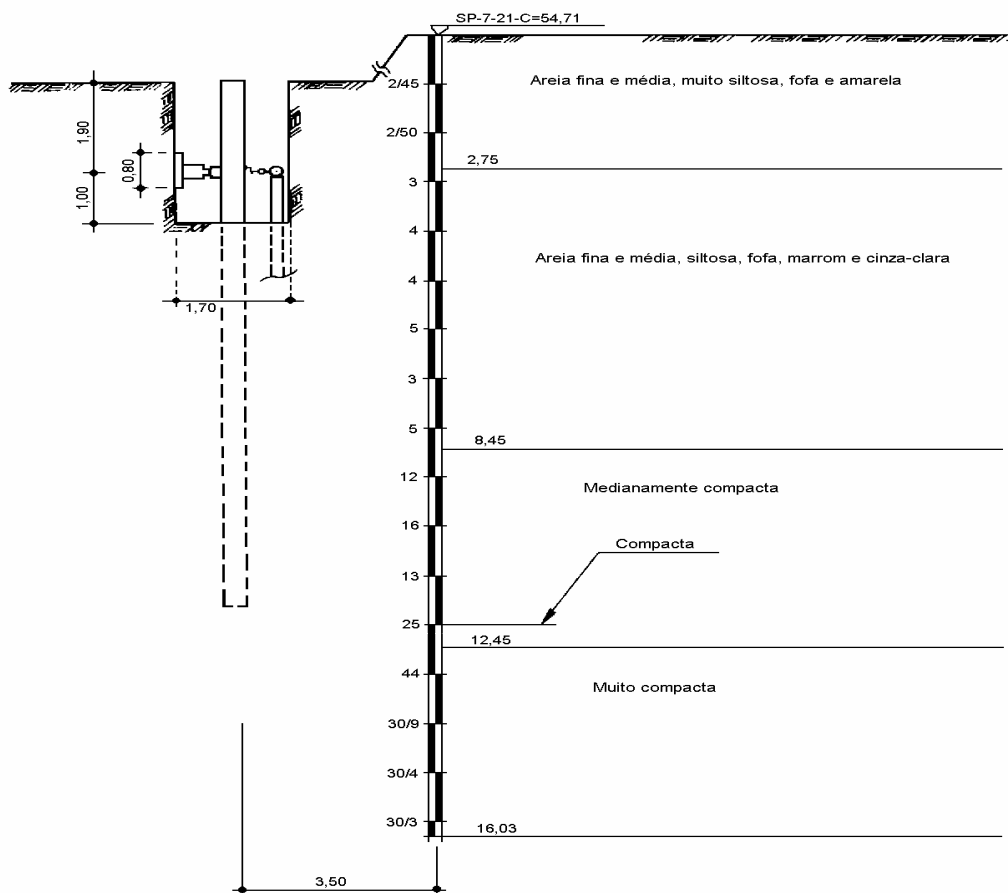
3.3. Prova de carga em estaca Franki instalada em areia fofa (CINTRA, 1981)

Uma série de provas de carga horizontal, utilizando estacas Franki, foi realizada na área do Pólo Petroquímico de Camaçari-BA por CINTRA (1981). Apresentam-se, a seguir, informações relacionadas com a prova de carga 2.

A estaca Franki ensaiada tinha 8,80 m de comprimento e 0,40 m de diâmetro. Adotou-se o valor corrente de $E=2,5 \cdot 10^7$ kN/m² para o módulo de elasticidade do concreto.

Conforme ilustrado na Figura 31, o solo foi utilizado como sistema de reação durante todo o ensaio, e o macaco hidráulico que aplicava os estádios de carregamento estava localizado a 1 m do fundo do poço.

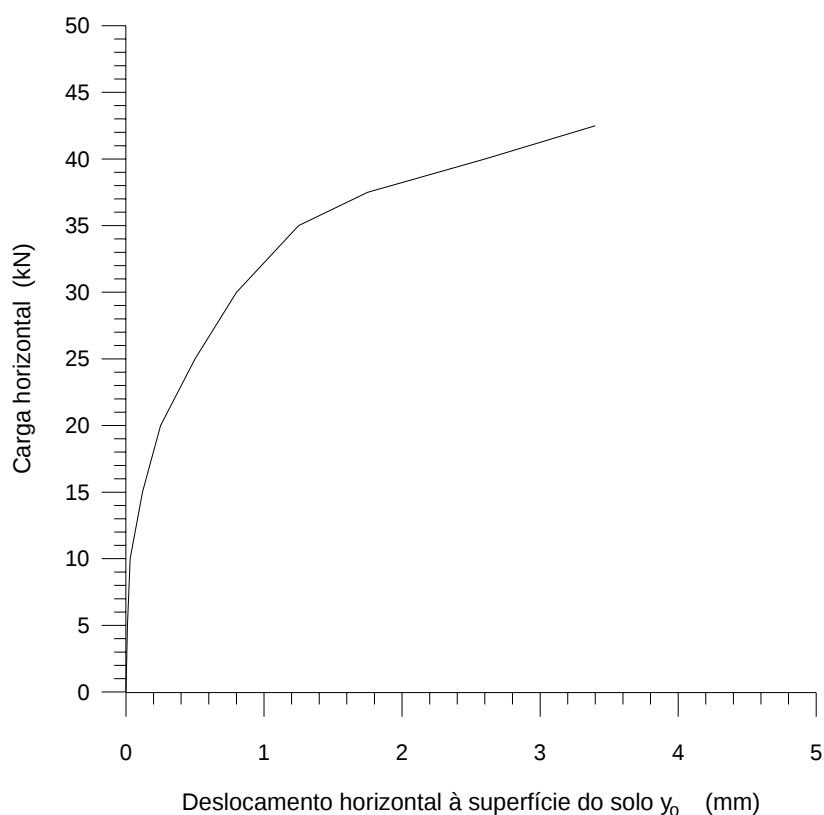
A distância da sondagem até o ponto em que foi realizada a prova de carga era de 3,50 m, como mostrado na Figura 31. O solo, muito arenoso, pode ser considerado estratificado, já que o grau de compactação da areia aumentava com a profundidade. No perfil geotécnico em estudo, não se verificou o nível de água.



Fonte: CINTRA (1981)

Figura 31 - Perfil geotécnico obtido pela sondagem SP-7-21, realizada em Camaçari-BA.

O resultado final da prova de carga 2 realizada em Camaçari-BA é mostrado na Figura 32. Embora o deflectômetro tenha sido instalado a 1 m acima do solo, por meio de um processo de cálculo (KOCSIS et al.,1971), foi possível determinar os deslocamentos à superfície do solo (y_0).



Fonte: CINTRA (1981)

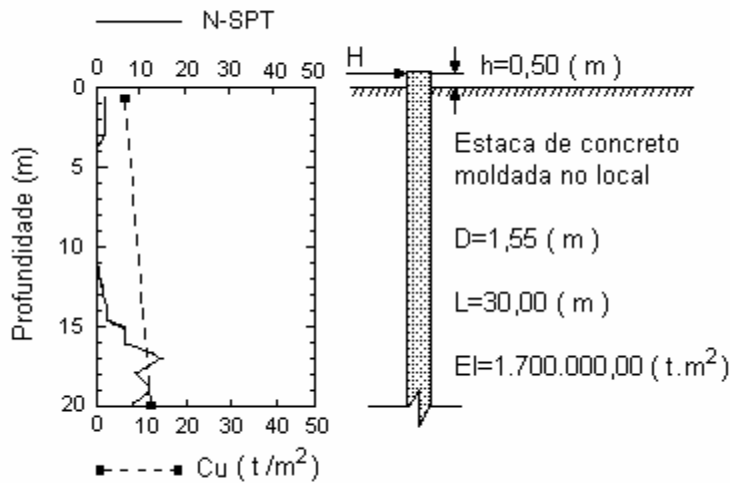
Figura 32 - Curva de carga *versus* deslocamento horizontal da prova de carga 2 realizada em Camaçari-BA.

3.4. Prova de carga em estaca Strauss instalada em argila mole (NAKAI e KISHIDA, 1982)

As informações relacionadas com uma prova de carga lateral, realizada com uma estaca instalada em uma argila mole, foram apresentadas por NAKAI e KISHIDA (1982). A estaca ensaiada tinha 1,55 m de diâmetro, 30,00 m de comprimento e $1,7 \cdot 10^7$ kNm² de rigidez da seção transversal (EI). Com este

valor de rigidez transversal, através do cálculo do momento de inércia da seção da estaca ($I=0,283 \text{ m}^4$), determinou-se o valor do módulo de elasticidade do concreto utilizado no projeto ($E=6,0 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$). Durante a prova de carga, o carregamento de projeto era estático, em uma direção, e aplicado a 0,50 m da superfície do solo.

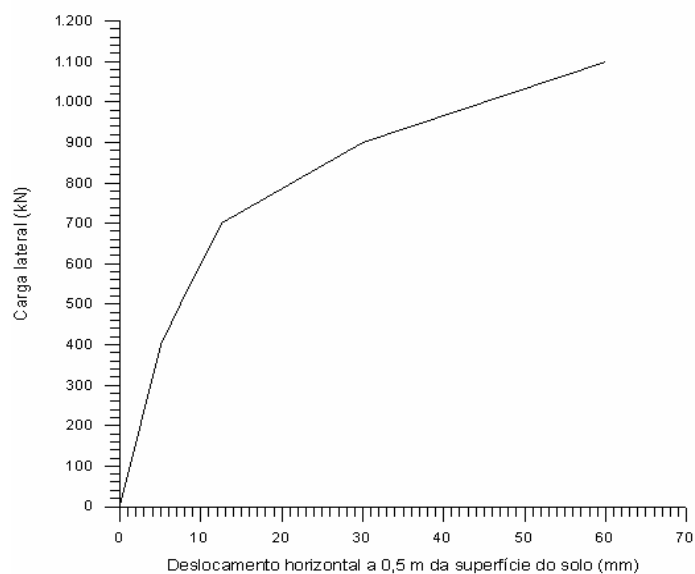
Com base no perfil geotécnico apresentado na Figura 33, verificou-se a predominância de uma camada de argila muito mole até 15 m de profundidade, não sendo verificada a presença do nível de água. Apesar da variação de N, percebeu-se crescimento linear da coesão não-drenada da argila com a profundidade.



Fonte: NAKAI e KISHIDA (1982)

Figura 33 - Resultados da sondagem realizada em solo argiloso.

Na Figura 34, mostram-se os resultados da prova de carga lateral com os deslocamentos horizontais (y) ocorridos a uma distância de 0,50 m da superfície do solo.



Fonte: NAKAI e KISHIDA (1982)

Figura 34 - Curva de carga *versus* deslocamento horizontal da prova de carga realizada em argila mole.

4. METODOLOGIA UTILIZADA PARA CONSTRUÇÃO DO MODELO DE ELEMENTOS FINITOS TRIDIMENSIONAIS

Um modelo de elementos finitos tridimensionais foi desenvolvido para simular provas de carga lateral em estacas, considerando-se um comportamento não-linear do solo e da estaca.

As provas de carga lateral, apresentadas no tópico 3, e o programa de análise estrutural SAP90 foram utilizados para construção do modelo e realização das retroanálises.

Os resultados obtidos de cada simulação realizada com o modelo permitiram propor faixas de variação para o módulo de elasticidade do concreto e o módulo de elasticidade da camada de solo principal. Para que as faixas de variação propostas fossem válidas, foi importante definir, antecipadamente, as características geométricas e mecânicas da estaca e o tipo de solo da camada principal do perfil geotécnico.

4.1. Programa computacional utilizado na análise, SAP90

Para construir um modelo de elementos finitos para simular provas de carga lateral em estaca, é importante selecionar, de forma criteriosa, o

programa de computador, verificando-se a capacidade que o programa tem de considerar os parâmetros do solo e da estaca. A qualidade da apresentação gráfica das respostas de simulação também é um aspecto importante no critério de seleção do programa.

As informações relacionadas com o programa SAP90 foram obtidas a partir do manual de utilização do próprio programa SAP90 (SAP90, ETABS and SAFE. computer software for structural & earthquake engineering, 1989) e de uma apostila produzida por HIRTH [1989?], para um curso de análise estrutural utilizando esse programa.

A versão do programa SAP90 utilizada foi a 2.20, que trabalha dentro do sistema operacional MS-DOS. Essa versão requer computadores com capacidade mínima de 640 kB de memória RAM e de 30 MB de espaço no disco rígido.

O programa SAP90 efetua análises lineares e elásticas dos mais diversos tipos de estruturas sujeitas às mais variadas formas de solicitações estáticas ou dinâmicas.

4.2. Provas de carga lateral estudadas com o modelo

Um arquivo de dados do programa SAP90 contém todas as informações para o microcomputador construir o modelo de elementos finitos tridimensionais.

As provas de carga lateral apresentadas no tópico anterior foram retroanalisadas com o modelo. A partir deste tópico, cada prova de carga estudada com o modelo passou a ser identificada pelo nome de um arquivo de dados criado para ela (Quadro 6).

Quadro 6 - Identificação das provas de carga por arquivo de dados

Prova de carga	Arquivo de dados
KIMURA et al. (1993)	JAPESTA
MIGUEL (1996)	SCESTA
CINTRA (1981)	CAMACARI
NAKAI e KISHIDA (1982)	ARGESTA

4.3. Construção do modelo com a utilização do programa SAP90

Apresentam-se a seguir, de forma resumida, os principais passos para construir o modelo de elementos finitos tridimensionais e simular as provas de carga:

- 1.º passo - Determinação das características geométricas da estaca.
- 2.º passo - Determinação dos parâmetros físicos do material.
- 3.º passo - Discretização do contínuo (a estaca e o solo) em elementos finitos tridimensionais.
- 4.º passo - Determinação das condições de contorno do modelo.
- 5.º passo - Determinação do tipo de carga e de sua localização no modelo.
- 6.º passo - Construção do arquivo de dados para a prova de carga estudada.
- 7.º passo - Análise da consistência dos dados, através do programa SAP 90.
- 8.º passo - Execução do módulo GO, que fornece os arquivos de respostas do problema em estudo (análise estrutural propriamente dita).

A seqüência de módulos do programa SAP90 utilizados para simular provas de carga lateral em estacas com o modelo é mostrada na Figura 35.

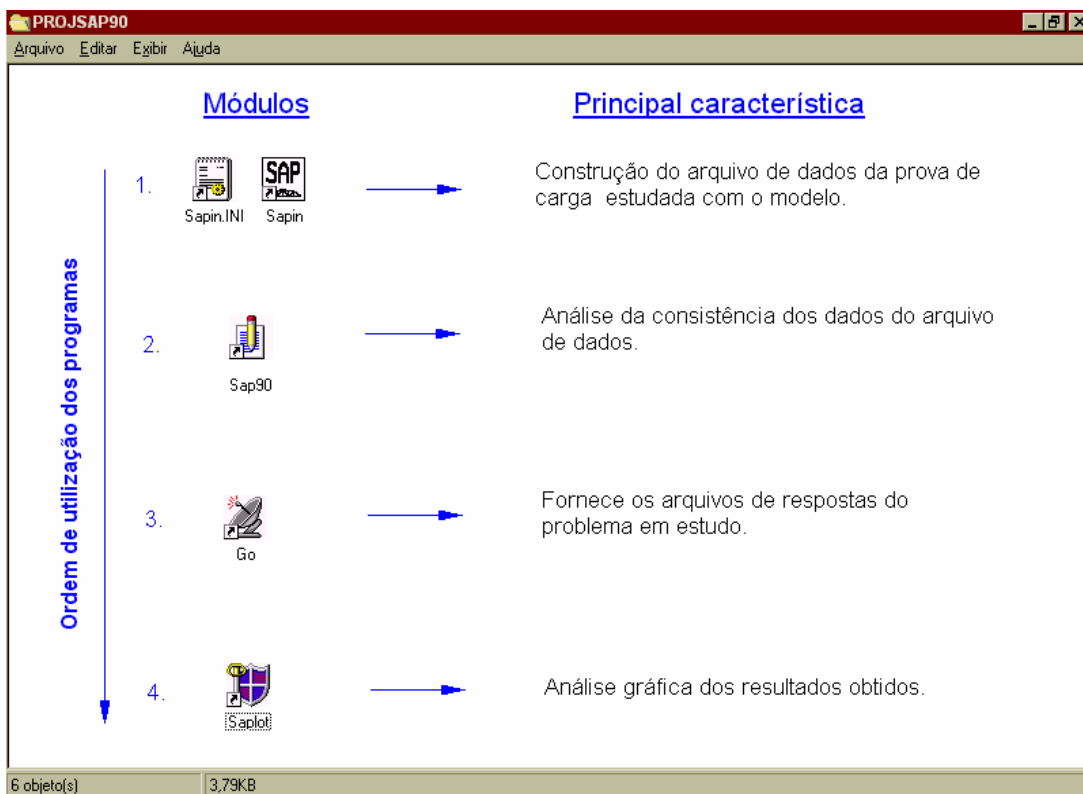


Figura 35 - Seqüência de módulos utilizados para construção do modelo.

4.4. Características geométricas das estacas analisadas

Para estudar o comportamento de uma estaca carregada lateralmente, é importante definir as condições de vinculação do seu topo e classificá-la quanto às suas características geométricas e mecânicas. Quanto à geometria, a estaca pode ser considerada flexível, intermediária ou rígida.

Todas as estacas analisadas foram classificadas como flexíveis ($L/R_r > 4$), segundo a proposta de DAVISSON (1970). No Quadro 7, mostram-se os resultados obtidos da classificação e as principais características geométricas das estacas.

Quadro 7 - A classificação das estacas analisadas com o modelo

Estaca	E (kN/m ²)	L (m)	I (m ⁴)	n _h (kN/m ³)	K (kN/m ²)	Rr (m)	L / Rr
JAPESTA	3,0E+7	24,5	0,049	7000	variável	2,91	8,28
SCESTA	2,0E+7	10,0	3,00E-4	3200	variável	1,13	8,84
CAMACARI	2,5E+7	8,8	1,26E-3	3200	variável	1,58	5,57
ARGESTA	6,0E+7	29,5	0,283	--	5845	7,34	4,03

Rr é a rigidez relativa (T ou R).

4.5. Parâmetros mecânicos do solo

A determinação dos parâmetros mecânicos do solo, módulo de elasticidade, E_s , e coeficiente de Poisson, ν_s , foi feita com base nos resultados das sondagens a percussão executadas no campo de testes e através de correlações com o valor do N(SPT) de cada camada de solo do local.

Na determinação do módulo de elasticidade de cada camada de solo, foram utilizadas as correlações de DENVER (1982) para os solos arenosos e as de YOSHIDA e YOSHINAKA (1972) para os siltosos ou argilosos.

O valor da coesão não-drenada do solo foi usado para estimar o valor E_s , a partir das correlações de SKEMPTON (1951), pois, para os solos argilosos, tais correlações forneceram os melhores resultados de E_s .

As camadas de solo do modelo foram consideradas isotrópicas, e o coeficiente de Poisson de cada camada foi determinado com base nos valores fornecidos pelo Quadro 8.

Quadro 8 - Coeficiente de Poisson dos solos

Tipo de solo	Coeficiente de Poisson (ν_s)
Argila saturada	0,4-0,5
Argila não-saturada	0,1-0,3
Argila arenosa	0,2-0,3
Silte	0,30-0,35
Areia compacta	0,20-0,4
Areia grossa ($e=0,4$ a $0,7$)	0,15
Areia fina ($e=0,4$ a $0,7$)	0,25

Fonte: BUENO et al. (1985).

O valor do peso específico, γ , de cada camada de solo foi adotado a partir das informações fornecidas pelo perfil geotécnico do campo de teste. Os limites de variação do valor de γ foram determinados com base no N(SPT) da camada de solo (Quadro 9), tendo sido adotado o valor mais consistente de γ entre os dois limites.

Quadro 9 - Peso específico dos solos a partir do N(SPT)

Descrição		Muito fofa	Fofa	Média	Compacta
N(SPT)	Fina	1-2	3-6	7-15	16-30
	Média	2-3	4-7	8-20	21-40
	Grossa	3-6	5-9	10-25	26-45
γ (kN/m ³)		11-16	14-18	17-20	17-22

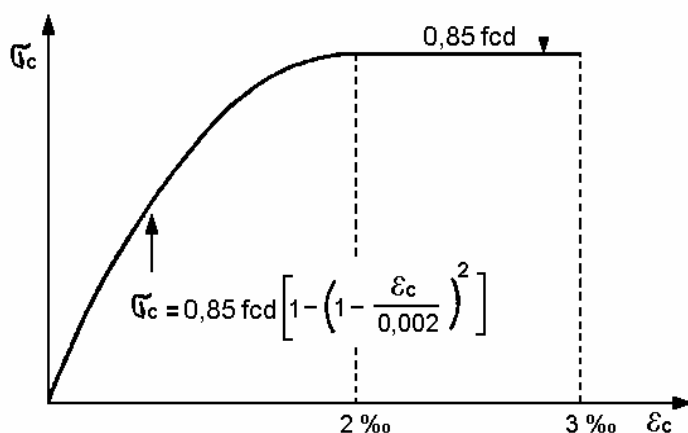
Fonte: BOWLES (1988).

4.6. Parâmetros mecânicos da estaca

A caracterização mecânica do concreto utilizado na construção das estacas ensaiadas foi feita conforme as recomendações da ABNT (1978). O coeficiente de Poisson do concreto, ν_c , foi adotado igual a 0,2. Quanto ao módulo de elasticidade do concreto, E , seu valor foi apresentado nas provas de carga lateral ou, então, calculado a partir do valor da rigidez à flexão da seção da estaca.

Sabe-se que as variações das tensões atuantes no concreto ocorreram de acordo com um diagrama tensão-deformação a compressão, como mostrado na Figura 36. A variação de E durante a simulação da prova de carga pode ser explicada por esse diagrama.

Em todas as estacas de concreto usadas nas simulações das provas de carga lateral, considerou-se um valor constante para o peso específico do concreto armado. Adotou-se para γ_c um valor de 25 kN/m^3 (SANTOS, 1983).



Fonte: ABNT (1978)

Figura 36 - Diagrama tensão-deformação a compressão.

4.7. Discretização da estaca e do solo em elementos finitos

Tirando proveito da geometria do problema, a malha de elementos finitos tridimensionais foi gerada a partir de uma discretização feita em um plano que passa pelo eixo de axissimetria xz.

Nesse plano, a distância de um nó central até um nó extremo sobre o mesmo alinhamento radial deve ser suficientemente grande para garantir a total dissipação dos acréscimos de tensões horizontais gerados durante a simulação de uma prova de carga lateral. Por isso, na construção da malha de elementos finitos, considerou-se que a distância mínima de um nó central até um nó extremo fosse igual a seis vezes o diâmetro da estaca.

Para garantir a dissipação das tensões verticais geradas na ponta da estaca, considerou-se que a distância vertical mínima entre a cota de apoio da estaca e o limite inferior da malha de elementos finitos fosse aproximadamente igual à metade do comprimento enterrado da estaca.

A malha de elementos finitos do modelo foi mais discretizada nos pontos dos maiores gradientes de tensão. Desse modo, a cabeça da estaca e a região próxima à superfície do solo (camada principal de solo) apresentavam maior número de elementos finitos.

O critério utilizado para superar o problema dos acréscimos de tensões geradas no modelo foi uma extrapolação, levando-se em conta o já conhecido limite máximo alcançado pelo bulbo de tensões (BOWLES, 1988).

A profundidade da camada principal, nos solos puramente arenosos ou que tenham predominância de areia, foi determinada segundo a proposta de MATLOCK e REESE (1960). No caso do solo argiloso, a profundidade da camada principal foi determinada segundo DAVISSON e GILL (1963).

O perfil e a perspectiva das malhas de elementos finitos são apresentados nas Figuras 37 a 40.

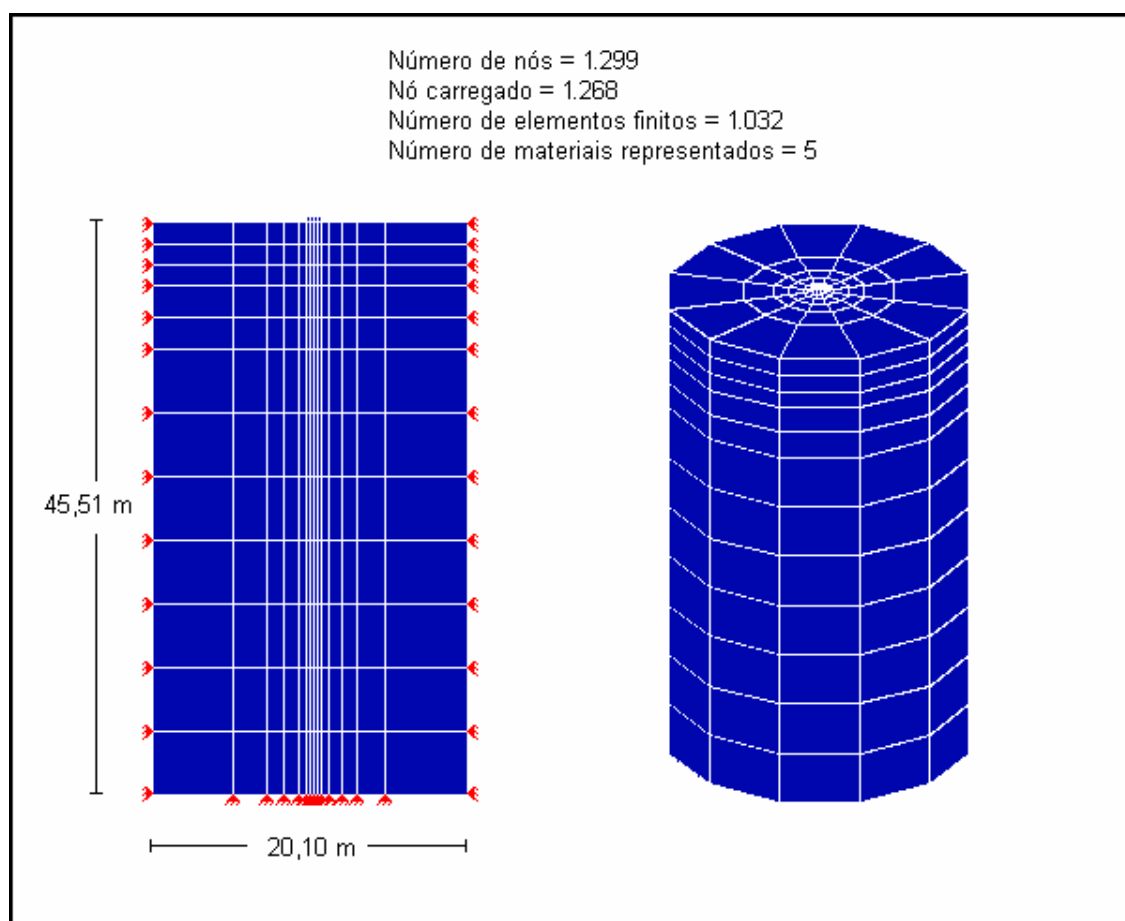


Figura 37 - Malha de elementos finitos do arquivo de dados JAPESTA.

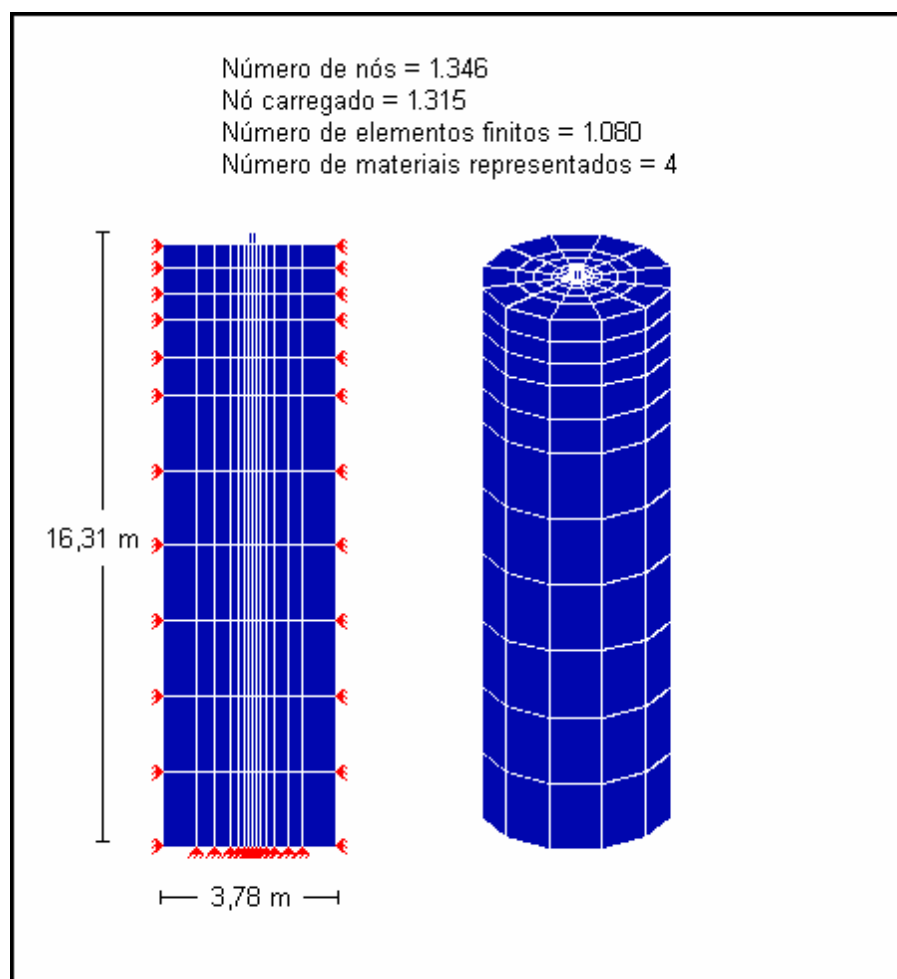


Figura 38 - Malha de elementos finitos do arquivo de dados SCESTA.

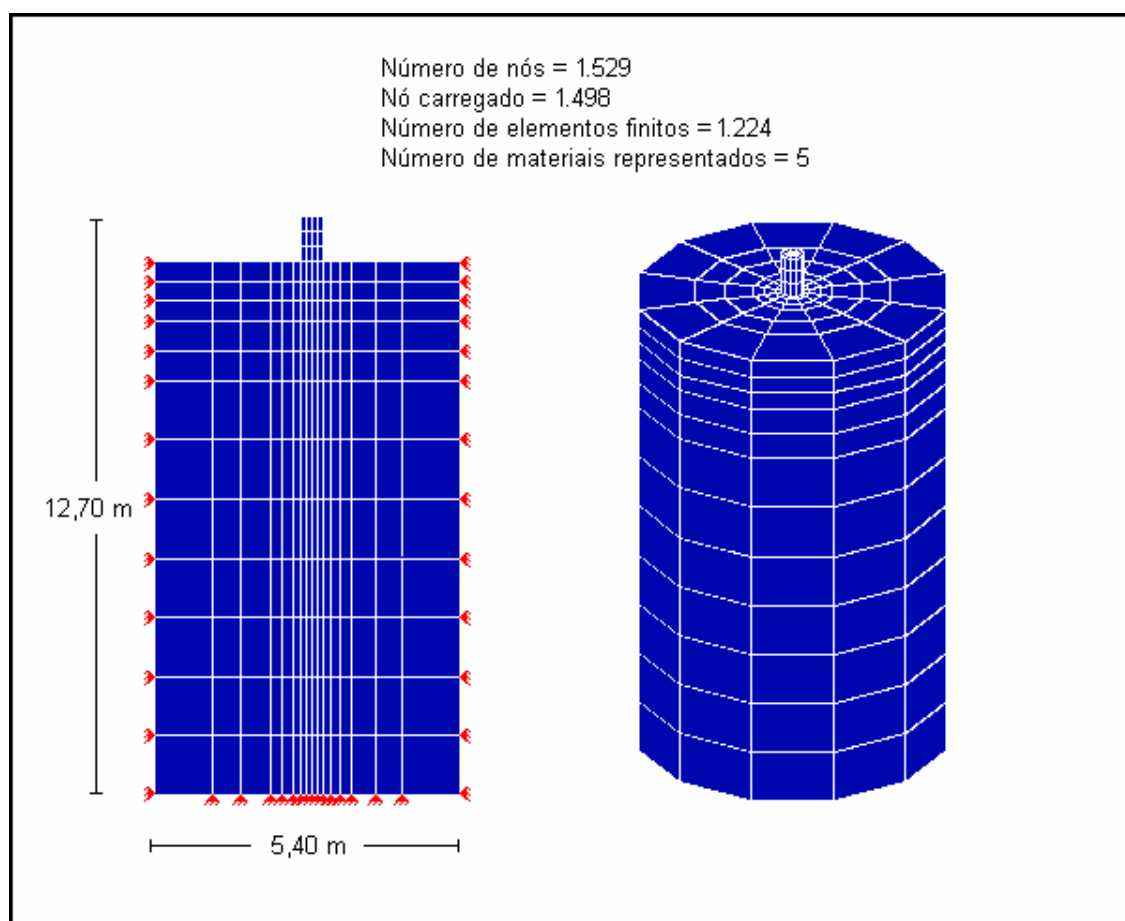


Figura 39 - Malha de elementos finitos do arquivo de dados CAMACARI.

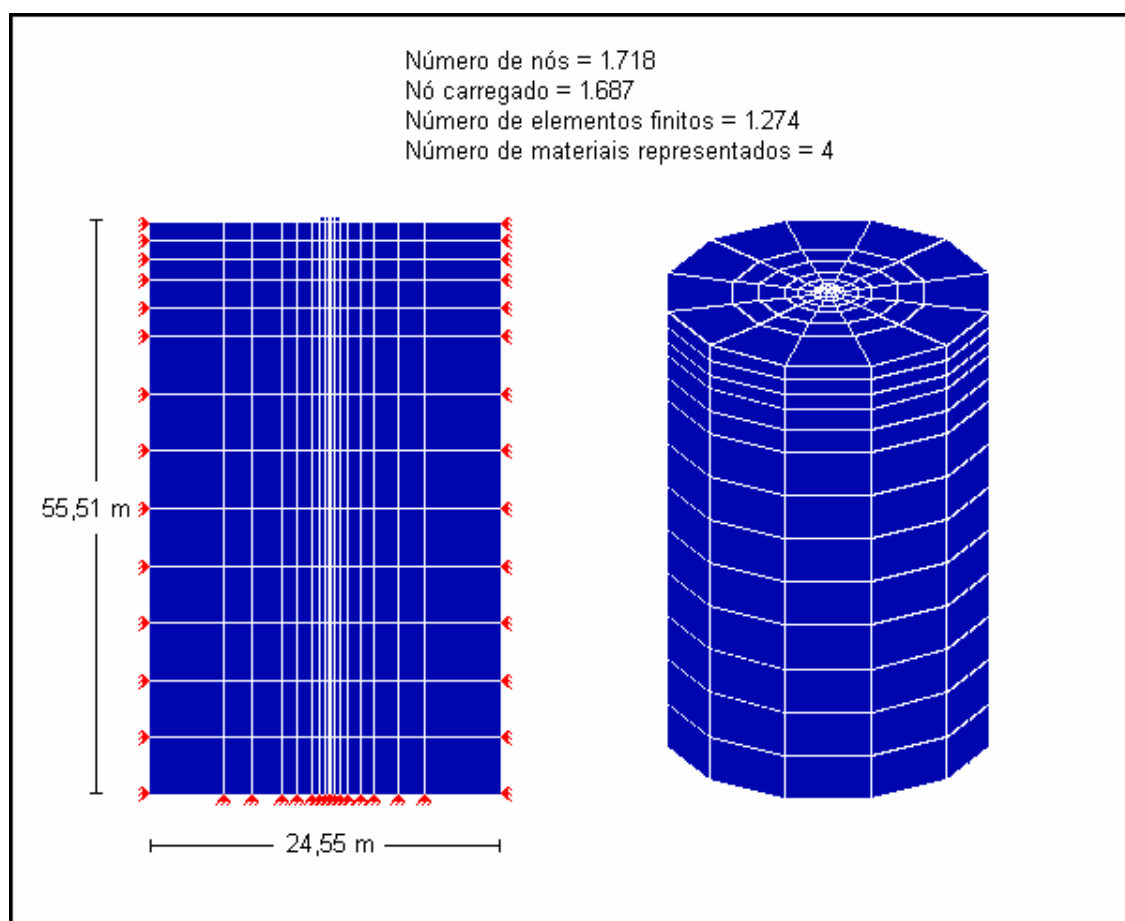


Figura 40 - Malha de elementos finitos do arquivo de dados ARGESTA.

4.8. Uma análise sem trações

A estaca carregada lateralmente comprime o solo de um lado e o traciona do lado oposto. Com o modelo linear elástico usado neste trabalho, os elementos situados tanto do lado comprimido quanto do lado tracionado oferecem rigidez ao carregamento, não representando de forma adequada a realidade, já que o solo só resiste a compressão. Dessa forma, seguindo a sugestão de ROGÊDO (1970), o valor do módulo de elasticidade dos solos utilizados na simulação foi considerado igual à metade dos valores obtidos pelas correlações com o N(SPT). Logo:

$$E_{SMi} = E_{Si} / 2 \quad (53)$$

em que

E_{SMi} = módulo de elasticidade da camada de solo i , utilizado para construir o modelo;

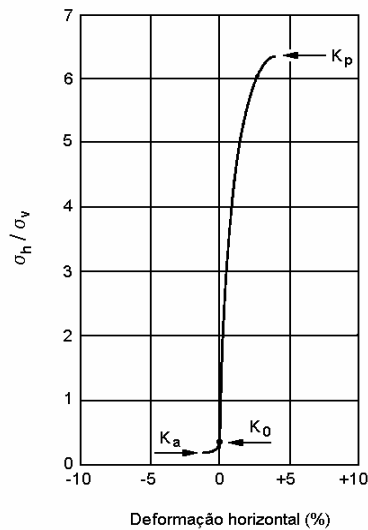
E_{Si} = módulo de elasticidade da camada de solo i , determinado por meio do N(SPT).

A razão de se usar $E/2$ pode ser explicada através dos estados ativos e passivos de Rankine, citado por LAMBE e WHITMAN (1979). Embora esse desenvolvimento tenha sido feito para uma situação de estado plano de deformação, o raciocínio pode ser estendido para a situação tridimensional analisada nesta tese.

Durante uma prova de carga lateral, a carga horizontal provoca o deslocamento da estaca, por isso a massa de solo atrás da estaca sofre um alívio de tensões horizontais que causa pequenas deformações, podendo levá-la à ruptura, através de uma trajetória de tensões que se aproxima da situação ativa de Rankine.

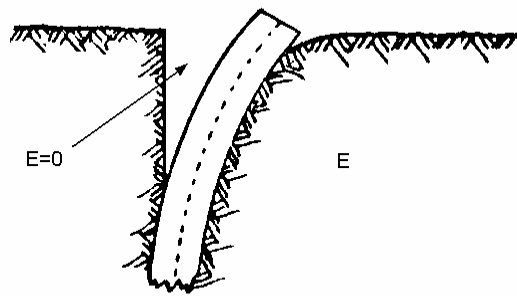
No caso da massa de solo à frente da estaca, ela está sendo comprimida, tendo-se, portanto, uma trajetória que se aproxima da situação passiva de Rankine.

A curva clássica dos coeficientes de empuxo *versus* deformações horizontais do solo é mostrada na Figura 41. Essa curva apresenta aspecto semelhante em todos os tipos de solo, pois no caso ativo sempre se verifica a ruptura do solo em deformações horizontais bem menores do que as necessárias para levar o solo à ruptura passiva. Portanto, durante a prova de carga realizada no campo (Figura 42(a)), logo após um pequeno deslocamento da estaca o solo localizado atrás da estaca não oferece rigidez ao carregamento. Contudo, na semelhança numérica com o modelo (Figura 42(b)), verifica-se que atrás da estaca sempre existe rigidez do solo ao carregamento. Por esse motivo, é razoável dividir E pela metade.

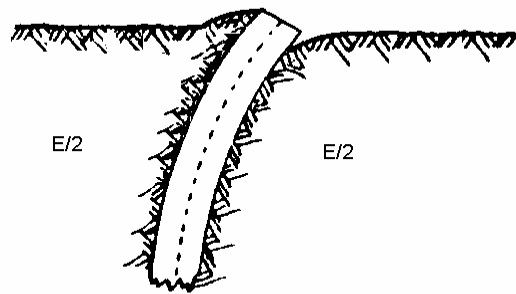


Fonte: LAMBE e WHITMAN (1979)

Figura 41 - Curva $K \times \varepsilon_h$ de uma areia densa.



(a) Prova de carga



(b) Simulação com o modelo numérico

Figura 42 - Comparação da prova de carga de campo com o modelo.

Nos solos argilosos, observou-se que os valores de E_{Si} obtidos a partir das correlações propostas por SKEMPTON (1951) não precisavam ser divididos por 2, porque tais valores correspondiam ao módulo de elasticidade a 50% da deformação de ruptura (E_{50}).

4.9. Processo utilizado para construir a curva $H \times y$ com o modelo

Um processo iterativo foi utilizado para construir as curvas de carga *versus* deslocamento horizontal com o modelo. O módulo de elasticidade da camada principal de solo e o módulo de elasticidade do concreto da estaca foram as principais variáveis na iteração.

As curvas $H \times y$ foram obtidas, considerando-se três faixas distintas, apresentadas a seguir:

i) Faixa elástica do solo (FES)

Nesta faixa, os módulos de elasticidade da camada principal de solo e do concreto da estaca foram constantes.

ii) Faixa elástica do concreto (FEC)

Nesta faixa, o solo da camada principal foi considerado rompido ($E_{CP} \cong 0$). O módulo de elasticidade do concreto, entretanto, permaneceu constante.

iii) Faixa de plastificação do concreto (FPC)

Nesta faixa, o solo da camada principal continuou sendo considerado rompido, diminuindo-se o módulo de elasticidade do concreto de acordo com os dados de campo.

Na Figura 43, mostra-se o esquema de uma curva $H \times y$ construída com o modelo. Os deslocamentos y_{LS} e y_{LC} representam, respectivamente, os limites da FES e da FEC. Na parte final do tópico 5, apresentam-se sugestões como obter esses deslocamentos.

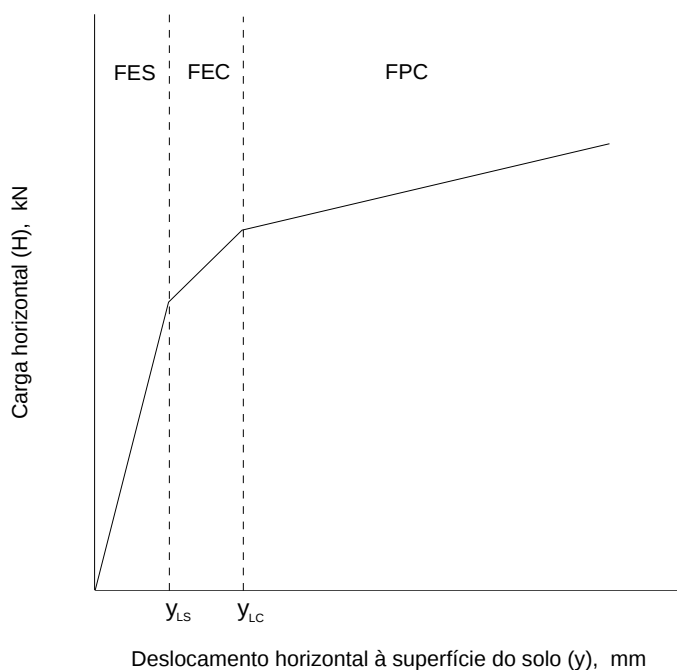


Figura 43 - Esquema de uma curva $H \times y$ construída com o modelo.

4.9.1. Etapas do processo construtivo da curva $H \times y$

Para construir as curvas de carga *versus* deslocamento horizontal das quatro provas de carga lateral estudadas com o modelo proposto, foram necessários utilizar um processo iterativo de “tentativa e erro”, desenvolver uma rotina de cálculo e obedecer, inicialmente, a uma seqüência de procedimentos constituída pelas seguintes etapas:

(a) Identificar a provável localização dos limites (y_{LS} e y_{LC}) das faixas de variações dos módulos de elasticidade na curva $H \times y$ da prova de carga de campo (real), como também definir incrementos de deslocamento horizontal (Δy) e incrementos de carga (ΔH) associados aos limites.

(b) Definir os demais incrementos de deslocamento horizontal da curva $H \times y$ de campo e os respectivos incrementos de carga.

(c) Iniciar o processo de simulação com o modelo, com base nos valores dos incrementos de deslocamentos e incrementos de carga definidos, antecipadamente, na curva $H \times y$ da prova de carga de campo.

4.9.2. Processo iterativo de “tentativa e erro”

As simulações realizadas obedeciam a um processo iterativo de “tentativa e erro”, com a utilização do módulo de elasticidade da camada principal do solo e do módulo de elasticidade do concreto da estaca. O processo iterativo de “tentativa e erro” era governado pelos incrementos de deslocamentos horizontais, à superfície do solo, apresentados pela estaca do modelo e pela estaca da prova de carga de campo.

O objetivo do processo iterativo de “tentativa e erro” era encontrar, através de simulações com o modelo, os incrementos de deslocamento horizontal e os respectivos incrementos de carga que foram prescritos a partir das curvas $H \times y$ das provas de carga estudadas, ou seja, reconstruir as curvas de carga *versus* deslocamento horizontal com o modelo, para cada prova de carga estudada.

O processo iterativo de “tentativa e erro” obedecia a três hipóteses básicas, descritas a seguir:

1.^a hipótese - Para a primeira simulação realizada com o modelo, os valores do módulo de elasticidade das camadas de solo, do módulo de elasticidade do concreto e dos incrementos de carga aplicada na estaca do modelo são conhecidos.

2.^a hipótese - Após a simulação com o modelo, se os incrementos de deslocamento horizontal, à superfície do solo, da estaca do modelo e da estaca da prova de carga de campo fossem iguais, considerando-se o mesmo incremento de carga, então:

- i) O processo iterativo de “tentativa e erro” se encerrava.
- ii) Os valores dos incrementos de carga e deslocamento (ΔH , Δy) da simulação corresponderiam aos valores da prova de carga de campo.
- iii) Os módulos de elasticidade utilizados na simulação correspondiam aos valores reais do campo.
- iv) A simulação realizada era considerada legítima.

3.^a hipótese - Após a simulação, se os incrementos de deslocamento horizontal, à superfície do solo, da estaca do modelo e da estaca da prova de carga de campo fossem diferentes, considerando-se o mesmo incremento de carga, então:

- i) O valor do módulo de elasticidade da camada principal de solo, ou o valor do módulo de elasticidade do concreto, era alterado no arquivo de dados da prova de carga, conforme a faixa de variações (FES, FEC e FPC) em estudo.
- ii) Uma nova simulação era realizada com o modelo até que a 2.^a hipótese se confirmasse.

As simulações realizadas com o modelo durante o processo iterativo de “tentativa e erro” permitiram identificar os valores dos módulos de elasticidade do solo e da estaca, que foram admitidos como sendo os do campo (reais). Por esse motivo, foi possível determinar as melhores correlações para determinação de E_s na fase de construção do modelo.

4.9.3. Rotina de cálculo para construção das curvas H x y

A construção das curvas H x y com a utilização do modelo partiu de uma rotina de cálculo caracterizada por um somatório dos incrementos de carga e deslocamento obtidos através das simulações legítimas.

Os parâmetros matemáticos envolvidos na rotina de cálculo e seu significado físico são descritos como se segue:

- Ponto i

Define-se por ponto i um ponto da curva H x y traçada a partir do processo iterativo de “tentativa e erro”, que é associado a um par ordenado (H_i , y_i), em que i é um número natural positivo e crescente.

- O carregamento horizontal atuante na estaca do modelo

$$H_{M(i)} = \sum_{i=1}^n \Delta H_i \quad (54)$$

sendo

$$\Delta H_i = H_i - H_{i-1} \quad (55)$$

em que

$H_{M(i)}$ =carga horizontal total aplicada na estaca do modelo, no ponto i;
 ΔH_i =incremento de carga horizontal aplicado na estaca do modelo, no intervalo dos pontos i-1 e i;
 H_i =carga de projeto aplicada na estaca, no ponto i; e
 H_{i-1} =carga de projeto aplicada na estaca, no ponto i-1.

As cargas de projeto foram determinadas a partir das curvas H x y das provas de carga realizadas no campo.

- O deslocamento horizontal sofrido pela estaca do modelo

$$y_{M(i)} = \sum_{i=1}^n \Delta y_i \quad (56)$$

sendo

$$\Delta y_i = y_i - y_{i-1} \quad (57)$$

em que

$y_{M(i)}$ =deslocamento horizontal total sofrido pela estaca do modelo, no ponto i;

Δy_i =incremento de deslocamento horizontal sofrido pela estaca do modelo, no intervalo dos pontos i-1 e i;

y_i =deslocamento horizontal de projeto da estaca, no ponto i; e

y_{i-1} =deslocamento horizontal de projeto da estaca, no ponto i-1.

Os deslocamentos horizontais de projeto foram determinados a partir das curvas H x y e das provas de carga realizadas no campo.

5. RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISES

Inicialmente, neste tópico são apresentados os conjuntos de simulações legítimas (simulações que no processo de “tentativa e erro” forneceram as melhores comparações) e as planilhas de cálculo utilizadas na obtenção das curvas de carga *versus* deslocamento horizontal das provas de carga estudadas com o modelo. Em seguida, apresenta-se o desenvolvimento das equações para o cálculo dos deslocamentos y_{LS} e y_{LC} , a partir dos resultados obtidos das retroanálises. Finalmente, avalia-se a precisão da equação para o cálculo de y_{LS} , através de uma análise gráfica baseada nos deslocamentos horizontais sofridos pelas estacas durante as provas de carga.

5.1. Simulações legítimas, planilhas de cálculo e gráficos H x y

Os conjuntos de simulações legítimas, as planilhas de cálculo e os gráficos H x y foram classificados de acordo com a prova de carga lateral a que estavam associados. Os gráficos H x y de cada prova de carga lateral estudada com o modelo são ilustrados com os limites das faixas (FES e FEC).

Nas Figuras 44 até 48, apresentam-se os resultados das simulações legítimas da prova de carga JAPESTA.

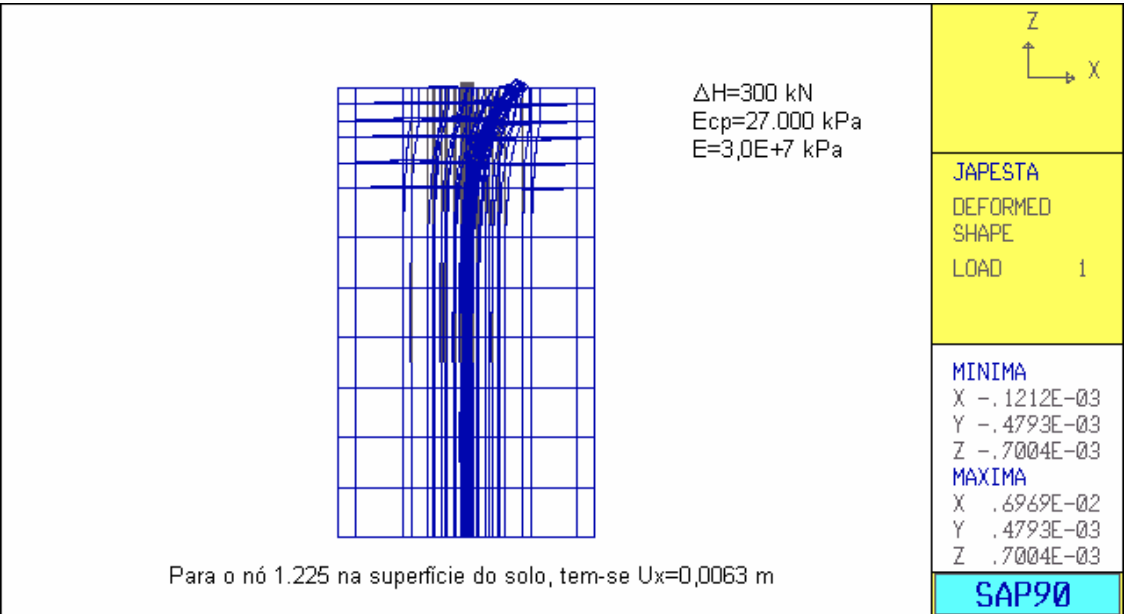


Figura 44 - Primeira simulação legítima do conjunto JAPESTA.

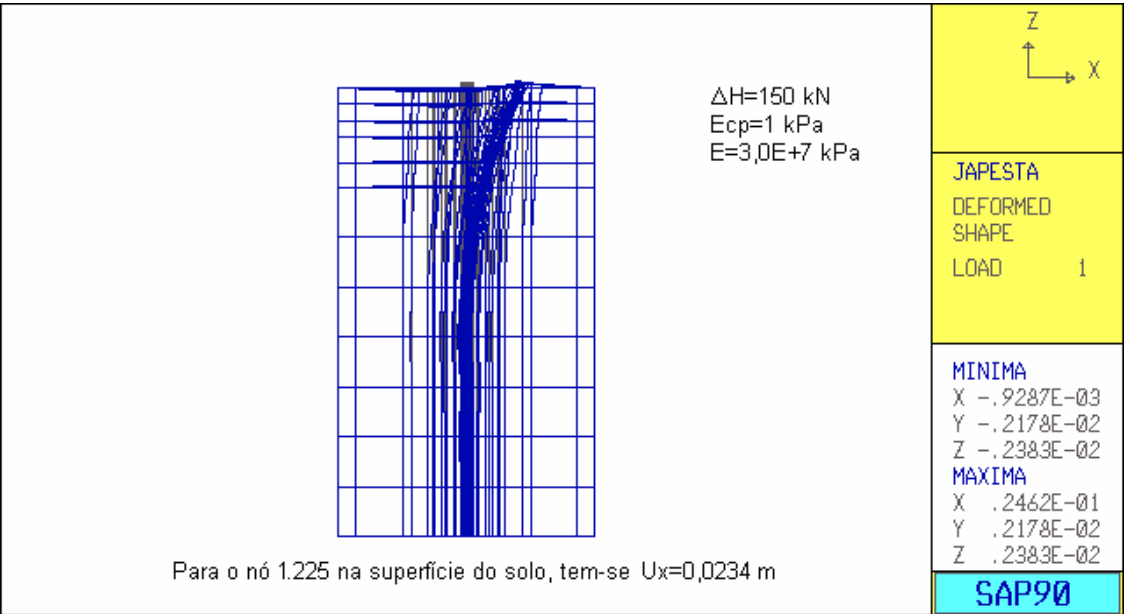


Figura 45 - Segunda simulação legítima do conjunto JAPESTA.

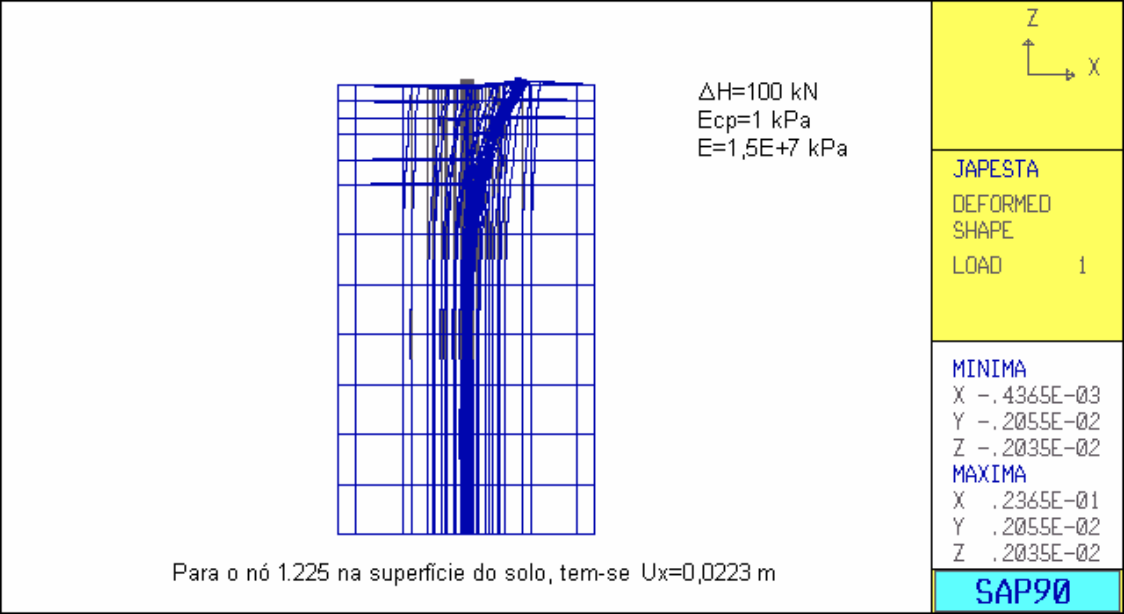


Figura 46 - Terceira simulação legítima do conjunto JAPESTA.

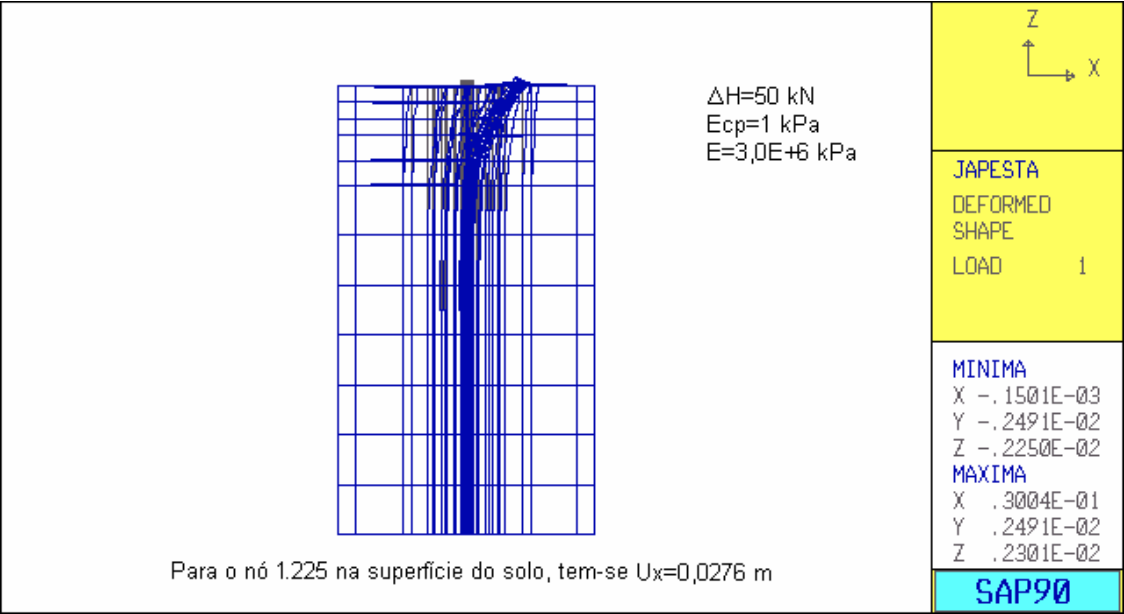


Figura 47 - Quarta simulação legítima do conjunto JAPESTA.

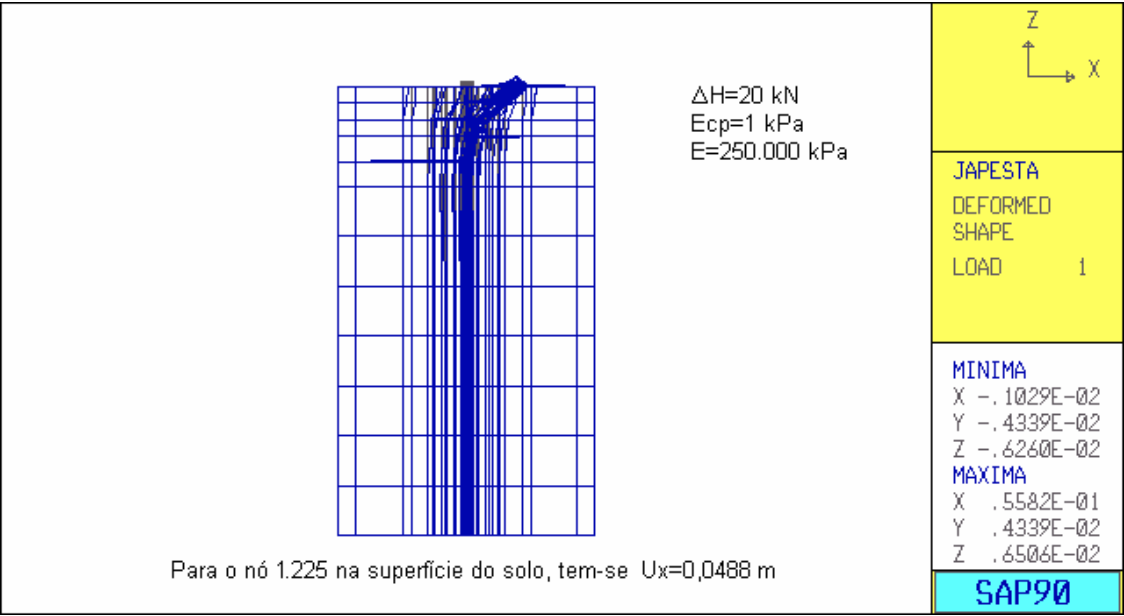


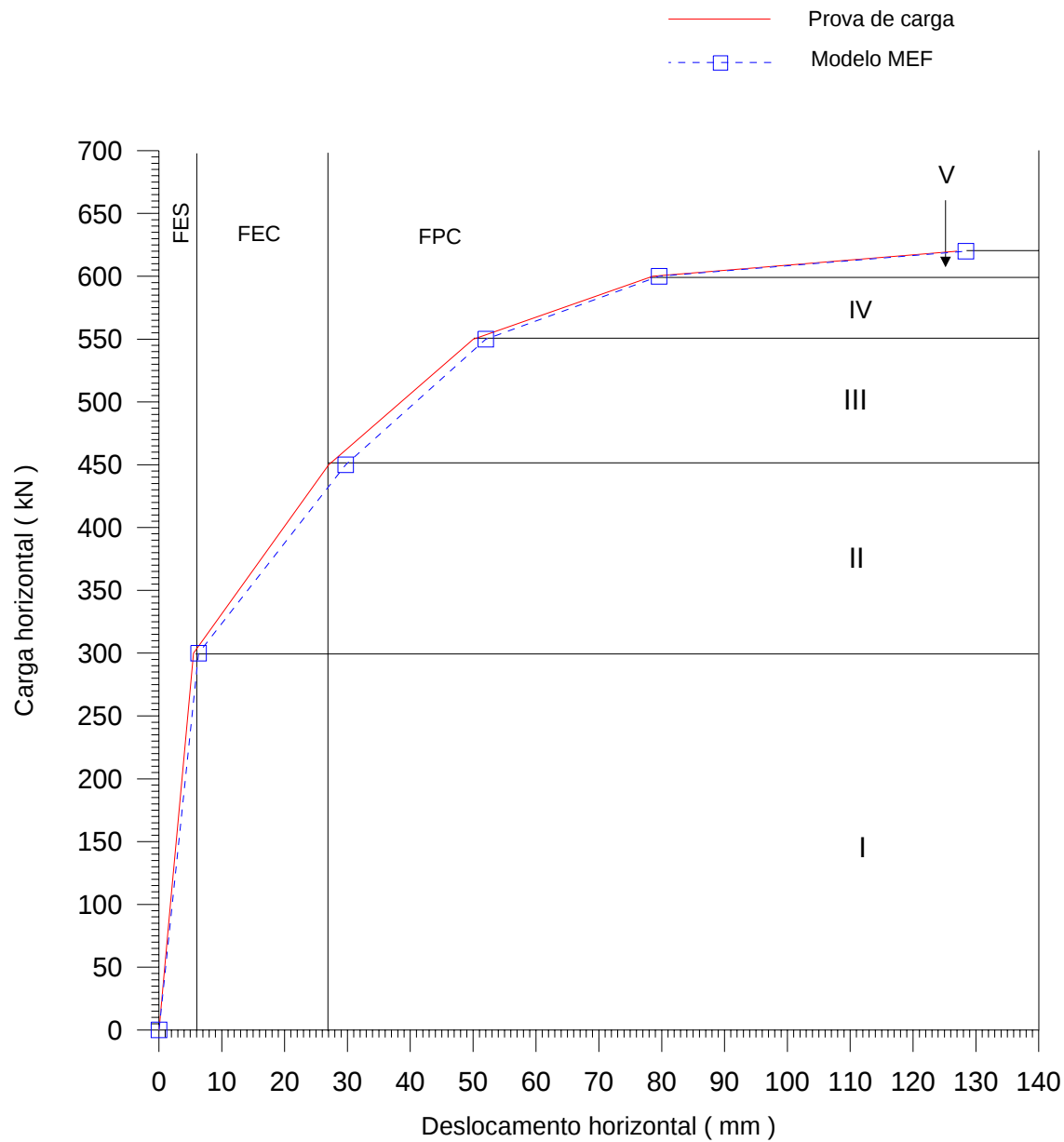
Figura 48 - Quinta simulação legítima do conjunto JAPESTA.

No Quadro 10, apresenta-se o resumo dos resultados da simulação JAPESTA, enquanto na Figura 49 se apresenta a comparação entre os resultados de campo e numéricos. Neste caso, percebe-se uma boa concordância.

Quadro 10 - Planilha de cálculo da prova de carga simulada JAPESTA

(i)	H_i (kN)	H_{i-1} (kN)	ΔH_i (kN)	$H_{M(i)}$ (kN)	y_i (mm)	y_{i-1} (mm)	Δy_i (mm)	$y_{M(i)}$ (mm)	Faixa
1	300	0	300	300	6,3	0	6,3	6,3	FES
2	450	300	150	450	29,7	6,3	23,4	29,7	FEC
3	550	450	100	550	52,0	29,7	22,3	52,0	FPC
4	600	550	50	600	79,6	52,0	27,6	79,6	FPC
5	620	600	20	620	128,4	79,6	48,8	128,4	FPC

(Prova de carga JAPESTA)



I ($E=3,0E+7$ kPa; $E_{cp}=27.000$ kPa)
II ($E=3,0E+7$ kPa; $E_{cp}=1$ kPa)
III ($E=1,5E+7$ kPa; $E_{cp}=1$ kPa)
IV ($E=3,0E+6$ kPa; $E_{cp}=1$ kPa)
V ($E=250.000$ kPa; $E_{cp}=1$ kPa)

E_{cp} =módulo de elasticidade do solo da camada principal (areia média)

Figura 49 - Curva H x y da prova de carga simulada JAPESTA.

Nas Figuras 50 a 53, apresentam-se os resultados das simulações legítimas da prova de carga SCESTA.

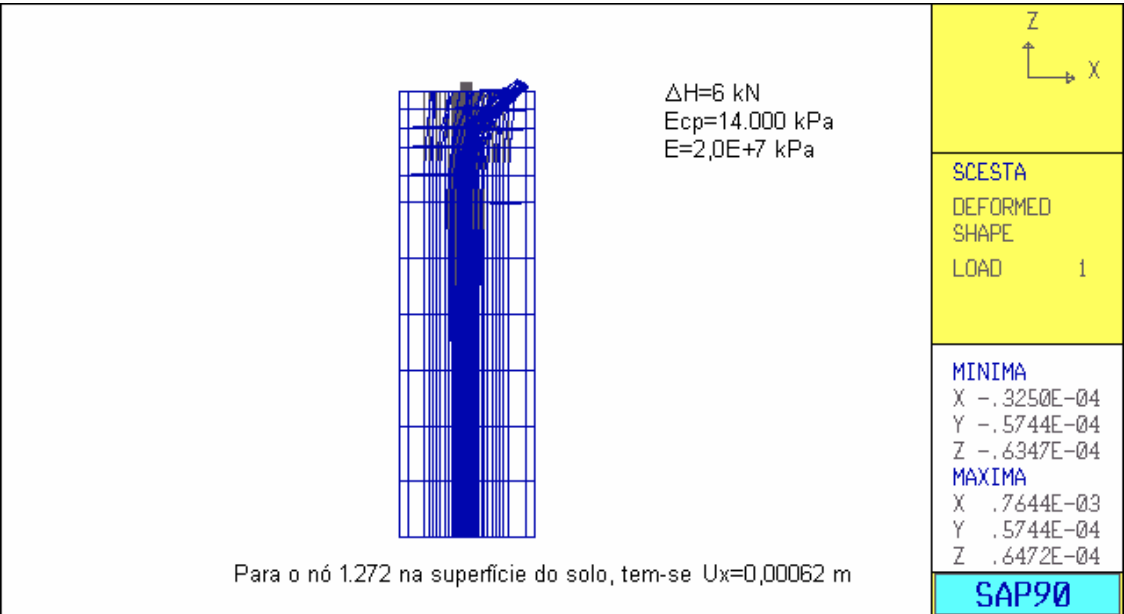


Figura 50 - Primeira simulação legítima do conjunto SCESTA.

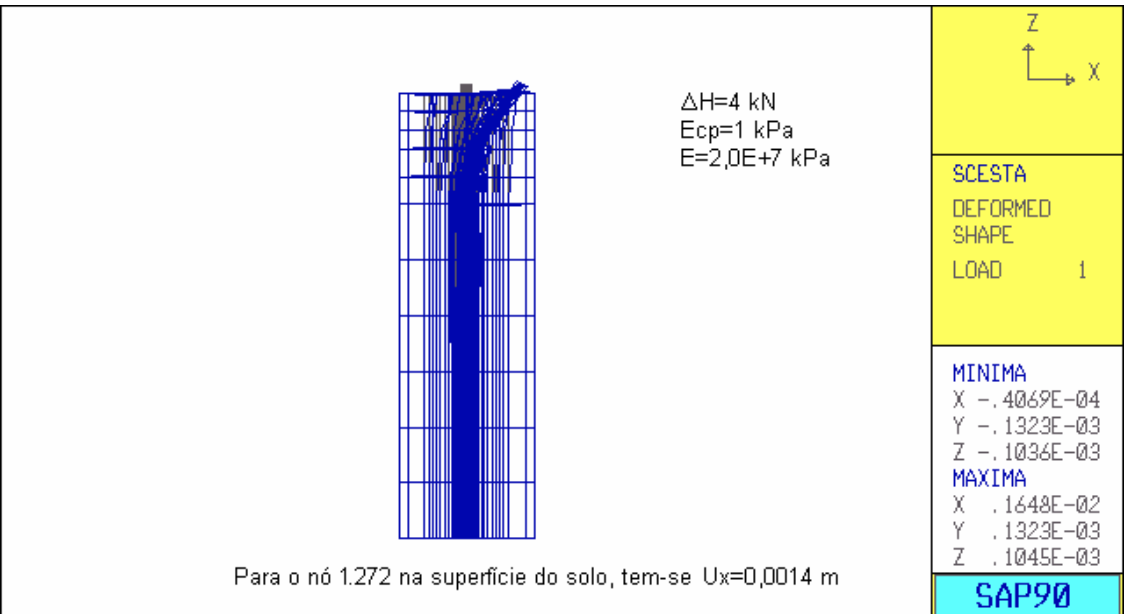


Figura 51 - Segunda simulação legítima do conjunto SCESTA.

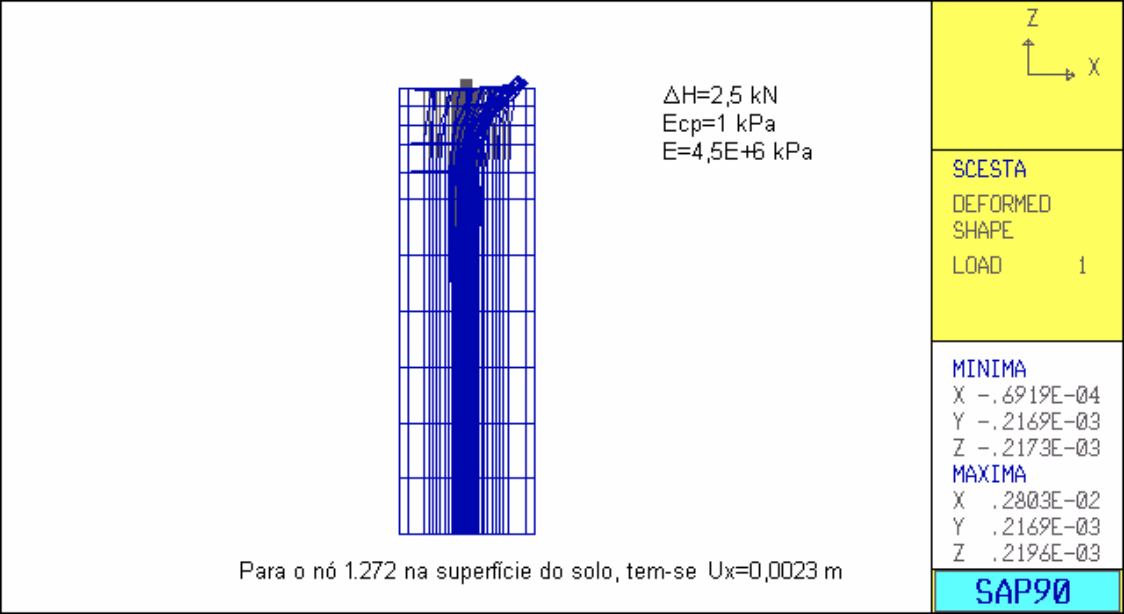


Figura 52 - Terceira simulação legítima do conjunto SCESTA.

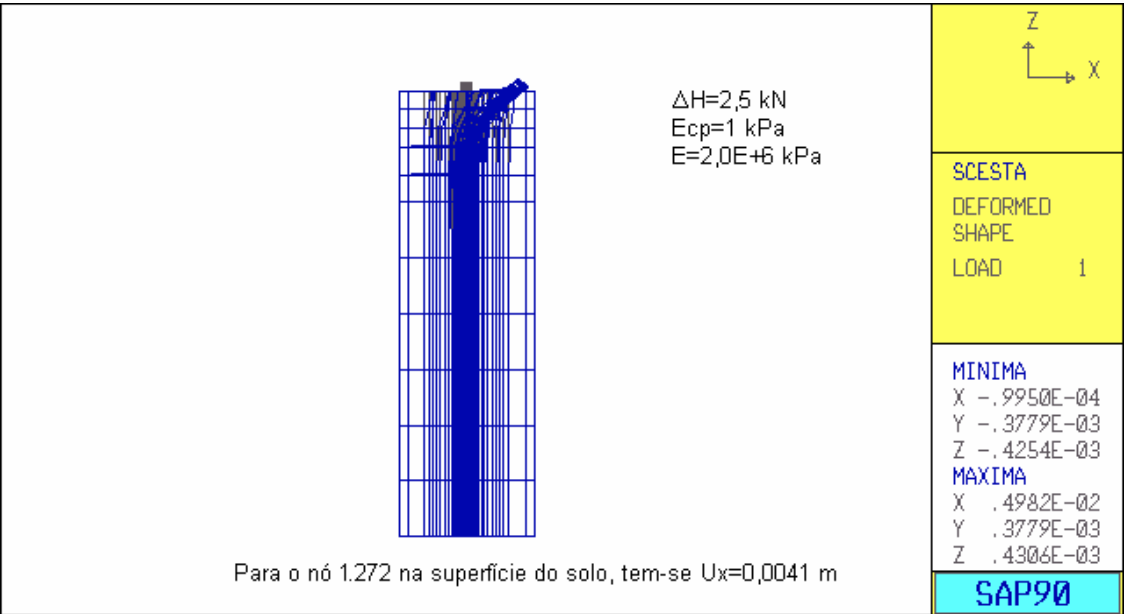


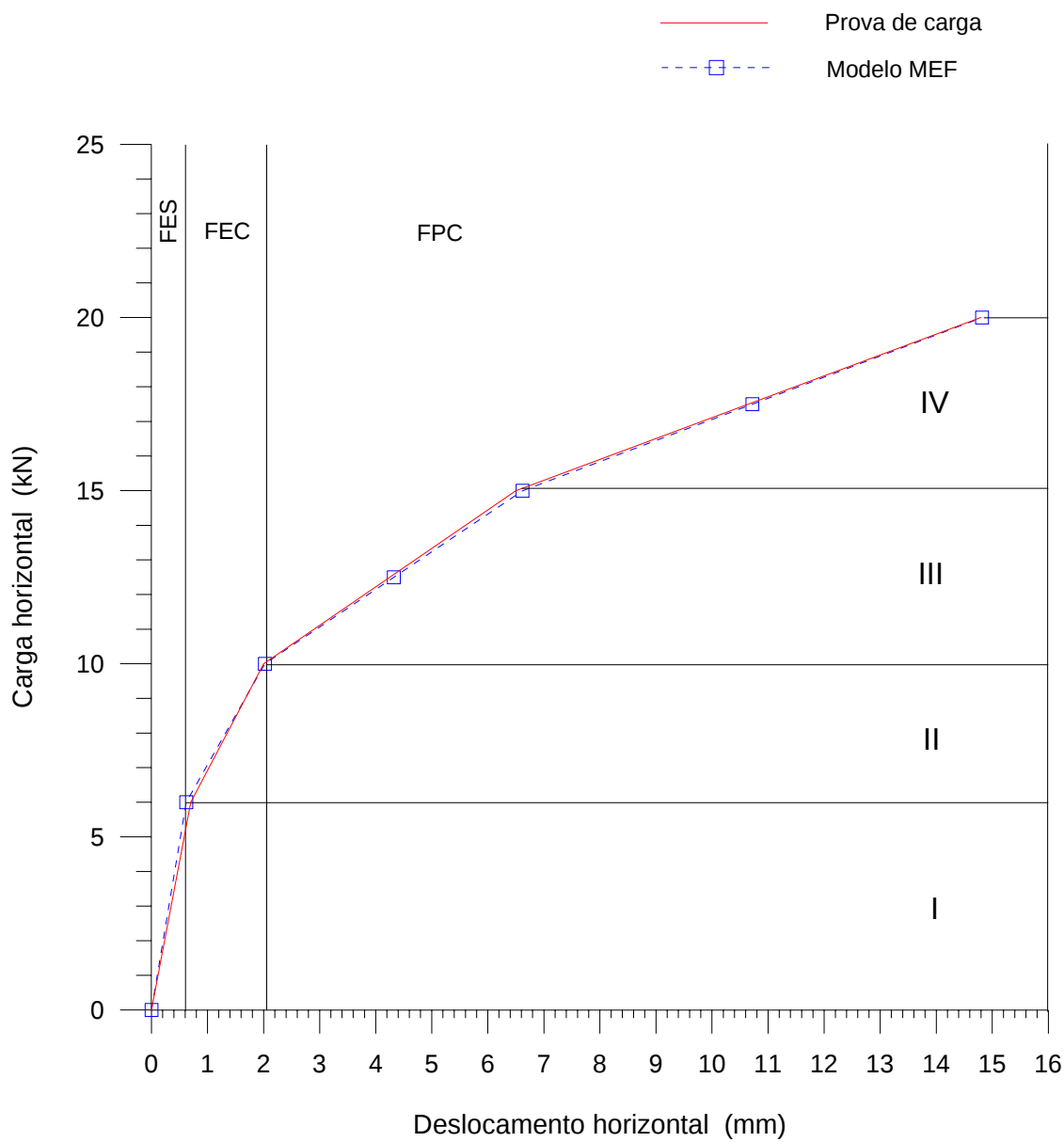
Figura 53 - Quarta simulação legítima do conjunto SCESTA.

No Quadro 11, apresenta-se o resumo dos resultados da simulação SCESTA; na Figura 54, encontra-se uma comparação entre os resultados de campo e numéricos, observando, nesse caso, boa concordância.

Quadro 11 - Planilha de cálculo da prova de carga simulada SCESTA

(i)	H_i (kN)	H_{i-1} (kN)	ΔH_i (kN)	$H_{M(i)}$ (kN)	y_i (mm)	y_{i-1} (mm)	Δy_i (mm)	$y_{M(i)}$ (mm)	Faixa
1	6	0	6	6	0,62	0	0,62	0,62	FES
2	10	6	4	10	2,02	0,62	1,40	2,02	FEC
3	12,5	10	2,5	12,5	4,32	2,02	2,30	4,32	FPC
4	15	12,5	2,5	15	6,62	4,32	2,30	6,62	FPC
5	17,5	15	2,5	17,5	10,72	6,62	4,10	10,72	FPC
6	20	17,5	2,5	20	14,82	10,72	4,10	14,82	FPC

(Prova de carga SCESTA)



- I (E=2,0E+7 kPa; Ecp=14.000 kPa)
- II (E=2,0E+7 kPa; Ecp=1 kPa)
- III (E=4,5E+6 kPa; Ecp=1 kPa)
- IV (E=2,0E+6 kPa; Ecp=1 kPa)

Ecp=módulo de elasticidade do solo da camada principal (areia argilosa)

Figura 54 - Curva H x y da prova de carga simulada SCESTA.

Nas Figuras 55 e 56, apresentam-se os resultados das simulações legítimas da prova de carga CAMACARI.

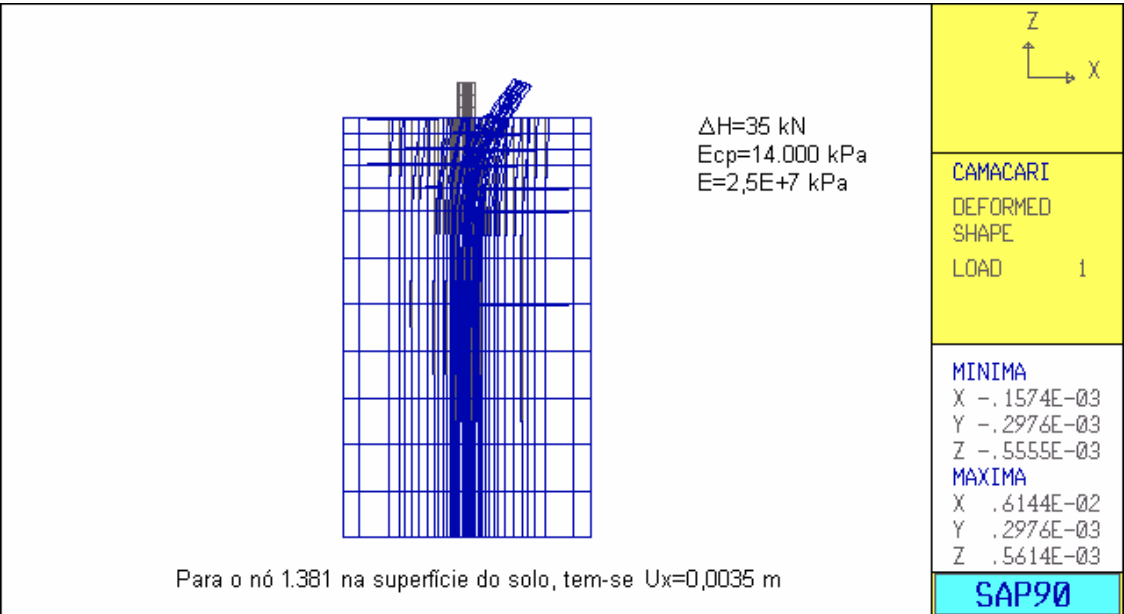


Figura 55 - Primeira simulação legítima do conjunto CAMACARI.

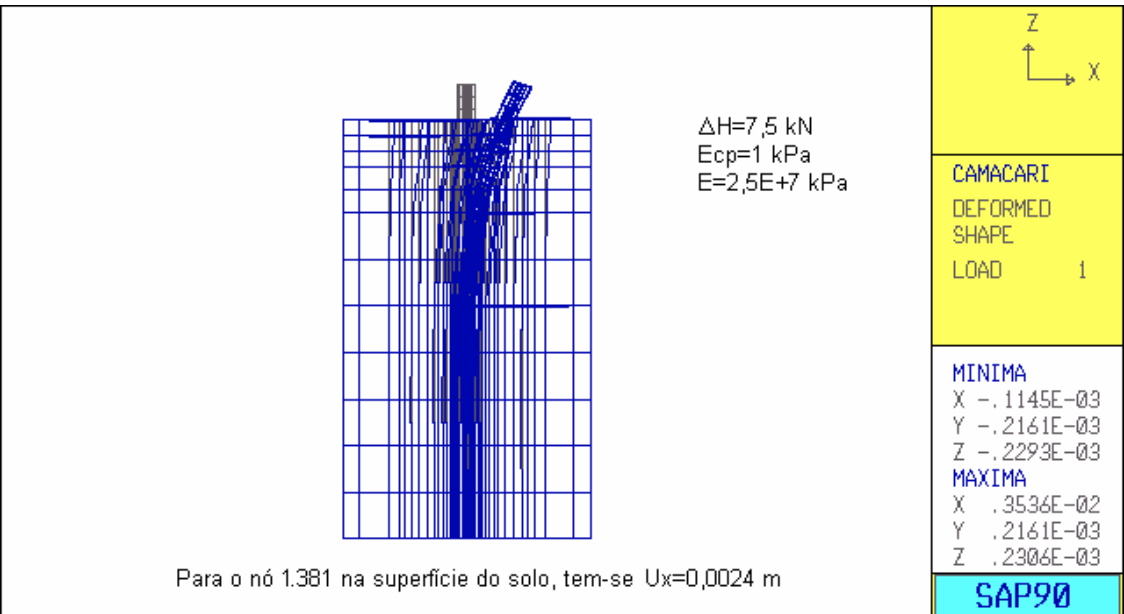


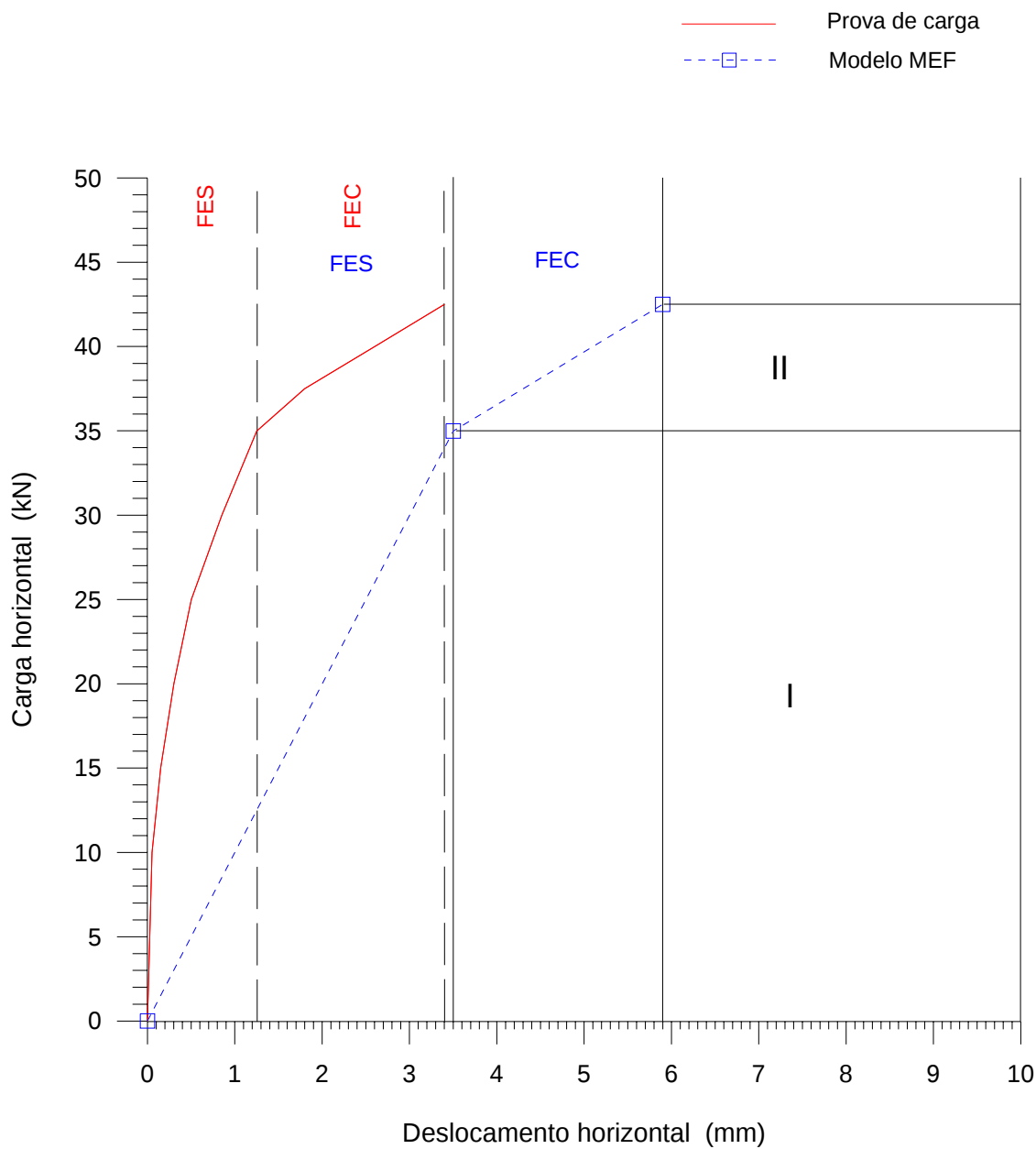
Figura 56 - Segunda simulação legítima do conjunto CAMACARI.

No Quadro 12, apresenta-se um resumo dos resultados da simulação da prova de carga CAMACARI, enquanto na Figura 57 se encontra uma comparação entre as curvas H x y obtidas numericamente e no campo. Nesse caso, verifica-se que não houve concordância razoável.

Quadro 12 - Planilha de cálculo da prova de carga simulada CAMACARI

(i)	H _i (kN)	H _{i-1} (kN)	ΔH _i (kN)	H _{M(i)} (kN)	y _i (mm)	y _{i-1} (mm)	Δy _i (mm)	y _{M(i)} (mm)	Faixa
1	35	0	35	35	3,5	0	3,5	3,5	FES
2	42,5	35	7,5	42,5	5,9	3,5	2,4	5,9	FEC

(Prova de carga CAMACARI)



I (E=2,5E+7 kPa; Ecp=14.000 kPa)
II (E=2,5E+7 kPa; Ecp=1 kPa)

Ecp=módulo de elasticidade do solo da camada principal (areia fina siltosa)

Figura 57 - Curva H x y da prova de carga simulada CAMACARI.

A divergência entre os resultados obtidos da retroanálise CAMACARI e os resultados da prova de carga pode ter sido causada pela localização do deflectômetro, instalado dentro da faixa de influência do bulbo de tensões ou, ainda, pela compactação do solo, na circunvizinhança da estaca, provocada pelo processo Franki de instalação de estacas. Sabe-se que a compactação do solo altera o valor de seu módulo de elasticidade. Para POULOS (1973), o método de instalação da estaca pode influenciar o valor e a distribuição de E_s com a profundidade.

Embora os deslocamentos da prova de carga ARGESTA tenham ocorrido a 0,5 m da superfície do solo, a construção da curva $H \times y$ a partir do processo iterativo de “tentativa e erro” se mostrou eficiente.

Nas Figuras 58 até 61, apresentam-se os resultados das simulações legítimas da prova de carga ARGESTA.

No Quadro 13, apresenta-se um resumo dos resultados obtidos com as simulações legítimas da prova de carga ARGESTA.

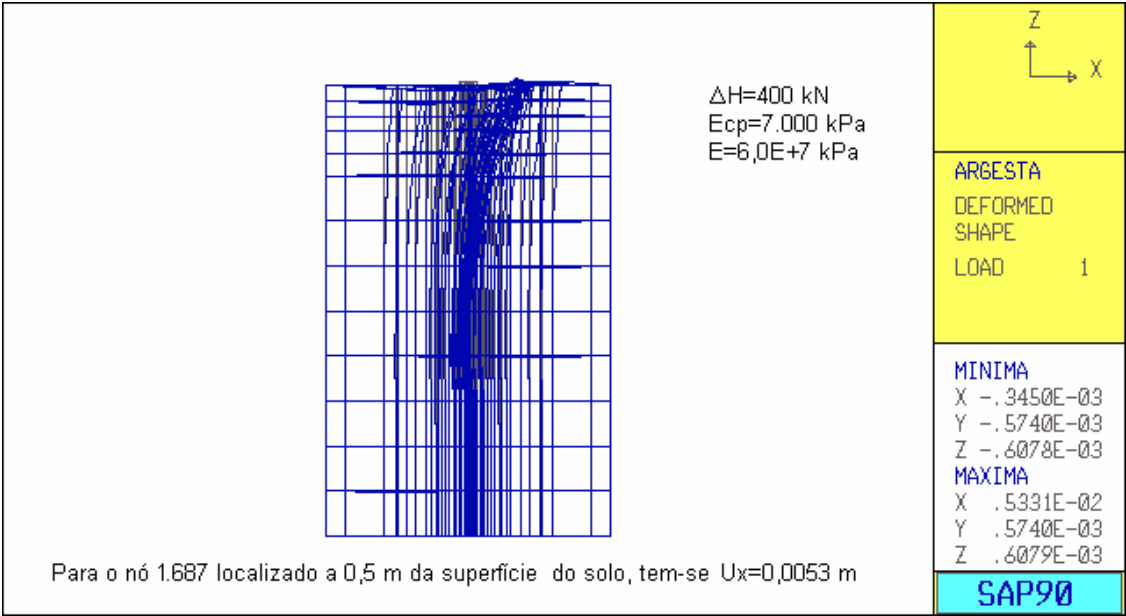


Figura 58 - Primeira simulação legítima do conjunto ARGESTA.

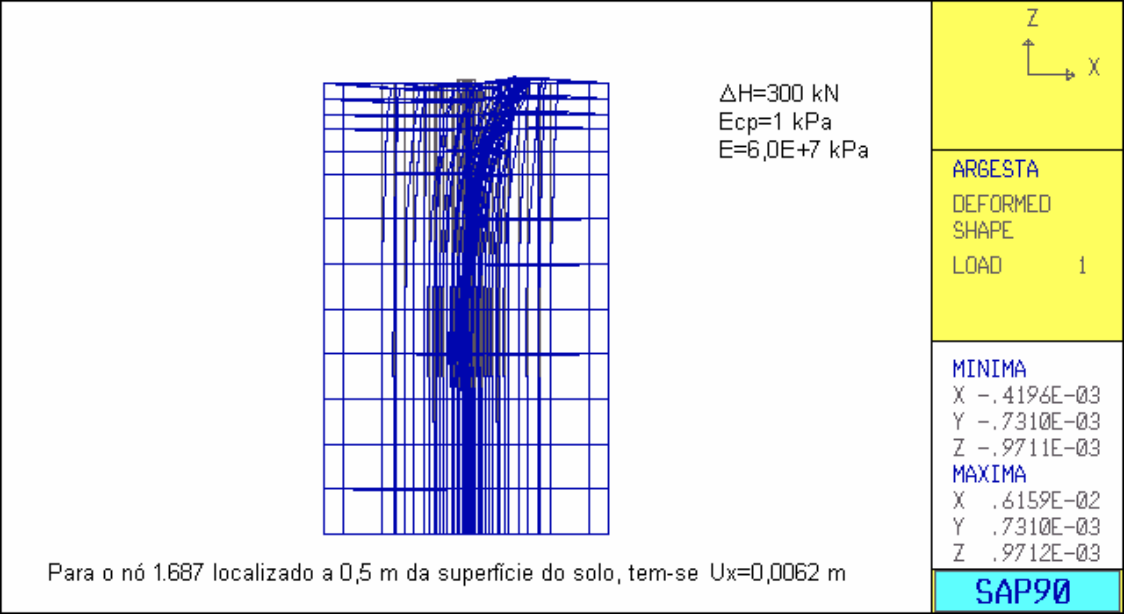


Figura 59 - Segunda simulação legítima do conjunto ARGESTA.

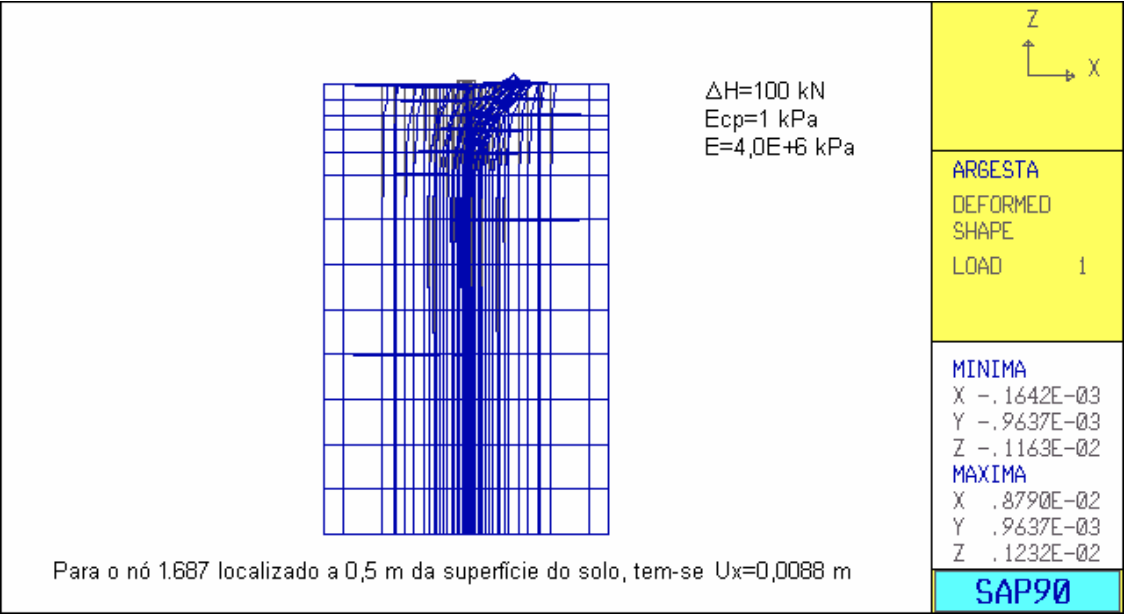


Figura 60 - Terceira simulação legítima do conjunto ARGESTA.

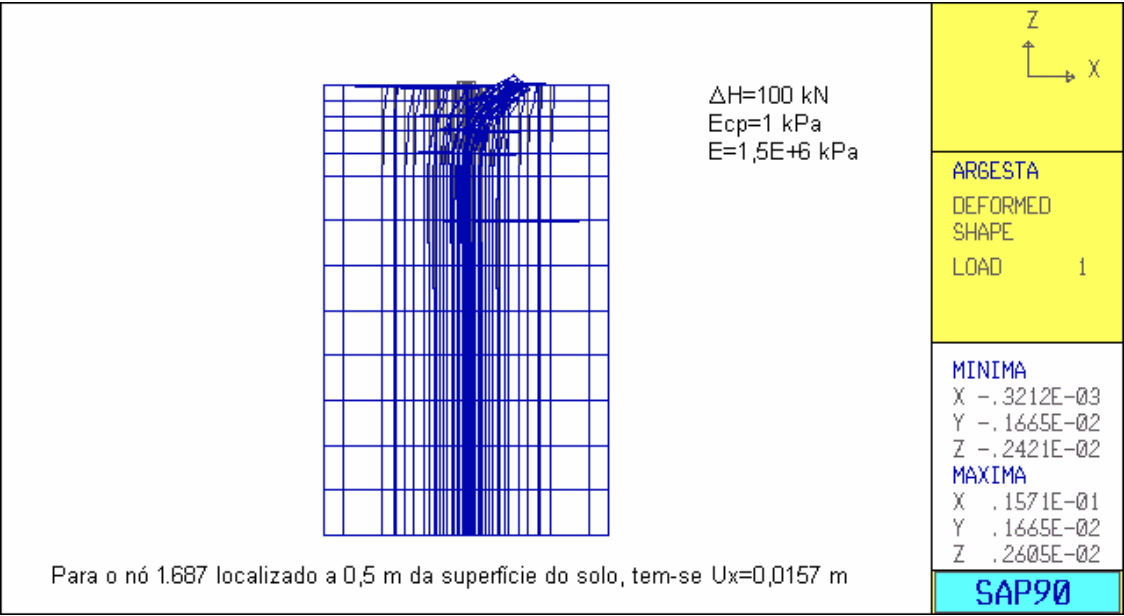


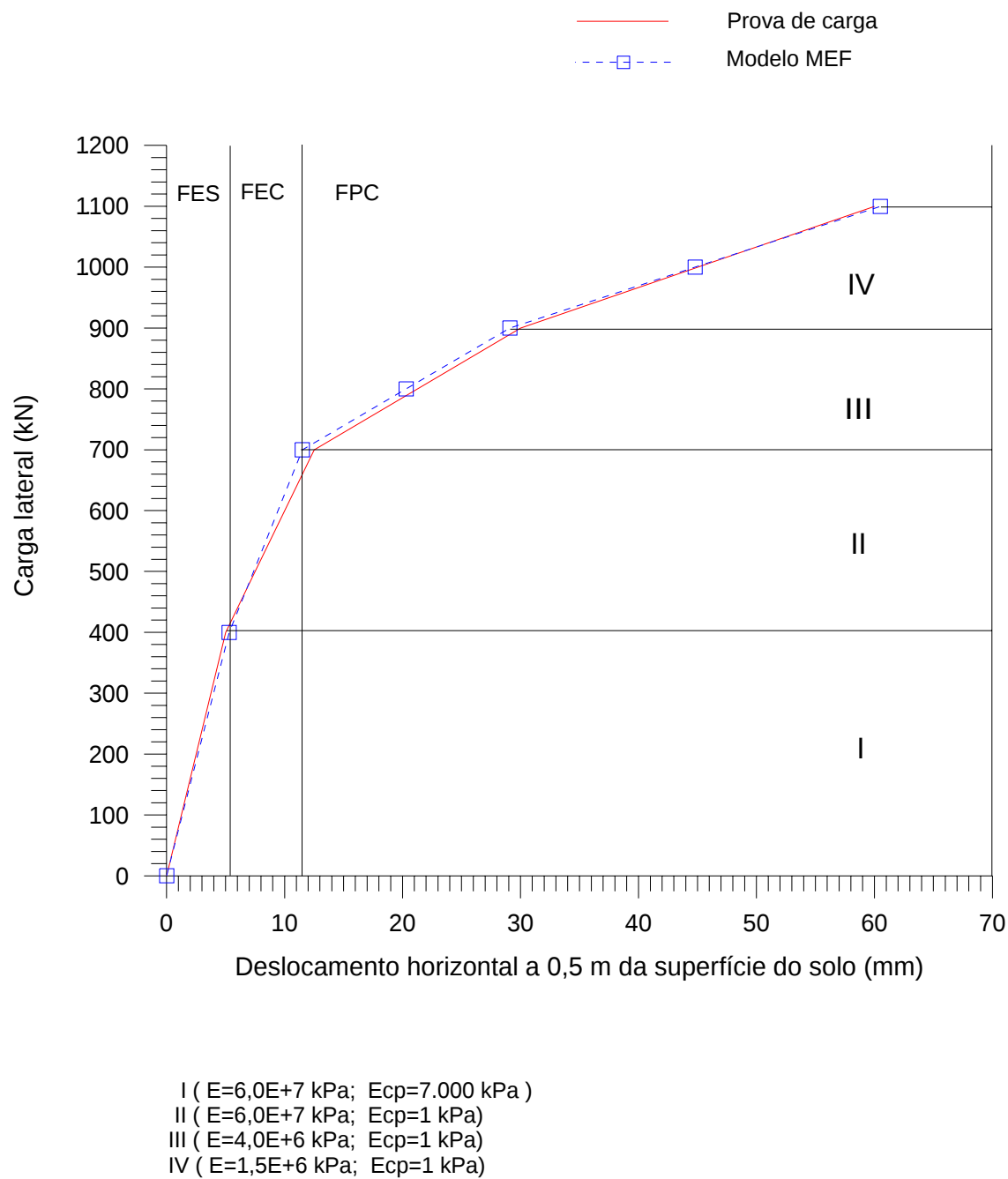
Figura 61 - Quarta simulação legítima do conjunto ARGESTA.

Quadro 13 - Planilha de cálculo da prova de carga simulada ARGESTA

(i)	H_i (kN)	H_{i-1} (kN)	ΔH_i (kN)	$H_{M(i)}$ (kN)	y_i (mm)	y_{i-1} (mm)	Δy_i (mm)	$y_{M(i)}$ (mm)	Faixa
1	400	0	400	400	5,30	0	5,30	5,30	FES
2	700	400	300	700	11,50	5,30	6,20	11,50	FEC
3	800	700	100	800	20,30	11,50	8,8	20,30	FPC
4	900	800	100	900	29,10	20,30	8,8	29,10	FPC
5	1000	900	100	1000	44,80	29,10	15,70	44,80	FPC
6	1100	1000	100	1100	60,50	44,80	15,70	60,50	FPC

Na Figura 62, apresentam-se comparações entre as curvas $H \times y$ obtidas numericamente e no campo para a prova de carga ARGESTA. Verifica-se, nessa figura, uma ótima concordância.

(Prova de carga ARGESTA)



E_{cp} =módulo de elasticidade do solo da camada principal (argila mole)

Figura 62 - Curva H x y da prova de carga simulada ARGESTA.

5.2. Tempo médio despendido para obtenção de uma curva H x y

O tempo médio despendido para obtenção de uma curva H x y (Quadro 14), através das simulações com o modelo proposto, foi aferido, considerando-se cada atividade realizada, desde a concepção do projeto da malha de uma prova de carga até a representação gráfica dos resultados.

Quadro 14 - Tempo médio despendido em uma simulação

Atividade	Tempo gasto (horas)
Projeto da malha de uma prova de carga	24
Edição do arquivo de dados para prova de carga	12
Simulações realizadas com o modelo	8
Representação gráfica dos resultados obtidos	4

5.3. Proposta para obtenção do ponto y_{LS}

- As premissas

A proposta que será apresentada fundamenta-se nos resultados obtidos das retroanálises. Portanto, para o cálculo de y_{LS} ser válido, devem-se considerar as seguintes premissas:

- 1- As estacas são consideradas flexíveis, segundo DAVISSON (1970).
- 2- As estacas são de concreto e de seção circular.
- 3- O diâmetro das estacas deve estar entre os seguintes limites:

$$1,00 \geq D \geq 0,28 \text{ (m)}$$

- 4- O módulo de elasticidade do concreto da estaca deve estar entre os seguintes limites:

$$3,0 \times 10^7 \geq E \geq 2,0 \times 10^7 \text{ (kPa)}$$

- 5- A profundidade da camada principal de solo (z_P) é calculada segundo a proposta de MATLOCK e REESE (1960), logo:

$$z_p / T < 1 \quad (58)$$

em que

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \quad (59)$$

6- Solos cuja camada principal seja arenosa ou com maior porcentagem de areia.

7- O valor de N, do ensaio SPT, para a camada principal de solo deve estar entre os seguintes limites:

$$15 \geq N \geq 4$$

- A equação

i) Sabe-se que para estacas de mesmo diâmetro e mesmo módulo de elasticidade do concreto, testadas em solos com diferentes E_{CP} (módulo de elasticidade da camada principal de solo), quanto maior E_{CP} , menor será o nível de deslocamento horizontal sofrido pela estaca. Então, conclui-se que

$$y_{LS} = f(1/E_{CP})$$

como $E_{CP} = f(N_{SPT})$, então:

$$y_{LS} = f(1/N_{SPT})$$

ii) Sabe-se que, quanto maior a área de contato da estaca com o solo, menor será o acréscimo de tensões horizontais gerado pela carga aplicada na estaca. Considerando-se E_{CP} constante, quanto maior o diâmetro da estaca, menor será o acréscimo de tensões horizontais gerado pela carga aplicada na estaca e, conseqüentemente, menor será o deslocamento horizontal sofrido pela estaca. Então, pode-se concluir que

$$y_{LS}=f(1/D)$$

Considerando os deslocamentos horizontais sofridos pela estaca como sendo inversamente proporcionais ao diâmetro da estaca e ao N(SPT) da camada principal de solo, propõe-se a seguinte correlação empírica para calcular y_{LS} :

$$y_{LS} = \delta_{hs} = \left(\frac{1}{DC_{S1}N C_{S2}} \right) \quad (60)$$

em que D e N são valores conhecidos, e C_{S1} e C_{S2} são valores constantes da equação empírica 60, determinados de acordo com o que se segue nos parágrafos subseqüentes.

A partir da equação 60 e de combinações logarítmicas dos resultados das provas de carga retroanalizadas, foram desenvolvidas equações empíricas para o cálculo y_{LS} . Para selecionar, dentre as equações desenvolvidas, a mais eficiente, realizou-se uma análise baseada nos valores dos deslocamentos y_{LS} , fornecidos pelas equações empíricas.

O desenvolvimento dessas equações, utilizadas para construir os gráficos (Figuras 63 até 67), é mostrado com detalhes no Apêndice B.

Nos gráficos apresentados nas figuras subseqüentes, a equação empírica em estudo será identificada pela combinação das provas de carga lateral utilizadas em sua construção e pelas constantes C_{S1} e C_{S2} da equação empírica.

Observação: a combinação SCESTA x CAMACARI não se realizou, pois o valor do N(SPT) da camada principal das duas provas de carga lateral é o mesmo, e isso impede a determinação de C_{S1} e C_{S2} (Apêndice B).

Combinação: JAPESTA x SCESTA
Cs1=250.973,4
Cs2=-2,72

- ◆ JAPESTA
- SCESTA
- CAMACARI
- ▲ ARGESTA

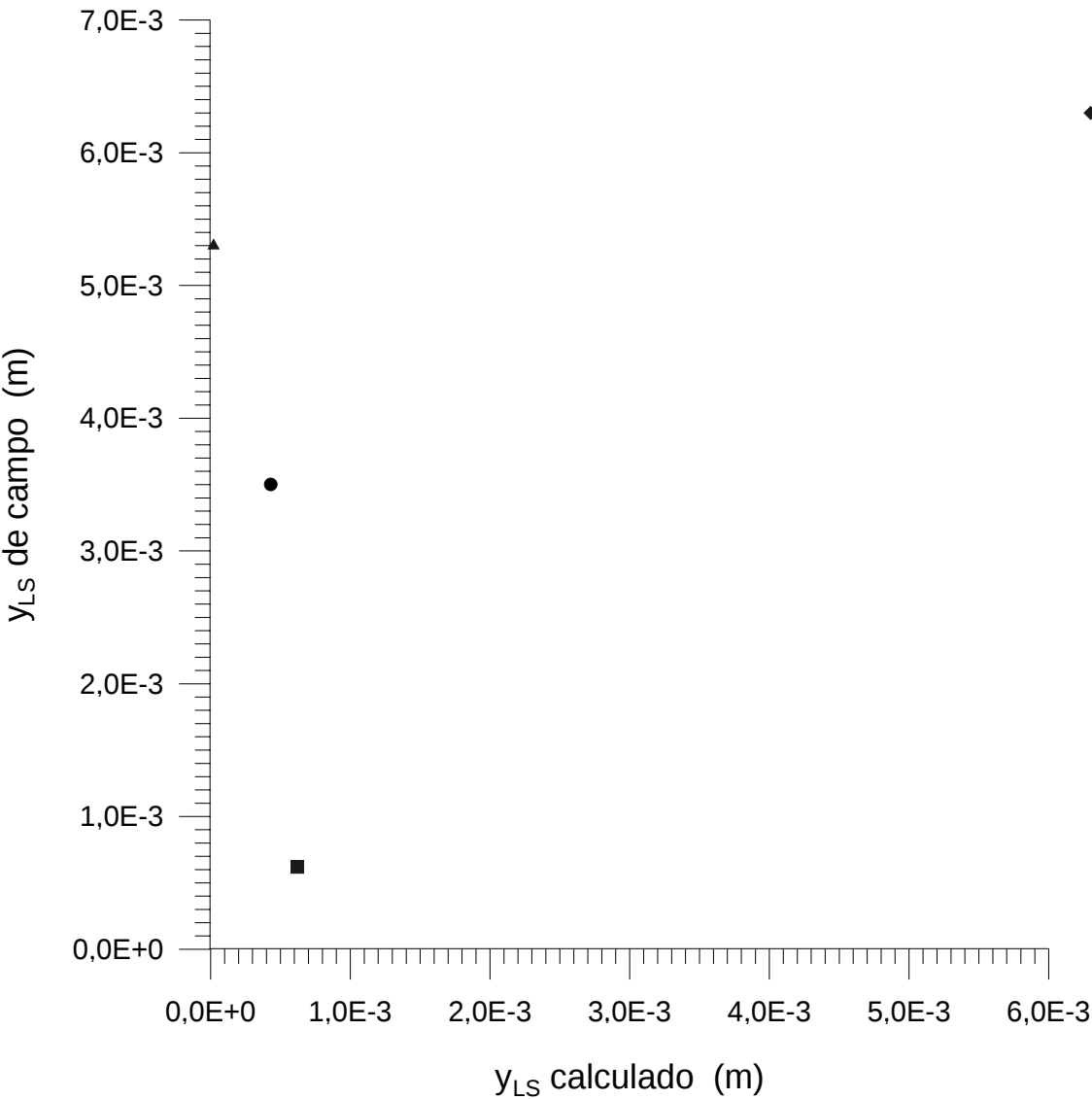


Figura 63 - Resultados da combinação JAPESTA x SCESTA.

Combinação: JAPESTA x CAMACARI
Cs1=3.469,13
Cs2=-1,14

- ◆ JAPESTA
- SCESTA
- CAMACARI
- ▲ ARGESTA

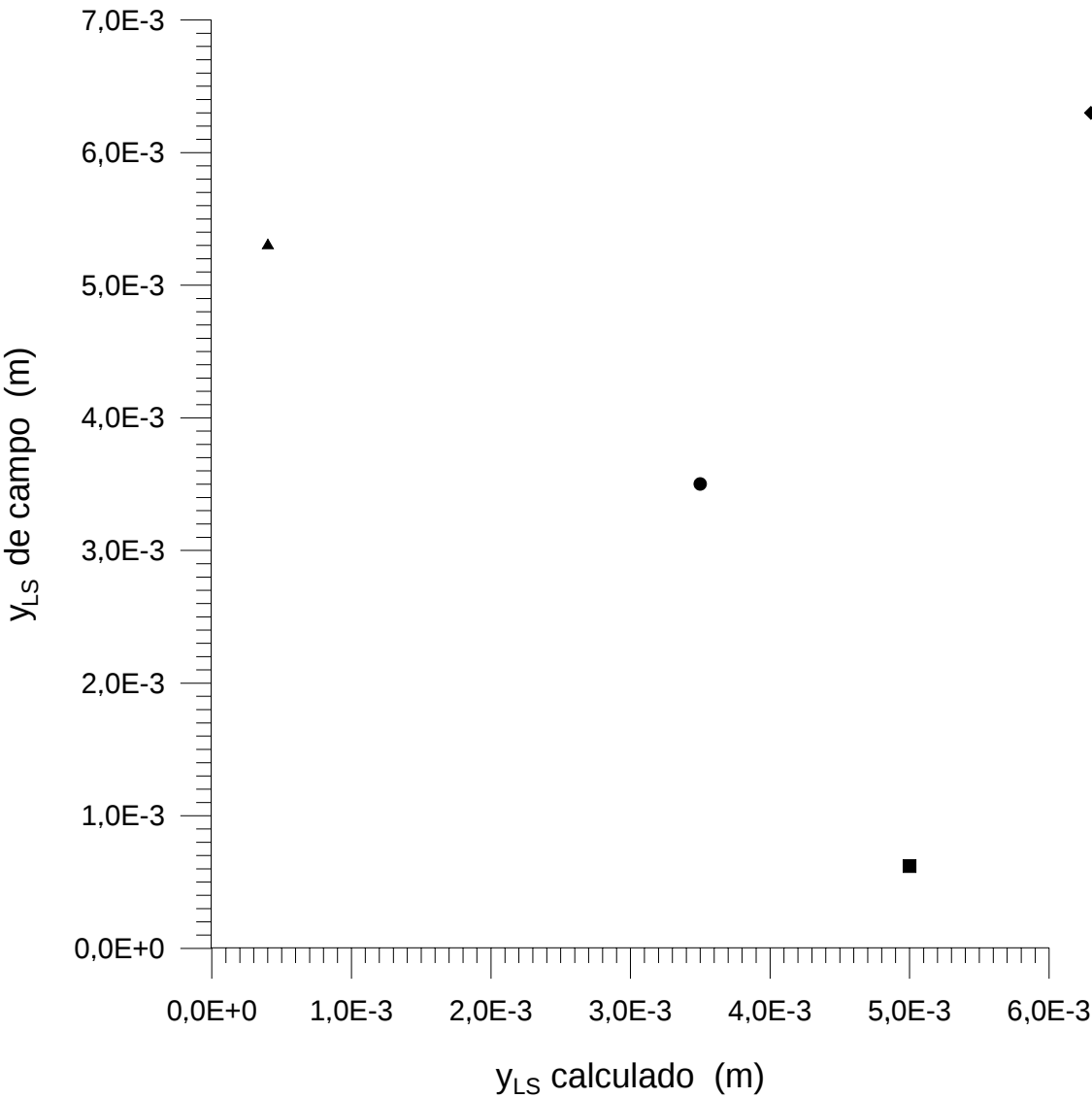


Figura 64 - Resultados da combinação JAPESTA x CAMACARI.

Combinação: ARGESTA x JAPESTA
Cs1=111
Cs2=0,132

- ◆ JAPESTA
- SCESTA
- CAMACARI
- ▲ ARGESTA

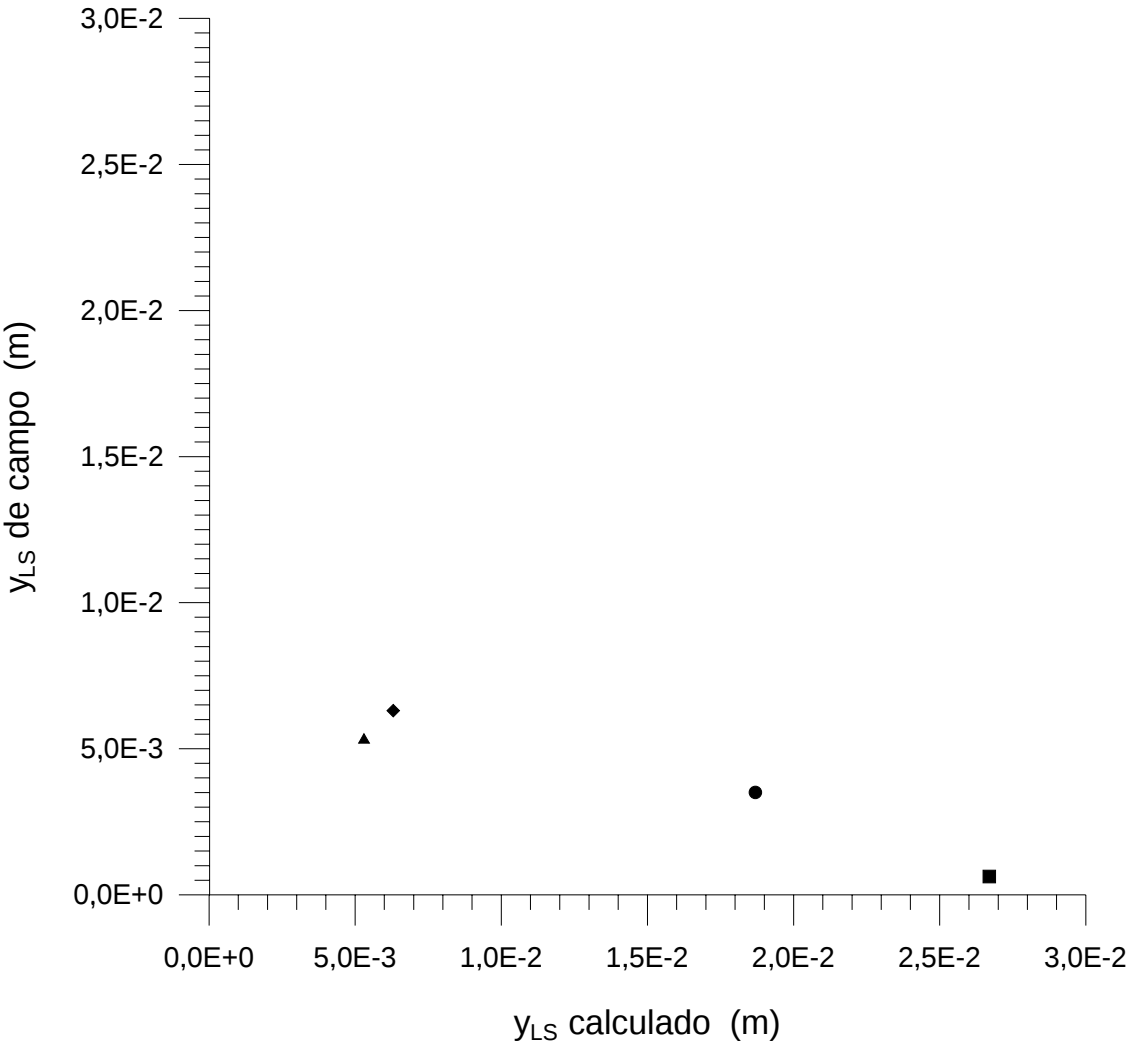


Figura 65 - Resultados da combinação ARGESTA x JAPESTA.

Combinação: ARGESTA x SCESTA
Cs1=2,58
Cs2=5,56

- ◆ JAPESTA
- SCESTA
- CAMACARI
- ▲ ARGESTA

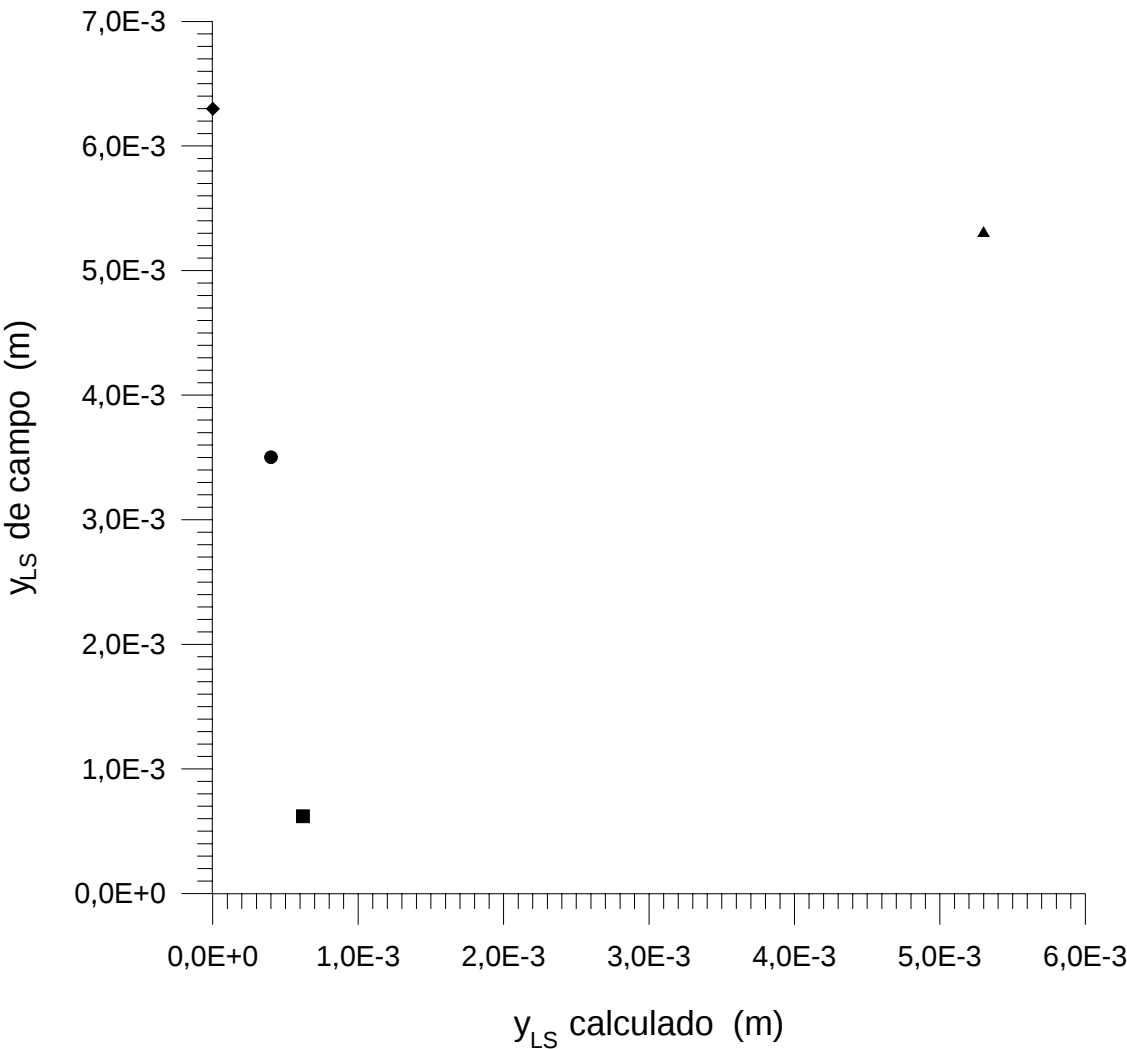


Figura 66 - Resultados da combinação ARGESTA x SCESTA.

Combinação: ARGESTA x CAMACARI
Cs1=20,82
Cs2=2,55

- ◆ JAPESTA
- SCESTA
- CAMACARI
- ▲ ARGESTA

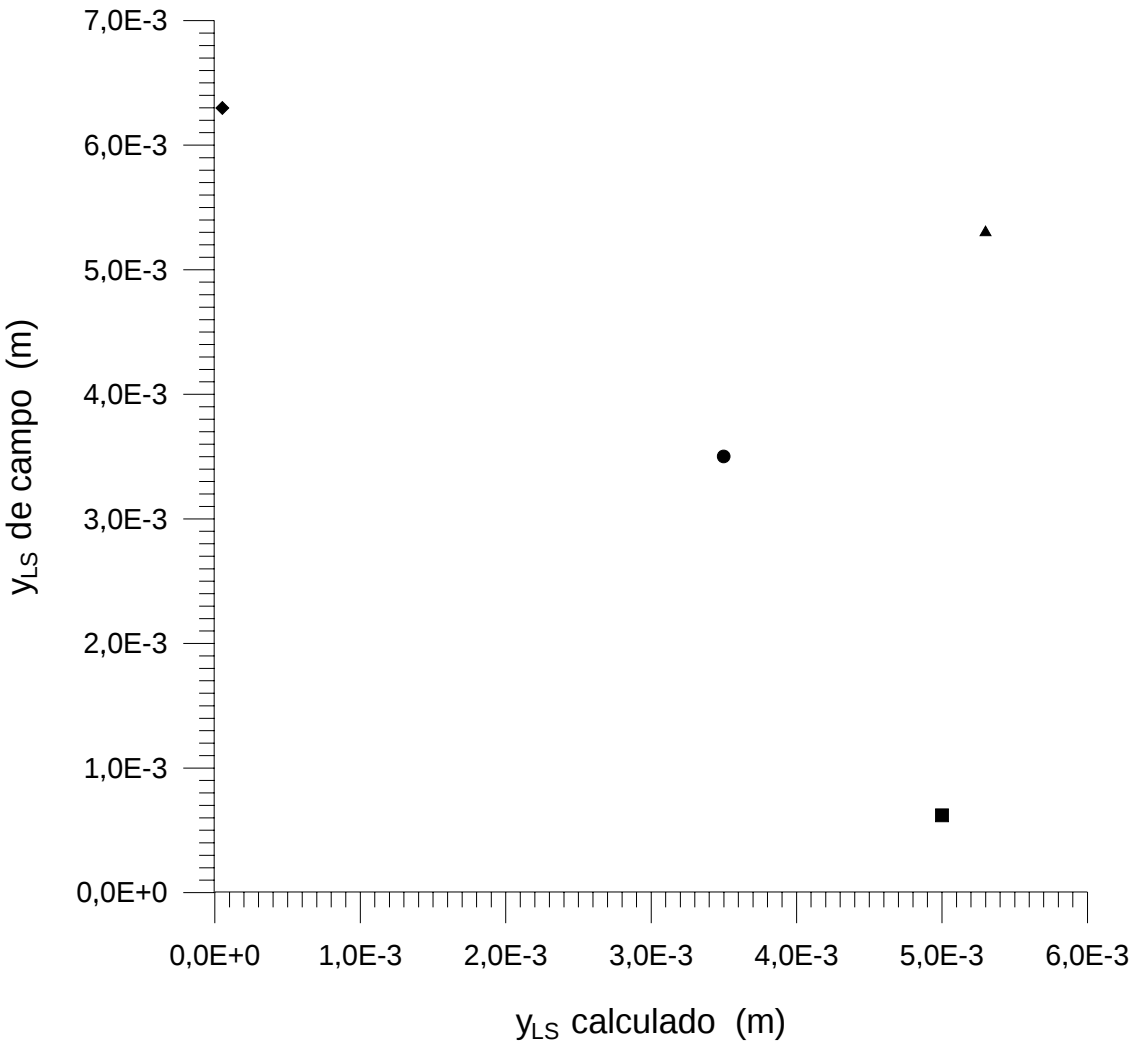


Figura 67 - Resultados da combinação ARGESTA x CAMACARI.

A partir dos melhores resultados das retroanálises e da análise das equações empíricas (Figuras 63 até 67), os valores de C_{S1} e C_{S2} que melhor representaram as provas de carga estudadas foram $C_{S1}=250.973,4 \text{ (m}^{-2}\text{)}$ e $C_{S2}=-2,72$; logo:

$$y_{LS} = \delta_{hs} = \frac{N^{2,72}}{250.973,4D} \quad (61)$$

em que as unidades de medida das variáveis desta equação são dadas em m (D e δ_{hs}).

A equação selecionada para calcular o valor de y_{LS} , equação 61, é estudada (Figura 68), considerando-se as provas de carga realizadas em solos arenosos e a variação de y_{LS} em função do N(SPT). Percebe-se, nessa figura, que em gráfico Log x Log a variação de y_{LS} é uma reta e, para um valor N(SPT) constante, os deslocamentos horizontais diminuem com o aumento do diâmetro.

Estudo dos deslocamentos-limite da FES com base no N
(Para estacas ensaiadas em solos arenosos)

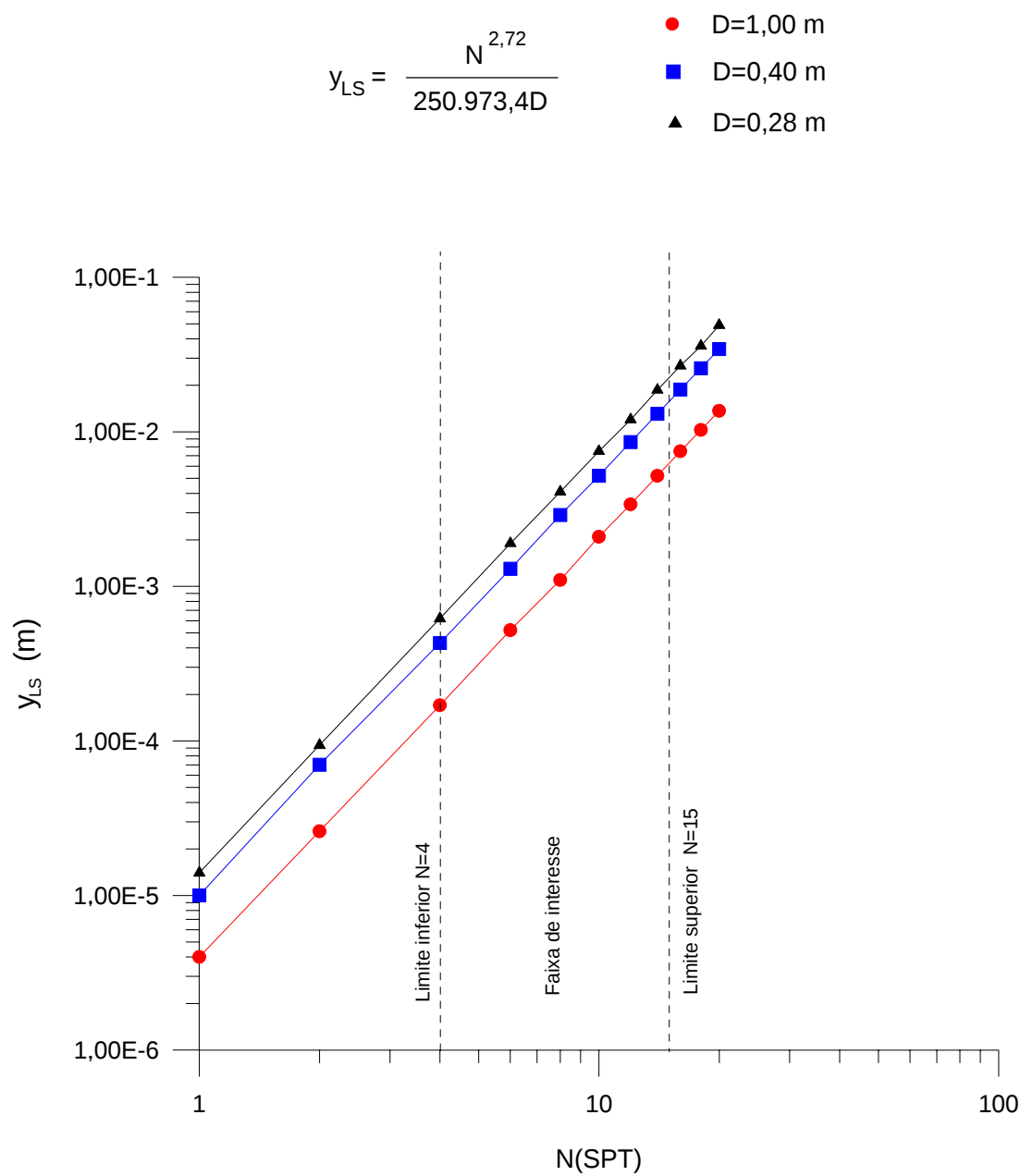


Figura 68 - Variação de y_{LS} em função do N(SPT) para equação selecionada.

5.4. Proposta para obtenção do ponto y_{LC}

Supõe-se que na FEC (faixa elástica do concreto) a estaca encontra-se engastada na camada de solo imediatamente inferior à camada principal (Figura 69).

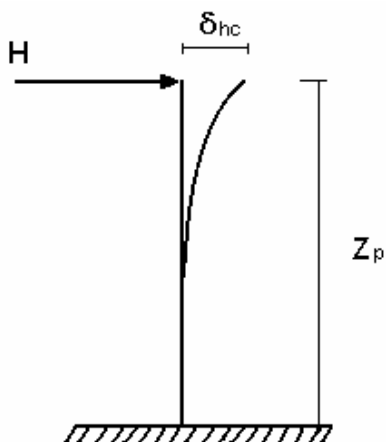


Figura 69 - Esquema de uma viga engastada.

Da resistência dos materiais, sabe-se que

$$\delta_{hc} = \frac{H z_p^3}{3EI} \quad (62)$$

em que

z_p = profundidade da camada de solo principal;

H =carga horizontal atuante na estaca à superfície do solo;

δ_{hc} =deslocamento horizontal da estaca, à superfície do solo, dentro da faixa elástica do concreto; e

EI =rigidez da seção transversal da estaca.

Com base na equação 62, podem-se verificar os seguintes aspectos:

i) Para as estacas circulares, tem-se

$$I = \frac{\pi D^4}{64} \quad (63)$$

portanto, os deslocamentos horizontais à superfície do solo tendem a ser menores se o diâmetro da estaca aumenta, pois δ_{hc} é inversamente proporcional ao diâmetro da estaca elevado à quarta potência; logo:

$$\delta_{hc} = f(1/D^4)$$

ii) δ_{hc} é inversamente proporcional ao módulo de elasticidade do concreto, ou seja:

$$\delta_{hc} = f(1/E)$$

iii) δ_{hc} é diretamente proporcional à carga horizontal atuante na estaca à superfície do solo, isto é:

$$\delta_{hc} = f(H)$$

iv) δ_{hc} é diretamente proporcional à profundidade da camada principal de solo elevada à terceira potência, ou seja:

$$\delta_{hc} = f(z_P^3)$$

Conclui-se que a variável que mais interfere nos deslocamentos horizontais sofridos pela estaca, na FEC, é o diâmetro da estaca. Em função dessa conclusão, é estabelecida uma relação empírica entre H e o diâmetro da estaca, propondo-se a seguinte variação exponencial:

$$H = C_{C1}(D)^{C_{C2}} \quad (64)$$

Substituindo (64) em (62), tem-se

$$\delta_{hc} = C_{C1}(D)C_{C2}\left(\frac{z_P^3}{3EI}\right) \quad (65)$$

em que z_P , E , I , D e δ_{hc} são valores conhecidos, e C_{C1} e C_{C2} são valores constantes desconhecidos da equação empírica 65.

A partir dos resultados das retroanálises e das provas de carga de campo, os valores de C_{C1} e C_{C2} são determinados, considerando-se o limite de deslocamento horizontal, à superfície do solo, na FEC.

- Do estudo da prova de carga SCESTA, tem-se

$\delta_{hc}=y_{LC}-y_{LS}=2,02-0,62=1,40 \text{ mm}=0,0014 \text{ m}$, $z_P=1,13 \text{ m}$, $D=0,28 \text{ m}$, $E=2,0 \times 10^7 \text{ kPa}$ e $I=3,0 \times 10^4 \text{ m}^4$.

$$0,0014 = C_{C1}(0,28)C_{C2}\left(\frac{(1,13)^3}{3(2,0 \times 10^7)(3,0 \times 10^{-4})}\right)$$

então:

$$C_{C1}(0,28)C_{C2} = 17,47 \quad (66)$$

- Do estudo da prova de carga JAPESTA, tem-se

$\delta_{hc}=y_{LC}-y_{LS}=29,7-6,3=23,40 \text{ mm}=0,0234 \text{ m}$, $z_P=2,91 \text{ m}$, $D=1,0 \text{ m}$, $E=3,0 \times 10^7 \text{ kPa}$ e $I=4,9 \times 10^{-2} \text{ m}^4$.

$$0,0234 = C_{C1}(1,0)C_{C2}\left(\frac{(2,91)^3}{3(3,0 \times 10^7)(4,9 \times 10^{-2})}\right)$$

então:

$$C_{C1}(1,0)C_{C2} = 4.187,70 \quad (67)$$

A partir das equações 66 e 67, tem-se um sistema não-linear:

$$\begin{cases} C_{C1} = \frac{17,47}{(0,28)C_{C2}} \\ C_{C1} = \frac{4.187,70}{(1,00)C_{C2}} \end{cases}$$

$$\frac{1,00C_{C2}}{0,28C_{C2}} = \frac{4.187,70}{17,47}$$

$$\left(\frac{1,00}{0,28}\right)C_{C2} = 239,71$$

$$\text{Log}(3,571)C_{C2} = \text{Log}(239,71)$$

$$C_{C2} \text{Log}(3,571) = 2,3797$$

$$C_{C2} = 4,31$$

Substituindo C_{C2} em (66), obtém-se

$$C_{C1}(0,28)^{4,31} = 17,47$$

$$C_{C1} = 4.217,37$$

Substituindo C_{C1} e C_{C2} em (65), tem-se

$$\delta_{hc} = 4.217,37 D^{4,31} \left(\frac{Z_P^3}{3EI} \right)$$

Logo:

$$\delta_{hc} = 1.405,79 D^{4,31} \left(\frac{Z_P^3}{EI} \right) \quad (68)$$

em que as unidades de medida das variáveis dessa equação são dadas em D (m), Z_P (m), E (kN/m²), I (m⁴) e δ_{hc} (m).

O ponto y_{LC} será definido pela equação 69.

$$y_{LC} = y_{LS} + \delta_{hc} \quad (69)$$

5.5. Análise da equação proposta para obter δ_{hc}

Para verificar a precisão da equação 68, realizou-se uma comparação entre os valores de δ_{hc} fornecidos pelas provas de carga de campo e os valores de δ_{hc} calculados pela equação 68, com base no Quadro 15.

Os resultados apresentados na Figura 70 confirmam que a equação 68 fornece bons resultados para os intervalos de deslocamento δ_{hc} das provas de carga JAPESTA, SCESTA e ARGESTA. Para a prova de carga CAMACARI, percebeu-se uma pequena dispersão, contudo é sabido que o valor do módulo de elasticidade do concreto utilizado por CINTRA (1981) foi adotado e, também, que pode ter ocorrido má instalação do deflectômetro no campo.

Quadro 15 - Variáveis utilizadas no cálculo de δ_{hc}

Estaca	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	n_h (kN/m ³)	K (kN/m ²)	Rr (m)	z_p (m)	D (m)
JAPESTA	3,0E+7	0,049	7.000	variável	2,91	2,91	1,00
SCESTA	2,0E+7	3,0E-4	3.200	variável	1,13	1,13	0,28
CAMACARI	2,5E+7	1,26E-3	3.200	variável	1,58	1,58	0,40
ARGESTA	6,0E+7	0,283	--	5.845	7,34	2,96	1,55

O cálculo da profundidade da camada de solo principal z_p para prova de carga ARGESTA é apresentado no Apêndice B.

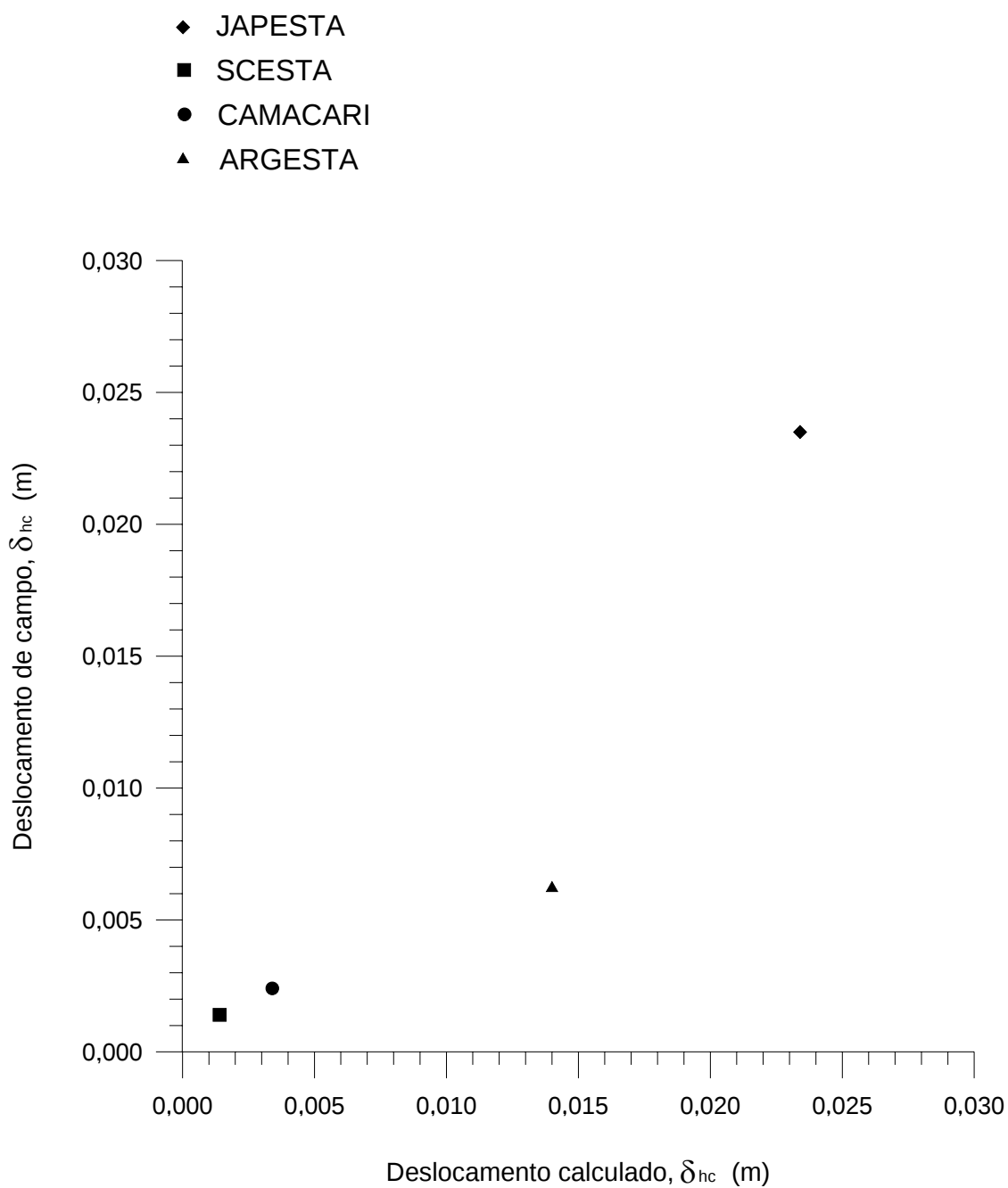


Figura 70 - Avaliação da precisão da equação 68.

6. RESUMO E CONCLUSÕES

6.1. Resumo

Quatro provas de cargas lateral em estacas foram retroanalizadas com um modelo formado por elementos finitos tridimensionais, construído com a utilização do programa SAP90.

A partir dos resultados das simulações com o modelo e de um processo de “tentativa e erro”, foi possível construir, para cada prova de carga lateral estudada, as curvas de carga *versus* deslocamento horizontal, bem como definir as faixas de variações para o módulo de elasticidade da camada principal de solo e para o módulo de elasticidade do concreto da estaca.

Para obter uma curva $H \times y$ através de uma prova de carga simulada, foi apresentada uma proposta considerando a existência de dois limites: y_{LS} (limite da faixa elástica do solo) e y_{LC} (limite da faixa elástica do concreto). Os valores de y_{LS} e y_{LC} podem ser determinados com a utilização de equações empíricas desenvolvidas a partir dos resultados das retroanálises.

A obtenção de resultados satisfatórios para as retroanálises realizadas com o modelo confirmou as hipóteses admitidas para caracterização dos

materiais constituintes do modelo e para construção da malha de elementos finitos tridimensionais do modelo.

O modelo desenvolvido apresentou várias vantagens em relação aos métodos de cálculo baseados na teoria da viga sobre apoio elástico.

6.2. Conclusões

A seguir serão apresentadas as principais conclusões tiradas após o estudo das quatro provas de carga lateral realizadas com o modelo proposto formado por elementos finitos tridimensionais.

- Caracterização dos materiais constituintes do modelo

As melhores correlações para determinação do módulo de elasticidade das camadas de solo do modelo foram as sugeridas por DENVER (1982) para areias, as de YOSHIDA e YOSHINAKA (1972) para siltes e as de SKEMPTON (1951) para as argilas. Portanto, essas correlações devem ser usadas na construção do modelo.

As camadas de solo do modelo podem ser consideradas isotrópicas e os coeficientes de Poisson dessas camadas, determinados pelas correlações propostas por BUENO et al. (1985).

Quando o módulo de elasticidade do concreto da estaca ensaiada não for definido em laboratório, as recomendações da ABNT (1978) e de SANTOS (1983) devem ser usadas para caracterização mecânica do concreto das estacas estudadas com o modelo.

- Construção da malha de elementos finitos tridimensionais

Na construção da malha de elementos finitos, a distância mínima de um nó central até um nó externo deve ser igual a seis vezes o diâmetro da estaca. Além disso, para garantir a dissipação das tensões verticais geradas na ponta da estaca, a distância vertical mínima entre a cota de apoio da estaca e o

limite inferior da malha de elementos finitos deve ser igual à metade do comprimento enterrado da estaca.

A proposta de ROGÊDO (1970), que considerou para as camadas de solo o valor do módulo de elasticidade utilizado na simulação igual à metade do valor que é admitido como real (determinado por meio do N_{SPT}), deve ser empregada na construção do modelo de elementos finitos tridimensionais.

- A camada principal de solo

Através das simulações das provas de carga lateral, confirmou-se que a camada principal de solo realmente exerce grande influência nos deslocamentos horizontais, à superfície do solo, sofridos pelas estacas, o que concorda com as propostas de DAVISSON e GILL (1963) para as argilas e de MATLOCK e REESE (1960) para as areias.

- As faixas de variação dos módulos de elasticidade

Todas as curvas $H \times y$, traçadas a partir das simulações realizadas com o modelo, confirmaram a existência de três faixas de variações dos módulos de elasticidade (FES, FEC e FPC). Observou-se que essas faixas apresentam as seguintes características:

- Na faixa elástica do solo (FES), os deslocamentos horizontais da estaca, à superfície do solo, são governados pelo módulo de elasticidade da camada principal do solo, que é constante.

- Na faixa elástica do concreto (FEC), o solo da camada principal se encontra rompido ($E_{CP} \cong 0$) e os deslocamentos horizontais da estaca, à superfície do solo, são governados pelo módulo de elasticidade do concreto, que é constante.

- Na faixa plástica do concreto (FPC), os deslocamentos horizontais da estaca, à superfície do solo, são governados pela variação do módulo de elasticidade do concreto.

- A estaca Franki

A divergência entre os resultados de campo e os obtidos da retroanálise CAMACARI pode ter sido causada pela localização do deflectômetro, que foi instalado dentro da faixa de influência do bulbo de tensões, ou, ainda, pela compactação do solo, na circunvizinhança da estaca, causada pelo processo Franki de instalação de estacas. Sabe-se que a compactação do solo causa a mudança do módulo de elasticidade. Para POULOS (1973), o método de instalação da estaca pode influenciar o valor e a distribuição com a profundidade de E_s .

- Um problema não-linear analisado com um programa de análise linear

Os resultados das retroanálises confirmaram que é possível estudar o problema de uma estaca carregada lateralmente, um problema não-linear e não-elástico, com a utilização de um programa de análises linear e elástica, desde que se considerem as faixas de variações do módulo de elasticidade da camada principal do solo e do módulo de elasticidade do concreto, durante as simulações com o modelo e durante a construção da curva de carga *versus* deslocamento horizontal.

- Determinação dos pontos y_{LS} e y_{LC}

Para construir a curva $H \times y$ de uma prova de carga lateral com o modelo proposto, os pontos y_{LS} (limite da FES) e y_{LC} (limite da FEC) podem ser determinados pelas seguintes equações:

$$y_{LS} = \delta_{hs} = \frac{N^{2,72}}{250.973,4D}$$

e

$$y_{LC} = y_{LS} + \delta_{hc}$$

em que

$$\delta_{hc} = 1.405,79 D^{4,31} \left(\frac{z_p^3}{EI} \right)$$

Contudo, para os valores de y_{LS} e y_{LC} serem válidos, devem-se considerar as seguintes hipóteses:

- 1- As estacas são consideradas flexíveis, segundo DAVISSON(1970).
- 2- As estacas são escavadas, de concreto e de seção circular.
- 3- O diâmetro da estaca deve estar dentro dos seguintes limites:

$$1,00 \geq D \geq 0,28 \text{ (m)}$$

4- O módulo de elasticidade do concreto da estaca deve estar dentro dos seguintes limites:

$$3,0 \times 10^7 \geq E \geq 2,0 \times 10^7 \text{ (kPa)}$$

5- A profundidade da camada principal de solo (z_p) é calculada segundo a proposta de MATLOCK e REESE (1960), ou seja:

$$z_p / T < 1$$

em que

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}}$$

6- Solos cuja camada principal seja arenosa ou com maior porcentagem de areia.

7- O valor de N, do ensaio SPT, para a camada principal de solo deve estar entre os seguintes limites:

$$15 \geq N \geq 4$$

- Vantagens do modelo proposto em relação aos métodos da teoria da viga sobre apoio elástico

Em relação aos métodos de estudo que se baseiam na teoria da viga sobre apoio elástico, o modelo de elementos finitos apresenta as seguintes vantagens:

1- A estratificação do solo é considerada, pois cada camada de solo é representada segundo as suas propriedades físicas, durante a construção do modelo.

2- O modelo permite uma análise tridimensional do problema da estaca carregada lateralmente.

3- Os esforços cisalhantes entre a estaca e o solo são considerados pelo modelo proposto, e podem ser determinados.

4- A pressão de contato estaca-solo não é considerada constante, e pode ser determinada.

- Poucos casos foram analisados

Finalmente, observou-se que essas conclusões foram tiradas a partir de um número muito limitado de casos. Portanto, a validade delas é restrita, devendo ser confirmadas através da análise de mais casos.

7. RECOMENDAÇÕES

Para trabalhos posteriores que visem à continuação do estudo das estacas carregadas lateralmente, são sugeridos alguns aspectos para otimização do modelo proposto e realização de novas pesquisas.

- Mais informações de uma prova de carga lateral em estaca

A insuficiência de dados faz com que poucas provas de carga lateral em estacas registradas na literatura sejam úteis para realização de retroanálise com o modelo proposto. Por isso, recomenda-se que as provas de carga lateral em estaca apresentem as seguintes informações:

a) O perfil geotécnico do campo de teste através da realização de uma sondagem (SPT, CPT, DMT ou PMT).

b) Os parâmetros mecânicos (E e ν_c) e a geometria da estaca utilizada na prova de carga lateral.

c) A curva $H \times y$, que representa o resultado final da prova de carga realizada no campo de teste.

- Verificação das limitações do modelo proposto

Podem-se verificar as limitações do modelo proposto através de um processo estatístico, mas para isso é necessário aumentar o número de casos estudados. Os seguintes procedimentos são sugeridos para novos experimentos:

1- Levantar as informações de provas de carga lateral realizadas em estacas flexíveis escavadas de concreto e, então, retroanalisar essas provas de carga lateral.

2- Utilizar o modelo para simular provas de carga lateral em estacas flexíveis escavadas de concreto e, posteriormente, realizar tais provas de carga lateral no campo de teste.

- Precisão das equações empíricas usadas no cálculo de y_{LS} e y_{LC}

Para verificar a precisão das equações empíricas propostas para o cálculo de y_{LS} e y_{LC} ou mesmo desenvolver novas equações para o cálculo desses dois pontos, recomendam-se realizar novas provas de carga lateral e retroanalisá-las com o modelo proposto.

- Otimização do processo de retroanálise

Para otimizar o processo de retroanálise com a utilização do modelo proposto, as provas de carga lateral realizadas no campo de teste devem apresentar uma das seguintes características:

a) As estacas escavadas ensaiadas devem ser flexíveis e possuir diâmetros diferentes. Entretanto, o módulo de elasticidade do concreto da estaca e o módulo de elasticidade da camada principal do solo devem permanecer constantes.

b) As estacas escavadas ensaiadas devem ser flexíveis e possuir diâmetros iguais, mas o módulo de elasticidade do concreto da estaca e, ou, o módulo de elasticidade da camada principal do solo devem variar.

- Um modelo construído com um programa de análise não-linear

Recomenda-se desenvolver um modelo formado por elementos finitos tridimensionais com um programa de análise não-linear, para estudar as estacas carregadas lateralmente.

- Análise de estacas carregadas lateralmente em solos injetados

Tratando a camada principal de solo com injeções de calda de cimento ou cal, recomenda-se verificar o ganho de resistência de uma estaca escavada de concreto carregada lateralmente, através de provas de carga lateral reais e de provas de carga lateral simuladas com o modelo proposto.

- Determinação dos parâmetros de campo após a execução da estaca

Quando a prova de carga lateral for realizada com a utilização de uma estaca Franki, recomenda-se a determinação dos parâmetros de campo, após a prova de carga lateral, através de ensaios de laboratório com amostras de campo ou de sondagens.

Para atenuar o efeito das deformações do solo causadas pelas tensões cisalhantes geradas durante o ensaio e, com isso, variações do módulo de elasticidade do solo da camada principal, recomenda-se que a sondagem pós-ensaio seja realizada em um ponto cujo alinhamento com o centro da estaca seja perpendicular à linha de aplicação da carga horizontal de ensaio e que a distância do ponto de sondagem ao centro da estaca seja, no mínimo, igual a uma vez e meia o diâmetro da estaca Franki ensaiada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR-6118**; projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro: 1978. 76p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR-6489**; prova de carga direta sobre o terreno de fundação. Rio de Janeiro: 1984. 4p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **MB-3472**; estacas - prova de carga estática. Rio de Janeiro: 1991. 4p.
- ADACHI, T., KIMURA, M. Model tests and analyses of interaction factor on laterally loaded group piles. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON NUMERICAL MODELS IN GEOMECHANICS, 4, 1992, Swansea, Union Kingdom. **Proceedings...** Swansea, Union Kingdom: A. A. Balkema, 1992. p. 309-318.
- ALIZADEH, M., DAVISSON, M. T. Lateral load tests on piles Arkansas river project. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 96, n. SM5, p. 1583-1604, 1970.

- ALONSO, U. R. Recomendação para realização de provas de carga horizontal em estacas de concreto armado. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8, 1986, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: ABMS, 1986. p. 261-276.
- BAGUELIN, F., GOULET, G., JEZEQUEL, J. Etude experimentale du comportement d'un pieu sollicité horizontalement. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 5, 1972, Madrid. **Proceedings...** Madrid: [s.n.], 1972. p. 317-324.
- BOWLES, J. E. **Foundation analysis and design**. 4. ed. Singapura: McGraw-Hill, 1988. 1004p.
- BROMS, B. B. Lateral resistance of piles in cohesive soils. **Journal of Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 90, n. SM2, p. 27-63, 1964.
- BROMS, B. B. Desing of lateral loaded piles. **Journal of Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 91, n. SM3, p. 79-99, 1965.
- BROMS, B. B. Stabilité of flexible structures (piles and piles groups). In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 5, 1972, Madrid. **Proceedings...** Madrid: General Report, 1972. v. 2, p. 239-269.
- BROWN, A. D., KUMAR, M. P-y curves for laterally loaded piles derived from three-dimensional finite element model. In: INTERNACIONAL SYMPOSIUM ON NUMERICAL MODELS IN GEOMECHANICS, 3, 1989, Niagara Falls, Canadá. **Proceedings...** Niagara Falls, Canadá: A. A. Balkema, 1989. p. 683-690.
- BUENO, B. S., LIMA, D. C., RÖHM, S. A. **Capacidade de carga em fundações rasas**. Viçosa, MG: UFV, Imprensa Universitária, 1985. 74p. (Apostila 204).
- CASTRO, G. **Deformabilidade das fundações e sua consideração no cálculo das estruturas**. 2. ed. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1978. Não paginado. (Memória, 353).
- CINTRA, J. C. A. **Uma análise de provas de carga lateral em estacas e comparação com os métodos da teoria de reação horizontal do solo**. São Carlos, SP: São Carlos-USP, 1981. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos-USP, 1981.

CINTRA, J. C. A. **Carregamento lateral em estacas**. São Carlos, SP: Escola de Engenharia de São Carlos-USP, 1983. 85p.

CINTRA, J. C. A., ALBIERO, J. H. Determinação do coeficiente de reação horizontal do solo (n_h) através de provas de carga lateral em estacas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7, 1982, Recife, PE. **Anais...** Recife, PE: ABMS, 1982. v. 2, p. 123-138.

COLMAN, R.B., HANCOCK, T.G. The behaviour of laterally loaded piles. In: ECSMFE, 5, 1972, Madrid. **Proceedings...** Madrid: [s.n.], 1972. v.1, p. 339-345.

CORREIA, A.G., SANTOS, J. A. Influence of non-linear behavior of concrete in laterally load piles desing. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...** Foz do Iguaçu: ABMS, 1994. v. 1, p. 231-238.

DAVISSON, M. T. Estimating buckling loads for piles. In: PAN-AMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 2, 1963, São Paulo. **Proceedings...** São Paulo: [s.n.], 1963. v.1, p. 351-369.

DAVISSON, M. T. **Lateral load capacity of piles**. Washington, D.C.: Highway Reserch Record, 1970. p.104-112. (Bulletin, 333).

DAVISSON, M.T., GILL, H.L. Laterally loaded piles in a layered soil system. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 89, n. SM3, p. 63-94, 1963.

DAVISSON, M. T., PRAKASH, S. A review of soil-pile behaviour. In: STRESSES IN SOILS AND LAYERES SYSTEMS, NATIONAL RESEARCH COUNCIL, 1963, Washington, DC. **Anais...** Washington, D.C.: Highway Research Record, 1963. p. 25-48.

DAVISSON, M. N., ROBINSON, K.E. Bending and buckling of partially embedded piles. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 6, 1965, Montreal, Canadá. **Proceedings...** Montreal, Canadá: [s.n.], 1965. v. 2, p. 243-246.

DAVISSON, M.T., SALLEY, J.R. Model study of laterally loaded piles. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 96, n. SM5, p. 1605-1627, 1970.

- DÉCOURT L. Load-deflection prediction for laterally loaded piles based on N-SPT values. In: INTERNACIONAL CONFERENCE ON PILING AND DEEP FOUNDATIONS, 4, 1991, Italy. **Proceedings...** Italy: A.A. Balkema, 1991. v. 1, p. 549-556.
- DENVER. H. Modulus of elasticity for sand determined by SPT and CPT. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2, 1982, Amsterdã, Holanda. **Proceedings...** Amsterdã, Holanda: [s.n], 1982. p. 35-39.
- DESAI, C. S., CHRISTIAN, J. T. **Numerical methods in geotechnical engineering**. New York: McGraw-Hill, 1977. 783p.
- DUNCAN, J. M., CHANG, C. Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 96, n. SM5, p. 1629-1653. 1970.
- FEDA, J. The laterally loaded piles. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 5, 1972, Madrid. **Proceedings...** Madrid: [s.n], 1972. v.1, p. 357-364.
- GEORGIADIS, M., ANAGNOSTOPOULOS, C., SAFLEKOU, S. Interaction of laterally loaded piles. In: FOUNDATIONS PROFONDES COLLOQUE INTERNATIONALE, 1991, Paris. **Proceedings...** Paris: L'École Nationale des Ponts et Chaussees, 1991. p.177-184.
- GOSE, S., UGAI. K. E., OCHIAI, H. The behavior of pile foundation using three-dimensional elasto-plastic FEM analysis. In: INTERNACIONAL SYMPOSIUM ON NUMERICAL MODELS IN GEOMECHANICS, 6, 1997, Montreal, Canadá. **Proceedings...** Montreal, Canadá: A. A. Balkema, 1997. p. 539-544.
- HIRTH, H. J. **Curso de análise estrutural utilizando o software SAP90** . São Paulo, SP: Multiplus, [1989?]. 227p.
- KAY, S., GRIFFITHS, D. V., KOLK, H. J. Application of pressuremeter testing to assess lateral pile response in clays. In: THE PRESSUREMETER AND ITS MARINE APLICATIONS INTERNATIONAL SYMPOSIUM, 2, 1986, [S.I.]. **Proceedings...** [S.I.]: American Society for Testing and Materials, 1986. p. 458-476.
- KIMURA, M., NAKABAYASHI, S., ITO, K. Field tests and analyses on ultimate behavior of lateral loading bored piles. In: INTERNATIONAL GEOTECHINICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATION ON BORED AND AUGER PILES, 2, 1993, Ghent, Belgium. **Proceedings...** Ghent, Belgium: A. A. Balkema, 1993. p. 143-146.

KOCSIS, P., GLEESER, M., WILSON, W. E. Discussion of the lateral load tests on piles on piles-Arkansas River Project. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 97, n. SM6, p.932-935, 1971.

LAMBE, T. W., WHITMAN, R. V. **Soil mechanics**. New York: John Wiley and Sons, 1979. 553 p.

LEE, K.L. Buckling of partially embedded piles in sand. **Journal of Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 94, n. SM1, p. 255-270, 1968.

LEIJDEN, W. V. Lateral loading of freestanding and fixed-headed piles embedded in elastic C - type and S - type soils. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 5, 1972, Madrid. **Proceedings...** Madrid: [s.n.], 1972. v. 1, p. 365-372.

LYNDON, A., PEARSON, R. A. Skin friction on laterally loaded large diameter piles in sand. In: THE INTERNACIONAL CONFERENCE ON GEEOTHENICAL CENTRIFUGUE MODELLING, 1988, Paris. **Proceedings...** Paris: A. A. Balkema, 1988. p.261-268.

MARCHETTI, S. The flat dilatometer desing applications. In: GEOTECHINICAL ENGINEERING CONFERENCE, 3, 1997, Cairo, Egito. **Proceedings...** Cairo, Egito: Cairo University, 1997. p. 5-8

MATLOCK, H. Correlations for desing of laterally loaded piles in soft clay. In: OFFSHORE TECHONOLOGIC CONFERENCE, 2, 1970, Houston, Texas. **Proceedings...** Houston, Texas: [s.n.], 1970. p. 577-594.

MATLOCK, H., REESE, L.C. Generalized solutions for laterally loaded piles. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, v. 86, n. SM5, p. 63-91, 1960.

MATLOCK, H., REESE, L.C. Foundation analysis of offshore pile supported strutures. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5, 1961, Paris. **Proceedings...** Paris: [s.n.], 1961. v. 2, p. 91-97.

McNULTY, J. F. Thrust loadin on piles. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 82, n. SM2, p. 1-25, 1956.

MIGUEL, M. G. **Execução e análise de provas de carga horizontal em estacas em solo colapsível**. São Carlos, SP: São Carlos-USP, 1996. 168p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos-USP, 1996.

- NAKAI, S., KISHIDA, H. Non-linear analysis of a laterally loaded pile. In: INTERNACIONAL CONFERENCE ON NUMERICAL METHODS IN GEOMECHANICS, 4, 1982, Edmonton, Canadá. **Proceedings...** Edmonton, Canadá: [s.n.], 1982. v. 2. p. 835-841.
- OLDHAM, D. A. C. Experiments with lateral loading of single piles in sand, In: APLICATION OF CENTRIFUGUE MODELLING TO GEOTECHNICAL DESIGN, 1984, Manchester, Inglaterra. **Proceedings...** Manchester, Inglaterra: A.A.Balkema, 1984. p.121-141.
- PALMER, L.A., THOMPSON, J.B. The Earth Pressure and Deflection Along The Embedded Lenghts of Piles Subject to Lateral Thrust, In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2, 1948, Rotterdam. **Anais...** Rotterdam: [s.n], 1948. v. 5, p. 156-161.
- PETRASOVITS, G., AWAD, A. Ultimate lateral resistance of a rigid pile in cohesionless soil. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 5, 1972, Madrid. **Proceedings...** Madrid: [s.n], 1972. v. 1, p. 407-412.
- POULOS, H. G. Analysis of piles in soil undergoing lateral movement. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, v. 99, n. SM5, p. 391-406, 1973.
- POULOS, H. G., DAVIS, H. E. **Pile foundation analysis and design**. New york: John Wiley & Sons, 1980. 397p.
- REESE, L.C., MATLOCK, H. Non-dimensional solutions for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to deep. In: TEXAS CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8, 1956, Austin, Texas. **Proceedings...** Austin, Texas: The University of Texas, 1956. p.1-41.
- REESE, L. C., COX, W. R. **Soil behavior from analysis of testes of uninstrumented piles under lateral loading**. Philadelphia, USA: American Society for Testing and Materials, 1969. p. 160-176. (Publicação, 444).
- REESE, L. C., COX. W. R., KOOP. F. D. Analisis of laterally loaded piles in sand. In: OFFSHORE TECHONOLOGIC CONFERENCE, 6, 1974, Houston, Texas. **Proceedings...** Houston, Texas: [s.n], 1974. p. 473-483.
- REESE, L. C., WELCH. R. Lateral loading of deep foundations in stiff clay. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 101, n. GT7, p. 633-649, 1975.

- RÉMY, J. P., MARIANO, J. S. V., MARIANO, C. C., CEREJEIRA, J. M. G. Determinação do módulo de reação horizontal a partir de provas de carga horizontal em tubulões de 1,80m de diâmetro e sua aplicação no projeto dos piers do Porto de Sepetiba. **Solos e Rochas**, v. 2, n. 1, p. 5-24, 1979.
- ROBERTSON, P. K., HUGHES, J.M.O., CAMPANELLA, R. G., BROWN, P., McKEOWN, S. Desing of laterally loaded piles using the pressuremeter. In: THE PRESSUREMETER AND ITS MARINE APLICATIONS INTERNATIONAL SYMPOSIUM, 2, 1986, [S.I.]. **Proceedings...** [S.I.]: American Society for Testing and Materials, 1986. p. 443-457.
- ROGÊDO, P. I. **Estacas submetidas a solicitações horizontais-cálculo pelo método dos elementos finitos**. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1970. 82p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1970.
- SANTOS, L. M. **Cálculo de concreto armado segundo a nova NB-1, e o CEB**. 2. ed. São Paulo: LSM, 1983. v. 1, 541p.
- SAP90, ETABS and SAFE computer software for structural & earthquake engineering. [S.I.]: Computeres & Structures, 1989. Paginação irregular.
- SHAKHIREV, V. B. Experimental investigation of pile-soil interaction under horizontal loading. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 13, 1994, New Delhi, India. **Proceedings...** New Delhi, India: [s.n], 1994. p. 619-622.
- SKEMPTON, A. W. The bearing capacity of clays. In: BUILDING RESEARCH CONGRESS, 1951, Londres. **Proceedings...** Londres: [s.n.], 1951. v.3, p. 180-189.
- SMITH, T. D., SLYH, R. Side friction mobilization rates for laterally loaded piles from the pressuremeter. In: THE PRESSUREMETER AND ITS MARINE APLICATIONS INTERNATIONAL SYMPOSIUM, 2, 1986, [S.I.]. **Proceedings...** [S.I.]: American Society for Testing and Materials, 1986. p. 478-491.
- SÜSSEKIND, J. C. **Curso de análise estrutural - deformações em estruturas e método das forças**. Rio de Janeiro: [s.n.], 1947. v. 2, 298p.
- TAMURA, A., SUNAMI, S., OZAWA, Y., MURAKAMI, S. Reduction in horizontal bearing capacity of pile group. In: INTERNACIONAL CONFERENCE ON NUMERICAL METHODS IN GEOMECHANICS, 4, 1982, Edmonton, Canadá. **Proceedings...** Edmonton, Canadá: [s.n.], 1982. v. 2, p. 865-874.

- TERASHI, M., KITAZUME, M., MARUYAMA, A. YAMAMOTO, Y. Lateral resistance of a long pile in or near the slope. In: THE INTERNACIONAL CONFERENCE CENTRIFUGUE, 1991, Boulder, Colorado. **Proceedings...** Boulder, Colorado: A. A. Balkema, 1991. p. 245-252.
- TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. New York: John Wiley and Sons, 1943. 510p.
- TERZAGHI, K. Evaluation of coefficients of subgrade reaction. **Géotechnique**, v. 5, n. 4, p. 297-326, 1955.
- VELLOSO, D.A. **Fundações profundas - considerações sobre a estimativa da capacidade de suporte e dos deslocamentos vertical e horizontal em solo**. Rio de Janeiro: PUC-RJ, 1981. 60p.
- WERNER, H. Biogemont elastisch eigespannter phähle. **Beton und Stahlbetonbau**, n. 2, p. 39-43, 1970.
- YOSHIDA, I., YOSHINAKA. R. A method to estimate modulus of horizontal subgrade reaction for a pile. **Soils and Foundations**, v. 12, n. 3, p. 1-17, 1972.

APÊNDICES

APÊNDICE A

ARQUIVOS DE DADOS EDITADOS PARA CONSTRUÇÃO DO MODELO DE ELEMENTOS FINITOS TRIDIMENSIONAIS USADO NO ESTUDO DAS PROVAS DE CARGA LATERAL

1. Arquivo de dados JAPESTA

Estaca do Japão (isolada, diâmetro=1.00 m e comprimento=25 m)
C This is file JAPESTA.TXT written by SAPIN on Tue Nov 25 19:46:04 1997
C Units are kN METERS
SYSTEM
R=0 L=1 C=0 V=0 T=0.0001 P=0 W=0 Z=0
JOINTS
1 X=10 Y=0 Z=0
13 X=5 Y=0 Z=0
25 X=3 Y=0 Z=0
37 X=2 Y=0 Z=0
49 X=1 Y=0 Z=0
61 X=0.5 Y=0 Z=0
73 X=0.275 Y=0 Z=0
85 X=0.05 Y=0 Z=0
97 X=0 Y=0 Z=0
680 X=10 Y=0 Z=0
692 X=5 Y=0 Z=35
680 X=10 Y=0 Z=35
704 X=3 Y=0 Z=35

716 X=2 Y=0 Z=35
 728 X=1 Y=0 Z=35
 740 X=0.5 Y=0 Z=35
 752 X=0.275 Y=0 Z=35
 764 X=0.05 Y=0 Z=35
 776 X=0 Y=0 Z=35
 874 X=10 Y=0 Z=400
 886 X=5 Y=0 Z=40
 874 X=10 Y=0 Z=40
 898 X=3 Y=0 Z=40
 910 X=2 Y=0 Z=40
 922 X=1 Y=0 Z=40
 934 X=0.5 Y=0 Z=40
 946 X=0.275 Y=0 Z=40
 958 X=0.05 Y=0 Z=40
 970 X=0 Y=0 Z=40
 1165 X=10 Y=0 Z=45.01
 1177 X=5 Y=0 Z=45.01
 1189 X=3 Y=0 Z=45.01
 1201 X=2 Y=0 Z=45.01
 1213 X=1 Y=0 Z=45.01
 1225 X=0.5 Y=0 Z=45.01
 1237 X=0.275 Y=0 Z=45.01
 1249 X=0.05 Y=0 Z=45.01
 1261 X=0 Y=0 Z=45.01
 1262 X=0.5 Y=0 Z=45.51
 1274 X=0.25 Y=0 Z=45.51
 1286 X=0.05 Y=0 Z=45.51
 1298 X=0 Y=0 Z=45.51
 1299 X=0 Y=0 Z=50.51
 97 X=0 Y=0 Z=0 G=97,776,97,1
 776 X=0 Y=0 Z=35 G=776,970,97,1
 970 X=0 Y=0 Z=40 G=970,1261,97,1
 1 X=10 Y=0 Z=0
 1 X=10 Y=0 Z=0 G=1,680,97,1
 680 X=10 Y=0 Z=35 G=680,874,97,1
 874 X=10 Y=0 Z=40 G=874,1165,97,1
 13 X=5 Y=0 Z=0 G=13,692,97,1
 692 X=5 Y=0 Z=35 G=692,886,97,1
 886 X=5 Y=0 Z=40 G=886,1177,97,1
 25 X=3 Y=0 Z=0 G=25,704,97,1
 704 X=3 Y=0 Z=35 G=704,898,97,1
 898 X=3 Y=0 Z=40 G=898,1189,97,1
 37 X=2 Y=0 Z=0 G=37,716,97,1
 716 X=2 Y=0 Z=35 G=716,910,97,1
 910 X=2 Y=0 Z=40 G=910,1201,97,1
 49 X=1 Y=0 Z=0 G=49,728,97,1
 728 X=1 Y=0 Z=35 G=728,922,97,1
 922 X=1 Y=0 Z=40 G=922,1213,97,1
 61 X=0.5 Y=0 Z=0 G=61,740,97,1
 740 X=0.5 Y=0 Z=35 G=740,934,97,1
 934 X=0.5 Y=0 Z=40 G=934,1225,97,1
 73 X=0.275 Y=0 Z=0 G=73,752,97,1
 752 X=0.275 Y=0 Z=35 G=752,946,97,1
 946 X=0.275 Y=0 Z=40 G=946,1237,97,1
 85 X=0.05 Y=0 Z=0 G=85,764,97,1
 764 X=0.05 Y=0 Z=35 G=764,958,97,1
 958 X=0.05 Y=0 Z=40 G=958,1249,97,1
 958 X=0.05 Y=0 Z=40 G=958,1249,97,1
 97 X=0 Y=0 Z=0 A=97,1299,1,11,1,30,0,1

97 X=0 Y=0 Z=0 A=97,1299,13,11,1,30,0,1
 97 X=0 Y=0 Z=0 A=97,1299,25,11,1,30,0,1
 97 X=0 Y=0 Z=0 A=97,1299,37,11,1,30,0,1
 97 X=0 Y=0 Z=0 A=97,1299,49,11,1,30,0,1
 97 X=0 Y=0 Z=0 A=97,1299,61,11,1,30,0,1
 97 X=0 Y=0 Z=0 A=97,1299,73,11,1,30,0,1
 97 X=0 Y=0 Z=0 A=97,1299,85,11,1,30,0,1
 194 X=0 Y=0 Z=5
 194 X=0 Y=0 Z=5 A=194,1299,98,11,1,30,0,1
 194 X=0 Y=0 Z=5 A=194,1299,110,11,1,30,0,1
 194 X=0 Y=0 Z=5 A=194,1299,122,11,1,30,0,1
 194 X=0 Y=0 Z=5 A=194,1299,134,11,1,30,0,1
 194 X=0 Y=0 Z=5 A=194,1299,146,11,1,30,0,1
 194 X=0 Y=0 Z=5 A=194,1299,158,11,1,30,0,1
 194 X=0 Y=0 Z=5 A=194,1299,170,11,1,30,0,1
 194 X=0 Y=0 Z=5 A=194,1299,182,11,1,30,0,1
 291 X=0 Y=0 Z=10
 291 X=0 Y=0 Z=10 A=291,1299,195,11,1,30,0,1
 291 X=0 Y=0 Z=10 A=291,1299,207,11,1,30,0,1
 291 X=0 Y=0 Z=10 A=291,1299,219,11,1,30,0,1
 291 X=0 Y=0 Z=10 A=291,1299,231,11,1,30,0,1
 291 X=0 Y=0 Z=10 A=291,1299,243,11,1,30,0,1
 291 X=0 Y=0 Z=10 A=291,1299,255,11,1,30,0,1
 291 X=0 Y=0 Z=10 A=291,1299,267,11,1,30,0,1
 291 X=0 Y=0 Z=10 A=291,1299,279,11,1,30,0,1
 388 X=0 Y=0 Z=15
 388 X=0 Y=0 Z=15 A=388,1299,292,11,1,30,0,1
 388 X=0 Y=0 Z=15 A=388,1299,304,11,1,30,0,1
 388 X=0 Y=0 Z=15 A=388,1299,316,11,1,30,0,1
 388 X=0 Y=0 Z=15 A=388,1299,316,11,1,30,0,1
 388 X=0 Y=0 Z=15 A=388,1299,328,11,1,30,0,1
 388 X=0 Y=0 Z=15 A=388,1299,340,11,1,30,0,1
 388 X=0 Y=0 Z=15 A=388,1299,352,11,1,30,0,1
 388 X=0 Y=0 Z=15 A=388,1299,364,11,1,30,0,1
 388 X=0 Y=0 Z=15 A=388,1299,376,11,1,30,0,1
 485 X=0 Y=0 Z=20
 485 X=0 Y=0 Z=20 A=485,1299,389,11,1,30,0,1
 485 X=0 Y=0 Z=20 A=485,1299,401,11,1,30,0,1
 485 X=0 Y=0 Z=20 A=485,1299,413,11,1,30,0,1
 485 X=0 Y=0 Z=20 A=485,1299,425,11,1,30,0,1
 485 X=0 Y=0 Z=20 A=485,1299,437,11,1,30,0,1
 485 X=0 Y=0 Z=20 A=485,1299,449,11,1,30,0,1
 485 X=0 Y=0 Z=20 A=485,1299,461,11,1,30,0,1
 485 X=0 Y=0 Z=20 A=485,1299,473,11,1,30,0,1
 582 X=0 Y=0 Z=25
 582 X=0 Y=0 Z=25 A=582,1299,486,11,1,30,0,1
 582 X=0 Y=0 Z=25 A=582,1299,498,11,1,30,0,1
 582 X=0 Y=0 Z=25 A=582,1299,510,11,1,30,0,1
 582 X=0 Y=0 Z=25 A=582,1299,522,11,1,30,0,1
 582 X=0 Y=0 Z=25 A=582,1299,534,11,1,30,0,1
 582 X=0 Y=0 Z=25 A=582,1299,546,11,1,30,0,1
 582 X=0 Y=0 Z=25 A=582,1299,558,11,1,30,0,1
 582 X=0 Y=0 Z=25 A=582,1299,570,11,1,30,0,1
 679 X=0 Y=0 Z=30
 679 X=0 Y=0 Z=30 A=679,1299,583,11,1,30,0,1
 679 X=0 Y=0 Z=30 A=679,1299,595,11,1,30,0,1
 679 X=0 Y=0 Z=30 A=679,1299,607,11,1,30,0,1
 679 X=0 Y=0 Z=30 A=679,1299,619,11,1,30,0,1
 679 X=0 Y=0 Z=30 A=679,1299,631,11,1,30,0,1
 679 X=0 Y=0 Z=30 A=679,1299,643,11,1,30,0,1

679 X=0 Y=0 Z=30 A=679,1299,655,11,1,30,0,1
 679 X=0 Y=0 Z=30 A=679,1299,667,11,1,30,0,1
 776 X=0 Y=0 Z=35 A=776,1299,680,11,1,30,0,1
 776 X=0 Y=0 Z=35 A=776,1299,692,11,1,30,0,1
 776 X=0 Y=0 Z=35 A=776,1299,704,11,1,30,0,1
 776 X=0 Y=0 Z=35 A=776,1299,716,11,1,30,0,1
 776 X=0 Y=0 Z=35 A=776,1299,728,11,1,30,0,1
 776 X=0 Y=0 Z=35 A=776,1299,740,11,1,30,0,1
 776 X=0 Y=0 Z=35 A=776,1299,752,11,1,30,0,1
 776 X=0 Y=0 Z=35 A=776,1299,764,11,1,30,0,1
 873 X=0 Y=0 Z=37.5
 873 X=0 Y=0 Z=37.5 A=873,1299,777,11,1,30,0,1
 873 X=0 Y=0 Z=37.5 A=873,1299,789,11,1,30,0,1
 873 X=0 Y=0 Z=37.5 A=873,1299,801,11,1,30,0,1
 873 X=0 Y=0 Z=37.5 A=873,1299,813,11,1,30,0,1
 873 X=0 Y=0 Z=37.5 A=873,1299,825,11,1,30,0,1
 873 X=0 Y=0 Z=37.5 A=873,1299,837,11,1,30,0,1
 873 X=0 Y=0 Z=37.5 A=873,1299,849,11,1,30,0,1
 873 X=0 Y=0 Z=37.5 A=873,1299,861,11,1,30,0,1
 970 X=0 Y=0 Z=40 A=970,1299,874,11,1,30,0,1
 970 X=0 Y=0 Z=40 A=970,1299,886,11,1,30,0,1
 970 X=0 Y=0 Z=40 A=970,1299,898,11,1,30,0,1
 970 X=0 Y=0 Z=40 A=970,1299,910,11,1,30,0,1
 970 X=0 Y=0 Z=40 A=970,1299,922,11,1,30,0,1
 970 X=0 Y=0 Z=40 A=970,1299,934,11,1,30,0,1
 970 X=0 Y=0 Z=40 A=970,1299,946,11,1,30,0,1
 970 X=0 Y=0 Z=40 A=970,1299,958,11,1,30,0,1
 1067 X=0 Y=0 Z=41.67
 1067 X=0 Y=0 Z=41.67 A=1067,1299,971,11,1,30,0,1
 1067 X=0 Y=0 Z=41.67 A=1067,1299,983,11,1,30,0,1
 1067 X=0 Y=0 Z=41.67 A=1067,1299,995,11,1,30,0,1
 1067 X=0 Y=0 Z=41.67 A=1067,1299,1007,11,1,30,0,1
 1067 X=0 Y=0 Z=41.67 A=1067,1299,1019,11,1,30,0,1
 1067 X=0 Y=0 Z=41.67 A=1067,1299,1031,11,1,30,0,1
 1067 X=0 Y=0 Z=41.67 A=1067,1299,1043,11,1,30,0,1
 1067 X=0 Y=0 Z=41.67 A=1067,1299,1055,11,1,30,0,1
 1164 X=0 Y=0 Z=43.34
 1164 X=0 Y=0 Z=43.34 A=1164,1299,1068,11,1,30,0,1
 1164 X=0 Y=0 Z=43.34 A=1164,1299,1080,11,1,30,0,1
 1164 X=0 Y=0 Z=43.34 A=1164,1299,1092,11,1,30,0,1
 1164 X=0 Y=0 Z=43.34 A=1164,1299,1104,11,1,30,0,1
 1164 X=0 Y=0 Z=43.34 A=1164,1299,1116,11,1,30,0,1
 1164 X=0 Y=0 Z=43.34 A=1164,1299,1128,11,1,30,0,1
 1164 X=0 Y=0 Z=43.34 A=1164,1299,1140,11,1,30,0,1
 1164 X=0 Y=0 Z=43.34 A=1164,1299,1152,11,1,30,0,1
 1261 X=0 Y=0 Z=45.01 A=1261,1299,1165,11,1,30,0,1
 1261 X=0 Y=0 Z=45.01 A=1261,1299,1177,11,1,30,0,1
 1261 X=0 Y=0 Z=45.01 A=1261,1299,1189,11,1,30,0,1
 1261 X=0 Y=0 Z=45.01 A=1261,1299,1201,11,1,30,0,1
 1261 X=0 Y=0 Z=45.01 A=1261,1299,1213,11,1,30,0,1
 1261 X=0 Y=0 Z=45.01 A=1261,1299,1225,11,1,30,0,1
 1261 X=0 Y=0 Z=45.01 A=1261,1299,1237,11,1,30,0,1
 1261 X=0 Y=0 Z=45.01 A=1261,1299,1249,11,1,30,0,1
 1298 X=0 Y=0 Z=45.51 A=1298,1299,1262,11,1,30,0,1
 1298 X=0 Y=0 Z=45.51 A=1298,1299,1274,11,1,30,0,1
 1298 X=0 Y=0 Z=45.51 A=1298,1299,1286,11,1,30,0,1

SOLID
 NM=5
 C

C *** Características dos materiais ***
 C
 C AREIA MÉDIA (CAMADA PRINCIPAL, N=15 é o Nspt médio da camada)
 1 NUMT=1 W=17.6
 E=13500 U=0.3 G=5192.3
 C
 C SILTE MOLE N=3
 2 NUMT=1 W=17.0
 E=975 U=0.3 G=375
 C
 C AREIA SILTOSA N=10
 3 NUMT=1 W=17.5
 E=11000 U=0.3 G=4231
 C
 C AREIA COM PEDREGULHO N=60
 4 NUMT=1 W=22.4
 E=27000 U=0.15 G=11739
 C
 C CONCRETO
 5 NUMT=1 W=25.0
 E=3.0E+7 U=0.2 G=1.25E+7
 C
 C *** GERAÇÃO DE ELEMENTOS SÓLIDOS ***
 C
 C (1.GERAÇÃO):CAMADA DE AREIA COM PEDREGULHO SEM ESTACA
 1 JR=1,2,98,13 M=4 I=1 G=11,7,4
 C FECHAMENTO DO SÓLIDO DA 1.GERAÇÃO
 309 JR=12,1,109,24 M=4 I=1 G=1,7,4
 C
 C (2.GERAÇÃO):ESTACA DE CONCRETO
 337 JR=449,450,546,461 M=5 I=1 G=11,2,8
 C FECHAMENTO DO SÓLIDO DA 2.GERAÇÃO
 513 JR=460,449,557,472 M=5 I=1 G=1,2,8
 C
 C (3.GERAÇÃO):CAMADA DE AREIA COM PEDREGULHO COM ESTACA
 529 JR=389,390,486,401 M=4 I=1 G=11,5,1
 C FECHAMENTO DO SÓLIDO DA 3.GERAÇÃO
 584 JR=400,389,497,412 M=4 I=1 G=1,5,1
 C
 C (4.GERAÇÃO):CAMADA DE AREIA SILTOSA (N=10)
 589 JR=486,487,583,498 M=3 I=1 G=11,5,1
 C FECHAMENTO DO SÓLIDO DA 4.GERAÇÃO
 644 JR=497,486,594,509 M=3 I=1 G=1,5,1
 C
 C (5.GERAÇÃO):CAMADA DE SILTE MOLE
 649 JR=583,584,680,595 M=2 I=1 G=11,5,4
 C FECHAMENTO DO SÓLIDO DA 5.GERAÇÃO
 869 JR=594,583,691,606 M=2 I=1 G=1,5,4
 C
 C (6.GERAÇÃO):CAMADA DE AREIA MÉDIA (CAMADA PRINCIPAL, N=15)
 889 JR=971,972,1068,983 M=1 I=1 G=11,5,2
 C FECHAMENTO DO SÓLIDO DA 6.GERAÇÃO
 999 JR=982,971,1079,994 M=1 I=1 G=1,5,2
 C
 C (7.GERAÇÃO):CABEÇA DA ESTACA
 1009 JR=1225,1226,1262,1237 M=5 I=1 G=11,2,1
 C FECHAMENTO DO SÓLIDO DA 7.GERAÇÃO
 1031 JR=1236,1225,1273,1248 M=5 I=1 G=1,2,1
 :
 RESTRAINTS

```

1  12  1  R=1,1,1,1,1,1
13 24  1  R=1,1,1,1,1,1
25 36  1  R=1,1,1,1,1,1
37 48  1  R=1,1,1,1,1,1
49 60  1  R=1,1,1,1,1,1
61 72  1  R=1,1,1,1,1,1
73 84  1  R=1,1,1,1,1,1
85 96  1  R=1,1,1,1,1,1
98 109 1  R=1,1,1,1,1,1
195 206 1  R=1,1,1,1,1,1
292 303 1  R=1,1,1,1,1,1
389 400 1  R=1,1,1,1,1,1
486 497 1  R=1,1,1,1,1,1
583 594 1  R=1,1,1,1,1,1
680 691 1  R=1,1,1,1,1,1
777 788 1  R=1,1,1,1,1,1
874 885 1  R=1,1,1,1,1,1
971 982 1  R=1,1,1,1,1,1
1068 1079 1  R=1,1,1,1,1,1
1165 1176 1  R=1,1,1,1,1,1

```

LOADS

```
1268 1268 1  L=1 F=300,0,0,0,0,0
```

—

2. Arquivo de dados SCESTA

Estaca de São Carlos-SP, (D=0.28 m e L=10 m).

C This is file SCESTA.TXT written by SAPIN on Fri Aug 07 18:44:49 1998

C Units are kN METERS

SYSTEM

R=0 L=1 C=0 V=0 T=0.0001 P=0 W=0 Z=0

JOINTS

```

1  X=1.89 Y=0 Z=0
13 X=1.19 Y=0 Z=0
25 X=0.84 Y=0 Z=0
37 X=0.49 Y=0 Z=0
49 X=0.35 Y=0 Z=0
61 X=0.21 Y=0 Z=0
73 X=0.14 Y=0 Z=0
85 X=0.07 Y=0 Z=0
97 X=0.005 Y=0 Z=0
109 X=0 Y=0 Z=0
655 X=1.89 Y=0 Z=12
667 X=1.19 Y=0 Z=12
679 X=0.84 Y=0 Z=12
691 X=0.49 Y=0 Z=12
703 X=0.35 Y=0 Z=12
715 X=0.21 Y=0 Z=12
727 X=0.14 Y=0 Z=12
739 X=0.07 Y=0 Z=12
751 X=0.005 Y=0 Z=12
763 X=0 Y=0 Z=12
764 X=1.89 Y=0 Z=13
776 X=1.19 Y=0 Z=13

```

788 X=0.84 Y=0 Z=13
 800 X=0.49 Y=0 Z=13
 812 X=0.35 Y=0 Z=13
 824 X=0.21 Y=0 Z=13
 836 X=0.14 Y=0 Z=13
 848 X=0.07 Y=0 Z=13
 860 X=0.005 Y=0 Z=13
 872 X=0 Y=0 Z=13
 873 X=1.89 Y=0 Z=14
 885 X=1.19 Y=0 Z=14
 897 X=0.84 Y=0 Z=14
 909 X=0.49 Y=0 Z=14
 921 X=0.35 Y=0 Z=14
 933 X=0.21 Y=0 Z=14
 945 X=0.14 Y=0 Z=14
 957 X=0.07 Y=0 Z=14
 969 X=0.005 Y=0 Z=14
 981 X=0 Y=0 Z=14
 1066 X=0.07 Y=0 Z=14.67
 1199 X=0 Y=0 Z=15.34
 1175 X=0.07 Y=0 Z=15.34
 1200 X=1.89 Y=0 Z=16.01
 1212 X=1.19 Y=0 Z=16.01
 1224 X=0.84 Y=0 Z=16.01
 1236 X=0.49 Y=0 Z=16.01
 1248 X=0.35 Y=0 Z=16.01
 1260 X=0.21 Y=0 Z=16.01
 1272 X=0.14 Y=0 Z=16.01
 1284 X=0.07 Y=0 Z=16.01
 1296 X=0.005 Y=0 Z=16.01
 1308 X=0 Y=0 Z=16.01
 1309 X=0.14 Y=0 Z=16.31
 1321 X=0.07 Y=0 Z=16.31
 1333 X=0.005 Y=0 Z=16.31
 1345 X=0 Y=0 Z=16.31
 1346 X=0 Y=0 Z=18.31
 109 X=0 Y=0 Z=0 G=109,763,109,1
 981 X=0 Y=0 Z=14 G=981,1308,109,1
 1 X=1.89 Y=0 Z=0
 1 X=1.89 Y=0 Z=0 G=1,655,109,1
 873 X=1.89 Y=0 Z=14 G=873,1200,109,1
 13 X=1.19 Y=0 Z=0 G=13,667,109,1
 885 X=1.19 Y=0 Z=14 G=885,1212,109,1
 25 X=0.84 Y=0 Z=0 G=25,679,109,1
 897 X=0.84 Y=0 Z=14 G=897,1224,109,1
 37 X=0.49 Y=0 Z=0 G=37,691,109,1
 909 X=0.49 Y=0 Z=14 G=909,1236,109,1
 49 X=0.35 Y=0 Z=0 G=49,703,109,1
 921 X=0.35 Y=0 Z=14 G=921,1248,109,1
 61 X=0.21 Y=0 Z=0 G=61,715,109,1
 933 X=0.21 Y=0 Z=14 G=933,1260,109,1
 73 X=0.14 Y=0 Z=0 G=73,727,109,1
 945 X=0.14 Y=0 Z=14 G=945,1272,109,1
 85 X=0.07 Y=0 Z=0 G=85,739,109,1
 945 X=0.14 Y=0 Z=14 G=945,1272,109,1
 97 X=0.005 Y=0 Z=0 G=97,751,109,1
 969 X=0.005 Y=0 Z=14 G=969,1296,109,1
 109 X=0 Y=0 Z=0 A=109,1346,1,11,1,30,0,1
 109 X=0 Y=0 Z=0 A=109,1346,13,11,1,30,0,1
 109 X=0 Y=0 Z=0 A=109,1346,25,11,1,30,0,1

109 X=0 Y=0 Z=0 A=109,1346,37,11,1,30,0,1
 109 X=0 Y=0 Z=0 A=109,1346,49,11,1,30,0,1
 109 X=0 Y=0 Z=0 A=109,1346,61,11,1,30,0,1
 109 X=0 Y=0 Z=0 A=109,1346,73,11,1,30,0,1
 109 X=0 Y=0 Z=0 A=109,1346,85,11,1,30,0,1
 109 X=0 Y=0 Z=0 A=109,1346,97,11,1,30,0,1
 218 X=0 Y=0 Z=2
 218 X=0 Y=0 Z=2 A=218,1346,110,11,1,30,0,1
 218 X=0 Y=0 Z=2 A=218,1346,122,11,1,30,0,1
 218 X=0 Y=0 Z=2 A=218,1346,134,11,1,30,0,1
 218 X=0 Y=0 Z=2 A=218,1346,146,11,1,30,0,1
 218 X=0 Y=0 Z=2 A=218,1346,158,11,1,30,0,1
 218 X=0 Y=0 Z=2 A=218,1346,170,11,1,30,0,1
 218 X=0 Y=0 Z=2 A=218,1346,182,11,1,30,0,1
 218 X=0 Y=0 Z=2 A=218,1346,194,11,1,30,0,1
 218 X=0 Y=0 Z=2 A=218,1346,206,11,1,30,0,1
 327 X=0 Y=0 Z=4
 327 X=0 Y=0 Z=4 A=327,1346,219,11,1,30,0,1
 327 X=0 Y=0 Z=4 A=327,1346,231,11,1,30,0,1
 327 X=0 Y=0 Z=4 A=327,1346,243,11,1,30,0,1
 327 X=0 Y=0 Z=4 A=327,1346,255,11,1,30,0,1
 327 X=0 Y=0 Z=4 A=327,1346,267,11,1,30,0,1
 327 X=0 Y=0 Z=4 A=327,1346,279,11,1,30,0,1
 327 X=0 Y=0 Z=4 A=327,1346,291,11,1,30,0,1
 327 X=0 Y=0 Z=4 A=327,1346,303,11,1,30,0,1
 327 X=0 Y=0 Z=4 A=327,1346,315,11,1,30,0,1
 436 X=0 Y=0 Z=6
 436 X=0 Y=0 Z=6 A=436,1346,328,11,1,30,0,1
 436 X=0 Y=0 Z=6 A=436,1346,340,11,1,30,0,1
 436 X=0 Y=0 Z=6 A=436,1346,352,11,1,30,0,1
 436 X=0 Y=0 Z=6 A=436,1346,364,11,1,30,0,1
 436 X=0 Y=0 Z=6 A=436,1346,376,11,1,30,0,1
 436 X=0 Y=0 Z=6 A=436,1346,388,11,1,30,0,1
 436 X=0 Y=0 Z=6 A=436,1346,400,11,1,30,0,1
 436 X=0 Y=0 Z=6 A=436,1346,412,11,1,30,0,1
 436 X=0 Y=0 Z=6 A=436,1346,424,11,1,30,0,1
 545 X=0 Y=0 Z=8
 545 X=0 Y=0 Z=8 A=545,1346,437,11,1,30,0,1
 545 X=0 Y=0 Z=8 A=545,1346,449,11,1,30,0,1
 545 X=0 Y=0 Z=8 A=545,1346,461,11,1,30,0,1
 545 X=0 Y=0 Z=8 A=545,1346,473,11,1,30,0,1
 545 X=0 Y=0 Z=8 A=545,1346,485,11,1,30,0,1
 545 X=0 Y=0 Z=8 A=545,1346,497,11,1,30,0,1
 545 X=0 Y=0 Z=8 A=545,1346,509,11,1,30,0,1
 545 X=0 Y=0 Z=8 A=545,1346,521,11,1,30,0,1
 545 X=0 Y=0 Z=8 A=545,1346,533,11,1,30,0,1
 654 X=0 Y=0 Z=10
 654 X=0 Y=0 Z=10 A=654,1346,546,11,1,30,0,1
 654 X=0 Y=0 Z=10 A=654,1346,558,11,1,30,0,1
 654 X=0 Y=0 Z=10 A=654,1346,570,11,1,30,0,1
 654 X=0 Y=0 Z=10 A=654,1346,582,11,1,30,0,1
 654 X=0 Y=0 Z=10 A=654,1346,594,11,1,30,0,1
 654 X=0 Y=0 Z=10 A=654,1346,606,11,1,30,0,1
 654 X=0 Y=0 Z=10 A=654,1346,618,11,1,30,0,1
 654 X=0 Y=0 Z=10 A=654,1346,630,11,1,30,0,1
 654 X=0 Y=0 Z=10 A=654,1346,642,11,1,30,0,1
 763 X=0 Y=0 Z=12 A=763,1346,655,11,1,30,0,1
 763 X=0 Y=0 Z=12 A=763,1346,667,11,1,30,0,1
 763 X=0 Y=0 Z=12 A=763,1346,679,11,1,30,0,1
 763 X=0 Y=0 Z=12 A=763,1346,691,11,1,30,0,1

763 X=0 Y=0 Z=12 A=763,1346,703,11,1,30,0,1
 763 X=0 Y=0 Z=12 A=763,1346,715,11,1,30,0,1
 763 X=0 Y=0 Z=12 A=763,1346,727,11,1,30,0,1
 763 X=0 Y=0 Z=12 A=763,1346,739,11,1,30,0,1
 763 X=0 Y=0 Z=12 A=763,1346,751,11,1,30,0,1
 872 X=0 Y=0 Z=13 A=872,1346,764,11,1,30,0,1
 872 X=0 Y=0 Z=13 A=872,1346,776,11,1,30,0,1
 872 X=0 Y=0 Z=13 A=872,1346,788,11,1,30,0,1
 872 X=0 Y=0 Z=13 A=872,1346,800,11,1,30,0,1
 872 X=0 Y=0 Z=13 A=872,1346,812,11,1,30,0,1
 872 X=0 Y=0 Z=13 A=872,1346,836,11,1,30,0,1
 872 X=0 Y=0 Z=13 A=872,1346,848,11,1,30,0,1
 872 X=0 Y=0 Z=13 A=872,1346,860,11,1,30,0,1
 872 X=0 Y=0 Z=13 A=872,1346,824,11,1,30,0,1
 981 X=0 Y=0 Z=14 A=981,1346,873,11,1,30,0,1
 981 X=0 Y=0 Z=14 A=981,1346,885,11,1,30,0,1
 981 X=0 Y=0 Z=14 A=981,1346,897,11,1,30,0,1
 981 X=0 Y=0 Z=14 A=981,1346,909,11,1,30,0,1
 981 X=0 Y=0 Z=14 A=981,1346,921,11,1,30,0,1
 981 X=0 Y=0 Z=14 A=981,1346,933,11,1,30,0,1
 981 X=0 Y=0 Z=14 A=981,1346,945,11,1,30,0,1
 981 X=0 Y=0 Z=14 A=981,1346,957,11,1,30,0,1
 981 X=0 Y=0 Z=14 A=981,1346,969,11,1,30,0,1
 1090 X=0 Y=0 Z=14.67
 1090 X=0 Y=0 Z=14.67 A=1090,1346,982,11,1,30,0,1
 1090 X=0 Y=0 Z=14.67 A=1090,1346,994,11,1,30,0,1
 1090 X=0 Y=0 Z=14.67 A=1090,1346,1006,11,1,30,0,1
 1090 X=0 Y=0 Z=14.67 A=1090,1346,1018,11,1,30,0,1
 1090 X=0 Y=0 Z=14.67 A=1090,1346,1030,11,1,30,0,1
 1090 X=0 Y=0 Z=14.67 A=1090,1346,1042,11,1,30,0,1
 1090 X=0 Y=0 Z=14.67 A=1090,1346,1054,11,1,30,0,1
 1090 X=0 Y=0 Z=14.67 A=1090,1346,1066,11,1,30,0,1
 1090 X=0 Y=0 Z=14.67 A=1090,1346,1078,11,1,30,0,1
 1199 X=0 Y=0 Z=15.34 A=1199,1346,1091,11,1,30,0,1
 1199 X=0 Y=0 Z=15.34 A=1199,1346,1103,11,1,30,0,1
 1199 X=0 Y=0 Z=15.34 A=1199,1346,1115,11,1,30,0,1
 1199 X=0 Y=0 Z=15.34 A=1199,1346,1127,11,1,30,0,1
 1199 X=0 Y=0 Z=15.34 A=1199,1346,1139,11,1,30,0,1
 1199 X=0 Y=0 Z=15.34 A=1199,1346,1151,11,1,30,0,1
 1199 X=0 Y=0 Z=15.34 A=1199,1346,1163,11,1,30,0,1
 1199 X=0 Y=0 Z=15.34 A=1199,1346,1175,11,1,30,0,1
 1199 X=0 Y=0 Z=15.34 A=1199,1346,1187,11,1,30,0,1
 1308 X=0 Y=0 Z=16.01 A=1308,1346,1200,11,1,30,0,1
 1308 X=0 Y=0 Z=16.01 A=1308,1346,1212,11,1,30,0,1
 1308 X=0 Y=0 Z=16.01 A=1308,1346,1224,11,1,30,0,1
 1308 X=0 Y=0 Z=16.01 A=1308,1346,1236,11,1,30,0,1
 1308 X=0 Y=0 Z=16.01 A=1308,1346,1248,11,1,30,0,1
 1308 X=0 Y=0 Z=16.01 A=1308,1346,1260,11,1,30,0,1
 1308 X=0 Y=0 Z=16.01 A=1308,1346,1272,11,1,30,0,1
 1308 X=0 Y=0 Z=16.01 A=1308,1346,1284,11,1,30,0,1
 1308 X=0 Y=0 Z=16.01 A=1308,1346,1296,11,1,30,0,1
 1345 X=0 Y=0 Z=16.31 A=1345,1346,1309,11,1,30,0,1
 1345 X=0 Y=0 Z=16.31 A=1345,1346,1321,11,1,30,0,1
 1345 X=0 Y=0 Z=16.31 A=1345,1346,1333,11,1,30,0,1

SOLID

NM=5

C

C *** Características dos materiais ***

C

C(N= Nspt médio da camada)
 C AREIA ARGILOSA FOFA (CAMADA PRINCIPAL, N=4)
 1 NUMT=1 W=16
 E=7000 U=0.3 G=2692.3
 C
 C AREIA ARGILOSA FOFA N=4
 2 NUMT=1 W=16
 E=7000 U=0.3 G=2692.3
 C
 C AREIA ARGILOSA MÉDIA N=7
 3 NUMT=1 W=18.5
 E=9000 U=0.3 G=3462
 C
 C AREIA ARGILOSA MÉDIA N=12
 4 NUMT=1 W=18.5
 E=12000 U=0.3 G=4615.4
 C
 C CONCRETO
 5 NUMT=1 W=25.0
 E=2.0E+7 U=0.2 G=8.33E+6
 C
 C *** GERAÇÃO DE ELEMENTOS SÓLIDOS ***
 C
 C (1.GERAÇÃO):CAMADA DE AREIA ARGILOSA MÉDIA (N=12) SEM ESTACA
 1 JR=1,2,110,13 M=4 I=1 G=11,8,2
 C FECHAMENTO DO SÓLIDO DA 1.GERAÇÃO
 177 JR=12,1,121,24 M=4 I=1 G=1,8,2
 C
 C (2.GERAÇÃO):CAMADA DE AREIA ARGILOSA MÉDIA (N=7) SEM ESTACA
 193 JR=219,220,328,231 M=3 I=1 G=11,8,1
 C FECHAMENTO DO SÓLIDO DA 2.GERAÇÃO
 281 JR=230,219,339,242 M=3 I=1 G=1,8,1
 C
 C (3.GERAÇÃO):ESTACA DE CONCRETO (PARTE 1)
 289 JR=400,401,509,412 M=5 I=1 G=11,2,8
 C FECHAMENTO DO SÓLIDO DA 3.GERAÇÃO
 465 JR=411,400,520,423 M=5 I=1 G=1,2,8
 C
 C (4.GERAÇÃO):CAMADA DE AREIA ARGILOSA MÉDIA (N=7) COM ESTACA
 481 JR=328,329,437,340 M=3 I=1 G=11,6,2
 C FECHAMENTO DO SÓLIDO DA 4.GERAÇÃO
 613 JR=339,328,448,351 M=3 I=1 G=1,6,2
 C
 C (5.GERAÇÃO):CAMADA DE AREIA ARGILOSA (N=4)
 625 JR=546,547,655,558 M=2 I=1 G=11,6,4
 C FECHAMENTO DO SÓLIDO DA 5.GERAÇÃO
 889 JR=557,546,666,569 M=2 I=1 G=1,6,4
 C
 C (6.GERAÇÃO):CAMADA DE AREIA ARGILOSA (CAMADA PRINCIPAL, N=4)
 913 JR=982,983,1091,994 M=1 I=1 G=11,6,2
 C FECHAMENTO DO SÓLIDO DA 6.GERAÇÃO
 1045 JR=993,982,1102,1005 M=1 I=1 G=1,6,2
 C
 C (7.GERAÇÃO):ESTACA DE CONCRETO, A CABEÇA (PARTE 2)
 1057 JR=1272,1273,1309,1284 M=5 I=1 G=11,2,1
 C FECHAMENTO DO SÓLIDO DA 7.GERAÇÃO
 1079 JR=1283,1272,1320,1295 M=5 I=1 G=1,2,1
 :
 RESTRAINTS
 1 12 1 R=1,1,1,1,1,1

```

13 24 1 R=1,1,1,1,1,1
25 36 1 R=1,1,1,1,1,1
1 12 1 R=1,1,1,1,1,1
37 48 1 R=1,1,1,1,1,1
49 60 1 R=1,1,1,1,1,1
61 72 1 R=1,1,1,1,1,1
73 84 1 R=1,1,1,1,1,1
85 96 1 R=1,1,1,1,1,1
97 108 1 R=1,1,1,1,1,1
110 121 1 R=1,1,1,1,1,1
219 230 1 R=1,1,1,1,1,1
328 339 1 R=1,1,1,1,1,1
437 448 1 R=1,1,1,1,1,1
546 557 1 R=1,1,1,1,1,1
655 666 1 R=1,1,1,1,1,1
764 775 1 R=1,1,1,1,1,1
873 884 1 R=1,1,1,1,1,1
982 993 1 R=1,1,1,1,1,1
1091 1102 1 R=1,1,1,1,1,1
1200 1211 1 R=1,1,1,1,1,1

```

LOADS

```
1315 1315 1 L=1 F=6,0,0,0,0,0
```

—

3. Arquivo de dados CAMACARI

Estaca Franki de Camaçari-Bahia (Diâmetro=0.40 m e Comprimento=7.80 m)

C This is file CAMACARI written by SAPIN on Tue Dec 02 23:52:27 1997

C Units are kN METERS

SYSTEM

L=1

JOINTS

```

1 X=2.7 Y=0 Z=0
13 X=1.7 Y=0 Z=0
25 X=1.2 Y=0 Z=0
37 X=49 Y=0 Z=0
37 X=0.7 Y=0 Z=0
49 X=0.5 Y=0 Z=0
61 X=0.3 Y=0 Z=0
73 X=0.2 Y=0 Z=0
85 X=0.1 Y=0 Z=0
97 X=0.01 Y=0 Z=0
109 X=0 Y=0 Z=0
764 X=2.7 Y=0 Z=9.1
776 X=1.7 Y=0 Z=9.1
788 X=1.2 Y=0 Z=9.1
800 X=0.7 Y=0 Z=9.1
812 X=0.5 Y=0 Z=9.1
824 X=0.3 Y=0 Z=9.1
836 X=0.2 Y=0 Z=9.1
848 X=0.1 Y=0 Z=9.1
860 X=0.01 Y=0 Z=9.1
872 X=0 Y=0 Z=9.1
873 X=2.7 Y=0 Z=9.75

```

885 X=1.7 Y=0 Z=9.75
 897 X=1.2 Y=0 Z=9.75
 909 X=0.7 Y=0 Z=9.75
 921 X=0.5 Y=0 Z=9.75
 933 X=0.3 Y=0 Z=9.75
 945 X=0.2 Y=0 Z=9.75
 957 X=0.1 Y=0 Z=9.75
 969 X=0.01 Y=0 Z=9.75
 981 X=0 Y=0 Z=9.75
 982 X=2.7 Y=0 Z=10.4
 994 X=1.7 Y=0 Z=10.4
 1006 X=1.2 Y=0 Z=10.4
 1018 X=0.7 Y=0 Z=10.4
 1030 X=0.5 Y=0 Z=10.4
 1042 X=0.3 Y=0 Z=10.4
 1054 X=0.2 Y=0 Z=10.4
 1066 X=0.1 Y=0 Z=10.4
 1078 X=0.01 Y=0 Z=10.4
 1090 X=0 Y=0 Z=10.4
 1309 X=2.7 Y=0 Z=11.7
 1321 X=1.7 Y=0 Z=11.7
 1333 X=1.2 Y=0 Z=11.7
 1345 X=0.7 Y=0 Z=11.7
 1357 X=0.5 Y=0 Z=11.7
 1369 X=0.3 Y=0 Z=11.7
 1381 X=0.2 Y=0 Z=11.7
 1393 X=0.1 Y=0 Z=11.7
 1405 X=0.01 Y=0 Z=11.7
 1417 X=0 Y=0 Z=11.7
 1418 X=0.2 Y=0 Z=12.03
 1430 X=0.1 Y=0 Z=12.03
 1442 X=0.01 Y=0 Z=12.03
 1443 X=0 Y=0 Z=12.03
 1455 X=0.2 Y=0 Z=12.36
 1467 X=0.1 Y=0 Z=12.36
 1479 X=0.01 Y=0 Z=12.36
 1491 X=0 Y=0 Z=12.36
 1492 X=0.2 Y=0 Z=12.7
 1504 X=0.1 Y=0 Z=12.7
 1516 X=0.01 Y=0 Z=12.7
 1528 X=0 Y=0 Z=12.7
 1529 X=0 Y=0 Z=13.7
 109 X=0 Y=0 Z=0 G=109,872,109,1
 1090 X=0 Y=0 Z=10.4 G=1090,1417,109,1
 1 X=2.7 Y=0 Z=0
 1 X=2.7 Y=0 Z=0 G=1,764,109,1
 982 X=2.7 Y=0 Z=10.4 G=982,1309,109,1
 13 X=1.7 Y=0 Z=0 G=13,776,109,1
 994 X=1.7 Y=0 Z=10.4 G=994,1321,109,1
 25 X=1.2 Y=0 Z=0 G=25,788,109,1
 1006 X=1.2 Y=0 Z=10.4 G=1006,1333,109,1
 37 X=0.7 Y=0 Z=0 G=37,800,109,1
 1018 X=0.7 Y=0 Z=10.4 G=1018,1345,109,1
 49 X=0.5 Y=0 Z=0 G=49,812,109,1
 1030 X=0.5 Y=0 Z=10.4 G=1030,1357,109,1
 61 X=0.3 Y=0 Z=0 G=61,824,109,1
 1042 X=0.3 Y=0 Z=10.4 G=1042,1369,109,1
 73 X=0.2 Y=0 Z=0 G=73,836,109,1
 1054 X=0.2 Y=0 Z=10.4 G=1054,1381,109,1
 85 X=0.1 Y=0 Z=0 G=85,848,109,1

1066 X=0.1 Y=0 Z=10.4 G=1066,1393,109,1
 97 X=0.01 Y=0 Z=0 G=97,860,109,1
 1078 X=0.01 Y=0 Z=10.4 G=1078,1405,109,1
 109 X=0 Y=0 Z=0 A=109,1529,1,11,1,30,0,1
 109 X=0 Y=0 Z=0 A=109,1529,13,11,1,30,0,1
 109 X=0 Y=0 Z=0 A=109,1529,25,11,1,30,0,1
 109 X=0 Y=0 Z=0 A=109,1529,37,11,1,30,0,1
 109 X=0 Y=0 Z=0 A=109,1529,49,11,1,30,0,1
 109 X=0 Y=0 Z=0 A=109,1529,61,11,1,30,0,1
 109 X=0 Y=0 Z=0 A=109,1529,73,11,1,30,0,1
 109 X=0 Y=0 Z=0 A=109,1529,85,11,1,30,0,1
 109 X=0 Y=0 Z=0 A=109,1529,97,11,1,30,0,1
 218 X=0 Y=0 Z=1.3
 218 X=0 Y=0 Z=1.3 A=218,1529,110,11,1,30,0,1
 218 X=0 Y=0 Z=1.3 A=218,1529,122,11,1,30,0,1
 218 X=0 Y=0 Z=1.3 A=218,1529,134,11,1,30,0,1
 218 X=0 Y=0 Z=1.3 A=218,1529,146,11,1,30,0,1
 218 X=0 Y=0 Z=1.3 A=218,1529,158,11,1,30,0,1
 218 X=0 Y=0 Z=1.3 A=218,1529,170,11,1,30,0,1
 218 X=0 Y=0 Z=1.3 A=218,1529,182,11,1,30,0,1
 218 X=0 Y=0 Z=1.3 A=218,1529,194,11,1,30,0,1
 218 X=0 Y=0 Z=1.3 A=218,1529,206,11,1,30,0,1
 327 X=0 Y=0 Z=2.6
 327 X=0 Y=0 Z=2.6 A=327,1529,219,11,1,30,0,1
 327 X=0 Y=0 Z=2.6 A=327,1529,231,11,1,30,0,1
 327 X=0 Y=0 Z=2.6 A=327,1529,243,11,1,30,0,1
 327 X=0 Y=0 Z=2.6 A=327,1529,255,11,1,30,0,1
 327 X=0 Y=0 Z=2.6 A=327,1529,267,11,1,30,0,1
 327 X=0 Y=0 Z=2.6 A=327,1529,279,11,1,30,0,1
 327 X=0 Y=0 Z=2.6 A=327,1529,291,11,1,30,0,1
 327 X=0 Y=0 Z=2.6 A=327,1529,303,11,1,30,0,1
 327 X=0 Y=0 Z=2.6 A=327,1529,315,11,1,30,0,1
 328 X=2.7 Y=0 Z=3.9
 436 X=0 Y=0 Z=3.9
 436 X=0 Y=0 Z=3.9 A=436,1529,328,11,1,30,0,1
 436 X=0 Y=0 Z=3.9 A=436,1529,340,11,1,30,0,1
 436 X=0 Y=0 Z=3.9 A=436,1529,352,11,1,30,0,1
 436 X=0 Y=0 Z=3.9 A=436,1529,364,11,1,30,0,1
 436 X=0 Y=0 Z=3.9 A=436,1529,376,11,1,30,0,1
 436 X=0 Y=0 Z=3.9 A=436,1529,388,11,1,30,0,1
 436 X=0 Y=0 Z=3.9 A=436,1529,400,11,1,30,0,1
 436 X=0 Y=0 Z=3.9 A=436,1529,412,11,1,30,0,1
 436 X=0 Y=0 Z=3.9 A=436,1529,424,11,1,30,0,1
 545 X=0 Y=0 Z=5.2
 545 X=0 Y=0 Z=5.2 A=545,1529,437,11,1,30,0,1
 545 X=0 Y=0 Z=5.2 A=545,1529,449,11,1,30,0,1
 545 X=0 Y=0 Z=5.2 A=545,1529,461,11,1,30,0,1
 545 X=0 Y=0 Z=5.2 A=545,1529,473,11,1,30,0,1
 545 X=0 Y=0 Z=5.2 A=545,1529,485,11,1,30,0,1
 545 X=0 Y=0 Z=5.2 A=545,1529,497,11,1,30,0,1
 545 X=0 Y=0 Z=5.2 A=545,1529,509,11,1,30,0,1
 545 X=0 Y=0 Z=5.2 A=545,1529,521,11,1,30,0,1
 545 X=0 Y=0 Z=5.2 A=545,1529,533,11,1,30,0,1
 654 X=0 Y=0 Z=6.5
 654 X=0 Y=0 Z=6.5 A=654,1529,546,11,1,30,0,1
 654 X=0 Y=0 Z=6.5 A=654,1529,558,11,1,30,0,1
 654 X=0 Y=0 Z=6.5 A=654,1529,570,11,1,30,0,1
 654 X=0 Y=0 Z=6.5 A=654,1529,582,11,1,30,0,1
 654 X=0 Y=0 Z=6.5 A=654,1529,594,11,1,30,0,1
 654 X=0 Y=0 Z=6.5 A=654,1529,606,11,1,30,0,1

654 X=0 Y=0 Z=6.5 A=654,1529,618,11,1,30,0,1
654 X=0 Y=0 Z=6.5 A=654,1529,630,11,1,30,0,1
654 X=0 Y=0 Z=6.5 A=654,1529,642,11,1,30,0,1
763 X=0 Y=0 Z=7.8
763 X=0 Y=0 Z=7.8 A=763,1529,655,11,1,30,0,1
763 X=0 Y=0 Z=7.8 A=763,1529,667,11,1,30,0,1
763 X=0 Y=0 Z=7.8 A=763,1529,679,11,1,30,0,1
763 X=0 Y=0 Z=7.8 A=763,1529,691,11,1,30,0,1
763 X=0 Y=0 Z=7.8 A=763,1529,703,11,1,30,0,1
763 X=0 Y=0 Z=7.8 A=763,1529,715,11,1,30,0,1
763 X=0 Y=0 Z=7.8 A=763,1529,727,11,1,30,0,1
763 X=0 Y=0 Z=7.8 A=763,1529,739,11,1,30,0,1
763 X=0 Y=0 Z=7.8 A=763,1529,751,11,1,30,0,1
872 X=0 Y=0 Z=9.1 A=872,1529,764,11,1,30,0,1
872 X=0 Y=0 Z=9.1 A=872,1529,776,11,1,30,0,1
872 X=0 Y=0 Z=9.1 A=872,1529,788,11,1,30,0,1
872 X=0 Y=0 Z=9.1 A=872,1529,800,11,1,30,0,1
872 X=0 Y=0 Z=9.1 A=872,1529,812,11,1,30,0,1
872 X=0 Y=0 Z=9.1 A=872,1529,824,11,1,30,0,1
872 X=0 Y=0 Z=9.1 A=872,1529,836,11,1,30,0,1
872 X=0 Y=0 Z=9.1 A=872,1529,848,11,1,30,0,1
872 X=0 Y=0 Z=9.1 A=872,1529,860,11,1,30,0,1
981 X=0 Y=0 Z=9.75 A=981,1529,873,11,1,30,0,1
981 X=0 Y=0 Z=9.75 A=981,1529,885,11,1,30,0,1
981 X=0 Y=0 Z=9.75 A=981,1529,897,11,1,30,0,1
981 X=0 Y=0 Z=9.75 A=981,1529,909,11,1,30,0,1
981 X=0 Y=0 Z=9.75 A=981,1529,921,11,1,30,0,1
981 X=0 Y=0 Z=9.75 A=981,1529,933,11,1,30,0,1
981 X=0 Y=0 Z=9.75 A=981,1529,945,11,1,30,0,1
981 X=0 Y=0 Z=9.75 A=981,1529,957,11,1,30,0,1
981 X=0 Y=0 Z=9.75 A=981,1529,969,11,1,30,0,1
1090 X=0 Y=0 Z=10.4 A=1090,1529,982,11,1,30,0,1
1090 X=0 Y=0 Z=10.4 A=1090,1529,994,11,1,30,0,1
1090 X=0 Y=0 Z=10.4 A=1090,1529,1006,11,1,30,0,1
1090 X=0 Y=0 Z=10.4 A=1090,1529,1018,11,1,30,0,1
1090 X=0 Y=0 Z=10.4 A=1090,1529,1030,11,1,30,0,1
1090 X=0 Y=0 Z=10.4 A=1090,1529,1042,11,1,30,0,1
1090 X=0 Y=0 Z=10.4 A=1090,1529,1054,11,1,30,0,1
1090 X=0 Y=0 Z=10.4 A=1090,1529,1066,11,1,30,0,1
1090 X=0 Y=0 Z=10.4 A=1090,1529,1078,11,1,30,0,1
1199 X=0 Y=0 Z=10.8333
1199 X=0 Y=0 Z=10.8333 A=1199,1529,1091,11,1,30,0,1
1199 X=0 Y=0 Z=10.8333 A=1199,1529,1103,11,1,30,0,1
1199 X=0 Y=0 Z=10.8333 A=1199,1529,1115,11,1,30,0,1
1199 X=0 Y=0 Z=10.8333 A=1199,1529,1127,11,1,30,0,1
1199 X=0 Y=0 Z=10.8333 A=1199,1529,1139,11,1,30,0,1
1199 X=0 Y=0 Z=10.8333 A=1199,1529,1151,11,1,30,0,1
1199 X=0 Y=0 Z=10.8333 A=1199,1529,1163,11,1,30,0,1
1199 X=0 Y=0 Z=10.8333 A=1199,1529,1175,11,1,30,0,1
1199 X=0 Y=0 Z=10.8333 A=1199,1529,1187,11,1,30,0,1
1308 X=0 Y=0 Z=11.2667
1308 X=0 Y=0 Z=11.2667 A=1308,1529,1200,11,1,30,0,1
1308 X=0 Y=0 Z=11.2667 A=1308,1529,1212,11,1,30,0,1
1308 X=0 Y=0 Z=11.2667 A=1308,1529,1224,11,1,30,0,1
1308 X=0 Y=0 Z=11.2667 A=1308,1529,1236,11,1,30,0,1
1308 X=0 Y=0 Z=11.2667 A=1308,1529,1248,11,1,30,0,1
1308 X=0 Y=0 Z=11.2667 A=1308,1529,1260,11,1,30,0,1
1308 X=0 Y=0 Z=11.2667 A=1308,1529,1272,11,1,30,0,1
1308 X=0 Y=0 Z=11.2667 A=1308,1529,1284,11,1,30,0,1
1308 X=0 Y=0 Z=11.2667 A=1308,1529,1296,11,1,30,0,1

1417 X=0 Y=0 Z=11.7 A=1417,1529,1309,11,1,30,0,1
 1417 X=0 Y=0 Z=11.7 A=1417,1529,1321,11,1,30,0,1
 1417 X=0 Y=0 Z=11.7 A=1417,1529,1333,11,1,30,0,1
 1417 X=0 Y=0 Z=11.7 A=1417,1529,1345,11,1,30,0,1
 1417 X=0 Y=0 Z=11.7 A=1417,1529,1357,11,1,30,0,1
 1417 X=0 Y=0 Z=11.7 A=1417,1529,1369,11,1,30,0,1
 1417 X=0 Y=0 Z=11.7 A=1417,1529,1381,11,1,30,0,1
 1417 X=0 Y=0 Z=11.7 A=1417,1529,1393,11,1,30,0,1
 1417 X=0 Y=0 Z=11.7 A=1417,1529,1405,11,1,30,0,1
 1454 X=0 Y=0 Z=12.03
 1454 X=0 Y=0 Z=12.03 A=1454,1529,1418,11,1,30,0,1
 1454 X=0 Y=0 Z=12.03 A=1454,1529,1430,11,1,30,0,1
 1454 X=0 Y=0 Z=12.03 A=1454,1529,1442,11,1,30,0,1
 1491 X=0 Y=0 Z=12.36 A=1491,1529,1455,11,1,30,0,1
 1491 X=0 Y=0 Z=12.36 A=1491,1529,1467,11,1,30,0,1
 1491 X=0 Y=0 Z=12.36 A=1491,1529,1479,11,1,30,0,1
 1528 X=0 Y=0 Z=12.7
 1528 X=0 Y=0 Z=12.7 A=1528,1529,1492,11,1,30,0,1
 1528 X=0 Y=0 Z=12.7 A=1528,1529,1504,11,1,30,0,1
 1528 X=0 Y=0 Z=12.7 A=1528,1529,1516,11,1,30,0,1

SOLID

NM=5

C

C *** Características dos materiais ***

C

C AREIA FINA, MÉDIA E SILTOSA (CAMADA PRINCIPAL, N=4)

1 NUMT=1 W=17.5

E=7000 U=0.3 G=2692

C

C AREIA FINA, MÉDIA E SILTOSA N=5

2 NUMT=1 W=17.5

E=8000 U=0.3 G=3077

C

C AREIA MEDIANAMENTE COMPACTA N=14

3 NUMT=1 W=18.50

E=13000 U=0.3 G=5000

C

C AREIA COMPACTA N=30

4 NUMT=1 W=22.4

E=19000 U=0.3 G=7308

C

C CONCRETO

5 NUMT=1 W=25.0

E=2.5E+7 U=0.2 G=1.04E+7

C

C *** GERAÇÃO DE ELEMENTOS SÓLIDOS ***

C

C (1.GERAÇÃO):CAMADA DE AREIA COMPACTA SEM ESTACA (N=30)

1 JR=1,2,110,13 M=4 I=1 G=11,8,3

C FECHAMENTO DO SÓLIDO DA 1.GERAÇÃO

265 JR=12,1,121,24 M=4 I=1 G=1,8,3

C

C (2.GERAÇÃO): ESTACA DE CONCRETO (PARTE 1)

289 JR=400,401,509,412 M=5 I=1 G=11,2,9

C FECHAMENTO DO SÓLIDO DA 2.GERAÇÃO

487 JR=411,400,520,423 M=5 I=1 G=1,2,9

C

C (3.GERAÇÃO): CAMADA DE AREIA MEDIANAMENTE COMPACTA (N=14)

505 JR=328,329,437,340 M=3 I=1 G=11,6,2

C FECHAMENTO DO SÓLIDO DA 3.GERAÇÃO
 637 JR=339,328,448,351 M=3 I=1 G=1,6,2
 C
 C (4.GERAÇÃO): CAMADA DE AREIA FINA, MÉDIA (N=5)
 649 JR=546,547,655,558 M=2 I=1 G=11,6,3
 C FECHAMENTO DO SÓLIDO DA 4.GERAÇÃO
 847 JR=557,546,666,569 M=2 I=1 G=1,6,3
 C
 C (5.GERAÇÃO): CAMADA DE AREIA FINA, MÉDIA (CAMADA PRINCIPAL, N=4)
 865 JR=873,874,982,885 M=1 I=1 G=11,6,4
 C FECHAMENTO DO SÓLIDO DA 5.GERAÇÃO
 1129 JR=884,873,993,896 M=1 I=1 G=1,6,4
 C
 C (6.GERAÇÃO): CABEÇA DA ESTACA DE CONCRETO (PARTE 2)
 1153 JR=1381,1382,1418,1393 M=5 I=1 G=11,2,3
 C FECHAMENTO DO SÓLIDO DA 6.GERAÇÃO
 1219 JR=1392,1381,1429,1404 M=5 I=1 G=1,2,3

RESTRAINTS

1 12 1 R=1,1,1,1,1,1
 13 24 1 R=1,1,1,1,1,1
 25 36 1 R=1,1,1,1,1,1
 37 48 1 R=1,1,1,1,1,1
 49 60 1 R=1,1,1,1,1,1
 61 72 1 R=1,1,1,1,1,1
 73 84 1 R=1,1,1,1,1,1
 85 96 1 R=1,1,1,1,1,1
 97 108 1 R=1,1,1,1,1,1
 110 121 1 R=1,1,1,1,1,1
 219 230 1 R=1,1,1,1,1,1
 328 339 1 R=1,1,1,1,1,1
 437 448 1 R=1,1,1,1,1,1
 546 557 1 R=1,1,1,1,1,1
 655 666 1 R=1,1,1,1,1,1
 764 775 1 R=1,1,1,1,1,1
 873 884 1 R=1,1,1,1,1,1
 982 993 1 R=1,1,1,1,1,1
 1091 1102 1 R=1,1,1,1,1,1
 1200 1211 1 R=1,1,1,1,1,1
 1309 1320 1 R=1,1,1,1,1,1

LOADS

1498 1498 1 L=1 F=35,0,0,0,0,0

—

4. Arquivo de projeto ARGESTA

Estaca Instalada em Solo Argiloso. (D=1.55 m e L=30 m)
 C This is file ARGESTA.TXT written by SAPIN on Sun Nov 09 18:55:45 1997
 C Units are KN METERS
 SYSTEM
 R=0 L=1 C=0 V=0 T=0.0001 P=0 W=0 Z=0
 JOINTS
 1 X=12.275 Y=0 Z=0
 13 X=7.275 Y=0 Z=0

25 X=5.275 Y=0 Z=0
 37 X=3.275 Y=0 Z=0
 49 X=2.275 Y=0 Z=0
 61 X=1.275 Y=0 Z=0
 73 X=0.775 Y=0 Z=0
 85 X=0.375 Y=0 Z=0
 97 X=0.025 Y=0 Z=0
 109 X=0 Y=0 Z=0
 961 X=12.275 Y=0 Z=0
 973 X=7.275 Y=0 Z=40
 961 X=12.275 Y=0 Z=400
 961 X=12.275 Y=0 Z=40
 985 X=5.275 Y=0 Z=40
 997 X=3.275 Y=0 Z=40
 1009 X=2.275 Y=0 Z=40
 1021 X=1.275 Y=0 Z=40
 1033 X=0.775 Y=0 Z=40
 1045 X=0.375 Y=0 Z=40
 1057 X=0.025 Y=0 Z=40
 1069 X=0 Y=0 Z=40
 1081 X=12.275 Y=0 Z=42.5
 1093 X=7.275 Y=0 Z=42.5
 1105 X=5.275 Y=0 Z=42.5
 1117 X=3.275 Y=0 Z=42.5
 1129 X=2.275 Y=0 Z=42.5
 1141 X=1.275 Y=0 Z=42.5
 1153 X=0.775 Y=0 Z=42.5
 1165 X=0.375 Y=0 Z=42.5
 1177 X=0.025 Y=0 Z=42.5
 1189 X=0 Y=0 Z=42.5
 1201 X=12.275 Y=0 Z=45
 1213 X=7.275 Y=0 Z=45
 1225 X=5.275 Y=0 Z=45
 1237 X=3.275 Y=0 Z=45
 1249 X=2.275 Y=0 Z=45
 1261 X=1.275 Y=0 Z=45
 1273 X=0.775 Y=0 Z=45
 1285 X=0.375 Y=0 Z=45
 1297 X=0.025 Y=0 Z=45
 1309 X=0 Y=0 Z=45
 1561 X=12.275 Y=0 Z=50.01
 1573 X=7.275 Y=0 Z=50.01
 1585 X=5.275 Y=0 Z=50.01
 1597 X=3.275 Y=0 Z=50.01
 1609 X=2.275 Y=0 Z=50.01
 1621 X=1.275 Y=0 Z=50.01
 1633 X=0.775 Y=0 Z=50.01
 1645 X=0.375 Y=0 Z=50.01
 1657 X=0.025 Y=0 Z=50.01
 1669 X=0 Y=0 Z=50.01
 1681 X=0.775 Y=0 Z=50.51
 1693 X=0.375 Y=0 Z=50.51
 1705 X=0.025 Y=0 Z=50.51
 1717 X=0 Y=0 Z=50.51
 1718 X=0 Y=0 Z=55.51
 1 X=12.275 Y=0 Z=0 G=1,961,120,1
 1201 X=12.275 Y=0 Z=45 G=1201,1561,120,1
 13 X=7.275 Y=0 Z=0 G=13,973,120,1
 1213 X=7.275 Y=0 Z=45 G=1213,1573,120,1
 25 X=5.275 Y=0 Z=0 G=25,985,120,1

1225 X=5.275 Y=0 Z=45 G=1225,1585,120,1
 37 X=3.275 Y=0 Z=0 G=37,997,120,1
 1237 X=3.275 Y=0 Z=45 G=1237,1597,120,1
 49 X=2.275 Y=0 Z=0 G=49,1009,120,1
 1249 X=2.275 Y=0 Z=45 G=1249,1609,120,1
 61 X=1.275 Y=0 Z=0 G=61,1021,120,1
 1261 X=1.275 Y=0 Z=45 G=1261,1621,120,1
 73 X=0.775 Y=0 Z=0 G=73,1033,120,1
 1273 X=0.775 Y=0 Z=45 G=1273,1633,120,1
 85 X=0.375 Y=0 Z=0 G=85,1045,120,1
 1285 X=0.375 Y=0 Z=45 G=1285,1645,120,1
 97 X=0.025 Y=0 Z=0 G=97,1057,120,1
 1297 X=0.025 Y=0 Z=45 G=1297,1657,120,1
 109 X=0 Y=0 Z=0 G=109,1069,120,1
 109 X=0 Y=0 Z=0 A=109,1718,1,11,1,30,0,1
 109 X=0 Y=0 Z=0 A=109,1718,13,11,1,30,0,1
 109 X=0 Y=0 Z=0 A=109,1718,25,11,1,30,0,1
 109 X=0 Y=0 Z=0 A=109,1718,37,11,1,30,0,1
 109 X=0 Y=0 Z=0 A=109,1718,49,11,1,30,0,1
 109 X=0 Y=0 Z=0 A=109,1718,61,11,1,30,0,1
 109 X=0 Y=0 Z=0 A=109,1718,73,11,1,30,0,1
 109 X=0 Y=0 Z=0 A=109,1718,85,11,1,30,0,1
 109 X=0 Y=0 Z=0 A=109,1718,97,11,1,30,0,1
 229 X=0 Y=0 Z=5
 229 X=0 Y=0 Z=5 A=229,1718,121,11,1,30,0,1
 229 X=0 Y=0 Z=5 A=229,1718,133,11,1,30,0,1
 229 X=0 Y=0 Z=5 A=229,1718,145,11,1,30,0,1
 229 X=0 Y=0 Z=5 A=229,1718,157,11,1,30,0,1
 229 X=0 Y=0 Z=5 A=229,1718,169,11,1,30,0,1
 229 X=0 Y=0 Z=5 A=229,1718,181,11,1,30,0,1
 229 X=0 Y=0 Z=5 A=229,1718,193,11,1,30,0,1
 229 X=0 Y=0 Z=5 A=229,1718,205,11,1,30,0,1
 229 X=0 Y=0 Z=5 A=229,1718,217,11,1,30,0,1
 349 X=0 Y=0 Z=10
 349 X=0 Y=0 Z=10 A=349,1718,241,11,1,30,0,1
 349 X=0 Y=0 Z=10 A=349,1718,253,11,1,30,0,1
 349 X=0 Y=0 Z=10 A=349,1718,265,11,1,30,0,1
 349 X=0 Y=0 Z=10 A=349,1718,277,11,1,30,0,1
 349 X=0 Y=0 Z=10 A=349,1718,289,11,1,30,0,1
 349 X=0 Y=0 Z=10 A=349,1718,301,11,1,30,0,1
 349 X=0 Y=0 Z=10 A=349,1718,313,11,1,30,0,1
 349 X=0 Y=0 Z=10 A=349,1718,325,11,1,30,0,1
 349 X=0 Y=0 Z=10 A=349,1718,337,11,1,30,0,1
 469 X=0 Y=0 Z=15
 469 X=0 Y=0 Z=15 A=469,1718,361,11,1,30,0,1
 469 X=0 Y=0 Z=15 A=469,1718,373,11,1,30,0,1
 469 X=0 Y=0 Z=15 A=469,1718,385,11,1,30,0,1
 469 X=0 Y=0 Z=15 A=469,1718,397,11,1,30,0,1
 469 X=0 Y=0 Z=15 A=469,1718,409,11,1,30,0,1
 469 X=0 Y=0 Z=15 A=469,1718,421,11,1,30,0,1
 469 X=0 Y=0 Z=15 A=469,1718,433,11,1,30,0,1
 469 X=0 Y=0 Z=15 A=469,1718,445,11,1,30,0,1
 469 X=0 Y=0 Z=15 A=469,1718,457,11,1,30,0,1
 589 X=0 Y=0 Z=20
 589 X=0 Y=0 Z=20 A=589,1718,481,11,1,30,0,1
 589 X=0 Y=0 Z=20 A=589,1718,493,11,1,30,0,1
 589 X=0 Y=0 Z=20 A=589,1718,505,11,1,30,0,1
 589 X=0 Y=0 Z=20 A=589,1718,517,11,1,30,0,1
 589 X=0 Y=0 Z=20 A=589,1718,529,11,1,30,0,1
 589 X=0 Y=0 Z=20 A=589,1718,541,11,1,30,0,1

589 X=0 Y=0 Z=20 A=589,1718,553,11,1,30,0,1
 589 X=0 Y=0 Z=20 A=589,1718,565,11,1,30,0,1
 589 X=0 Y=0 Z=20 A=589,1718,577,11,1,30,0,1
 709 X=0 Y=0 Z=25
 709 X=0 Y=0 Z=25 A=709,1718,601,11,1,30,0,1
 709 X=0 Y=0 Z=25 A=709,1718,613,11,1,30,0,1
 709 X=0 Y=0 Z=25 A=709,1718,625,11,1,30,0,1
 709 X=0 Y=0 Z=25 A=709,1718,637,11,1,30,0,1
 709 X=0 Y=0 Z=25 A=709,1718,649,11,1,30,0,1
 709 X=0 Y=0 Z=25 A=709,1718,661,11,1,30,0,1
 709 X=0 Y=0 Z=25 A=709,1718,673,11,1,30,0,1
 709 X=0 Y=0 Z=25 A=709,1718,685,11,1,30,0,1
 709 X=0 Y=0 Z=25 A=709,1718,697,11,1,30,0,1
 829 X=0 Y=0 Z=30
 829 X=0 Y=0 Z=30 A=829,1718,721,11,1,30,0,1
 829 X=0 Y=0 Z=30 A=829,1718,733,11,1,30,0,1
 829 X=0 Y=0 Z=30 A=829,1718,745,11,1,30,0,1
 829 X=0 Y=0 Z=30 A=829,1718,757,11,1,30,0,1
 829 X=0 Y=0 Z=30 A=829,1718,769,11,1,30,0,1
 829 X=0 Y=0 Z=30 A=829,1718,781,11,1,30,0,1
 829 X=0 Y=0 Z=30 A=829,1718,793,11,1,30,0,1
 829 X=0 Y=0 Z=30 A=829,1718,805,11,1,30,0,1
 829 X=0 Y=0 Z=30 A=829,1718,817,11,1,30,0,1
 949 X=0 Y=0 Z=35
 949 X=0 Y=0 Z=35 A=949,1718,841,11,1,30,0,1
 949 X=0 Y=0 Z=35 A=949,1718,853,11,1,30,0,1
 949 X=0 Y=0 Z=35 A=949,1718,865,11,1,30,0,1
 949 X=0 Y=0 Z=35 A=949,1718,877,11,1,30,0,1
 949 X=0 Y=0 Z=35 A=949,1718,889,11,1,30,0,1
 949 X=0 Y=0 Z=35 A=949,1718,901,11,1,30,0,1
 949 X=0 Y=0 Z=35 A=949,1718,913,11,1,30,0,1
 949 X=0 Y=0 Z=35 A=949,1718,925,11,1,30,0,1
 949 X=0 Y=0 Z=35 A=949,1718,937,11,1,30,0,1
 1069 X=0 Y=0 Z=40 A=1069,1718,961,11,1,30,0,1
 1069 X=0 Y=0 Z=40 A=1069,1718,973,11,1,30,0,1
 1069 X=0 Y=0 Z=40 A=1069,1718,985,11,1,30,0,1
 1069 X=0 Y=0 Z=40 A=1069,1718,997,11,1,30,0,1
 1069 X=0 Y=0 Z=40 A=1069,1718,1009,11,1,30,0,1
 1069 X=0 Y=0 Z=40 A=1069,1718,1021,11,1,30,0,1
 1069 X=0 Y=0 Z=40 A=1069,1718,1033,11,1,30,0,1
 1069 X=0 Y=0 Z=40 A=1069,1718,1045,11,1,30,0,1
 1069 X=0 Y=0 Z=40 A=1069,1718,1057,11,1,30,0,1
 1189 X=0 Y=0 Z=42.5 A=1189,1718,1081,11,1,30,0,1
 1189 X=0 Y=0 Z=42.5 A=1189,1718,1093,11,1,30,0,1
 1189 X=0 Y=0 Z=42.5 A=1189,1718,1105,11,1,30,0,1
 1189 X=0 Y=0 Z=42.5 A=1189,1718,1117,11,1,30,0,1
 1189 X=0 Y=0 Z=42.5 A=1189,1718,1129,11,1,30,0,1
 1189 X=0 Y=0 Z=42.5 A=1189,1718,1141,11,1,30,0,1
 1189 X=0 Y=0 Z=42.5 A=1189,1718,1153,11,1,30,0,1
 1189 X=0 Y=0 Z=42.5 A=1189,1718,1165,11,1,30,0,1
 1189 X=0 Y=0 Z=42.5 A=1189,1718,1177,11,1,30,0,1
 1309 X=0 Y=0 Z=45 A=1309,1718,1201,11,1,30,0,1
 1309 X=0 Y=0 Z=45 A=1309,1718,1213,11,1,30,0,1
 1309 X=0 Y=0 Z=45 A=1309,1718,1225,11,1,30,0,1
 1309 X=0 Y=0 Z=45 A=1309,1718,1237,11,1,30,0,1
 1309 X=0 Y=0 Z=45 A=1309,1718,1249,11,1,30,0,1
 1309 X=0 Y=0 Z=45 A=1309,1718,1261,11,1,30,0,1
 1309 X=0 Y=0 Z=45 A=1309,1718,1273,11,1,30,0,1
 1309 X=0 Y=0 Z=45 A=1309,1718,1285,11,1,30,0,1
 1309 X=0 Y=0 Z=45 A=1309,1718,1297,11,1,30,0,1

1309 X=0 Y=0 Z=45 G=1309,1669,120,1
 1429 X=0 Y=0 Z=46.67
 1429 X=0 Y=0 Z=46.67 A=1429,1718,1321,11,1,30,0,1
 1429 X=0 Y=0 Z=46.67 A=1429,1718,1333,11,1,30,0,1
 1429 X=0 Y=0 Z=46.67 A=1429,1718,1345,11,1,30,0,1
 1429 X=0 Y=0 Z=46.67 A=1429,1718,1357,11,1,30,0,1
 1429 X=0 Y=0 Z=46.67 A=1429,1718,1369,11,1,30,0,1
 1429 X=0 Y=0 Z=46.67 A=1429,1718,1381,11,1,30,0,1
 1429 X=0 Y=0 Z=46.67 A=1429,1718,1393,11,1,30,0,1
 1429 X=0 Y=0 Z=46.67 A=1429,1718,1405,11,1,30,0,1
 1429 X=0 Y=0 Z=46.67 A=1429,1718,1417,11,1,30,0,1
 1549 X=0 Y=0 Z=48.34
 1549 X=0 Y=0 Z=48.34 A=1549,1718,1441,11,1,30,0,1
 1549 X=0 Y=0 Z=48.34 A=1549,1718,1453,11,1,30,0,1
 1549 X=0 Y=0 Z=48.34 A=1549,1718,1465,11,1,30,0,1
 1549 X=0 Y=0 Z=48.34 A=1549,1718,1477,11,1,30,0,1
 1549 X=0 Y=0 Z=48.34 A=1549,1718,1489,11,1,30,0,1
 1549 X=0 Y=0 Z=48.34 A=1549,1718,1501,11,1,30,0,1
 1549 X=0 Y=0 Z=48.34 A=1549,1718,1513,11,1,30,0,1
 1549 X=0 Y=0 Z=48.34 A=1549,1718,1525,11,1,30,0,1
 1549 X=0 Y=0 Z=48.34 A=1549,1718,1537,11,1,30,0,1
 1669 X=0 Y=0 Z=50.01 A=1669,1718,1561,11,1,30,0,1
 1669 X=0 Y=0 Z=50.01 A=1669,1718,1573,11,1,30,0,1
 1669 X=0 Y=0 Z=50.01 A=1669,1718,1585,11,1,30,0,1
 1669 X=0 Y=0 Z=50.01 A=1669,1718,1585,11,1,30,0,1
 1669 X=0 Y=0 Z=50.01 A=1669,1718,1597,11,1,30,0,1
 1669 X=0 Y=0 Z=50.01 A=1669,1718,1609,11,1,30,0,1
 1669 X=0 Y=0 Z=50.01 A=1669,1718,1621,11,1,30,0,1
 1669 X=0 Y=0 Z=50.01 A=1669,1718,1633,11,1,30,0,1
 1669 X=0 Y=0 Z=50.01 A=1669,1718,1645,11,1,30,0,1
 1669 X=0 Y=0 Z=50.01 A=1669,1718,1657,11,1,30,0,1
 1717 X=0 Y=0 Z=50.51 A=1717,1718,1681,11,1,30,0,1
 1717 X=0 Y=0 Z=50.51 A=1717,1718,1693,11,1,30,0,1
 1717 X=0 Y=0 Z=50.51 A=1717,1718,1705,11,1,30,0,1

SOLID

NM=4

C

C *** Características dos materiais ***

C

C Argila muito mole (CAMADA PRINCIPAL, Cu=70 kN/m2)

1 NUMT=1 W=17

E=7000 U=0.4 G=2500

C

C Argila muito mole (Cu=100 kN/m2)

2 NUMT=1 W=17

E=10000 U=0.4 G=3571

C

C Argila rija (Cu=120 kN/m2)

3 NUMT=1 W=19

E=24000 U=0.4 G=8571

C

C CONCRETO

4 NUMT=1 W=25

E=6.0E+7 U=0.2 G=2.5E+7

C

C *** GERAÇÃO DE ELEMENTOS SÓLIDOS ***

C

C (1.GERAÇÃO):CAMADA DE ARGILA MÉDIA SEM ESTACA (Cu=120 kN/m2)

1 JR=1,2,121,13 M=3 I=1 G=11,8,4

C FECHAMENTO DO SÓLIDO DA 1.GERAÇÃO

353 JR=12,1,132,24 M=3 I=1 G=1,8,4

C

C (2.GERAÇÃO):ESTACA DE CONCRETO

385 JR=553,554,673,565 M=4 I=1 G=11,2,9

C FECHAMENTO DO SÓLIDO DA 2.GERAÇÃO

583 JR=564,553,684,576 M=4 I=1 G=1,2,9

C

C (3.GERAÇÃO):CAMADA DE ARGILA MÉDIA COM ESTACA (Cu=120 kN/m2)

603 JR=481,482,601,493 M=3 I=1 G=11,6,3

C FECHAMENTO DO SÓLIDO DA 3.GERAÇÃO

801 JR=492,481,612,504 M=3 I=1 G=1,6,3

C

C (4.GERAÇÃO):CAMADA DE ARGILA MUITO MOLE (Cu=100 kN/m2)

819 JR=841,842,961,853 M=2 I=1 G=11,6,4

C FECHAMENTO DO SÓLIDO DA 4.GERAÇÃO

1083 JR=852,841,972,864 M=2 I=1 G=1,6,4

C

C (5.GERAÇÃO):CAMADA DE ARGILA MUITO MOLE (CAMADA PRINCIPAL, Cu=70 kN/m2)

1107 JR=1321,1322,1441,1333 M=1 I=1 G=11,6,2

C FECHAMENTO DO SÓLIDO DA 5.GERAÇÃO

1239 JR=1332,1321,1452,1344 M=1 I=1 G=1,6,2

C

C (6.GERAÇÃO) CABEÇA DA ESTACA

1251 JR=1633,1634,1681,1645 M=4 I=1 G=11,2,1

C FECHAMENTO DO SÓLIDO DA 6.GERAÇÃO

1273 JR=1644,1633,1692,1656 M=4 I=1 G=1,2,1

:

RESTRAINTS

1 12 1 R=1,1,1,1,1,1

13 24 1 R=1,1,1,1,1,1

25 36 1 R=1,1,1,1,1,1

37 48 1 R=1,1,1,1,1,1

49 60 1 R=1,1,1,1,1,1

61 72 1 R=1,1,1,1,1,1

73 84 1 R=1,1,1,1,1,1

85 96 1 R=1,1,1,1,1,1

97 108 1 R=1,1,1,1,1,1

121 132 1 R=1,1,1,1,1,1

241 252 1 R=1,1,1,1,1,1

361 372 1 R=1,1,1,1,1,1

481 492 1 R=1,1,1,1,1,1

601 612 1 R=1,1,1,1,1,1

721 732 1 R=1,1,1,1,1,1

841 852 1 R=1,1,1,1,1,1

961 972 1 R=1,1,1,1,1,1

1081 1092 1 R=1,1,1,1,1,1

1201 1212 1 R=1,1,1,1,1,1

1321 1332 1 R=1,1,1,1,1,1

1441 1452 1 R=1,1,1,1,1,1

1561 1572 1 R=1,1,1,1,1,1

LOADS

1687 1687 1 L=1 F=400,0,0,0,0,0

—

APÊNDICE B

1. Equações da análise estatística

Considerando os deslocamentos horizontais sofridos pela estaca inversamente proporcionais ao diâmetro da estaca e ao N(SPT) da camada principal de solo, propõe-se a seguinte correlação empírica para calcular y_{LS} :

$$y_{LS} = \delta_{hs} = \left(\frac{1}{DC_{S1}N C_{S2}} \right) \quad (1)$$

em que D e N são valores conhecidos, e C_{S1} e C_{S2} são valores constantes da equação empírica 1 que serão determinados.

A seguir são apresentadas as equações empíricas desenvolvidas a partir de uma combinação logarítmica dos resultados das provas de carga estudadas, que foram utilizadas para o cálculo do y_{LS} e para uma análise estatística, apresentada no tópico 5.

1.º CASO: SCESTA x JAPESTA

- Do estudo da prova de carga SCESTA, tem-se

$\delta_{hs}=0,00062$ m, $D=0,28$ m e $N=4$

$$0,00062 = \left(\frac{1}{(0,28)C_{s1}4^{C_{s2}}} \right)$$

$$C_{s1} = \frac{1}{(1,74 \times 10^{-4})4^{C_{s2}}} \quad (2)$$

- Do estudo da prova de carga JAPESTA, tem-se

$\delta_{hs}=0,0063$ m, $D=1,00$ m e $N=15$

$$0,0063 = \left(\frac{1}{(1,00)C_{s1}15^{C_{s2}}} \right)$$

$$C_{s1} = \frac{1}{(6,3 \times 10^{-3})15^{C_{s2}}} \quad (3)$$

Das equações 2 e 3, tem-se um sistema não-linear:

$$\begin{cases} C_{s1} = \frac{1}{(1,74 \times 10^{-4})4^{C_{s2}}} \\ C_{s1} = \frac{1}{(6,30 \times 10^{-3})15^{C_{s2}}} \end{cases}$$

$$\frac{15^{C_{s2}}}{4^{C_{s2}}} = \frac{1,74 \times 10^{-4}}{6,30 \times 10^{-3}}$$

$$\left(\frac{15}{4}\right)^{C_{s2}} = 2,76 \times 10^{-2}$$

$$\text{Log}(3,75)^{C_{s2}} = \text{Log}(0,0276)$$

$$C_{s2} \text{Log}(3,75) = -1,559$$

$$C_{s2} = -2,72$$

Substituindo C_{s2} na equação 3, tem-se

$$C_{s1} = \frac{1}{(6,30 \times 10^{-3}) 15^{-2,72}}$$

$$C_{s1} = 250937,4$$

$$y_{LS} = \delta_{hs} = \left(\frac{N^{2,72}}{250937,4 D} \right) \quad (4)$$

em que as unidades de medida das variáveis dessa equação são dadas em m (D e δ_{hs}).

2.º CASO: SCESTA x CAMACARI

- Do estudo da prova de carga CAMACARI, tem-se

$\delta_{hs}=0,0035$ m, $D=0,40$ m e $N=4$

$$0,0035 = \left(\frac{1}{(0,40) C_{s1} 4^{C_{s2}}} \right)$$

$$C_{s1} = \frac{1}{(1,40 \times 10^{-3})4 C_{s2}} \quad (5)$$

Das equações 2 e 5, tem-se um sistema não-linear:

$$\begin{cases} C_{s1} = \frac{1}{(1,74 \times 10^{-4})4 C_{s2}} \\ C_{s1} = \frac{1}{(1,40 \times 10^{-3})4 C_{s2}} \end{cases}$$

$$\frac{4 C_{s2}}{4 C_{s2}} = \frac{1,74 \times 10^{-4}}{1,40 \times 10^{-3}}$$

$$\text{Log}(1) C_{s2} = \text{Log}(12,429)$$

$$C_{s2} \text{Log}(1) = 1,0944$$

$$C_{s2} \times 0 = 1,0944 \rightarrow (\text{impossível})$$

3.º CASO: JAPESTA x CAMACARI

Das equações 3 e 5, tem-se um sistema não-linear:

$$\begin{cases} C_{s1} = \frac{1}{(6,3 \times 10^{-3})15 C_{s2}} \\ C_{s1} = \frac{1}{(1,4 \times 10^{-3})4 C_{s2}} \end{cases}$$

$$\frac{15 C_{s2}}{4 C_{s2}} = \frac{1,4 \times 10^{-3}}{6,3 \times 10^{-3}}$$

$$\left(\frac{15}{4}\right)^{C_{s2}} = 0,2222$$

$$\text{Log}(3,75)^{C_{s2}} = \text{Log}(0,2222)$$

$$C_{s2} \text{Log}(3,75) = -0,6532$$

$$C_{s2} = -1,14$$

Substituindo C_{s2} na equação 5, tem-se

$$C_{s1} = \frac{1}{(1,4 \times 10^{-3}) 4^{-1,14}}$$

$$C_{s1} = 3.469,13$$

$$y_{LS} = \delta_{hs} = \left(\frac{N^{1,14}}{3.469,13D} \right) \quad (6)$$

em que as unidades de medida das variáveis dessa equação são dadas em m (D e δ_{hs}).

4.º CASO: ARGESTA x JAPESTA

- Do estudo da prova de carga ARGESTA, tem-se

$\delta_{hs}=0,0053$ m, $D=1,55$ m e $N=2$

$$0,0053 = \left(\frac{1}{(1,55) C_{s1} 2^{C_{s2}}} \right)$$

$$C_{s1} = \frac{1}{(8,22 \times 10^{-3}) 2^{C_{s2}}} \quad (7)$$

Das equações 3 e 7, tem-se um sistema não-linear:

$$\begin{cases} C_{s1} = \frac{1}{(6,30 \times 10^{-3}) 15^{C_{s2}}} \\ C_{s1} = \frac{1}{(8,22 \times 10^{-3}) 2^{C_{s2}}} \end{cases}$$

$$\frac{15^{C_{s2}}}{2^{C_{s2}}} = \frac{8,22 \times 10^{-3}}{6,30 \times 10^{-3}}$$

$$\left(\frac{15}{2}\right)^{C_{s2}} = 1,3047$$

$$\text{Log}(7,5)^{C_{s2}} = \text{Log}(1,3047)$$

$$C_{s2} \text{Log}(7,5) = 0,1155$$

$$C_{s2} = 0,132$$

Substituindo C_{s2} na equação 7, tem-se

$$C_{s1} = \frac{1}{(8,22 \times 10^{-3}) 2^{0,132}}$$

$$C_{s1} = 111$$

$$y_{LS} = \delta_{hs} = \left(\frac{1}{111 DN^{0,132}} \right) \quad (8)$$

em que as unidades de medida das variáveis dessa equação são dadas em m (D e δ_{hs}).

5.º CASO: ARGESTA x CAMACARI

Das equações 5 e 7, tem-se um sistema não-linear:

$$\begin{cases} C_{s1} = \frac{1}{(1,40 \times 10^{-3})4^{C_{s2}}} \\ C_{s1} = \frac{1}{(8,22 \times 10^{-3})2^{C_{s2}}} \end{cases}$$

$$\frac{4^{C_{s2}}}{2^{C_{s2}}} = \frac{8,22 \times 10^{-3}}{1,40 \times 10^{-3}}$$

$$\left(\frac{4}{2}\right)^{C_{s2}} = 5,8714$$

$$\text{Log}(2)^{C_{s2}} = \text{Log}(5,8714)$$

$$C_{s2} \text{Log}(2) = 0,7687$$

$$C_{s2} = 2,55$$

Substituindo C_{s2} na equação 5, tem-se

$$C_{s1} = \frac{1}{(1,40 \times 10^{-3})4^{2,55}}$$

$$C_{s1} = 20,82$$

$$y_{LS} = \delta_{hs} = \left(\frac{1}{20,82 DN^{2,55}} \right) \quad (9)$$

em que as unidades de medida das variáveis dessa equação são dadas em m (D e δ_{hs}).

6.º CASO: ARGESTA x SCESTA

Das equações 2 e 7, tem-se um sistema não-linear:

$$\begin{cases} C_{s1} = \frac{1}{(1,74 \times 10^{-4}) 4^{C_{s2}}} \\ C_{s1} = \frac{1}{(8,22 \times 10^{-3}) 2^{C_{s2}}} \end{cases}$$

$$\frac{4^{C_{s2}}}{2^{C_{s2}}} = \frac{8,22 \times 10^{-3}}{1,74 \times 10^{-4}}$$

$$\left(\frac{4}{2} \right)^{C_{s2}} = 47,24$$

$$\text{Log}(2)^{C_{s2}} = \text{Log}(47,24)$$

$$C_{s2} \text{Log}(2) = 1,6743$$

$$C_{s2} = 5,56$$

Substituindo C_{s2} na equação 2, tem-se

$$C_{s1} = \frac{1}{(1,74 \times 10^{-4}) 4^{5,56}}$$

$$C_{S1} = 2,58$$

$$y_{LS} = \delta_{hs} = \left(\frac{1}{2,58 DN^{5,56}} \right) \quad (10)$$

em que as unidades de medida das variáveis dessa equação são dadas em m (D e δ_{hs}).

2. Profundidade da camada de solo principal (z_p) para ARGESTA

A profundidade de influência do solo argiloso, da prova de carga ARGESTA, foi calculada de acordo com a proposta de DAVISSON e GILL (1963), como se segue:

$$R = \sqrt[4]{\frac{EI}{K}} \quad (11)$$

em que $EI=1,7 \times 10^7$ kNm²; o valor de K foi estimado por BROMS (1964), equação 12.

$$K = 0,4K_{Sl} \quad (12)$$

em que

$$K_{Sl} = 1,67E_{50} \quad (13)$$

Segundo SKEMPTON (1951), tem-se

$$\frac{E_{50}}{Cu} = 50 \quad (14)$$

Para a camada mais superficial do solo argiloso $C_u=70 \text{ kN/m}^2$, tem-se, então:

$$K=0,4 \times 1,67 \times 50 \times 70 \rightarrow K=2.338 \text{ kN/m}^2$$

e

$$R = \sqrt[4]{\frac{1,7 \times 10^7}{2.338}} \rightarrow R=9,23 \text{ m}$$

Adotou-se um valor de $z_p=0,32R$, que está entre $0,2R$ e $0,4R$. Logo, tem-se uma profundidade crítica de

$$z_p=0,32R=0,32 \times 9,23=2,96 \text{ m}$$