

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

PRISCILA DE CHRISTAN

**ESTUDO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTACA SUJEITO A CARREGAMENTO
HORIZONTAL EM AMBIENTES SUBMERSOS**

DISSERTAÇÃO

CURITIBA

2012

PRISCILA DE CHRISTAN

**ESTUDO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTACA SUJEITO A CARREGAMENTO
HORIZONTAL EM AMBIENTES SUBMERSOS**

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Área de Concentração: Construção Civil. Linha de Pesquisa: Sistemas Estruturais.

Orientador: Prof. Dr. Rogério Francisco Kuster Puppi

CURITIBA

2012

AGRADECIMENTOS

A Deus, companheiro fiel, presente em todos os momentos da minha vida.

Ao meu professor orientador Dr. Rogério Francisco Kuster Puppi, por toda a compreensão, dedicação e apoio durante a realização deste trabalho.

Ao professor Dr. Ronaldo Luis S. Izzo, pelos conselhos, contribuições, incentivo e participação na banca.

Ao professor Dr. Sidnei Helder Cardoso Teixeira, pelas sugestões, contribuições e participação na banca.

Ao Departamento de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC, em especial ao professor Dr. Rodrigo Catai;

A minha família, especialmente aos meus pais, Paulina e Valdemar, e ao meu marido Ricardo, pela paciência, compreensão, motivação e apoio durante todo o desenvolvimento do trabalho.

Aos amigos, por toda compreensão e apoio.

RESUMO

CHRISTAN, Priscila de. Estudo da interação solo-estaca sujeito a carregamento horizontal em ambientes submersos. 2012. 192 f. Dissertação de Mestrado - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR. Curitiba, 2012.

Este trabalho tem por objetivo fazer um estudo da interação solo-estaca em ambientes submersos. Para as análises foram utilizadas as seguintes condições: dois tipos de estacas, concreto e mista (tubo metálico preenchido com concreto); quatro condições para o solo (arenoso, coesivo e dois solos estratificados); dois casos de carregamento (caso I com cargas vertical, horizontal e momento e caso II somente carga horizontal e momento). Os modelos de cálculo foram gerados no programa SAP2000, sendo a estaca modelada como elemento de barra e solo representado por molas linearmente elásticas espaçadas a cada metro, baseado no modelo de Winkler. Os coeficientes de mola (K_i) foram calculados por três métodos, Terzaghi, Bowles e com equações que correlacionam às propriedades elásticas do solo. Para o solo arenoso, o método escolhido para a aplicação nos modelos de cálculo foi o de Bowles, e para o solo coesivo a equação proposta por Vesic, que correlaciona os valores de K_i com as propriedades elásticas do solo. Os resultados dos modelos de cálculo do SAP2000 mostraram que: as estacas utilizadas nas análises apresentaram o comportamento de estacas flexíveis, no qual tem os seus deslocamentos ocasionados devidos a flexão; a região que mostra o comportamento relevante da estaca, para o solo arenoso e coesivo, está de acordo com as conclusões indicadas pelos pesquisadores Matlock & Reese (1960) e Davisson & Gill (1963); a atuação da carga vertical não exerce influência nos resultados referentes ao comportamento horizontal da estaca; a estaca mista, em função da maior rigidez a flexão (EI), transfere uma tensão menor para o solo que a estaca de concreto. Os resultados dos modelos de cálculo do SAP2000, para os máximos deslocamentos horizontais e momentos fletores, ficaram muito próximos do valores obtidos com o método de Navdocks DM-7 para o solo arenoso. Já para solo coesivo os resultados ficaram próximos dos valores obtidos pelo método clássico da equação diferencial.

Palavras-chave: solo, estacas, interação solo-estaca, módulo de reação do solo

ABSTRACT

CHRISTAN, Priscila de. Study of the soil-pile interaction subjected to horizontal loading in submerged environments. 2012. 192 p. Dissertation (Master's degree in Civil Engineering) - Post-Graduate Program in Civil Engineering, Federal University of Technology - Paraná. Curitiba, 2012.

This work aims to make a study of the soil-pile interaction in submerged environments. For the analysis we used the following conditions: two types of piles, concrete pile and composite pile (steel pipe filled with concrete), four conditions for the soil (sandy, cohesive and two stratified soil), two load cases (case I with vertical and horizontal loads and moment, case II with horizontal load and moment). The calculation models were generated in the software SAP2000. The pile was modeled as a bar element and the soil represented by linearly elastic springs spaced each meter, based on the model of Winkler. The spring coefficients (K_i) were calculated by three methods, Terzaghi, Bowles and equations that correlates to the elastic properties of the soil. For the sandy soil, the method chosen for applying the model calculations was the Bowles, and for the cohesive soil the equation proposed by Vesic, which correlates with K_i values of the elastic properties of the soil. The results of the model calculations (SAP2000) show that: the piles used in the analysis presented flexible behavior, which have their displacements caused due to bending, the region that shows the relevant behavior of the piles for the sandy and cohesive soil agrees with the conclusions stated by researchers Matlock & Reese (1960) and Davisson & Gill (1963), the performance of vertical load does not influence the results concerning the horizontal behavior of the pile; the composite pile, due to the higher stiffness bending (EI), transfers a lower stress to the soil than a concrete pile. The model calculations results of SAP2000 to the maximum horizontal displacement and bending moments were very close to the values obtained with the method of Navdocks DM-7 to the sandy soil. However, the results for the cohesive soil were close to the values obtained by the classical method of the differential equation.

Keywords: soil, piles, soil-pile interaction, modulus of subgrade reaction

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Estacas mistas preenchidas	32
Figura 2 – Modelos de interação solo-estaca.....	34
Figura 3 – Ilustração do ensaio SPT	36
Figura 4 – Modelo para representação do sistema geotécnico	58
Figura 5 – Modelo de Winkler	59
Figura 6 – Curva (p - y) para modelar o comportamento não-linear do solo	61
Figura 7 – Conversão de pressão em carga distribuída	64
Figura 8 – Discretização modelo de Winkler	64
Figura 9 – Reação do solo (p) em relação ao deslocamento da estaca (y)	66
Figura 10 – Solos coesivos pré-adensados	67
Figura 11 – Areias, siltes e argilas normalmente adensadas	68
Figura 12 – Estimativa dos valores de n_h para solos arenosos, em função N_{SPT}	71
Figura 13 – Coeficiente de reação horizontal do solo	74
Figura 14 – Capacidade de carga em sapatas	79
Figura 15 – Caso I: Estacas com cabeça flexível ou condição articulada	84
Figura 16 – Caso II: Estacas com cabeça rígida, engastada na superfície.....	84
Figura 17 – Caso III: Estacas com cabeça rígida, acima da superfície	84
Figura 18 – Coeficientes adimensionais para estaca carregada lateralmente (caso I).....	87
Figura 19 – Conversão do módulo de reação	89
Figura 20 – Geometria da estaca de concreto.....	99
Figura 21 – Geometria da estaca mista.....	100
Figura 22 – Carregamentos na estaca - casos I e II.	104
Figura 23 – Perfil do solo arenoso.....	105
Figura 24 – Perfil do solo coesivo	105
Figura 25 – Perfil dos solos estratificados 1 e 2, respectivamente	106
Figura 26 – Imagem geral do modelo de cálculo (SAP2000)	118
Figura 27 – Propriedades do concreto (SAP2000)	119
Figura 28 – Fatores de modificação da seção transversal para estaca mista (SAP2000)	120
Figura 29 – Seção transversal da estaca (SAP2000)	120
Figura 30 – Propriedades geométricas da seção transversal (SAP2000).....	121
Figura 31 – Carregamentos na estaca - casos de cargas I e II (SAP2000)	121
Figura 32 – Numeração dos nós (SAP2000)	123

Figura 33 – Variação dos momentos fletores com a profundidade – solo arenoso (SAP2000)	127
Figura 34 – Esforços cortantes (kN) combinações 1 e 2 – solo arenoso (SAP2000)	128
Figura 35 – Forças axiais (kN) combinações 1 e 2 – estaca de concreto solo arenoso (SAP2000)	129
Figura 36 – Forças axiais (kN) combinações 1 e 2 – estaca mista solo arenoso (SAP2000)	130
Figura 37 – Variação dos deslocamentos horizontais com a profundidade – solo arenoso (SAP2000)	131
Figura 38 – Variação das reações horizontais com a profundidade – solo arenoso (SAP2000)	131
Figura 39 – Variação dos momentos fletores com a profundidade– solo coesivo (SAP2000)	132
Figura 40 – Esforços cortantes (kN) combinações 1 e 2 – solo coesivo (SAP2000)	133
Figura 41 – Forças axiais (kN) combinações 1 e 2 – estaca de concreto solo coesivo (SAP2000)	134
Figura 42 – Forças axiais (kN) combinações 1 e 2 – estaca mista solo coesivo (SAP2000)	135
Figura 43 – Variação dos deslocamentos horizontais com a profundidade – solo coesivo (SAP2000)	136
Figura 44 – Variação das reações nas molas com a profundidade – solo coesivo (SAP2000)	136
Figura 45 – Variação dos momentos fletores com a profundidade – solo estratificado 1 (SAP2000)	137
Figura 46 – Esforços cortantes (kN) combinações 1 e 2 – solo estratificado 1 (SAP2000)	138
Figura 47 – Forças axiais (kN) combinações 1 e 2 – estaca de concreto solo estratificado 1 (SAP2000)	139
Figura 48 – Forças axiais (kN) combinações 1 e 2 – estaca mista solo estratificado 1 (SAP2000)	140
Figura 49 – Variação dos deslocamentos horizontais com a profundidade – solo estratificado 1 (SAP2000)	141
Figura 50 – Variação das reações horizontais com a profundidade – solo estratificado 1 (SAP2000)	141
Figura 51 – Variação dos momentos fletores com a profundidade - solo estratificado 2 (SAP2000)	142
Figura 52 – Esforços cortantes (kN) combinações 1 e 2 – solo estratificado 2 (SAP2000)	143
Figura 53 – Forças axiais (kN) combinações 1 e 2 – estaca de concreto solo estratificado 2 (SAP2000)	144
Figura 54 – Forças axiais (kN) combinações 1 e 2 – estaca de concreto solo estratificado 2 (SAP2000)	145
Figura 55 – Variação dos deslocamentos horizontais com a profundidade – solo estratificado 2 (SAP2000)	146

Figura 56 – Variação das reações nas molas com a profundidade – solo estratificado 2 (SAP2000)	146
Figura 57 – Gráfico comparativo dos resultados de K_i para solo arenoso.....	151
Figura 58 – Gráfico comparativo dos resultados de K_i para solo coesivo.....	153
Figura 59 – Comparação dos deslocamentos horizontais para a estaca de concreto.....	157
Figura 60 – Comparação dos deslocamentos horizontais para a estaca mista.....	158
Figura 61 – Comparação das reações horizontais para a estaca de concreto	159
Figura 62 – Comparação das reações horizontais para a estaca mista	159
Figura 63 – Exemplo de boletim de sondagem - solo arenoso	192
Figura 64 – Exemplo de boletim de sondagem - solo coesivo	193
Figura 65 – Exemplo de boletim de sondagem - solo estratificado	194

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Resumo das vantagens e desvantagens dos métodos de transferência de carga.....	35
Tabela 2 – Classificação dos solos arenosos e coesivos.....	40
Tabela 3 – Classificação dos solos arenosos	41
Tabela 4 – Classificação dos solos coesivos	41
Tabela 5 – Classificação dos solos arenosos	41
Tabela 6 – Classificação dos solos coesivos	42
Tabela 7 – Fatores de correção $F1$ e $F2$	44
Tabela 8 – Coeficiente K_p e razão de atrito (α)	45
Tabela 9 – Classificação dos solos segundo o diâmetro dos grãos	46
Tabela 10 – Valores para o módulo de elasticidade (E_s)	49
Tabela 11 – Valores para o coeficiente de Poisson (ν).....	50
Tabela 12 – Valores para peso específico (γ_{sat}) de solos arenosos	50
Tabela 13 – Valores para o peso específico (γ_{sat}) de solos coesivos	50
Tabela 14 – Valores para o peso específico (γ) de solos coesivos	51
Tabela 15 – Valores para o peso específico (γ) de solos arenosos	51
Tabela 16 – Valores para o ângulo de atrito (ϕ) de solos arenosos	52
Tabela 17 – Valores típicos da densidade relativa da areia (D_r)	53
Tabela 18 – Valores para a coesão do solo (c)	54
Tabela 19 – Valores de \bar{k}_{s1} para placas quadradas, 1x1 ft, em argila pré-adensada (kN/m^3)..	76
Tabela 20 – Valores de q_u para placas quadradas, 1x1 ft, em argila pré-adensada (kN/m^2)...	76
Tabela 21 – Valores de A e n_h para uma estaca com diâmetro igual a 1ft (kN/m^3).....	78
Tabela 22 – Fatores de forma	80
Tabela 23 – Fatores de capacidade de carga.....	81
Tabela 24 – Valores para estimar o coeficiente de reação do solo (k_s e k_h).....	82
Tabela 25 – Coeficientes adimensionais para estacas longas e $K = n_h \cdot z$	88
Tabela 26 – Classificação do solo arenoso para o cálculo dos coeficientes de mola (Terzaghi)	108
Tabela 27 – Valores adotados para o peso específico (γ_{sat}) do solo arenoso.....	108
Tabela 28 – Classificação do solo coesivo para o cálculo dos coeficientes de mola	109
Tabela 29 – Valores adotados para o módulo de elasticidade (E_s) do solo coesivo	109
Tabela 30 – Valor adotado para o coeficiente de Poisson (ν) do solo coesivo.....	109
Tabela 31 – Valores adotados para o n_h (kN/m^3)	110
Tabela 32 – Valores adotados para o de \bar{k}_{s1} (kN/m^3)	110

Tabela 33 – Classificação do solo arenoso para o cálculo dos coeficientes de mola (Bowles)	111
Tabela 34 – Fatores de forma adotados	112
Tabela 35 – Valores adotados para o ângulo de atrito (ϕ) solo arenoso	112
Tabela 36 – Fatores de capacidade de carga solo arenoso	112
Tabela 37 – Classificação do solo coesivo para o cálculo dos coeficientes de mola (Bowles)	113
Tabela 38 – Valores calculados para a coesão (c) solo coesivo	113
Tabela 39 – Valores adotados para o peso específico (γ_{sat}) do solo coesivo	113
Tabela 40 – Fatores de capacidade de carga solo coesivo	113
Tabela 41 – Valores para o de K e n_h – topo da estaca	114
Tabela 42 – Valores calculados para R e T	114
Tabela 43 – Classificação das estacas em função do comprimento	115
Tabela 44 – Parâmetros para os cálculos dos deslocamentos - solo arenoso (Navdocks DM-7)	115
Tabela 45 – Parâmetros para os cálculos dos momentos - solo arenoso (Navdocks DM-7)	116
Tabela 46 – Parâmetros para os cálculos dos cortantes - solo arenoso (Navdocks DM-7)	116
Tabela 47 – Parâmetros para os cálculos dos máximos deslocamentos - solo coesivo (Navdocks DM-7)	116
Tabela 48 – Parâmetros para os cálculos dos máximos momentos – solo coesivo (Navdocks DM-7)	117
Tabela 49 – Parâmetros para os cálculos dos máximos cortantes – solo coesivo (Navdocks DM-7)	117
Tabela 50 – Parâmetros para os cálculos dos deslocamentos - solo coesivo (equação diferencial)	117
Tabela 51 – Parâmetros para os cálculos dos momentos – solo coesivo (equação diferencial)	118
Tabela 52 – Combinações de cargas (SAP2000)	122
Tabela 53 – Coeficientes de mola solo arenoso (SAP2000)	124
Tabela 54 – Coeficientes de mola solo coesivo - estaca de concreto (SAP2000)	124
Tabela 55 – Coeficientes de mola solo coesivo - estaca mista (SAP2000)	124
Tabela 56 – Coeficientes de mola solo estratificado 1 - estaca de concreto (SAP2000)	125
Tabela 57 – Coeficientes de mola solo estratificado 1 - estaca mista (SAP2000)	125
Tabela 58 – Coeficientes de mola solo estratificado 2 - estaca concreto (SAP2000)	126
Tabela 59 – Coeficientes de mola solo estratificado 2 - estaca mista (SAP2000)	126
Tabela 60 – Resultados dos máximos deslocamentos solo arenoso (Navdocks DM-7)	147
Tabela 61 – Resultados dos máximos momentos fletores solo arenoso (Navdocks DM-7)	147
Tabela 62 – Resultados dos máximos cortantes solo arenoso (Navdocks DM-7)	148

Tabela 63 – Resultados dos máximos deslocamentos solo coesivo (Navdocks DM-7).....	148
Tabela 64 – Resultados dos máximos momentos fletores solo coesivo (Navdocks DM-7)...	148
Tabela 65 – Resultado dos máximos esforços cortantes solo coesivo (Navdocks DM-7).....	149
Tabela 66 – Resultado dos máximos deslocamentos solo coesivo (equação diferencial).....	149
Tabela 67 – Resultados dos máximos momentos fletores solo coesivo (equação diferencial)	150
Tabela 68 – Comparativo dos resultados do método de Navdocks com o SAP2000 – solo arenoso.....	160
Tabela 69 – Comparativo dos resultados do método de Navdocks com o SAP2000 – solo coesivo.....	160
Tabela 70 – Comparativo dos resultados do método da eq. diferencial com o SAP2000 – solo coesivo.....	161
Tabela 71 – Resultados dos coeficientes de molas - Solo arenoso (Prop. Elásticas)	173
Tabela 72 – Resultados dos coeficientes de molas - solo coesivo estaca concreto (Vesic) ...	174
Tabela 73 – Resultados dos coeficientes de molas - solo coesivo estaca mista (Vesic)	174
Tabela 74 – Resultados dos coeficientes de molas - solo coesivo método simplificado (Vesic)	174
Tabela 75 – Resultados dos coeficientes de molas - solo arenoso (Terzaghi)	175
Tabela 76 – Resultados dos coeficientes de molas - solo coesivo (Terzaghi).....	175
Tabela 77 – Resultados dos coeficientes de molas - solo arenoso (Bowles).....	176
Tabela 78 – Resultados dos coeficientes de molas - solo coesivo (Bowles).....	177
Tabela 79 – Momentos fletores – solo arenoso (SAP2000).....	177
Tabela 80 – Deslocamentos – solo arenoso (SAP2000).....	178
Tabela 81 – Reações nas molas – solo arenoso (SAP2000).....	179
Tabela 82 – Momentos fletores – solo coesivo (SAP2000)	181
Tabela 83 – Deslocamentos – solo coesivo (SAP2000).....	182
Tabela 84 – Reações nas molas – solo coesivo (SAP2000)	183
Tabela 85 – Momentos fletores - solo estratificado 1 (SAP2000)	185
Tabela 86 – Deslocamentos – solo estratificado 1 (SAP2000)	185
Tabela 87 – Reações nas molas – solo estratificado 1 (SAP2000).....	187
Tabela 88 – Momento fletor – solo estratificado 2 (SAP2000).....	188
Tabela 89 – Deslocamentos – solo estratificado 2 (SAP2000)	189
Tabela 90 – Reações nas molas – solo estratificado 2 (SAP2000).....	190

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACI – *American Concrete Institute*

API – *American Petroleum Institute*

ASTM – *American Society for Testing and Materials*

CD – *Consolidated Drained*

CU – *Consolidated Undrained*

CPT – *Cone Penetration Test*

IRTP – *International Reference Test Procedure*

ISE – Interação Solo-Estrutura

ISSMFE – *Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering*

MEF – Método dos Elementos Finitos

NBR – Norma Brasileira Registrada

OCR – *Over Consolidation Ratio*

SI – Sistema Internacional de Unidades

SPT – *Standard Penetration Test*

UU – *Unconsolidated Undrained*

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras romanas maiúsculas

- A – coeficiente que depende da compactidade relativa da areia;
- A_a – área da seção transversal do tubo de aço;
- A_c – área da seção transversal do concreto;
- A_i – área de influência do nó i (diâmetro da estaca multiplicado pela distância entre os nós);
- A_p – área da seção transversal da ponta da estaca;
- A_s – constante válida para coeficientes horizontais ou verticais;
- A_{sa} – área da seção transversal da armadura;
- B_s – coeficiente de variação que depende da profundidade;
- B – lado da superfície de contato (diâmetro da estaca);
- C – fator de ajuste, considerando que q_{ult} corresponderia um assentamento igual a 0,0254 m (aproximadamente igual a 40 para unidades no SI);
- C_P^M – coeficiente adimensional para o momento fletor devido à aplicação da força horizontal;
- C_M^M – coeficiente adimensional para o momento fletor devido à aplicação do momento;
- C_P^Q – coeficiente adimensional para o esforço cortante devido à aplicação da força horizontal;
- C_M^Q – coeficiente adimensional para o esforço cortante devido à aplicação do momento;
- C_p^y – coeficiente adimensional para o deslocamento horizontal devido à aplicação da força horizontal;
- C_M^y – coeficiente adimensional para o deslocamento horizontal devido à aplicação do momento;
- D – máxima profundidade de interesse (pode ser igual ao comprimento da estaca);
- D_r – densidade relativa da areia;
- E – energia aplicada no ensaio *SPT*;
- E_a – módulo de elasticidade do aço;
- E_{ci} – módulo de elasticidade inicial do concreto;
- E_{cs} – módulo de elasticidade secante do concreto;
- $E_{c,red}$ – módulo de elasticidade reduzido do concreto;
- E_s – módulo de elasticidade do solo;
- E_{sa} – módulo de elasticidade da armadura;

$(E.A)_e$ – rigidez axial efetiva a compressão da seção mista;
 $(E_{cs}.A_c)$ – rigidez axial a compressão da seção de concreto;
 EI – rigidez a flexão da estaca;
 $(E.I)_e$ – rigidez efetiva a flexão da seção mista;
 $(E_{cs}.I_c)$ – rigidez a flexão da seção de concreto;
 $F1$ – fator de correção;
 $F2$ – fator de correção;
 G_s – módulo de cisalhamento do solo;
 I_a – momento de inércia do tubo de aço;
 I_c – momento de inércia do concreto;
 I_{mod} – fator de modificação do momento de inércia;
 I_{sa} – momento de inércia da seção transversal da armadura;
 K_p – fator que depende do tipo do solo;
 K – módulo de reação horizontal do solo;
 K_i – rigidez relativa do nó i ;
 K_L – valor de K na ponta da estaca ($z = L$);
 K_{py} – coeficiente de empuxo para ruptura geral, relacionado com o ângulo de atrito do solo;
 L – comprimento de embutimento da estaca dentro do solo;
 M_M – momento fletor na estaca devido à aplicação do momento;
 $M_{máx}$ – momento fletor máximo na estaca;
 M_O – momento aplicado na estaca;
 M_P – momento fletor na estaca devido à aplicação da carga horizontal;
 M_T – momento fletor total na estaca;
 N – carga vertical aplicada na estaca;
 N_c – fator de capacidade de carga;
 $N_{G,Sd}$ – parcela da força axial solicitante de cálculo devida à ação permanente e à ação decorrente do uso de atuação quase permanente;
 N_q – fator de capacidade de carga;
 N_{Sd} – força axial solicitante de cálculo;
 N_y – fator de capacidade de carga;
 N_{SPT} – índice de resistência à penetração (número de golpes medidos em campo);
 N_{60} – índice de resistência à penetração para uma energia de 60%;
 N_{70} – índice de resistência à penetração para uma energia de 70%;
 P_H – carga horizontal aplicada na estaca;

Q_M – esforço cortante devido à aplicação do momento (M_O);
 Q_P – esforço cortante devido à aplicação da carga horizontal (P_H);
 Q_T – esforço cortante total;
 R – fator de rigidez relativa estaca-solo para K constante com a profundidade;
 R_{rup} – carga de ruptura da estaca;
 R_L – resistência lateral da estaca;
 R_P – resistência de ponta da estaca;
 S_c – fator de forma (geometria da fundação);
 S_q – fator de forma (geometria da fundação);
 S_γ – fator de forma (geometria da fundação);
 T – fator de rigidez relativa estaca-solo para K variável linearmente com a profundidade;
 T_d – resistência ao deslizamento;
 U – perímetro da seção transversal;
 Z – profundidade relativa (z / T);
 $[B]_{(m)}$ – matriz que relaciona as deformações aos deslocamentos;
 $[E]_{(m)}$ – matriz de elasticidade do elemento m ;
 $[K]$ – matriz de rigidez;
 $[N]_{S(m)}$ – matriz de interpolação de superfície;
 $\{F\}$ – vetor de forças externas aplicadas sobre os nós do modelo;
 $\{U\}$ – vetor dos deslocamentos;

Letras romanas minúsculas

c – coesão do solo;
 f_{ck} – resistência característica do concreto à compressão;
 f_s – atrito lateral unitário na luva;
 k_h – coeficiente de reação horizontal do solo;
 k_s – coeficiente de reação vertical do solo;
 \bar{k}_{s1} – reação vertical para uma placa quadrada de 0,305 m (1 ft) de lado;
 m_h – relação entre o coeficiente de reação horizontal do solo e a profundidade abaixo da superfície;
 m_{mod} – fator de modificação da massa;
 n – expoente empírico positivo;
 n_h – constante de reação horizontal do solo;

p – reação do solo;
 pr – pressão de contato;
 p_0 – pressão efetiva de embutimento;
 q_c – resistência de ponta do cone;
 q_u – resistência a compressão simples;
 q_{ult} – capacidade de carga do sistema sapata-solo;
 r_l – tensão cisalhante atuante no fuste;
 r_p – tensão normal atuante na base;
 t – espessura do tubo de aço;
 y – deslocamento horizontal da estaca;
 y_M – deslocamento horizontal da estaca devido à aplicação do momento;
 y_o – deslocamento horizontal no topo da estaca;
 y_P – deslocamento horizontal da estaca devido à aplicação da carga horizontal;
 y_T – deslocamento horizontal total na estaca ;
 w – deslocamento vertical da estaca;
 z – profundidade da estaca no solo;
 $\{f\}_A$ - reações de superfície;
 $\{f\}_i$ - forças concentradas;
 $\{f\}_V$ - forças do corpo;

Letras gregas

γ – peso específico do solo;
 γ_{sat} – peso específico do solo saturado;
 γ_a – peso específico do aço;
 γ_c – peso específico do concreto;
 Δ_l – espessura da camada;
 α – razão de atrito;
 ν – Coeficiente de Poisson do solo;
 ν_a – Coeficiente de Poisson do aço;
 ν_c – Coeficiente de Poisson do concreto;
 ϕ – ângulo de atrito interno do solo;
 τ – tensão de cisalhamento;
 σ – tensão normal;

λ – relação entre a rigidez do solo e a rigidez à flexão da estaca;

φ – coeficiente de fluência do concreto;

$\{\sigma\}$ – tensões;

$\{\varepsilon\}$ – deformações;

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	24
1.1. Apresentação.....	24
1.2. Objetivo.....	25
1.2.1. <i>Objetivo geral</i>	25
1.2.2. <i>Objetivos específicos</i>	25
1.3. Justificativa.....	26
1.4. Estrutura do trabalho.....	28
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	29
2.1. Aspectos gerais das fundações profundas.....	29
2.2. Principais características das estacas	30
2.2.1. <i>Classificação das estacas</i>	30
2.2.1.1. Tipo de material da estaca	31
2.2.1.2. Método de execução	33
2.2.1.3. Métodos de transferência de carga	33
2.3. Levantamento de informações do solo através de sondagens à percussão (SPT) ..	35
2.3.1. <i>Padrões de ensaio do SPT</i>	36
2.3.2. <i>Fatores determinantes na medida de SPT</i>	37
2.3.3. <i>Correções dos valores medidos de N_{SPT}</i>	38
2.3.4. <i>Classificação do solo segundo os valores do N_{SPT}</i>	40
2.3.4.1. NBR-6484/2001	40
2.3.4.2. TERZAGHI	40
2.3.4.3. BOWLES.....	41
2.4. Capacidade de carga em estacas isoladas	42
2.4.1. <i>Método semi-empírico Aoki-Velloso</i>	43
2.5. Características e comportamento dos solos.....	45
2.5.1. <i>Classificação dos solos</i>	46
2.5.1.1. Solos arenosos (granulares ou não coesivos).....	46
2.5.1.2. Solos coesivos	47
2.5.2. <i>Parâmetros geotécnicos</i>	47

2.5.2.1.	Módulo de elasticidade do solo	49
2.5.2.2.	Coeficiente de Poisson do solo	49
2.5.2.3.	Peso específico do solo.....	50
2.5.2.4.	Ângulo de atrito interno do solo.....	51
2.5.2.5.	Coesão do solo.....	53
2.6.	Interação solo-estrutura.....	55
2.6.1.	<i>Métodos para a previsão de recalques</i>	56
2.6.2.	<i>Métodos de análise para transferência de cargas</i>	57
2.6.2.1.	Modelos do meio contínuo	58
2.6.2.2.	Modelos do meio discreto.....	59
2.6.2.2.1.	<i>Modelo de Winkler</i>	59
2.6.2.2.2.	<i>Curvas (p-y)</i>	60
2.6.3.	<i>Teoria da reação do solo</i>	61
2.6.3.1.	Coeficiente de reação vertical do solo	62
2.6.3.2.	Coeficiente de reação horizontal do solo	62
2.6.4.	<i>Módulo de reação horizontal do solo</i>	63
2.6.4.1.	Variação do módulo de reação horizontal com a profundidade	66
2.6.4.2.	Avaliação do valor do módulo de reação horizontal.....	68
2.6.5.	Rigidez relativa estaca-solo	69
2.6.5.1.	Classificação das estacas em função do comprimento	70
2.6.6.	<i>Métodos para determinação do coeficiente de reação do solo</i>	70
2.6.6.1.	Correlações com as propriedades do solo	71
2.6.6.2.	Método de TERZAGHI.....	73
2.6.6.3.	Método de BOWLES	78
2.6.7.	<i>Método de NAVDOCKS DM-7 (1962)</i>	83
2.6.8.	<i>Solução clássica da equação diferencial para solos coesivos</i>	89
2.7.	Modelagem através do método dos elementos finitos.....	90
2.7.1.	<i>Derivação geral das equações de equilíbrio de um elemento finito</i>	91
3.	METODOLOGIA	96
3.1.	Definição das características das estacas, das cargas atuantes e do solo	96
3.2.	Considerações para a interação solo-estaca.....	96
3.3.	Elaboração dos modelos de cálculo no <i>software</i> SAP2000.....	96
3.4.	Resultados	97

3.5. Discussões e conclusões	97
4. MATERIAIS	98
4.1. Características das estacas	98
4.1.1. Estaca de concreto armado	98
4.1.2. Estaca mista (aço-concreto)	99
4.2. Cargas atuantes	103
4.3. Características dos solos.....	104
4.3.1. Solo arenoso.....	104
4.3.2. Solo coesivo.....	105
4.3.3. Solos estratificados 1 e 2	106
4.4. Parâmetros para o cálculo dos coeficientes de mola	106
4.4.1. Correlações com as propriedades do solo.....	107
4.4.1.1. Solo arenoso	107
4.4.1.2. Solo coesivo	108
4.4.2. Método de TERZAGHI	109
4.4.2.1. Solo arenoso	110
4.4.2.2. Solo coesivo	110
4.4.3. Método de Bowles	110
4.4.3.1. Solo arenoso	111
4.4.3.2. Solo coesivo	112
4.5. Cálculo da rigidez relativa estaca-solo	114
4.5.1. Classificação das estacas em função do comprimento	115
4.6. Parâmetros para o método de Navdocks DM-7 (1962)	115
4.6.1. Solo arenoso.....	115
4.6.2. Solo coesivo.....	116
4.7. Parâmetros para o método clássico da equação diferencial	117
4.7.1. Solo coesivo.....	117
4.8. Modelagem no software de cálculo estrutural SAP2000	118
4.8.1. Definição geral dos modelos de cálculo.....	118
4.8.2. Propriedades dos materiais.....	119

4.8.3.	<i>Geometria da estaca</i>	120
4.8.4.	<i>Cargas atuantes - casos I e II</i>	121
4.8.5.	<i>Combinações de cargas</i>	122
4.8.6.	<i>Interação solo-estaca</i>	122
4.8.6.1.	Considerações gerais	122
4.8.6.2.	Coeficientes de mola adotados.....	123
5.	RESULTADOS	127
5.1.	Modelos de cálculo do SAP2000	127
5.1.1.	<i>Solo arenoso</i>	127
5.1.1.1.	Momentos fletores.....	127
5.1.1.2.	Esforços cortantes	128
5.1.1.3.	Forças axiais.....	129
5.1.1.4.	Deslocamentos	130
5.1.1.5.	Reações nas molas.....	131
5.1.2.	<i>Solo coesivo</i>	132
5.1.2.1.	Momentos fletores.....	132
5.1.2.2.	Esforços cortantes	133
5.1.2.3.	Forças axiais.....	134
5.1.2.4.	Deslocamentos	135
5.1.2.5.	Reações nas molas.....	136
5.1.3.	<i>Solo estratificado 1 (argila e areia)</i>	137
5.1.3.1.	Momentos fletores.....	137
5.1.3.2.	Esforços cortantes	138
5.1.3.3.	Forças axiais.....	139
5.1.3.4.	Deslocamentos	140
5.1.3.5.	Reações nas molas.....	141
5.1.4.	<i>Solo estratificado 2 (areia e argila)</i>	142
5.1.4.1.	Momentos fletores.....	142
5.1.4.2.	Esforços cortantes	143
5.1.4.3.	Forças axiais.....	144
5.1.4.4.	Deslocamentos	145
5.1.4.5.	Reações nas molas.....	146
5.2.	Método de NAVDCOKS DM-7	147
5.2.1.	<i>Solo arenoso</i>	147

5.2.1.1.	Máximo deslocamento.....	147
5.2.1.2.	Máximo momento fletor.....	147
5.2.1.3.	Máximo esforço cortante.....	148
5.2.2.	<i>Solo coesivo</i>	148
5.2.2.1.	Máximo deslocamento.....	148
5.2.2.2.	Máximo momento fletor.....	148
5.2.2.3.	Máximo esforço cortante.....	149
5.3.	Método clássico da equação diferencial	149
5.3.1.	<i>Solo coesivo</i>	149
5.3.1.1.	Máximo deslocamento.....	149
5.3.1.2.	Máximo momento fletor.....	150
6.	DISCUSSÕES	151
6.1.	Coeficientes de mola.....	151
6.1.1.	<i>Solo arenoso</i>	151
6.1.2.	<i>Solo coesivo</i>	152
6.2.	Comportamento das estacas nos modelos de cálculo do SAP2000	154
6.2.1.	<i>Resposta da estaca em função da profundidade</i>	154
6.2.1.1.	<i>Solo arenoso</i>	154
6.2.1.2.	<i>Solo coesivo</i>	155
6.2.1.3.	<i>Solos estratificados</i>	155
6.2.2.	<i>Comparação dos resultados para os casos de carga I e II</i>	156
6.2.3.	<i>Comparação dos resultados para a estaca de concreto e mista</i>	156
6.2.4.	<i>Comparação dos resultados para os diferentes tipos de solo</i>	157
6.3.	Comparação dos resultados dos modelos de cálculo do SAP2000 com o método de Navdocks DM-7	160
6.3.1.	<i>Solo arenoso</i>	160
6.3.2.	<i>Solo coesivo</i>	160
6.4.	Comparação dos resultados dos modelos de cálculo do SAP2000 com o método da equação diferencial	161
6.4.1.	<i>Solo coesivo</i>	161
7.	CONCLUSÕES.....	163
8.	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	165

ANEXOS	173
1. RESULTADOS DOS COEFICIENTES DE MOLA	173
1.1. Correlações com as propriedades elásticas do solo.....	173
1.1.1. Solo arenoso	173
1.1.2. Solo coesivo	174
1.2. Método de TERZAGHI.....	174
1.2.1. Solo arenoso	174
1.2.2. Solo coesivo	175
1.3. Método de BOWLES	176
1.3.1. Solo arenoso	176
1.3.2. Solo coesivo	176
2. RESULTADOS DOS MODELOS DE CÁLCULO DO SAP2000.....	177
2.1. Solo arenoso	177
2.1.1. Momentos fletores.....	177
2.1.2. Deslocamentos.....	178
2.1.3. Reações nas molas.....	179
2.2. Solo coesivo.....	181
2.2.1. Momentos fletores.....	181
2.2.2. Deslocamentos.....	182
2.2.3. Reações nas molas.....	183
2.3. Solo estratificado 1 (argila e areia)	184
2.3.1. Momentos fletores.....	184
2.3.2. Deslocamentos.....	185
2.3.3. Reações nas molas.....	187
2.4. Solo estratificado 2 (areia e argila)	188
2.4.1. Momentos fletores.....	188
2.4.2. Deslocamentos.....	189
2.4.3. Reações nas molas.....	190
3. EXEMPLOS DE BOLETINS DE SONDAAGEM	192
3.1. Solo arenoso	192
3.2. Solo coesivo	193
3.3. Solo estratificado.....	194

1. INTRODUÇÃO

1.1. Apresentação

A estaca é um tipo de fundação profunda, muito utilizada para transferir grandes cargas da superestrutura para um solo resistente. Além de cargas verticais, este tipo de fundação pode ser submetido a cargas horizontais. Essas forças horizontais, podem ser provenientes, por exemplo, de impactos de navios durante a atracação, ação das ondas em estruturas *off-shore*, entre outras. O grande problema de estacas submetidas a cargas horizontais é a complexa análise da interação solo-estaca (CHORE et al, 2012).

Para análise de uma estrutura, o elemento solo representa um dos parâmetros mais importantes, pois todas as ações atuantes serão transferidas para ele, tendo assim uma forte influência no comportamento das estacas. A consideração do efeito da interação solo-estrutura (ISE) nos projetos é um dos grandes desafios da engenharia de fundações, pois as obras devem ter garantia de estabilidade, funcionalidade e durabilidade durante toda a sua vida útil.

O objetivo principal de estudar o solo e a estrutura como um sistema único é determinar a grandeza dos deslocamentos verticais e horizontais e a sua influência na redistribuição de esforços solicitantes nos elementos que compõem a estrutura. A importância da ISE se deve também ao fato de que uma mesma estrutura submetida às mesmas ações externas apresenta reações de apoio que variam conforme as condições do maciço de solos em que ela se encontra.

Atualmente é possível estudar a ISE através de métodos numéricos, que com a evolução dos computadores se transformaram em uma ferramenta cada vez mais utilizada pelos pesquisadores. Para a realização dos estudos contidos nesta dissertação foi utilizado como ferramenta numérica o Método dos Elementos Finitos (MEF) através do *software* de cálculo estrutural SAP2000.

Os métodos da teoria de reação horizontal do solo são muito utilizados no cálculo de estacas carregadas horizontalmente, principalmente pela sua simplicidade de utilização. Esta teoria tem como hipótese básica a consideração de que a reação do solo (p) é proporcional ao deslocamento horizontal (y), semelhante ao problema da viga sobre apoio elástico, conhecida como hipótese de Winkler (CINTRA, 2002).

1.2. Objetivo

1.2.1. *Objetivo geral*

O presente trabalho tem o objetivo de fazer um estudo da interação solo-estaca sujeito a carregamento horizontal em ambientes submersos, utilizando os métodos de reação horizontal do solo.

1.2.2. *Objetivos específicos*

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- calcular os coeficientes de molas utilizando os métodos de Terzaghi, Bowles e com equações que correlacionam às propriedades elásticas do solo, comparando os resultados e verificando qual o método mais apropriado para ser utilizado nos modelos de cálculo;
- gerar os modelos de cálculo através do programa estrutural SAP2000, para obtenção dos seguintes resultados:
 - ✓ resposta da estaca em função da profundidade, comparar os resultados obtidos com o comportamento indicado por pesquisadores;
 - ✓ casos de carga I e II, verificar a influência da carga vertical no comportamento horizontal da estaca;
 - ✓ dois diferentes tipos de estacas, de concreto armado e mista (tubo metálico circular preenchido com concreto armado), verificar a influência da rigidez no comportamento da estaca e;
 - ✓ quatro diferentes condições para o solo, comparar o comportamento das estacas em função das diferentes condições do solo.
- calcular a resposta das estacas, para os solos arenoso e coesivo, pelo método proposto pela Marinha Americana, conhecido como Navdocks DM-7. Comparar os resultados calculados com os valores obtidos dos modelos de cálculo do SAP2000 e;
- calcular a resposta das estacas, para o solo coesivo, pela solução clássica da equação diferencial. Comparar os resultados calculados com os valores obtidos dos modelos de cálculo do SAP2000.

1.3. Justificativa

Segundo Porto (2010), para obter uma solução estrutural racionalizada para a fundação é necessário fazer um estudo detalhado do mecanismo de transferência de carga entre o sistema estrutural e o maciço de solos ou rochas, com o conhecimento prévio das características físicas e mecânicas do solo em questão. A análise conjunta do sistema estrutural e do sistema geotécnico é conhecida por interação solo-estrutura (ISE).

Para o cálculo de estacas, a maioria das normas estruturais impõe que os esforços (forças e momentos) devem ser obtidos da análise estrutural, levando em consideração no cálculo os seguintes parâmetros: a influência da força axial, a influência da variação do momento de inércia da seção transversal sobre a rigidez da estaca, a influência dos momentos e deslocamentos das extremidades da estaca, além dos efeitos da duração das cargas. Fica subentendido que devem ser considerados os efeitos de fluência e os efeitos de movimentos das fundações e da estrutura (KHOURI, 2001).

A norma brasileira NBR 6118/2007, que aborda a execução de obras de concreto armado indica, no item referente aos deslocamentos de apoio, que estes devem ser considerados quando gerarem esforços significativos em relação ao conjunto de outras ações, isto é, quando a estrutura for hiperestática e muito rígida. O deslocamento de cada apoio deve ser avaliado em função das características físicas da fundação.

A norma brasileira NBR 6122/2010, que aborda sobre o projeto e execução de fundações, considera importante à instrumentação das estruturas para observação do comportamento das fundações e da interação solo-estrutura (ISE). A importância desse procedimento é para o controle da obra, e também para o progresso da técnica e da melhoria dos conhecimentos obtidos sob as condições reais.

O *American Concrete Institute* (ACI) dedica o capítulo 2 do ACI-336.2R/88 ao assunto ISE. Neste capítulo estão apresentados alguns fatores que devem ser considerados, como o tipo de solo, a forma, o tamanho e a rigidez da fundação. Deve ser considerada também a rigidez da estrutura nas análises.

As estruturas de fundações profundas, constituídas por estacas ou tubulões, quando utilizadas em estruturas *offshore* são submetidas também a significativas cargas horizontais, que se comportam de modo bastante interativo com o maciço de solos. Devido a esta forte interação, quando as ações sobre as estruturas induzem a deslocamentos horizontais e recalques verticais no maciço de solos, se torna importante o estudo da ISE.

Um dos principais efeitos em uma estrutura devido ao estudo da ISE, segundo Gusmão (1990), é a redistribuição das cargas nos elementos estruturais, com tendência à uniformização dos recalques diferenciais. As estacas das extremidades, que a princípio seriam menos solicitadas numa análise convencional (considerando o solo como uma base rígida), receberiam mais cargas se fosse considerado a ISE, devido à deformabilidade do solo. Já as estacas centrais sofreriam um alívio nas cargas.

Uma análise estrutural considerando a ISE resultará em uma estrutura mais econômica e mais realista, pois a avaliação da distribuição de tensões será feita considerando-se a deformabilidade do maciço de solos. É importante ressaltar que uma modelagem numérica “realista”, depende da confiabilidade dos parâmetros dos solos que serão utilizados nas análises, que devem ser de fato os valores reais do solo em questão. Esses parâmetros podem ser quantificados por meio de ensaios de campo ou de laboratório, ou até mesmo por tabelas de correlações (PORTO & SILVA, 2010).

Neste trabalho a consideração da interação solo-estaca foi feita conforme o modelo discreto de Winkler, no qual são empregadas molas para representar o solo. Assim o contato solo-estaca é feito com apoio elástico nodal (molas), considerando-se deslocamentos nas direções x e z .

Existem vários estudos já feitos na área de modelagem do solo, entretanto ainda há pouca qualidade da resposta dos modelos de cálculo disponíveis para se realizar uma análise de ISE. Há dificuldades em definir o problema fisicamente, o que indica um grau de precisão computacional complexo.

Um modelo que represente com mais rigor a perspectiva física pode desviar os resultados referentes aos comportamentos do mesmo. Isso pode ocorrer devido as possíveis incertezas na determinação dos parâmetros envolvidos.

Na literatura sobre ISE existem vários estudos onde o solo é modelado de diversas maneiras. De todos os modelos de fundação, o método apresentado por Winkler, apesar de ser o mais simples, aparece como uma das melhores alternativas. A vantagem deste método é utilizar apenas um parâmetro, que é o coeficiente de reação do solo, que pode ser determinado e adequado conforme o tamanho e a forma da real fundação. A desvantagem deste método é que as molas que substituem o solo são consideradas com um comportamento independente (SILVA, 2006).

Um método que faça uma aproximação considerando uma idealização do meio elástico contínuo não é considerado uma opção atrativa devido à grande dificuldade de obter um valor preciso do módulo de elasticidade do solo, o qual é um parâmetro essencial para este tipo de

método. Isso faz com que o método de Winkler, com a aproximação usando o coeficiente de reação do solo, seja mais utilizado (SILVA, 2006).

1.4. Estrutura do trabalho

O presente trabalho, intitulado como “Estudo da interação solo-estaca sujeito a carregamento horizontal em ambientes submersos”, foi dividido em sete capítulos, sendo: introdução, revisão bibliográfica, metodologia, materiais, resultados dos modelos de cálculo, discussões e conclusões. Após as conclusões e os comentários finais encontram-se as referências e na sequência os anexos.

- Capítulo 1 – Introdução: feita uma breve introdução do tema, mostrando a importância de levar em consideração a interação solo-estrutura num projeto. Foram apresentados os objetivos (geral e específicos) e as justificativas;
- Capítulo 2 – Revisão bibliográfica: revisão da literatura dos assuntos tratados no trabalho;
- Capítulo 3 – Metodologia: metodologia utilizada na pesquisa, apresentando uma breve descrição das etapas;
- Capítulo 4 – Materiais: Este capítulo apresenta às características das estacas (concreto armado e mista), as cargas atuantes, as características dos solos, as considerações adotadas para a interação solo-estaca, os parâmetros de entrada para as modelagens no *software* SAP2000 e os cálculos pelos métodos de Navdocks DM-7 e da solução clássica da equação diferencial.
- Capítulo 5 – Resultados: este capítulo mostra os resultados obtidos dos modelos de cálculo do SAP2000 e os valores calculados pelos métodos de Navdocks DM-7 e da solução clássica da equação diferencial;
- Capítulo 6 – Discussões
- Capítulo 7 – Conclusões
- Capítulo 8 – Sugestões para trabalhos futuros
- Referências.
- Anexos.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta uma revisão da literatura que trata dos principais assuntos relacionados à interação solo-estaca em ambientes submersos. A obtenção de dados e informações referentes ao assunto deste trabalho, em publicações científicas especializadas, dissertações, teses e livros, teve como objetivo mostrar, identificar e justificar a necessidade de considerar a interação solo-estaca num projeto.

A interação do solo estaca é considerada através das curvas de reação horizontal sobre o fuste das estacas em cada profundidade, além das vinculações de extremidade em função do tipo do solo. Os trabalhos utilizados como referência para este assunto se referem aos modelos lineares com variação K constante ou linear, de acordo com profundidade.

Os problemas de determinação de capacidade de carga em fundações *offshore* em geral podem ser resolvidos por modelos analíticos, tais como os apresentados na API-RP-2A (2005). Nos outros casos, o solo pode ser modelado como um conjunto de molas não-lineares que representam o seu comportamento lateral (curvas $p-y$), seu comportamento axial (curvas $t-z$) e seu comportamento de ponta (curvas $q-u$).

As estacas quando utilizadas em determinadas estruturas, tais como pontes, torres e estruturas *offshore*, que além de cargas verticais são também submetidas a significativas cargas horizontais, apresentam um comportamento bastante interativo com o maciço dos solos. Devido essa forte interação, principalmente quando as ações sobre as estruturas induzem deslocamentos horizontais e recalques verticais no solo, a investigação sobre o comportamento das estacas se torna um vasto campo de estudo (KHOURI, 2001).

2.1. Aspectos gerais das fundações profundas

Conforme a norma brasileira NBR-6122/2010, fundações profundas são elementos que transmitem a carga da superestrutura para o terreno, por resistência de ponta (pela base), por resistência da superfície lateral (resistência de fuste) ou pela combinação destas duas ações. A sua profundidade deve ser superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3m, salvo outra justificativa. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas, os tubulões e os caixões.

2.2. Principais características das estacas

A norma brasileira NBR-6122/2010, define por estaca um elemento de fundação profunda, executado inteiramente com o auxílio de equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, ocorra a descida de algum operário. Os materiais mais comuns utilizados neste tipo de estaca são: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado “*in-loco*” ou sistemas mistos, como aço e concreto.

A estaca é um elemento estrutural de fundação profunda esbelto, que pode ser colocado no solo por processo de cravação, prensagem, vibração ou por escavação, ou de forma mista, que seriam dois ou mais processos.

A função mais comum das estacas é de transferir as cargas verticais da estrutura para as camadas mais profundas do maciço do solo, onde a capacidade de suporte é adequada. As estacas são classificadas em estaca de ponta, quando atravessam um solo pobre e penetra em um solo de boa capacidade resistente, e estacas de atrito, quando são instaladas num solo de menor capacidade de suporte, sendo a transferência de carga feita por atrito mobilizado na sua interface com o solo. Na maioria dos casos, a transferência de carga vertical para o solo, resulta de uma combinação de resistência de ponta e atrito mobilizado ao longo do fuste da estaca (KHOURI, 2001).

2.2.1. Classificação das estacas

Na literatura existem várias informações disponíveis que indicam que as estacas podem ser classificadas de diferentes modos, dentre eles estão: Chellis (1961-1962), Tomlinson (1977), Vesic (1977), Fuller (1983) (*apud* KHOURI, 2001).

Conforme o trabalho de Prakash & Sharma (1990), todos esses métodos de classificação podem ser agrupados em uma das cinco categorias apresentadas abaixo:

1. Tipo de material da estaca (concreto armado, madeira, aço, mista);
2. Método de fabricação;
3. Nível de perturbação no solo durante a instalação da estaca;
4. Método de execução (cravação, escavação e misto) e;
5. Método de transferência de carga.

Dentre as cinco categorias acima citadas, os aspectos mais relevantes aos objetivos deste trabalho são: tipo de material da estaca, método de execução e métodos relacionados com o processo de transferência de cargas para o solo.

2.2.1.1. Tipo de material da estaca

Neste item do trabalho são apresentados comentários apenas sobre as estacas de concreto e as estacas mistas (aço-concreto), pois somente estes dois tipos de materiais serão utilizados nas análises.

a) Estaca mista aço-concreto

Conforme a norma NBR-6122/2010, estaca mista é um tipo de fundação profunda constituída de dois (não podendo ser mais que dois) elementos de materiais diferentes, como: madeira, aço, concreto pré-moldado e concreto moldado “*in-loco*”.

As estacas mistas aço-concreto são formadas por um perfil de aço estrutural, simples ou composto, que poderá ser preenchido ou revestido de concreto, simples ou armado, apresentando algumas vantagens construtivas e estruturais (FIGUEIREDO, 1998).

Inicialmente surgiram as estacas mistas revestidas de concreto, devido à necessidade de proteger os perfis de aço contra o fogo. Posteriormente começou a utilizar o concreto para o preenchimento de perfis de aço tubulares, surgindo assim as estacas mistas preenchidas (ALVA & MALITE, 2005).

As estruturas mistas aço-concreto procuram através da combinação de perfis de aço com o concreto, simples ou armado, associar as vantagens que esses materiais podem oferecer, em termos de resistência e aspectos construtivos (FIGUEIREDO, 1998).

A combinação dos materiais aço e concreto em estacas mistas podem trazer algumas vantagens, como: proteção ao fogo, aumento da resistência da estaca, aumento da rigidez da estrutura aos carregamentos horizontais (como exemplo, vento e solicitações decorrentes de sismos), quando comparados as estacas de concreto armado as estacas mistas apresentam uma comportamento mais “*dúctil*” e ausência de fôrmas no caso de estacas mistas preenchidas, possibilitando a redução de custos com materiais e mão-de-obra (ALVA & MALITE, 2005).

As estacas mistas preenchidas são formadas por perfis de aço tubulares (quadrado, retangular ou circular) preenchidas com concreto. As principais vantagens deste tipo de estaca é a dispensa do uso de fôrmas e armaduras. Dentre as desvantagens pode-se citar: necessidade de proteger o perfil de aço contra a corrosão e a dificuldade da colocação de conectores de cisalhamento quando se verifica a necessidade do uso destes (FIGUEIREDO, 1998).

Em estacas mistas preenchidas, o tubo de aço deve ser capaz de suportar as pressões laterais provenientes do concreto no estado fresco e resistir às ações provenientes da fase

construtiva e do peso próprio da estrutura. Somente após o preenchimento e endurecimento do concreto, à estaca passar a trabalhar como mista (aço e concreto), que durante a vida útil deverá suportar as ações de serviços e os efeitos de longa duração, como a deformação lenta (fluência) e retração do concreto. A fluência do concreto causa a redução das tensões no concreto e conseqüentemente um acréscimo de tensões no tubo de aço.

O concreto utilizado para o preenchimento do tubo de aço minimiza problemas referentes à instabilidade do perfil de aço. Já o tubo de aço pode aumentar a resistência do concreto devido ao efeito de confinamento.

A figura 1 mostra dois exemplos de estacas mistas preenchidas, sendo um composto por perfil de aço tubular retangular (c) e o outro por perfil de aço tubular circular (d).

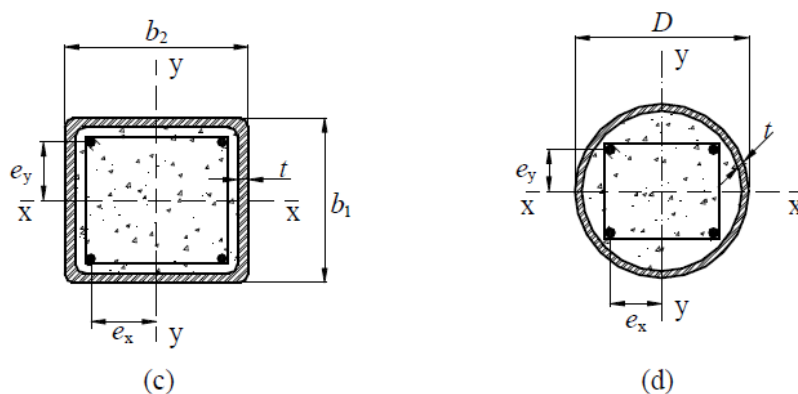


Figura 1 – Estacas mistas preenchidas
Fonte: NBR-8800/2008(Anexo P)

b) Estaca de concreto armado

As estacas de concreto armado são divididas em dois tipos, as estacas pré-moldadas e as moldadas “*in-loco*”.

As estacas pré-moldadas podem ser fabricadas no canteiro de obras ou em usinas. Em relação às armaduras as estacas pré-moldadas podem ser em concreto armado ou em concreto protendido. Dentre as principais vantagens estão: segurança na passagem de camadas de solos muito moles; os agentes agressivos encontrados no solo não agem sobre a cura do concreto; e boa qualidade do concreto (facilidade em fazer o controle da concretagem). Dentre as principais desvantagens estão: dificuldades de adaptação às variações do terreno (corte e emendas de difícil execução); para a manipulação deve ser feito dimensionamento específico para resistir aos esforços; exigem uma grande área do canteiro (terreno firme e plano) para a

estocagem e (ou) fabricação; maior dificuldade na execução e no transporte, exigindo equipamentos com maior capacidade de cargas e; limitadas em seção e comprimento, devido ao peso próprio e dificuldade de cravação em solos compactos, principalmente areia compactas (CAVALCANTE, 2005; CONSTANCIO, 2004).

As estacas pré-moldadas de concreto protendido possuem grandes comprimentos e são utilizadas para suportar cargas elevadas. Esse tipo de estaca traz as seguintes vantagens: elevada resistência na compressão, tração e flexão composta; maior capacidade de manipulação, transporte, levantamento e cravação e; pequena fissuração (CAVALCANTE, 2005; CONSTANCIO, 2004).

As estacas moldadas “*in-loco*” possuem uma grande vantagem sobre as pré-moldadas, que é a execução da estaca com o comprimento estritamente necessário, evitando-se assim o desperdício de material (CAVALCANTE, 2005; CONSTANCIO, 2004).

2.2.1.2. Método de execução

Em fundações profundas existem dois grupos diferentes de estacas, que são: as estacas de deslocamentos (cravadas), que são introduzidas no terreno sem fazer a retirada do solo, e as estacas escavadas que são executadas “*in-loco*” através da perfuração do terreno por um processo que faz a remoção do solo, pode ser com ou sem revestimento, com ou sem a utilização de fluido estabilizante (lama bentonítica, por exemplo) (CAVALCANTE, 2005; CONSTANCIO, 2004).

A norma brasileira de fundações NBR-6122/2010, define dois tipos de estacas cravadas, por percussão e por prensagem. As estacas cravadas por percussão são instaladas no solo por golpes de martelo (podendo ser por gravidade, de explosão, de vapor, de diesel, de ar comprimido ou vibratório). Em alguns casos, esta cravação pode ser precedida por escavação ou lançamento. As estacas cravadas por prensagem são instaladas no solo através de um macaco hidráulico.

2.2.1.3. Métodos de transferência de carga

O método adotado para transferência de carga da estrutura para solo é um parâmetro importante na análise da ISE.

Vários métodos de análise solo-estrutura foram desenvolvidos para o dimensionamento de estacas sujeitas a carregamentos horizontais. Praticamente, em todos esses métodos, à

estaca é considerada como uma peça linear caracterizada por uma rigidez à flexão (EI). A principal diferença entre os vários métodos desenvolvidos se encontra na modelagem do solo envolvente. Essa modelagem do solo (figura 2) pode ser agrupada basicamente em dois tipos de modelos, que são: (SANTOS, 2008)

- modelos do meio contínuo, no qual o solo é considerado como um meio elástico contínuo. Nestes modelos é possível simular a interface solo-estaca e também admitir leis de comportamento elastoplástico para o solo e;
- modelos do meio discreto, no qual o solo é assimilado a uma série de molas independentes com comportamento elástico linear, modelo de Winkler, ou elástico não-linear, representado pelas curvas ($p-y$).

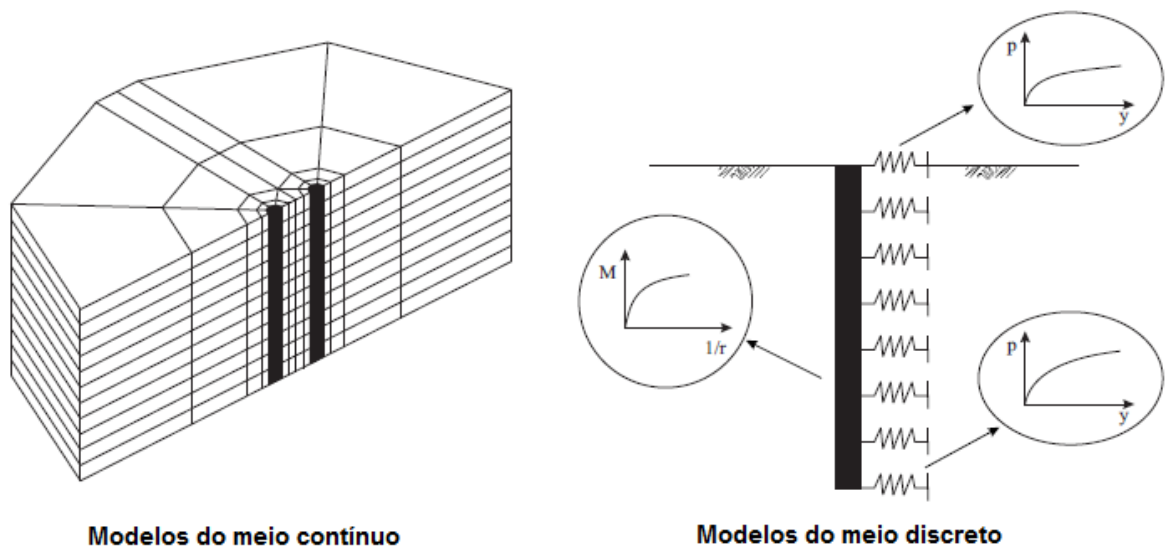


Figura 2 – Modelos de interação solo-estaca
Fonte: GOMES & SANTOS, 1994 *apud* SANTOS, 2008

Os demais modelos podem ser considerados variantes destes dois modelos básicos. Os métodos que consideram a modelagem no contínuo enfocam o sistema solo-estaca de modo integrado, com base em algumas hipóteses simplificadoras.

De acordo com Prakash & Sharma (1990), comparando-se o método de Winkler com os modelos do meio contínuo, são encontradas várias vantagens e desvantagens entre eles, dos quais estão resumidos na tabela 1.

Tabela 1 – Resumo das vantagens e desvantagens dos métodos de transferência de carga
 Fonte: PRAKASH & SHARMA,1990

Método	Vantagens	Desvantagens
Meio discreto (Winkler)	Método simples há muito tempo usado na prática.	Ignora a descontinuidade do solo.
	Pode incorporar não linearidades, variação do coeficiente de reação com a profundidade e pode ser aplicado em solos estratificados.	O coeficiente de reação não é uma propriedade do solo, pois depende das dimensões da estaca e do seu deslocamento.
Meio contínuo	É um método mais realista.	Na prática é difícil determinar as deformações e o módulo do solo que elas correspondem
	Pode fornecer soluções para módulo variável com a profundidade e solos estratificados.	Requer mais experiência de campo.

Uma descrição mais detalhada dos dois diferentes modelos, discreto e contínuo, está apresentada no item 2.6.2 deste trabalho.

2.3. Levantamento de informações do solo através de sondagens à percussão (SPT)

A sondagem à percussão, também conhecida como SPT (*Standard Penetration Test*), é um dos ensaios de campo mais utilizado para a determinação das características mecânicas dos solos. As vantagens deste ensaio com relação aos demais são: simplicidade do equipamento, baixo custo e obtenção de um valor numérico de ensaio que pode ser relacionado com regras empíricas de projeto (SCHNAID, 2000).

As sondagens à percussão são definidas como perfurações capazes de ultrapassar o nível d'água e atravessar solos relativamente duros ou compactos. Essas perfurações não ultrapassam naturalmente os matacões e blocos de rocha, podem ser detidas por pedregulhos, e têm dificuldade de atravessar saprólitos (solos residuais jovens) muito compactos e alterações de rocha. No caso de se encontrar grande dificuldade de perfuração, a sondagem pode ser suspensa, conforme os critérios indicados na norma brasileira NBR-6484/2001 (VELLOSO & LOPES, 1997).

O SPT tem a finalidade de determinar os tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência, a posição do nível d'água e os índices de resistência à penetração (N_{SPT}) a cada metro (NBR-6484/2001).

2.3.1. Padrões de ensaio do SPT

A normatização do ensaio SPT foi realizada pela *American Society Testing and Materials* (ASTM) em 1958, sendo comum em todo o mundo a utilização de procedimentos e equipamentos não padronizados, diferentes do padrão internacional. Em vários países existem normas nacionais com características variáveis e um padrão internacional considerado como referência (*International Reference Test Procedure – IRTP / Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering – ISSMFE*) (SCHNAID, 2000).

Os equipamentos utilizados para a execução dos ensaios são: tripé com roldana, tubo de revestimento, sapata de revestimento, hastes de lavagem e penetração, amostrador padrão, martelo padronizado para cravação (65 kg), cabeças de bater dos tubos de revestimento e das hastes de cravação, haste-guia do martelo, baldinho com válvula de pé, bomba métrica ou trena, recipientes para amostrar e martelo de saca tubos. A figura 3 ilustra o ensaio SPT.

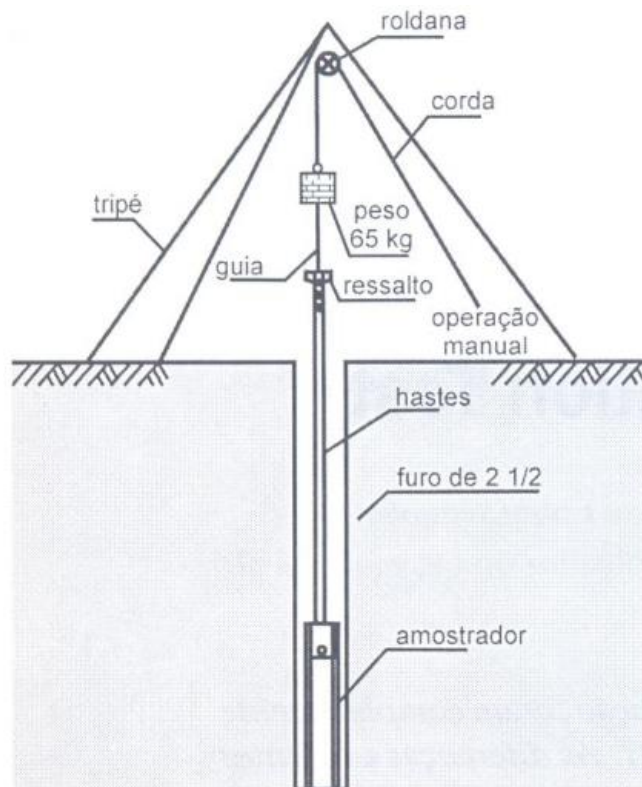


Figura 3 – Ilustração do ensaio SPT
Fonte: SCHNAID, 2000

No Brasil existe normalização própria, sendo que o procedimento deste ensaio está descrito na NBR-6484/2001. O método consiste na cravação de um amostrador-padrão, chamado originalmente de Raymond-Terzaghi, que por meio de golpes de um peso de 65 kgf

cai de altura de 75 cm de altura. Deve ser anotado o número de golpes necessários para cravar os 45 cm do amostrador em 3 conjuntos de golpes para cada 15 cm. O resultado do ensaio SPT é o número de golpes necessário para cravar os 30 cm finais, desprezando-se, portanto, os primeiros 15 cm, embora o número de golpes para esta penetração seja também fornecido. O ensaio de SPT é feito a cada 1 metro. (VELLOSO & LOPES, 1997).

No resumo do ensaio de sondagem, fornecido pelo boletim de sondagem, obtém-se a descrição da estratigrafia do terreno, a indicação da observação da água subterrânea e a avaliação da resistência mecânica dos estratos de solo medidos pelo número N_{SPT} de golpes para cravação de 30 cm do amostrador-padrão. Através do número N_{SPT} o ensaio indica a compactidade dos solos granulares (areias e siltes arenosos) e a consistência dos solos argilosos (argilas e siltes argilosos) (VELLOSO & LOPES, 1997).

2.3.2. Fatores determinantes na medida de SPT

Em diferentes países existem várias técnicas de perfuração, equipamentos e procedimentos, resultantes de fatores locais e o grau de desenvolvimento tecnológico do setor na região, o que resulta em muitas diferenças nos resultados obtidos. As principais diferenças se referem ao método de perfuração, fluido estabilizante, diâmetro do furo, mecanismo de levantamento e liberação de queda do martelo, rigidez das hastes, geometria do amostrador, método de cravação e condições do solo (SCHNAID, 2000).

Dentre os fatores relacionados ao método de escavação os mais importantes são: (SCHNAID, 2000)

- perfuração revestida e não preenchida totalmente com água;
- uso de bentonita;
- revestimento cravado além do limite de cravação e;
- ensaio executado dentro de região revestida.

A influência do equipamento nos resultados do SPT está relacionada com a energia transferida ao amostrador no processo de cravação. São responsáveis por essas diferenças nos resultados dos SPT os seguintes equipamentos com os respectivos aspectos que influenciam: (SCHNAID, 2000).

- martelo: energia transferida pelos diferentes mecanismos de levantamento e liberação da queda, massa do martelo e uso de cepo de madeira no martelo;
- hastes: peso e rigidez, comprimento, perda de energia nos acoplamentos e;

- amostrador: integridade da sapata cortante, uso da válvula e uso de revestimento plástico interno.

Os efeitos e as condições do solo na resistência à penetração, também influenciam nos resultados. Quando o amostrador é cravado para dentro do solo, sua penetração é resistida pelo atrito nas superfícies externas e internas e na base do amostrador, com isso a massa de solo nas proximidades do amostrador é afetada pela energia de choque do martelo, transmitida através das hastes. O excesso de pressões neutras gerado terá dissipação decorrente da permeabilidade do material. Como o comportamento dos solos depende da trajetória de tensões e nível de deformações que são submetidos, teoricamente um ensaio de campo ideal deveria apresentar um caminho de tensões e nível de deformações uniforme em toda a massa envolvida no processo, complementado por condições perfeitamente não-drenadas, ou de total dissipação da pressão neutra. Nem o SPT nem os outros ensaios de campo atendem completamente a essas condições (SCHNAID, 2000).

2.3.3. Correções dos valores medidos de N_{SPT}

É recomendada a correção dos valores medidos de N_{SPT} , considerando o efeito da energia de cravação e do nível de tensões. Estas correções nos valores são feitas devido às limitações do ensaio, e não estão relacionadas com as características do solo (SCHNAID, 2000).

O martelo utilizado no ensaio SPT, possui uma energia potencial quando posicionado a uma determinada altura, que logo é transformada em energia cinética quando liberado em queda livre. No entanto, a energia potencial no ensaio SPT, não é totalmente transformada em energia cinética, devido às perdas por atrito nas cordas e roldanas e da própria dinâmica de transmissão de energia do conjunto.

No Brasil é comum à utilização de sistemas manuais para a liberação de queda do martelo, que aplica uma energia da ordem de 70% da energia teórica, já nos Estados Unidos e na Europa o sistema é mecanizado, sendo a energia liberada para a queda do martelo de aproximadamente 60%. Devido a essas diferenças, a prática internacional sugere normalizar o número de golpes com base no padrão americano de N_{60} , sendo assim, deve-se majorar o valor medido de N_{SPT} obtido em uma sondagem brasileira em 10% e 20% (VELLOSO & LOPES, 1996 *apud* SCHNAID, 2000).

A norma brasileira NBR-6484/2001 adota um único amostrador, e estabelece critérios rígidos quanto ao procedimento de perfuração e ensaio. Mesmo com todas essas recomendações, no meio técnico existem variações regionais de procedimentos de sondagem nos seguintes aspectos: uso ou ausência de coxim e cabeça de bater; acionamento com corda de sisal ou cabo de aço com e sem roldana e; variação do tipo de martelo utilizado (SCHNAID, 2000).

Admite-se que os valores do N_{SPT} sejam inversamente proporcionais à energia transmitida às hastes. A equação 1 apresenta a relação entre a energia empregada e a energia de referência, podendo ser utilizada para converter qualquer valor de energia (BOWLES, 1997).

$$E_1 \cdot N_1 = E_2 \cdot N_2 \quad (\text{Eq. 1})$$

Onde:

- N_1 e N_2 – número de golpes correspondentes às porções de energias representadas por E_1 e E_2 que chegam as hastes.

Sempre que os resultados do ensaio foram utilizados para obter uma estimativa de parâmetros de comportamento do solo, serão fornecidas recomendações específicas quanto à necessidade de correções dos valores medidos de N_{SPT} . A correção para o padrão americano de N_{60} é realizada através de uma relação linear entre a energia empregada e a energia de referência, conforme mostra a equação 2 (SCHNAID, 2000).

$$N_{60} = \frac{(N_{SPT} \cdot E)}{0,60} \quad (\text{Eq. 2})$$

Onde:

- N_{60} – índice de resistência à penetração para uma energia de 60% (número de golpes);
- N_{SPT} – número de golpes medidos em campo;
- E – porcentagem (%) da energia aplicada no ensaio em campo;

2.3.4. Classificação do solo segundo os valores do N_{SPT}

Será abordada neste capítulo a classificação do solo segundo os valores do N_{SPT} , sob três diferentes fontes, que são: NBR-6484/2001 (norma brasileira), Bowles e Terzaghi.

2.3.4.1. NBR-6484/2001

Conforme a norma brasileira NBR-6484/2001, o boletim de sondagem deve fornecer junto com a classificação do solo, sua compactidade ou consistência de acordo com a tabela 2, indicada no anexo A desta norma.

Tabela 2 – Classificação dos solos arenosos e coesivos
Fonte: NBR-6484/2001 (Anexo A)

Solo	Índice de resistência à penetração (N_{70})	Designação
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa (o)
	5 - 8	Pouco compacta (o)
	9 - 18	Medianamente compacta (o)
	19 - 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacta (o)
Argilas e siltes argilosos (coesivos)	≤ 2	Muito mole
	3 - 5	Mole
	6 - 10	Média (o)
	11 - 19	Rija (o)
	> 19	Dura (o)

As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.) referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não podem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na mecânica dos solos (NBR-6484/2001).

2.3.4.2. TERZAGHI

Segundo Terzaghi (1948), a classificação dos solos pode ser feita utilizando o resultado do ensaio SPT, através dos valores do N_{SPT} . As tabelas 3 e 4 mostram a classificação para solos arenosos e coesivos, respectivamente.

Tabela 3 – Classificação dos solos arenosos

Fonte: TERZAGHI & PECK, 1948

Compacidade de areia e silte	Índice de resistência à penetração (N_{70})
Muito fofa	< 4
Fofa	4 – 10
Medianamente compacta	10 – 30
Compacta	30 – 50
Muito compacta	> 50

Tabela 4 – Classificação dos solos coesivos

Fonte: TERZAGHI & PECK, 1948

Consistência da argila	Índice de resistência à penetração (N_{70})	Resistência à compressão simples (q_u) kN/m ²
Muito mole	2	< 25
Mole	2 - 4	25 - 50
Média	4 – 8	50 - 100
Rija	8 – 15	100 - 200
Muito rija	15 – 30	200 - 400
Dura	> 30	400 - 800

Na classificação dos solos por Terzaghi, foi considerado o sistema manual para a liberação de queda do martelo, que aplica uma energia da ordem de 70% da energia teórica.

2.3.4.3. BOWLES

Segundo Bowles (1997), a classificação dos solos pode ser feita utilizando o resultado do ensaio SPT, através dos valores do N_{SPT} com uma energia igual 70%. As tabelas 5 e 6 mostram a classificação para solos arenosos e coesivos, respectivamente.

Tabela 5 – Classificação dos solos arenosos

Fonte: BOWLES, 1997

Índice de resistência à penetração (N_{70})	Tamanho do grão	Compacidade da areia				
		Muito Fofa	Fofa	Medianamente compacta	Compacta	Muito compacta
Fino		1 - 2	3 - 6	7 - 15	16 - 30	?
Médio		2 - 3	4 - 7	8 - 20	21 - 40	> 40
Grosso		3 - 6	5 - 9	10 - 25	26 - 45	> 45

Tabela 6 – Classificação dos solos coesivos

Fonte: BOWLES, 1997

Consistência da argila	Índice de resistência à penetração (N_{70})	Resistência à compressão simples (q_u) kN/m^2
Muito mole	0 - 2	< 25
Mole	3 - 5	25 - 50
Média	6 - 9	50 - 100
Rija	10 - 16	100 - 200
Muito rija	17 - 30	200 - 400
Dura	> 30	> 400

2.4. Capacidade de carga em estacas isoladas

Conforme a norma brasileira NBR-6122/2010, a carga admissível sobre uma estaca é definida como a força aplicada sobre a estaca ou tubulão isolado, provocando apenas recalques que a construção pode suportar sem inconvenientes, e oferecendo, simultaneamente, segurança satisfatória contra a ruptura, ou o escoamento do solo, ou do elemento de fundação.

Para a determinação da capacidade de carga em estacas isoladas, os métodos mais comuns utilizados, são:

- métodos dinâmicos;
- métodos baseados em prova de carga ou;
- métodos estáticos.

Os métodos dinâmicos são métodos de estimativas de capacidade de carga, baseados na previsão e/ou verificação do comportamento de estacas submetidas à ação de carregamento dinâmico. Pode ser usado o ensaio de carregamento dinâmico definido na NBR-13208 – Estacas – Ensaio de Carregamento Dinâmico – Método de Ensaio, que utiliza uma instrumentação fundamentada na aplicação da equação da onda (NBR-6122/2010).

A capacidade de carga pode ser avaliada por provas de cargas executadas conforme as exigências da NBR-12131 – Estacas – Prova de Carga Estática – Método de Ensaio. A carga admissível obtida através deste método deve ser multiplicada por um fator de segurança contra a ruptura igual a 2, devendo ser observado que durante a prova de carga o atrito lateral será sempre positivo, mesmo que venha a ser negativo ao longo da vida útil da estaca (NBR-6122/2010).

Os métodos estáticos podem ser teóricos, quando o cálculo é feito de acordo com a teoria desenvolvida dentro da mecânica dos solos, ou semi-empíricos, quando são usadas correlações com ensaios “*in-loco*” (NBR-6122/2010).

Os métodos semi-empíricos geralmente são utilizados na falta de dados de laboratório, sendo assim utilizados processos baseados nos dados de campo, como os resultados dos ensaios de SPT, CPT entre outros (PUPPI, 2004).

Para determinar os valores dos N_{SPT} dos solos que foram utilizados nas análises deste trabalho, foi utilizado o método semi-empírico proposto por Aoki-Velloso. O critério adotado como referência foi o comprimento de embutimento da estaca dentro do solo, sendo utilizado o mesmo valor para as quatro diferentes condições do solo. Portanto, os valores do N_{SPT} foram ajustados em função do comprimento de embutimento da estaca e do tipo de solo.

2.4.1. Método semi-empírico Aoki-Velloso

O método de Aoki-Velloso parte da ideia geral de que a capacidade de carga de uma estaca isolada pode ser decomposta em uma parcela de resistência de ponta e outra de atrito lateral, de acordo com a equação 3: (CINTRA & AOKI, 2011)

$$R_{rup} = R_L + R_p \quad (\text{Eq. 3})$$

Onde:

- R_{rup} – carga de ruptura da estaca;
- R_L – resistência lateral e;
- R_p – resistência de ponta.

As parcelas de resistência lateral e de ponta são dadas pelas equações 4 e 5, respectivamente.

$$R_L = U \cdot \Sigma.(r_l \cdot \Delta_l) \quad (\text{Eq. 4})$$

$$R_p = r_p \cdot A_p \quad (\text{Eq. 5})$$

Onde:

- U – perímetro da seção transversal;
- r_l – tensão cisalhante atuante no fuste;
- r_p – tensão normal atuante na base;

- Δ_l – espessura da camada e;
- A_p – área da seção transversal da ponta da estaca.

Os parâmetros r_p e r_l (equações 6 e 7) são inicialmente correlacionados com ensaios de penetração estática CPT, por meio dos valores da resistência de ponta do cone (q_c) e do atrito lateral unitário na luva (f_s).

$$r_p = q_c \cdot F_1 \quad (\text{Eq. 6})$$

$$r_l = f_s \cdot F_2 \quad (\text{Eq. 7})$$

As incógnitas F_1 e F_2 são fatores de correção que levam em conta o efeito escala, ou seja, a diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone CPT (modelo), e também a influência do método executivo de cada tipo de estaca. Entretanto, como no Brasil o ensaio CPT não é tão usual quanto o SPT, o valor de resistência de ponta (q_c), pode ser estimado por uma correlação com o índice de resistência a penetração (N_{SPT}), conforme mostra a equação 8.

$$q_c = K_p \cdot N_{SPT} \quad (\text{Eq. 8})$$

Essa correlação possibilita relacionar o atrito lateral também em função do N_{SPT} com a utilização da razão de atrito (α), sendo:

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \quad (\text{Eq. 9})$$

Os valores para o coeficiente K_p (fator que depende do tipo do solo), razão de atrito (α) e as incógnitas F_1 e F_2 são mostradas nas tabelas 7 e 8.

Tabela 7 – Fatores de correção F_1 e F_2
Fonte: CINTRA & AOKI, 2011

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	5,00
Metálica	1,75	3,50
Pré-Moldada	1,75	3,50

Tabela 8 – Coeficiente K_p e razão de atrito (α)
 Fonte: CINTRA & AOKI, 2011

Solo		K_p (MPa)	α (%)
Areia	Areia	1,00	1,4
	Areia siltosa	0,80	2,0
	Areia silto-argilosa	0,70	2,4
	Areia argilosa	0,60	3,0
	Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	Silte	0,40	3,0
	Silte arenoso	0,55	2,2
	Silte areno-argiloso	0,45	2,8
	Silte argiloso	0,23	3,4
	Silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	Argila	0,20	6,0
	Argila arenosa	0,35	2,8
	Argila areno-siltosa	0,30	2,8
	Argila siltosa	0,22	4,0
	Argila silto-arenosa	0,33	3,0

2.5. Características e comportamento dos solos

Os solos são materiais resultantes da destruição das rochas pela ação do intemperismo químico e físico. O intemperismo químico está relacionado com os vários processos que alteram, solubilizam e depositam os minerais da rocha, transformando-as em solo. E o intemperismo físico está relacionado aos processos mecânicos de ação da água, vento, temperatura, peso, entre outros (PUPPI, 2004).

O comportamento do maciço de solo é muito complexo, sendo que em muitos casos é difícil a obtenção de bons resultados em simulações numéricas (DUTTA & ROY, 2002).

As partículas sólidas que formam os solos possuem liberdade de se deslocarem entre elas, no entanto esse movimento não ocorre tão facilmente como nos fluídos. Como as partículas sólidas não conseguem ocupar todo o volume disponível, o espaço vazio entre os grãos do solo é preenchido por ar e/ou líquido, geralmente água. A presença da fase fluída interfere nos processos de transmissão das forças, alterando o comportamento do solo. Mesmo não estando em contato direto, duas partículas sólidas adjacentes podem transmitir forças normais ou até tangenciais através do fluído existente entre as partículas (SILVA, 2006).

2.5.1. Classificação dos solos

A primeira característica que diferencia os solos é o dimensão das partículas, em alguns solos os grãos são perceptíveis a olho nu, como os grãos de pedregulho ou a areia do mar, e outros solos têm os grãos tão finos que, quando molhado, se transformam numa pasta (barro), não sendo possível visualizar as partículas individualmente.

Os grãos maiores do que 0,06 mm podem ser examinados a olho nu ou por meio de lupa. Eles constituem as frações muito grossas e grossas dos solos. Os grãos cuja dimensão varia de 0,06 mm a 0,002 mm representam a fração fina. Estes só podem ser examinados com microscópio (PUPPI, 2004).

Os grãos menores do que 0,002 mm constituem a fração muito fina. Os grãos entre 0,002 mm e 0,001 mm podem ser observados com microscópio, mas sua forma não pode ser percebida. A forma dos grãos menores do que 0,001 mm pode ser determinada por meio do microscópio eletrônico e a sua estrutura molecular pode ser investigada por meio do raio x. (PUPPI, 2004).

No Brasil segundo a norma NBR 6502/1995, a classificação dos solos é feita de acordo com sua granulometria, conforme mostra a tabela 9.

Tabela 9 – Classificação dos solos segundo o diâmetro dos grãos
Fonte: NBR-6502/1995

Classificação	Diâmetro dos grãos
Argila	> 0,002 mm
Silte	0,06 mm a 0,002 mm
Areia	2,0 mm a 0,06mm
Pedregulho	60,0 mm a 2,0 mm

Os pedregulhos, as frações muito grossas, são fragmentos de rocha compostos de um ou mais minerais. Os fragmentos podem ser angulares, sub-angulares, arredondados ou chatos. Podem ser sãos ou mostrar sinais de alteração adiantada, ser resistentes ou quebradiços (PUPPI, 2004).

2.5.1.1. Solos arenosos (granulares ou não coesivos)

Os solos arenosos são ricos em areia, que se apresentam na forma de grãos relativamente grandes. Estes grãos não conseguem reter a água por muito tempo no solo. A

água se infiltra rapidamente pelos espaços existentes entre os grãos de areia, indo se acumular nas camadas mais profundas (PROENC, 2012).

As areias, frações grossas do solo, são formadas principalmente por grãos de quartzo. Os grãos individuais de quartzo podem ser angulares, sub-angulares ou arredondados. Algumas areias contêm uma alta porcentagem de mica que as tornam muito elásticas (PUPPI, 2004).

A resistência ao cisalhamento do solo é determinada pelas características coesivas e friccionais entre as partículas do solo, sendo definida como a tensão máxima cisalhante que o solo pode suportar sem sofrer ruptura. Em solos arenosos, a resistência ao cisalhamento depende basicamente do ângulo de atrito entre as partículas (PINTO, 2000 *apud* SILVA & CARVALHO, 2007).

2.5.1.2. Solos coesivos

Os solos coesivos contêm muita argila que tem partículas de tamanho muito pequeno. A água é retida por muito tempo nos pequenos espaços entre os grãos de argila, originando o barro (PROENC, 2012).

A argila refere-se à solos com diâmetro dos grãos menores do que 0,002 mm. São pequenas partículas cristalinas de um ou mais membros de um pequeno grupo de minerais. Elas são basicamente silicatos hidratados de alumínio, com magnésio ou ferro ocupando toda ou parte das posições do alumínio em alguns minerais, e com elementos alcalinos (ex. sódio e potássio), ou alcalino-terrosos (ex. cálcio e magnésio) também presentes como constituintes essenciais de alguns deles (PUPPI, 2004).

A resistência ao cisalhamento de solos coesivos depende do ângulo de atrito entre as partículas e também da coesão do solo (SILVA & CARVALHO, 2007).

2.5.2. Parâmetros geotécnicos

Os parâmetros geotécnicos utilizados para representar o solo nas análises deste trabalho foram: o módulo de elasticidade ou módulo de Young (E_s), o coeficiente de Poisson (ν), o peso específico (γ), o ângulo de atrito (ϕ) e a coesão (c).

A obtenção desses parâmetros pode ser feita através de ensaios laboratoriais ou ensaios de campo. A grande dificuldade é a qualidade dos resultados, pois alguns ensaios não medem

diretamente o parâmetro estudado, apresentando assim resultados pouco confiáveis (RODY, 2010).

As propriedades elásticas do solo, como o módulo de elasticidade (E_s) e o coeficiente de Poisson (ν) são parâmetros importantes para o estudo do comportamento do solo (BOWLES, 1997). Estimar os valores para estes parâmetros é um dos assuntos mais difíceis da engenharia de fundação, pois estes dependem de muitos fatores, como: (PORTO, 2010)

- metodologia do ensaio de laboratório (confinado ou não, drenado ou não);
- grau de confinamento, o E_s varia desde valores mínimos para ensaios não confinados até valores muito altos;
- o E_s cresce com a razão de sobre-adensamento (*Over Consolidation Ratio* - OCR);
- baixos valores de teor de umidade tendem a elevar o valor do E_s . Rupturas frágeis a baixas deformações ocorrem a baixos teores de umidade;
- velocidade de aplicação das deformações em função do tempo. O valor de E_s pode ser reduzido até a metade em ensaios onde se aplicam altas velocidades e;
- amolgamento (perda de resistência do solo por destruição de sua estrutura) das amostras normalmente reduzem o valor de E_s .

O módulo de elasticidade pode variar conforme o nível de carregamento aplicado, grau de saturação e a região onde o se encontra (formação do maciço). Uma formulação que é válida para uma certa região pode não ser válida para outra. Portanto, é necessário muito cuidado ao fazer uso das correlações para determinar os parâmetros do solo. A escolha do E_s correto é o que determina a estimativa de recalque mais próxima da realidade. Embora as estimativas dos valores de E_s baseadas nas correlações com os valores do N_{SPT} proporcionarem valores aceitáveis, é indicado que sejam acompanhadas de ensaios de laboratório como o triaxial, compressão simples, entre outros (PORTO, 2010)

As características de cisalhamento do solo são representadas pela coesão do solo, pelo ângulo de atrito interno e pela resistência do solo ao cisalhamento.

Os parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) em solos saturados, principalmente nas argilas moles, dependem das condições de carregamento, variando do não drenado (rápido) ao drenado (lento) (CINTRA et al, 2011).

Em termos de capacidade de carga de fundações, geralmente é utilizado à condição não drenada, pois é considerada situação crítica, devido à capacidade de carga aumentar com a dissipação das pressões neutras. Por isso, é usual o cálculo da capacidade de carga apenas com os valores não drenados de coesão e ângulo de atrito (CINTRA et al, 2011).

2.5.2.1. Módulo de elasticidade do solo

O módulo de elasticidade (E_s) ou módulo de Young recebeu este nome devido ao cientista do século XIX Thomas Young. No entanto, o conceito foi desenvolvido por Leonhard Euler em 1727. Os primeiros experimentos que utilizaram o conceito do módulo de elasticidade foram realizados pelo cientista italiano Giordano Riccati em 1782 (RODY, 2010).

A obtenção do E_s pode ser feita em laboratório pelo ensaio triaxial. Existem três tipos de ensaios triaxiais, que são: adensado drenado (*Consolidated Drained* – CD), adensado não drenado (*Consolidated Undrained* – CU) e não adensado não drenado (*Unconsolidated Undrained* – UU) (RODY, 2010).

O valor do E_s pode ser estimado com base em resultados de ensaios realizados no campo (SPT, CPT, entre outros), ou fazendo correlações do tipo de solo com os valores publicados na literatura, conforme mostra a tabela 10 (BOWLES, 1997).

Tabela 10 – Valores para o módulo de elasticidade (E_s)
Fonte: BOWLES, 1997

Solos		E_s (MPa)
Solos coesivos (argilosos)	Argila muito mole	2 - 15
	Argila mole	5 - 25
	Argila média	15 - 50
	Argila dura	50 - 100
	Argila arenosa	25 - 250
Solos arenosos	Areia siltosa	5 - 20
	Areia fofa	10 - 25
	Areia compacta	50 - 81
	Areia fofa e pedregulhos	50 - 150
	Areia compacta e pedregulhos	100 - 200
	Silte	2 - 20

2.5.2.2. Coeficiente de Poisson do solo

O coeficiente de Poisson (ν) é a razão entre a deformação específica lateral e longitudinal, sendo um valor adimensional. Usualmente este parâmetro não impõe grandes alterações nos resultados das análises (RODY, 2010).

O valor do coeficiente de Poisson pode ser negativo se há contração lateral. Conforme a teoria de elasticidade o valor de ν varia de -1 a 0,5. Para casos práticos, devido as

dificuldades encontradas na medição, é indicado adotar para ν os valores apresentados na literatura, conforme sugerido na tabela 11 (BOWLES, 1997).

Tabela 11 – Valores para o coeficiente de Poisson (ν)
Fonte: BOWLES (1997)

Tipo de solo	ν
Argila saturada	0,40 – 0,50
Argila parcialmente saturada	0,10 – 0,30
Argila arenosa	0,20 – 0,30
Silte	0,30 – 0,45
Areia comum	0,30 – 0,40

2.5.2.3. Peso específico do solo

Bowles (1997) apresenta alguns valores para o peso específico do solo saturado (γ_{sat}), conforme mostram as tabelas 12 e 13, para solos arenosos e coesivos, respectivamente.

Tabela 12 – Valores para peso específico (γ_{sat}) de solos arenosos
Fonte: BOWLES (1997)

Compacidade da areia	Peso específico (γ_{sat}) (kN/m^3)
Muito fofa	11 – 16
Fofa	14 – 18
Medianamente compacta	17 – 20
Compacta	17 – 22
Muito compacta	20 – 23

Tabela 13 – Valores para o peso específico (γ_{sat}) de solos coesivos
Fonte: BOWLES (1997)

Consistência da argila	Peso específico (γ_{sat}) (kN/m^3)
Muito mole	16 – 19
Mole	
Média	17 – 20
Rija	19 – 22
Muito rija	
Dura	

O peso específico pode ser adotado a partir dos valores aproximados, se não houver ensaios de laboratório. Os valores aproximados são baseados em função da compacidade da

areia e da consistência da argila. Os estados de consistência e de compactidade são dados em função dos resultados do N_{SPT} . As tabelas 14 e 15 mostram os valores sugeridos por Godoy (1972) para solos coesivos e arenosos, respectivamente (*apud* CINTRA et al, 2011).

Tabela 14 – Valores para o peso específico (γ) de solos coesivos
Fonte: GODOY, 1972 *apud* CINTRA et al, 2011

Consistência da argila	Índice de resistência à penetração (N_{SPT})	Peso específico (γ) (kN/m^3)
Muito mole	≤ 2	13
Mole	3 – 5	15
Média	6 – 10	17
Rija	11 – 19	19
Dura	≥ 20	21

Tabela 15 – Valores para o peso específico (γ) de solos arenosos
Fonte: GODOY, 1972 *apud* CINTRA et al, 2011

Compactidade da areia	Índice de resistência à penetração (N_{SPT})	Peso específico (γ) (kN/m^3)		
		Seca	Úmida	Saturada
Fofa	< 5	16	18	19
Pouca compacta	5 – 8			
Medianamente compacta	9 – 18	17	19	20
Compacta	19 – 40	18	20	21
Muito compacta	> 40			

2.5.2.4. Ângulo de atrito interno do solo

O ângulo de atrito interno do solo (ϕ) representa as características friccionais entre as partículas do solo. Este parâmetro pode ser definido como o ângulo máximo que a força transmitida ao solo pode fazer com a força normal à superfície de contato, sem que haja cisalhamento do solo no plano de ruptura. Este parâmetro depende de alguns fatores, como o grau de compactação, a percentagem e tipo de argila, o tamanho e a forma dos grãos de areia do solo (PINTO, 2000 *apud* SILVA & CARVALHO, 2007).

O atrito é função da interação entre duas superfícies na região de contato. A parcela da resistência devido ao atrito pode ser demonstrada fazendo uma analogia com o problema de deslizamento de um corpo sobre uma superfície plana horizontal. A resistência ao deslizamento é proporcional à força normal aplicada, conforme mostra a equação 10 (MACCARINI, 2009).

$$T_d = N.tg\phi \quad (\text{Eq. 10})$$

Onde:

- T_d – resistência ao deslizamento;
- N – força normal e;
- ϕ – ângulo de atrito.

Para os solos a equação que representa o deslizamento de um corpo sobre uma superfície plana pode ser reescrita da seguinte forma (MACCARINI, 2009):

$$\tau = \sigma.tg\phi \quad (\text{Eq. 11})$$

Onde:

- τ – tensão de cisalhamento;
- σ – tensão normal;

Para os solos arenosos, constituídos de grãos isolados e independentes, o atrito é um misto de escorregamento (deslizamento) e de rolamento. Enquanto no atrito simples de escorregamento entre os sólidos, o ângulo de atrito é praticamente constante, isso não acontece com os materiais granulares, em que as forças atuantes, modificam sua compactidade, assim acarretando uma variação no ângulo de atrito, num mesmo solo. Portanto o ângulo de atrito interno do solo depende do tipo de material, e para um mesmo material depende de diversos fatores, como densidade, rugosidade, forma entre outros. Por exemplo, para uma mesma areia o ângulo de atrito no estado compactado é maior do que no estado fofo (ϕ densa > ϕ fofo) (MACCARINI, 2009).

As tabelas 16 e 17, sugeridas por Bowles (1997), apresentam alguns valores para o ângulo de atrito e para a densidade relativa da areia, respectivamente.

Tabela 16 – Valores para o ângulo de atrito (ϕ) de solos arenosos
Fonte: BOWLES (1997)

Ângulo de atrito (ϕ) ¹	Tamanho do grão	Compactidade da areia – SPT (N_{70})				
		Muito Fofo	Fofo	Medianamente compacta	Compacta	Muito compacta
	Fino	26 – 28	28 – 30	30 – 34	33 – 38	<50
	Médio	27 – 28	30 – 32	32 – 36	36 – 42	
	Grosso	28 – 30	30 – 34	33 – 40	40 – 50	

Observação: (1) Coeficiente de atrito - $\phi = 28^\circ + 15^\circ Dr$ (+/-2°)

Tabela 17 – Valores típicos da densidade relativa da areia (D_r)
 Fonte: BOWLES (1997)

Compacidade da areia	Densidade relativa (D_r)
Muito fofa	0
Fofa	0,15
Média	0,35
Compacta	0,65
Muito compacta	0,85

A densidade relativa da areia depende da pressão efetiva de embutimento (p_0), variando entre os valores de 70 a 500 kPa. Baixos valores de N_{SPT} correspondem a valores de p_0 em torno de 70 kPa e altos valores de N_{SPT} correspondem a valores de p_0 próximos a 500 kPa.

Para uma estimativa do ângulo de atrito podem-se utilizar duas correlações empíricas, que correlacionam este parâmetro com os valores de N_{SPT} . As equações foram propostas por Godoy (1983) e Teixeira (1996), respectivamente (*apud* CINTRA et al, 2011).

$$\phi = 28^\circ + 0,4 \cdot N_{SPT} \quad (\text{Eq. 12})$$

$$\phi = \sqrt{20 \cdot N_{SPT}} + 15^\circ \quad (\text{Eq. 13})$$

2.5.2.5. Coesão do solo

A coesão do solo é a parcela de resistência ao cisalhamento que independe da tensão normal entre as superfícies de suas partículas, podendo ser real ou aparente. A coesão real é resultado do efeito de agentes cimentantes, como teor de óxidos e de argilas silicatadas, e o resultado da atração entre as partículas próximas por forças eletrostáticas. A coesão aparente é resultado da tensão superficial da água nos capilares do solo, formando meniscos de água entre as partículas dos solos parcialmente saturados, que tendem a aproximá-las entre si. A coesão aparente constitui uma parcela de resistência ao cisalhamento de solos parcialmente saturados (SILVA & CARVALHO, 2007).

A coesão é a resistência que a fração argilosa empresta ao solo, pelo qual ele se torna capaz de se manter coeso em forma de torrões ou blocos, ou até mesmo ser cortado em diferentes formas e ter a capacidade de se manter neste formato. Os solos que têm essa propriedade chamam-se coesivos. Os solos não-coesivos, que são areias puras e pedregulhos,

escorregam facilmente ao serem cortados ou escavados, não conseguem manter a forma (VARGAS, 1977 *apud* MACCARINI, 2009).

Suponha que dois corpos estejam colados em uma superfície de contato, mesmo quando a força normal aplicada for igual à zero, existe uma parcela de resistência ao cisalhamento entre as partículas, que é independente dessa força normal aplicada. Essa parcela de resistência é definida como coesão verdadeira (MACCARINI, 2009).

A coesão é umas características de solos muito finos, como os siltes plásticos e as argilas. Tem-se constatado que ela aumenta de acordo com os seguintes aspectos: quantidade de argila e atividade coloidal, relação de pré-adensamento e diminuição da umidade (MACCARINI, 2009).

A coesão verdadeira ou real, definida anteriormente, deve ser distinguida da coesão aparente. A coesão aparente é a parcela da resistência ao cisalhamento de solos úmidos (parcialmente saturados), devido à tensão capilar da água (pressão neutra negativa), que atrai as partículas. No caso da saturação ou secagem total do solo a coesão aparente tende a zero (MACCARINI, 2009).

A tabela 18 apresenta alguns valores para a coesão do solo (c) em função da consistência da argila.

Tabela 18 – Valores para a coesão do solo (c)
Fonte: MACCARINI (2009) *apud* BOWLES (1979)

Consistência da argila	Coesão – c (kN/m^2)
Muito mole	< 12,5
Mole	12,5 – 25,0
Média	25,0 – 50,0
Rija	50,0 – 100,0
Muito rija	100,0 – 200,0
Dura	> 200,0

Outra maneira de obter um valor para a coesão não drenada é correlacionar a resistência do solo com o valor do N_{SPT} , de acordo com a equação 14. Esta relação também é utilizada quando não se dispõem de ensaios de laboratório (TEIXEIRA & GODOY, 1996 *apud* CINTRA et al, 2011).

$$c = 10.N_{SPT} \quad (\text{Eq. 14})$$

Onde:

- c – coesão do solo (kPa) e;
- N_{SPT} – índice de resistência à penetração.

2.6. Interação solo-estrutura

O solo é elemento muito importante na análise de uma estrutura, tendo uma forte influência no seu comportamento. O estudo da ISE pode ser feito através de um método numérico, utilizando um programa de análise estrutural. O solo geralmente é representado por molas (apoios flexíveis K_i) nos pontos que correspondem às fundações. Essas molas devem simular o solo, em termos de respostas mecânicas às ações provenientes da superestrutura (KHOURI, 2001; CRESPO, 2004).

Existem basicamente dois principais problemas numa análise para a obtenção da resposta de uma estaca sujeita a um carregamento genérico, que são:

- deve ser conhecida a resistência do solo, em função da profundidade, dos deslocamentos da estaca, da geometria da estaca e da natureza do carregamento e;
- obtenção das respostas da estaca em termos de esforços e deslocamentos.

O estudo da ISE é a ação recíproca entre os elementos componentes do conjunto tridimensional, formado pelo sistema estrutural e pelo sistema geotécnico (maciço de solo) de uma obra submetida às diversas ações externas. O equilíbrio estático desse sistema tridimensional hiperestático envolve a interação entre o sistema geotécnico e os elementos da estrutura (AOKI & CINTRA, 2005).

Os métodos numéricos, com a evolução dos computadores, se transformaram em uma ferramenta cada vez mais utilizada pelos pesquisadores. O estudo do comportamento do solo é bastante antigo, mas devido a esse avanço aumentou o interesse por esse assunto (OSHIMA, 2004).

O modelo de cálculo deve ser um mecanismo simplificado e capaz de representar o comportamento real da estrutura, ou simular adequadamente o fenômeno físico real (GOSHY, 1978 *apud* SILVA, 2006). Deste modo, será possível ter uma previsão do comportamento da estrutura real antes da execução.

Observa-se que a modelagem da superestrutura e da fundação é bem mais simples e direta que a modelagem do maciço de solo no qual a estrutura se apoia, pois o solo apresenta características complexas, como a anisotropia, a heterogeneidade e a não-linearidade nas

relações força-deslocamento. Devido a esses parâmetros, e as diversas características específicas do solo é possível modelá-lo de diversas formas, dependendo do nível de rigor que é desejado. A busca por um modelo de cálculo simples para representar fisicamente e matematicamente o solo, mostra dois métodos clássicos: o método de Winkler e o modelo contínuo. Nos anos recentes, vários estudos têm sido feitos, modelando o solo subjacente em numerosas e sofisticadas maneiras (SILVA, 2006).

Para fazer uma análise da ISE é importante saber o comportamento mecânico do material em análise. As teorias da elasticidade e da plasticidade apresentam alguns modelos de idealização do comportamento tensão-deformação. É usual na teoria da elasticidade, considerar que o material é isotrópico e a relação tensão-deformação é linear. No entanto, sabe-se que os solos são não-anisotrópicos e que a relação tensão-deformação é não-linear (PORTO & SILVA, 2010).

As últimas três décadas retrataram um grande crescimento nos métodos numéricos, sendo agora possível obter uma solução mais realista e satisfatória para os problemas da ISE. Entre os métodos numéricos, o procedimento mais versátil e bem sucedido é o método dos elementos finitos, que supera as desvantagens dos métodos convencionais. A modelagem física da ISE é possível através do uso de uma variedade de elementos. Dentre os vários estudos relatados na literatura sobre análises de estacas no contexto da análise linear e não-linear usando o MEF, podem-se citar: Yegian e Wright (1973), Desai (1974), Desai e Abel (1974), Desai e Appel (1976), Kuhlmeier (1979), Desai et al. (1981), Zaman et al. (1993), Narsimharao Ramkrishna (1996), Bransby Springman (1999), Ng e Zhang (2001), Sawant e Dewaikar (2001), Krishnamurthy et al (2003, 2005), Dewaikar et al. (2007), Zhang (2009), Chore et al. (2010) (*apud* CHORE et al, 2012).

A análise de estacas submetidas a cargas horizontais tem sido um tema muito estudado nas últimas décadas, dentre alguns trabalhos podem-se citar: Reese and Matlock (1956), Matlock and Reese (1960), Davisson and Gill (1963), Matlock (1970), Poulos (1971), Reese and Welch (1975), Randolph (1981), Norris (1986), Budhu and Davies (1988), Prakash and Kumar (1996), Ashour et al. (1998), Fan and Long (2005), Basu et al. (2009), Zhang (2009), Dewaikar et al. (2011) (*apud* SAWANT and SHUKLA, 2012).

2.6.1. Métodos para a previsão de recalques

Para determinar a previsão de recalques nas fundações existem basicamente três métodos, que são: métodos racionais, métodos semi-empíricos e métodos empíricos.

Nos métodos racionais, os parâmetros de deformabilidade determinados “*in-loco*” ou em laboratórios, são combinados a modelos teóricos de previsão de recalques. Este método pode ser realizado através de soluções analíticas a partir da teoria da elasticidade e por métodos numéricos (método das diferenças finitas, MEF e métodos dos elementos de contorno). Na prática as soluções da teoria da elasticidade são as que permitem o cálculo de recalques para diversos casos.

Nos modelos semi-empíricos, os parâmetros de deformabilidade, obtidos por correlação com ensaios “*in-loco*” de penetração são combinados a modelos teoricamente exatos de previsão de recalques. A expressão “semi-empírico”, se deve a utilização de correlações para a definição de propriedades de deformação dos solos. Estas correlações permitem a estimativa por meio de ensaios que não visam observar o comportamento tensão-deformação (no laboratório: ensaios triaxiais, oedométrico, etc; no campo: ensaios de placa, pressiométrico). Entre os ensaios pode-se citar também o de penetração estática ou de cone (CPT) e dinâmica (SPT). Os métodos semi-empíricos foram primeiramente desenvolvidos para previsão de recalques em areia, devido à dificuldade de ensaiar estes materiais em laboratório de maneira representativa das condições de campo. Depois passou a ser aplicado a argilas parcialmente saturadas e finalmente às argilas de um modo geral.

Nos modelos empíricos usam-se tabelas de valores típicos de tensões admissíveis para os diferentes tipos de solo. As tabelas geralmente não fornecem recalques, porém as tensões indicadas estão associadas a recalques usualmente aceitos em estruturas convencionais.

2.6.2. Métodos de análise para transferência de cargas

Para análises da ISE, podem ser utilizados dois modelos para representar o sistema geotécnico (figura 4), que são: (PORTO & SILVA, 2010).

- o maciço do solo representado como um meio contínuo, elástico linear ou não e;
- o maciço de solo representado por molas, com resposta linear (Winkler) ou não-linear e (curvas p - y).

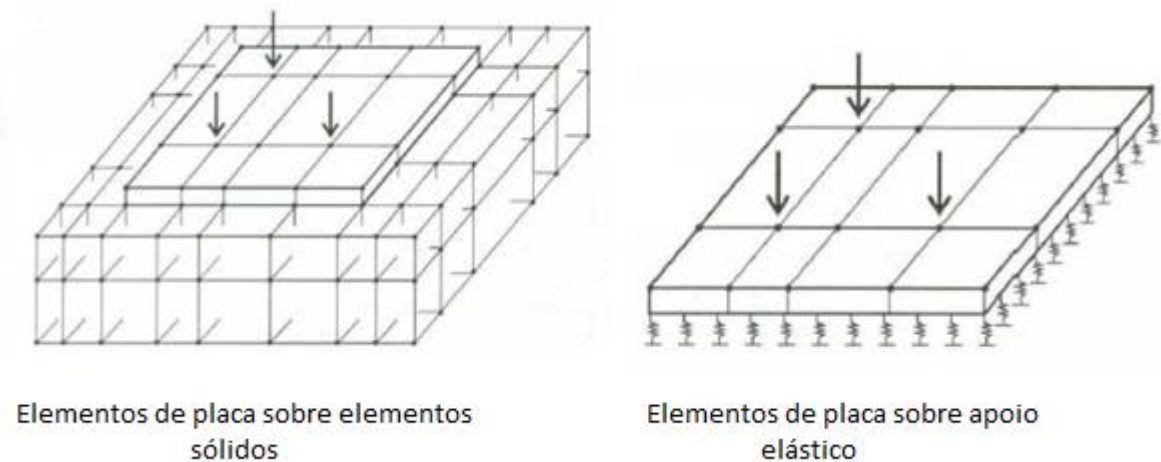


Figura 4 –Modelo para representação do sistema geotécnico
 Fonte: (adaptado) PORTO & SILVA, 2010

2.6.2.1. Modelos do meio contínuo

A modelagem no meio contínuo considera o deslocamento em pontos distintos de aplicação de carga, considerando assim o efeito da continuidade do meio, que é desprezada pelo modelos de meio discreto.

Este método é uma aproximação conceitual da representação física do solo infinito. A massa do solo é constituída por partículas discretas compactadas por alguma força intergranular. Essa aproximação têm mais informações de tensões e deformações da massa de solo que o modelo proposto por Winkler. No modelo elástico contínuo existe a importante vantagem da simplicidade dos parâmetros de entrada, como o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson, mas uma das maiores desvantagens é a inexatidão das reações calculadas na periferia das fundações (CRESPO, 2004).

Dentre as abordagens convencionais disponíveis, para analisar estacas submetidas a cargas horizontais, baseadas na modelagem no contínuo, podem-se citar: Spillers e Stoll 1964, Poulos 1971, Banerjee e Davis 1978 (*apud* CHORE et al, 2012).

O trabalho de Poulos & Davis (1968), é um dos estudos mais antigos sobre o comportamento de estacas em modelos de meio contínuo. Nesta pesquisa foi estudado o problema de uma estaca cilíndrica incompressível isolada, submetida à ação de uma carga axial, imersa em um meio semi-infinito isótropo e homogêneo. A tensão de cisalhamento ao longo da estaca foi admitida constante e na base alargada foi considerada apenas tensão axial. Neste problema foi usada a solução fundamental de Mindlin para os deslocamentos verticais.

2.6.2.2. Modelos do meio discreto

Nos modelos do meio discreto, o solo é simulado por molas independentes. Dentro desta hipótese existem dois diferentes métodos para as considerações, que seria o modelo de Winkler, no qual as molas são consideradas com comportamento elástico linear, e as curvas ($p-y$), sendo o comportamento das molas elástico não-linear.

Os métodos discretos ou métodos discretizados, representam o maciço de solo ou sistema geotécnico não como um sólido contínuo, mas como um conjunto de elementos isolados (PORTO & SILVA, 2010).

2.6.2.2.1. Modelo de Winkler

O modelo de Winkler (1867) indica que a resposta do solo em um determinado ponto não é dependente do deslocamento da estaca em outros pontos, ou seja, este método considera que a resposta do solo é caracterizada por um conjunto de mecanismos discretos independentes entre si, o que não caracteriza perfeitamente o contínuo. As cargas aplicadas na superfície do solo geram deslocamentos somente no ponto de aplicação da mesma, ou seja, este método desconsidera o efeito da continuidade do meio.

O modelo de viga sobre base elástica foi inicialmente proposto por Winkler (1867), através da introdução de um coeficiente de reação lateral do solo. Foi utilizada a mesma metodologia das curvas ($p-y$) e ($t-z$), sendo que as curvas das molas representativas do solo são não lineares.

O modelo de Winkler (figura 5) representa o solo como um sistema independente, com molas linearmente elásticas espaçadas entre si. A deformação da fundação, devido ao carregamento aplicado fica confinada somente nas regiões carregadas (CRESPO, 2004; SILVA, 2006).

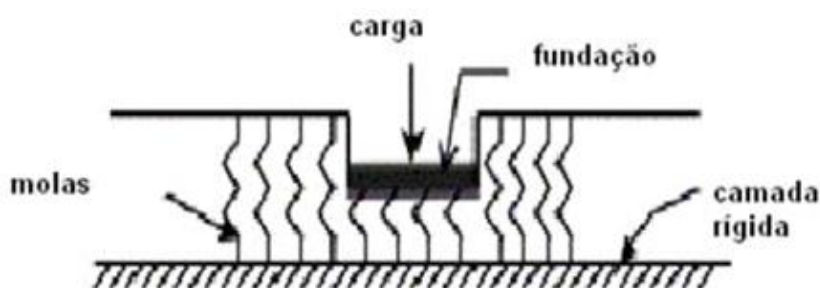


Figura 5 –Modelo de Winkler
Fonte: SILVA, 2006

Este é o modelo mais utilizado no estudo da ISE, devido a sua simplicidade. O principal problema deste modelo é determinar a rigidez das molas elásticas usadas para substituir o solo. Esse problema se torna duplo, pois o valor do módulo de reação vertical não depende apenas da natureza do solo, mas também das dimensões da área carregada. A rigidez do solo é o único parâmetro para idealizar o comportamento físico do solo, por isso para determiná-lo numericamente deve-se ter muito cuidado (SILVA, 2006; PORTO & SILVA, 2010).

As limitações deste modelo estão no fato de não considerar a dispersão da carga sobre uma área de influência gradualmente crescente com o aumento da profundidade, e considerar o solo como tendo um comportamento tensão-deformação linear. Entretanto a maior falha é considerar que as molas sejam independentes, o que quer dizer a não existência de nenhuma ligação coesiva, ou mesmo desenvolvimento de atrito entre as partículas contidas no meio solo (SILVA, 2006; PORTO & SILVA, 2010).

O trabalho de DUTTA & ROY (2002), apresenta uma revisão bibliográfica das principais maneiras possíveis de modelar o maciço de solo utilizando a aproximação de Winkler. Entre os principais modelos estão: Modelo de Filonenko-Borodich (1940); Modelo de Fundação de Hetenyi (1946); Modelo de Pasternak (1954); Modelo de Kerr (1965); Modelo de Analogia Viga-Coluna (1993); Novo Modelo Contínuo de Winkler (2001); entre outros.

Matlock & Reese (1961) mostraram um método de cálculo, utilizando o modelo de Winkler, de uma estaca solicitada por uma força horizontal e um momento na superfície do terreno. A variação do módulo de reação horizontal do solo, em função da profundidade foi analisada de duas formas, uma polinomial e outra exponencial.

2.6.2.2.2. *Curvas (p-y)*

As curvas ($p-y$) modelam o comportamento do solo até a sua ruptura, através de molas não lineares. As pesquisas realizadas para o estabelecimento das curvas ($p-y$) mostraram que a reação do solo desde o início da solicitação é não-linear, sendo que dois fatores contribuem para este comportamento, que são (VELLOSO & LOPES, 2002):

- o comportamento carga deslocamento do solo em torno da estaca. Mesmo que o comportamento da estaca como elemento estrutural seja linear, o comportamento do sistema solo-estaca não será e;

- à medida que a resistência do solo é mobilizada na parte superior da estaca, acréscimos de carga devem ser transferidos para maiores profundidades onde a resistência do solo não fica totalmente mobilizada. O momento fletor cresce mais rapidamente que a força aplicada no topo da estaca.

As curvas (p - y) representam de forma mais realista o comportamento dos diferentes tipos de solos, e os resultados das análises efetuadas são próximos dos resultados das provas de carga. A dificuldade deste método é o grande tempo exigido para a preparação dos dados de entrada para a realização dos cálculos. A plena aplicação deste método, nem sempre é justificada e necessária (VELLOSO & LOPES, 2002).

A lei de variação do deslocamento (y) com a reação do solo (p) não é linear, conforme mostra a figura 6. A atuação de cargas concentradas no topo da estaca conduz frequentemente à plastificação do solo nessa região próxima do topo, mesmo para níveis de sollicitação não muito elevados (SANTOS, 2008).

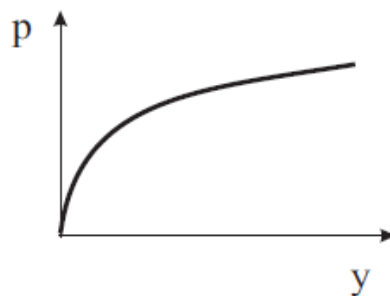


Figura 6 –Curva (p - y) para modelar o comportamento não-linear do solo
Fonte: SANTOS, 2008

O trabalho desenvolvido por Matlock (1970) apresentou um método para estimar a forma da curva (p - y), considerando condições de carregamento estático e dinâmico, para argilas pouco rijas. Reese et al. (1975) estudaram a forma da curva (p - y) para argilas rijas abaixo do lençol freático e Reese et al. (1984) para solos arenosos.

2.6.3. Teoria da reação do solo

O conceito de reação do solo foi introduzido por Winkler, em 1867. A teoria da reação do solo, desde 1920, vem sendo usada para calcular as tensões em estacas submetidas a carregamentos horizontais (CINTRA, 2002).

2.6.3.1. Coeficiente de reação vertical do solo

O parâmetro chamado reação do solo vertical de fundação, é definido como a pressão por unidade de área da superfície de contato entre uma viga ou uma placa carregada e o solo no qual se apoia, onde a carga é transferida. O coeficiente de reação vertical do solo (k_s), é a razão entre a pressão (pr) em qualquer ponto da superfície de contato e o deslocamento vertical (w) produzido devido a aplicação da carga, conforme a equação 15 (TERZAGHI, 1955).

$$k_s = \frac{pr}{w} \quad (\text{Eq. 15})$$

O valor de k_s depende das propriedades elásticas do solo e também das dimensões da área sob a ação da reação do solo de fundação, podendo ser estimado a partir de valores típicos fornecidos na literatura. A teoria da reação do solo é baseada nas seguintes hipóteses simplificadoras:

- a razão k_s entre a pressão de contato (pr) e o deslocamento correspondente (w) seja independente da pressão e;
- o k_s tem o mesmo valor para todo ponto da superfície sob a ação da pressão de contato.

Como o valor de k_s depende das propriedades elásticas do solo e das dimensões da área carregada, a sua avaliação envolve muitas incertezas. O procedimento usual para a sua determinação, com base em provas de carga em modelos reduzidos é sujeito a muitas limitações, pois as leis de semelhança que regem a influência do tamanho da área carregada no valor de k_s são complexas e não são bem conhecidas (TERZAGHI, 1943).

2.6.3.2. Coeficiente de reação horizontal do solo

As primeiras aplicações da teoria de Winkler para estacas horizontalmente carregadas, surgiram aproximadamente a partir de 1920. Conforme Terzaghi (1955) o coeficiente de reação horizontal do solo (k_h) é a razão entre a pressão (pr) e o seu respectivo deslocamento horizontal (y), conforme mostra a equação 16.

$$k_h = \frac{Pr}{y} \quad (\text{Eq. 16})$$

Para a determinação dos esforços e deslocamentos de estacas submetidas a cargas horizontais e momentos fletores, a teoria de reação horizontal do solo é bastante utilizada. Esta teoria é baseada no problema da viga sobre apoio elástico, sendo o comportamento do solo simulado por um conjunto de molas idênticas e igualmente espaçadas, cada uma delas independente das outras (CINTRA, 2002).

No caso de estacas o problema é mais complexo que o de vigas sobre apoio elástico, pois em vigas é possível admitir que elas estejam apoiadas sobre um solo uniforme horizontalmente, o que representa a mesma sequência de camadas, e já para o caso das estacas isto não acontece, pois a estaca atravessa camadas de solo com naturezas diversas, sendo que em alguns solos as características elásticas variam sensivelmente com a profundidade (CINTRA, 2002).

2.6.4. Módulo de reação horizontal do solo

O módulo de reação horizontal do solo (K) é definido como a relação entre a reação do solo (p), em unidades de força por comprimento da estaca com o seu respectivo deslocamento (y), conforme a equação 17.

$$K = \frac{P}{y} \quad (\text{Eq. 17})$$

Essa definição ocorreu, pois para o cálculo da reação horizontal do solo é necessário à conversão da unidade de pressão, em carga por unidade de comprimento, sendo assim, deve ser feito a multiplicação da pressão pelo diâmetro da estaca (B), conforme mostra a figura 7. Assim a relação entre o coeficiente de reação horizontal do solo e o módulo de reação é dada por:

$$K = k_h \cdot B \quad (\text{Eq. 18})$$

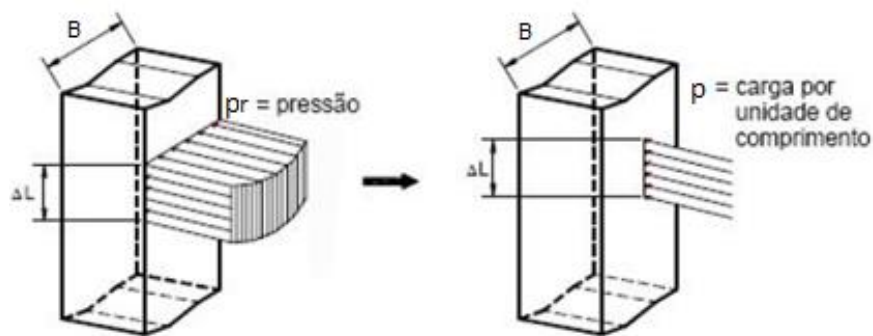


Figura 7 – Conversão de pressão em carga distribuída
 Fonte: (adaptado) JÚNIOR, 2003

No modelo discreto de Winkler, a rigidez do solo é definida por K , conforme mostra a figura 8.

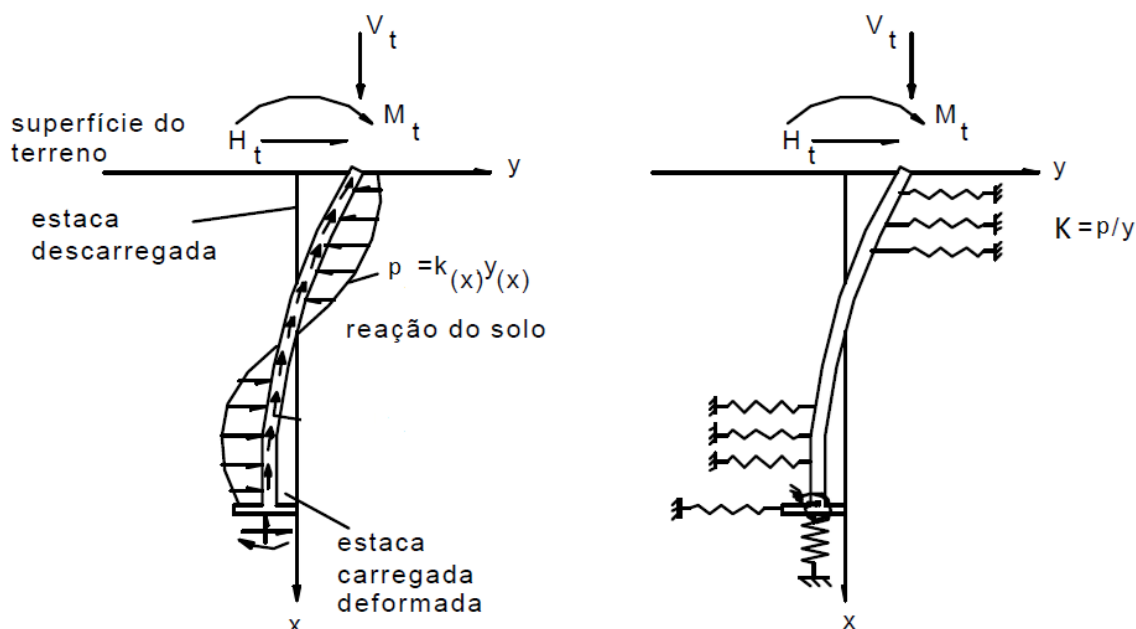


Figura 8 – Discretização modelo de Winkler
 Fonte: (adaptado) KHOURI, 2001

O conceito da reação horizontal do solo teve início nos trabalhos de Granholm (1929) e Hetenyi (1946). As análises destes trabalhos foram baseadas na hipótese da proporcionalidade entre a reação do solo (p) e o deslocamento horizontal (y) da estaca. Esta relação foi chamada de módulo de reação horizontal do solo, sendo representado por K .

Para fazer uma análise de estacas submetidas a carregamentos horizontais, deve ser considerada a rigidez a flexão de estaca (EI) e a rigidez horizontal do solo (E_s , G_s ou k_h). Se a

teoria da elasticidade é adotada, a rigidez do solo deve ser expressa em relação do módulo de elasticidade (E_s) e o módulo de cisalhamento (G_s).

Para o cálculo de estacas carregadas horizontalmente, os métodos da teoria de reação horizontal do solo são muito úteis pela sua simplicidade. Esta teoria considera que a reação do solo (p) é proporcional ao deslocamento horizontal da estaca (y), semelhante ao modelo de Winkler para o problema da viga sobre apoio elástico. Com esta hipótese, tem-se a seguinte equação diferencial para o problema de estacas carregadas lateralmente (CINTRA, 2002; DINIZ, 1972).

$$EI.\left(\frac{d^4 y}{dz^4}\right) = p = -K.y \quad (\text{Eq. 19})$$

Onde:

- p – reação do solo;
- y – deslocamento horizontal;
- EI – rigidez à flexão da estaca;
- z – profundidade a partir da superfície e;
- K – módulo de reação horizontal do solo.

Esta equação diferencial tem solução analítica apenas para K constante com a profundidade, sendo que os vários métodos de cálculo da teoria de reação horizontal diferem apenas na técnica da resolução numérica desta equação. Os parâmetros E e I , são em função do material e da geometria da seção transversal da estaca. O valor de K é de natureza bastante complexa, devido à sua variação ao longo da profundidade e da sua determinação experimental. Para a maioria dos autores a variação do módulo K é constante para argilas pré-adensadas, e variável linearmente para areias (CINTRA, 2002).

A figura 9 mostra uma reação típica do solo circunvizinho a uma estaca carregada lateralmente em função do seu deslocamento y .

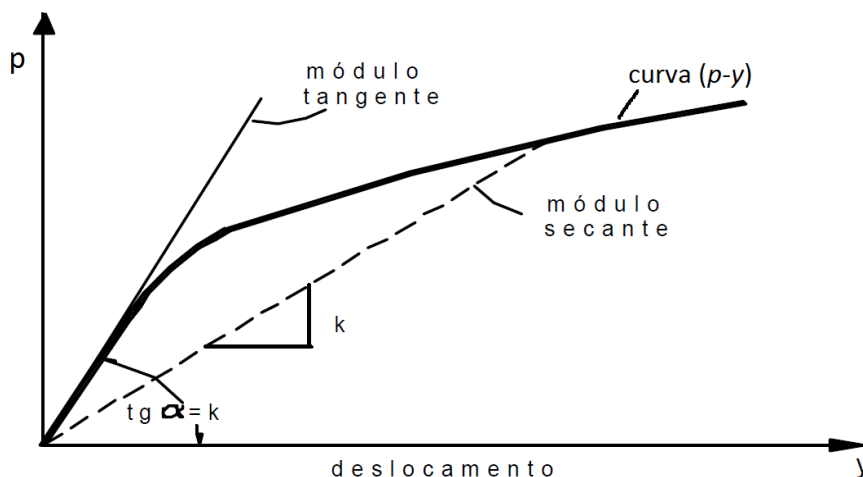


Figura 9 – Reação do solo (p) em relação ao deslocamento da estaca (y)
 Fonte: (adaptado KHOURI, 2001)

De acordo com Prakash & Sharma (1990), para reações do solo menores que 30% a 50% da sua reação última, a relação $(p-y)$ pode ser representada pelo módulo tangente. A inclinação da linha tangente representa o módulo de reação horizontal do solo (K) para a estaca. Para reações do solo acima dos valores limites pode-se considerar o módulo secante.

Terzaghi (1955) apresenta para solos coesivos pré-adensados uma variação do módulo de reação horizontal constante com a profundidade. Já para solos granulares é recomendado que a adoção de K fosse diretamente proporcional à profundidade.

2.6.4.1. Variação do módulo de reação horizontal com a profundidade

Vários estudos foram desenvolvidos para o módulo de reação horizontal do solo, dentre esses se destacam os trabalhos de: Granholm (1929) e Hetenyi (1946), que fizeram estudos para K constante com a profundidade, Hetenyi (1946), Reese & Matlock (1956) para K variando linearmente com a profundidade, Palmer & Thompson (1948), Davisson & Prakash (1963), para K variando não linearmente com a profundidade e Davisson & Gill (1963), Redy & Valsangkar (1968), Digioia et al. (1975), Matlock & Reese (1961) para um sistema estratificado em camadas. Estes estudos mostram uma aproximação do comportamento não linear do solo, por um processo iterativo, alterando e variando K com a profundidade, de acordo com os valores obtidos para os deslocamentos y .

A análise do comportamento de estacas usando a teoria de reação do solo requer o conhecimento da variação de K ao longo do comprimento da estaca, podendo ser representada pela seguinte equação: (PALMER & THOMPSON, 1948)

$$K = K_L \cdot \left(\frac{z}{L}\right)^n \quad (\text{Eq. 20})$$

Onde:

- K_L – valor de K na ponta da estaca ($z = L$);
- n – expoente empírico positivo e;
- L – comprimento de embutimento da estaca no solo.

As hipóteses mais comuns são que para argilas pré-adensadas $n = 0$, ou que o módulo de reação horizontal é constante com a profundidade (figura 10), e que para areias $n = 1$, ou que o módulo de elasticidade varia linearmente com a profundidade (figura 11).

Para o caso de areias, com $n=1$ a variação de K pode ser reescrita conforme a equação 21:

$$K = n_h \cdot z \quad (\text{Eq. 21})$$

Onde:

- n_h – constante de reação horizontal do solo;
- z – profundidade.

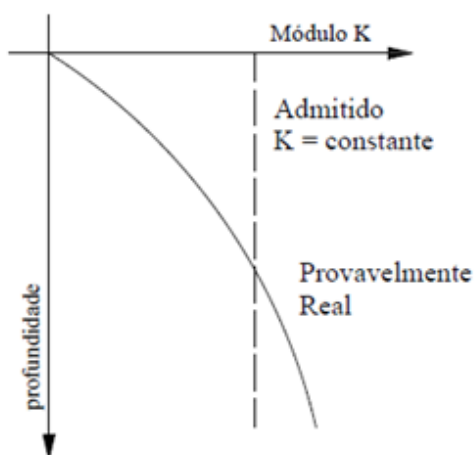


Figura 10 – Solos coesivos pré-adensados
Fonte: (CINTRA, 2002)

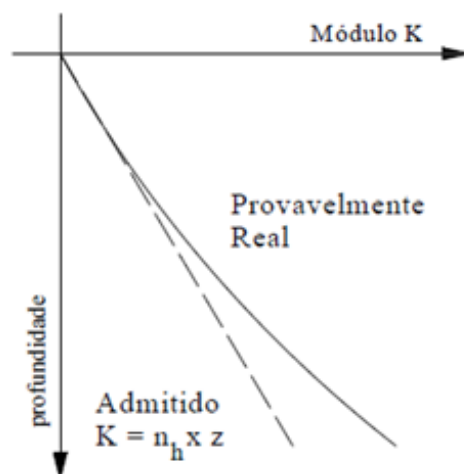


Figura 11 – Areias, siltes e argilas normalmente adensadas
 Fonte: (CINTRA, 2002)

Os refinamentos na função do módulo de reação horizontal do solo variando a profundidade não são justificáveis, pois os erros provenientes dessas variações são muito pequenos comparados com as estimativas dos valores numéricos feitas para os módulos de reação dos solos (TERZAGHI, 1955).

2.6.4.2. Avaliação do valor do módulo de reação horizontal

O valor de K e a sua variação com a profundidade dependem das características de deformação do solo. A principal dificuldade na aplicação prática da teoria de reação do solo é estimar o valor de K , pois este parâmetro depende de muitos fatores além da natureza do solo, sendo que o seu valor não pode ser determinado diretamente em laboratório ou através de ensaios em modelos reduzidos (CINTRA, 2002).

Um pequeno erro na estimativa do módulo de reação do solo, felizmente, de forma relativa, tem uma pequena influência no resultado, pois a equação que determina os momentos fletores contém apenas a raiz quarta de K (TERZAGHI, 1943).

O módulo de reação horizontal pode ser determinado através dos seguintes recursos: prova de carga lateral em uma estaca, prova de carga em placa e correlações empíricas com outros parâmetros do solo (CINTRA, 2002).

2.6.5. Rigidez relativa estaca-solo

Na resolução da equação diferencial, do problema de uma estaca carregada lateralmente, utilizou-se uma constante (λ) que envolve parâmetros característicos da estaca e do solo. Essa constante expressa uma relação entre a rigidez do solo e a rigidez à flexão da estaca. Assim pode ser definido um fator de rigidez relativa estaca-solo, que depende da forma da variação do módulo de reação com a profundidade (CINTRA, 2002).

Para uma variação exponencial do módulo de reação com a profundidade ($K = k.z^n$) o fator de rigidez relativa estaca-solo é definido como: (CINTRA, 2002)

$$\lambda = \sqrt[n+4]{\frac{E.I}{K}} \quad (\text{Eq. 22})$$

Onde:

- λ – relação entre a rigidez do solo e a rigidez à flexão da estaca;
- n – expoente empírico positivo;
- $E.I$ – rigidez à flexão da estaca e;
- K – módulo de reação do solo.

Da equação 22, podem-se obter para dois casos particulares, as respectivas expressões para o fator de rigidez relativa. Para K constante com a profundidade ($n = 0$), solos coesivos.

$$R = \sqrt[4]{\frac{E.I}{K}} \quad (\text{Eq. 23})$$

Onde:

- R – fator de rigidez relativa estaca-solo para K constante com a profundidade.

Para K linearmente variável com a profundidade ($n = 1$), solos arenosos.

$$T = \sqrt[5]{\frac{E.I}{n_h}} \quad (\text{Eq. 24})$$

Onde:

- T – fator de rigidez relativa estaca-solo para K variável linearmente com a profundidade e;

- n_h – constante de reação horizontal do solo.

2.6.5.1. Classificação das estacas em função do comprimento

De acordo com Davisson (1970), Matlock & Reese (1960) e outros autores, as estacas carregadas lateralmente podem ser classificadas em função do comprimento da seguinte forma (*apud* CINTRA, 2002):

- $L/R > 4$ ou $L/T > 4$ – estaca flexível;
- $2 < L/R < 4$ ou $2 < L/T < 4$ – estaca intermediária;
- $L/R < 2$ ou $L/T < 2$ – estaca rígida.

Onde:

- L – comprimento de embutimento da estaca no solo;
- R – definido no item 2.6.5, calculado conforme a equação 23 e;
- T – definido no item 2.6.5, calculado conforme a equação 24.

Esta classificação é importante, pois o comportamento é influenciado diretamente pela rigidez da estaca. Sendo assim, uma estaca rígida tem os deslocamentos devidos a uma rotação do corpo rígido, já uma estaca flexível tem os deslocamentos devidos à flexão.

As estacas flexíveis podem ser analisadas como infinitamente longas, pois as soluções para $L/T = 4$, são as mesmas que para $L/T = 5, 10$ e infinito. Essa constatação simplifica, pois apenas uma solução ($L/T = 4$, por exemplo) pode ser aplicada para todos os casos.

2.6.6. Métodos para determinação do coeficiente de reação do solo

Para a determinação dos coeficientes de reação do solo nesta pesquisa, foram utilizados três diferentes métodos, nos quais seguem abaixo listados.

- a) Correlações com as propriedades elásticas do solo;
- b) Método de Terzaghi;
- c) Método de Bowles;

2.6.6.1. Correlações com as propriedades do solo

- **Solos arenosos (areias)**

Para solos arenosos, o módulo de elasticidade do solo (E_s) aumenta de acordo com pressão efetiva de confinamento, com a profundidade da estaca. O valor do coeficiente de reação do solo (k_h), para estes casos, pode ser aproximado pela seguinte equação (LEONI, 201-):

$$k_h = n_h \frac{z}{B} \quad (\text{Eq. 25})$$

Onde:

- n_h – constante de reação horizontal do solo;
- z – profundidade e;
- B – diâmetro da estaca.

O valor de n_h depende da localização do nível da água, assim são obtidos valores para areias secas, úmidas ou saturadas. O gráfico abaixo relaciona os valores de n_h com os valores do N_{SPT} , diferenciando os valores de n_h para areias secas ou úmidas, de areias saturadas.

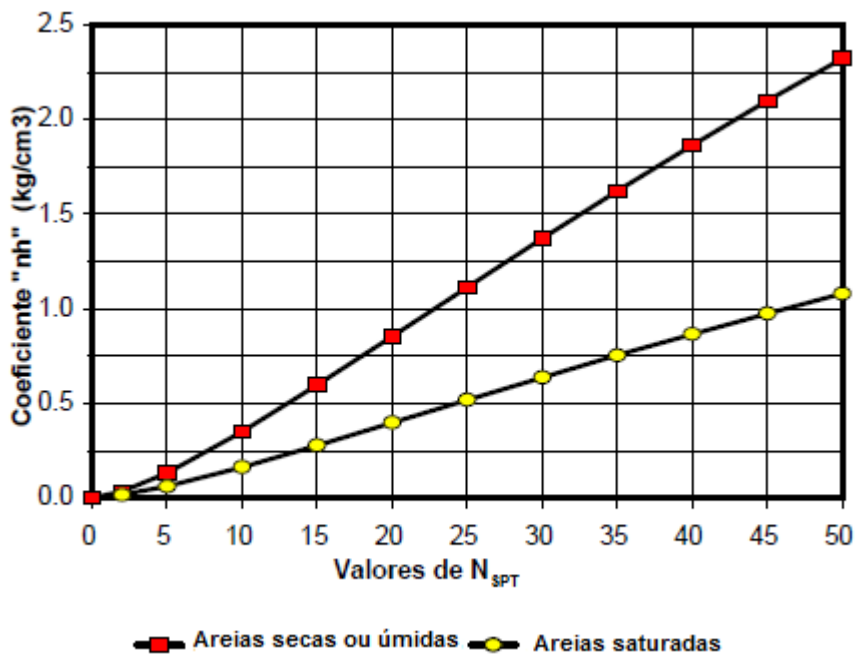


Figura 12 – Estimativa dos valores de n_h para solos arenosos, em função N_{SPT}
Fonte: (LEONI, 201-)

As curvas mostradas no gráfico acima podem ser interpretadas da seguinte forma:

- Para areias secas e úmidas (kgf/cm^3):

$$n_h = \left(\frac{N_{SPT}}{N_{SPT} \cdot 0,18 + 22} \right)^{1,5} + 0,08 \quad (\text{Eq. 26})$$

- Para areias saturadas (kgf/cm^3):

$$n_h = \left(\frac{N_{SPT}}{N_{SPT} \cdot 0,36 + 32} \right)^{1,7} + 0,03 \quad (\text{Eq. 27})$$

Outra forma de calcular o valor de n_h seria utilizando a equação proposta por Terzaghi.

$$n_h = \frac{A \cdot \gamma}{1,35} \quad (\text{Eq. 28})$$

Onde:

- A – coeficiente que varia entre os valores da ordem de 100 para areias fofas até um valor de 2000 para areias compactas e;
- γ – peso específico do solo.

O valor do coeficiente A , pode ser calculado em função do valor do N_{SPT} conforme mostra a equação 29.

$$A = \left(\frac{N_{SPT}}{0,5 + 0,015 \cdot N_{SPT}} \right)^2 + 80 \quad (\text{Eq. 29})$$

- **Solos coesivos (argilas pré-adensadas)**

Para solos coesivos, onde o módulo de elasticidade do solo (E_s) é constante em toda a profundidade da estaca, o coeficiente de reação do solo (k_h) pode ser aproximado pela seguinte equação (LEONI, 201-):

$$k_h = \frac{E_s}{B} \quad (\text{Eq. 30})$$

Vesic (1961) propôs uma equação que possibilita relacionar o coeficiente de reação do solo com os parâmetros elásticos do solo (E_s e ν). Esse método foi feito para o caso de uma viga de comprimento infinito apoiada num meio isotrópico, elástico e contínuo.

Analisando o caso de uma estaca suficientemente longa de diâmetro (B) e rigidez à flexão (EI) em um solo homogêneo e isotrópico, definido por um módulo de elasticidade (E_s) e um coeficiente de Poisson (ν), definiu-se a seguinte equação para o coeficiente de reação horizontal (k_h):

$$k_h = 0,65 \cdot \sqrt[12]{\frac{E_s \cdot B^4}{EI}} \cdot \frac{E_s}{B \cdot (1 - \nu^2)} \quad (\text{Eq. 31})$$

A raiz décima segunda de um valor, multiplicado por 0,65, em termos práticos poderá ter resultado muito próximo de 1, portanto, a equação acima pode ser resumida em alguns casos na seguinte equação (BOWLES, 1997):

$$k_h = \frac{E_s}{B \cdot (1 - \nu^2)} \quad (\text{Eq. 32})$$

Essa equação foi obtida originalmente e verificada de modo experimental para vigas sobre apoio elástico, mas na interpretação de resultados de prova de carga lateral em estaca está equação se mostra válida nos casos em que se pode admitir o módulo de elasticidade (E_s) constante (CINTRA, 2002).

A aplicação da equação sugerida por Vesic (1961), para o caso de uma estaca não é direta, pois a consideração da influência do solo está somente na parte de trás de estaca. Uma forma simples de corrigir, considerando assim a influência do solo em toda a volta da estaca, é considerar aproximadamente igual a duas vezes o valor do coeficiente de reação do solo, obtido da equação 31 ou 32 (SANTOS, 2008).

2.6.6.2. Método de TERZAGHI

Um dos trabalhos de maior importância sobre o conceito de reação horizontal do solo foi apresentado por Terzaghi (1955), que mostrou usando o conceito de bulbo de pressões uma extensa discussão relativa à influência da área carregada sobre o coeficiente de reação. Terzaghi demonstra a influência da largura ou diâmetro da estaca no valor do coeficiente de

reação do solo, no qual o seu valor e variação com a profundidade dependem das suas características de deformação.

A figura 13 mostra duas estacas verticais, sendo uma confinada em uma argila pré-adensada e a outra em um solo arenoso, ambas as estacas com deslocamento y .

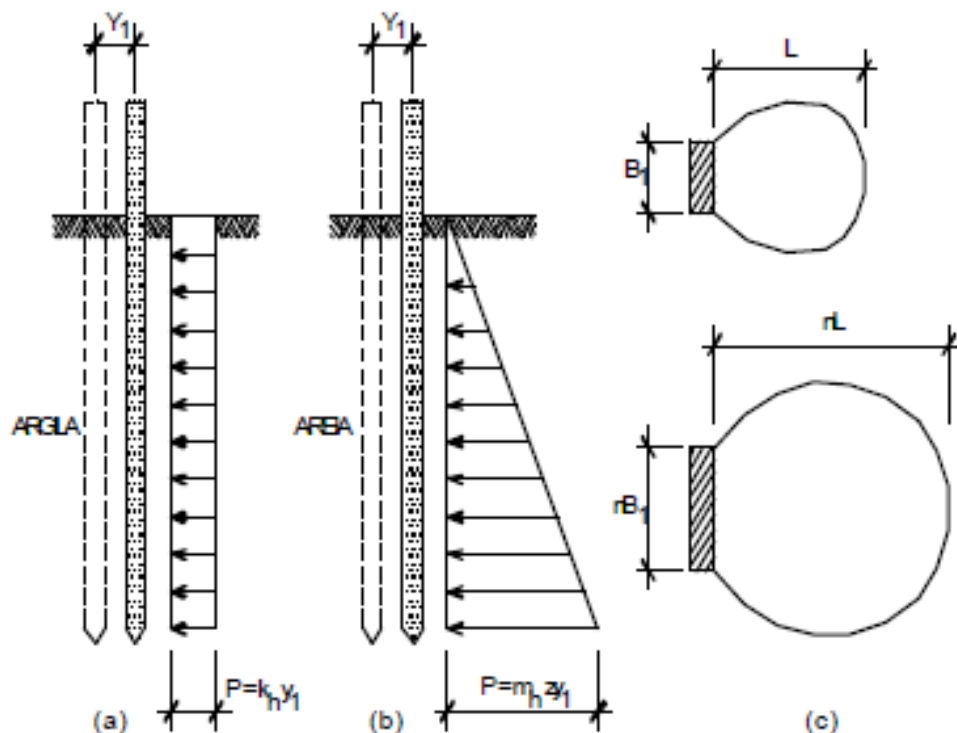


Figura 13 – Coeficiente de reação horizontal do solo
Fonte: (TERZAGHI, 1955)

- **Solos coesivos (argilas pré-adensadas)**

Na argila pré-adensada, em que o módulo de elasticidade é praticamente independente da profundidade, pode-se admitir que o coeficiente de reação horizontal do solo é constante, dado pela seguinte equação:

$$k_h = \frac{P}{y_1} \quad (\text{Eq. 33})$$

Duas estacas de largura B_1 verticais, considerada padrão, e outra de largura $n.B_1$, com os respectivos comprimentos dos bulbos de pressão L e $n.L$, conforme mostra a figura 13.

Os módulos de elasticidade horizontalmente são considerados constantes e o deslocamento horizontal será proporcional ao comprimento do bulbo de pressão e a largura (ou diâmetro) B_I da estaca.

$$y_n = n \cdot y_1 \quad (\text{Eq. 34})$$

Onde:

- y_n - deslocamento horizontal da estaca de largura (ou diâmetro) $n \cdot B_I$.

Para solos argilosos a equação do coeficiente de reação horizontal para a estaca de lado $n \cdot B_I$ é a seguinte:

$$k_{hn} = \frac{p}{y_n} = \frac{p}{n \cdot y_1} = \frac{p \cdot B_1}{n \cdot y_1 \cdot B_1} \quad (\text{Eq. 35})$$

Fazendo:

- $k_{hn} = k_h$; $k_{h1} = p / y_1$; $B = n \cdot B_1$; $B_1 = 1 \text{ ft}$, onde:

$$k_h = \frac{k_{h1}}{B} \quad (\text{Eq. 36})$$

O parâmetro k_{h1} representa o coeficiente de reação horizontal do terreno para o caso de uma estaca de largura unitária igual a 1 ft, equivalente a 30 cm em solo de argila dura. Os valores de k_{h1} são adotados iguais aos de k_{s1} , e representam os coeficientes de reação vertical para o caso de placas com lados de 1 ft ou vigas de 1 ft de largura, em terreno de argila pré-adensada.

Para o caso de estacas com largura B o valor de k_{s1} para solos argilosos é igual a:

$$k_h = k_s = \frac{1}{1,5 \cdot B} \bar{k}_{s1} \quad (\text{Eq. 37})$$

Onde:

- \bar{k}_{s1} - reação vertical para uma placa quadrada de 0,305 m (1 ft) de lado e;
- B - lado ou diâmetro da estaca (em ft).

Os valores numéricos de \bar{k}_{s1} para argilas pré-adensadas sugeridos por Terzaghi, são mostrados na tabela 19.

Tabela 19 – Valores de \bar{k}_{s1} para placas quadradas, 1x1 ft, em argila pré-adensada (kN/m³)
 Fonte: TERZAGHI (1955)

Consistência da argila	Rija	Muito Rija	Dura
Valores limites	(15,71 – 31,42) x 10 ³	(31,42 – 62,82) x 10 ³	> 62,82 x 10 ³
Valores propostos	23,56 x 10 ³	47,13 x 10 ³	94,25 x 10 ³

Tabela 20 – Valores de q_u para placas quadradas, 1x1 ft, em argila pré-adensada (kN/m²)
 Fonte: TERZAGHI (1955)

Consistência da argila	Rija	Muito Rija	Dura
Resistência compressão simples (q_u)	(0,10 – 0,20) x 10 ³	(0,20 – 0,40) x 10 ³	> 0,40 x 10 ³

Portanto, para argilas pré-adensadas, o coeficiente de reação do solo aumenta na proporção direta com a resistência à compressão simples (q_u).

- **Solos arenosos (areias)**

Em terrenos com características arenosas, o módulo de elasticidade cresce de maneira aproximadamente linear com a profundidade, então, pode-se admitir que a pressão p exigida para produzir um deslocamento y aumenta na proporção direta com a profundidade z .

$$k_h = \frac{P}{y_1} = m_h \cdot z \quad (\text{Eq. 38})$$

Onde:

- m_h - relação entre o coeficiente de reação horizontal do solo e a profundidade abaixo da superfície.

Duas estacas de largura B_1 verticais, considerada padrão, e outra de largura $n.B_1$, com os respectivos comprimentos dos bulbos de pressão L e $n.L$, conforme mostra a figura 13.

Os módulos de elasticidade horizontais são considerados constantes e o deslocamento horizontal será proporcional ao comprimento do bulbo de pressão e a largura (ou diâmetro) B_1 da estaca.

$$y_n = n \cdot y_1 \quad (\text{Eq. 39})$$

Onde:

- y_n - deslocamento horizontal da estaca de largura (ou diâmetro) $n.B_1$.

Para solos com características arenosas, para a determinação do coeficiente de reação horizontal do solo para uma estaca de largura $n.B_1$, deve-se utilizar a seguinte equação:

$$k_{hm} = m_{hm} \cdot z = \frac{P}{y_n} = \frac{P}{n \cdot y_1} \quad (\text{Eq. 40})$$

$$\frac{P}{y_1} = m_{h1} \cdot z \quad (\text{Eq. 41})$$

$$k_{hm} = \frac{1}{n} m_{h1} \cdot z = m_{h1} \cdot B_1 \frac{z}{nB_1} \quad (\text{Eq. 42})$$

Fazendo:

- $k_{hm} = k_h$; $m_{h1} \cdot B_1 = n_h$; $nB_1 = B$; $B_1 = 1ft$, onde:

$$k_h = n_h \cdot \frac{z}{B} \quad (\text{Eq. 43})$$

- n_h - constante de reação horizontal do solo.

Para estacas em areia, admitindo $K = n_h \cdot z$, encontra-se a seguinte equação para o coeficiente de reação horizontal do solo:

$$n_h = \frac{A \cdot \gamma}{1.35} \quad (\text{Eq. 44})$$

Onde:

- A – coeficiente que depende da compactidade relativa da areia e;
- γ – peso específico do solo.

Na tabela 21, são mostrados os valores típicos de A e n_h , distinguindo-se os casos de areia seca ou úmida e areia submersa.

Tabela 21 – Valores de A e n_h para uma estaca com diâmetro igual a 1ft (kN/m³)
 Fonte: TERZAGHI, 1955

Compacidade da areia	Variação dos valores de A	Valores sugeridos de A	n_h (kN/m ³)	
			Areia seca ou úmida	Areia submersa
Fofa	(100 -300) x 10 ³	200 x 10 ³	2,20 x 10 ³	1,26 x 10 ³
Medianamente compacta	(300 -1000) x 10 ³	600 x 10 ³	6,60 x 10 ³	4,40 x 10 ³
Compacta	(1000 -2000) x 10 ³	1500 x 10 ³	17,59 x 10 ³	10,68 x 10 ³

2.6.6.3. Método de BOWLES

Bowles (1997) apresenta uma equação geral para o cálculo do coeficiente de reação do solo (vertical e horizontal), mostrada abaixo.

$$k_s = k_h = A_s + B_s \cdot z^n \quad (\text{Eq. 45})$$

Onde:

- k_s – coeficiente de reação vertical do solo;
- k_h – coeficiente de reação horizontal do solo;
- A_s – constante válida para coeficientes horizontais ou verticais;
- B_s – coeficiente de variação que depende da profundidade;
- z – profundidade abaixo do solo e;
- n – expoente para ajuste.

Na equação 45, os valores dos coeficientes A_s ou B_s podem ser iguais à zero. Na superfície do solo A_s é igual à zero, mas a uma pequena profundidade $A_s > 0$. Para fundações rasas $A_s > 0$, B_s é aproximadamente igual à zero.

Bowles (1997) relaciona o coeficiente de reação do solo (vertical ou horizontal) com a teoria de capacidade de carga de um sistema sapata-solo, proposta por Terzaghi (1943).

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot S_c + \gamma \cdot z \cdot N_q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \quad (\text{Eq. 46})$$

Onde:

- q_{ult} – capacidade de carga do sistema sapata-solo;
- c – coesão do solo;

- N_c, N_q, N_γ – fatores de capacidade de carga (funções do ângulo de atrito do solo);
- S_c, S_q, S_γ – fatores de forma (geometria da fundação);
- γ – peso específico do solo;
- z – profundidade de interesse e;
- B – dimensão da base.

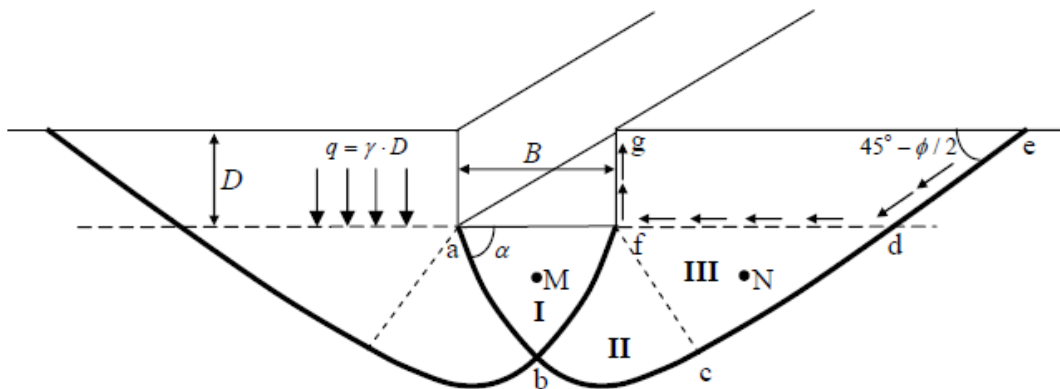


Figura 14 – Capacidade de carga em sapatas
Fonte: TERZAGHI, 1943

A equação proposta por Terzaghi (1943) é composta de três parcelas que representam, respectivamente, as contribuições de coesão, sobrecarga e peso específico. Os fatores de capacidade de carga N_c, N_q, N_γ são adimensionais e dependem somente do ângulo de atrito (ϕ).

A teoria de Terzaghi é a mais difundida para o caso de fundações diretas ou rasas. Terzaghi estudou a capacidade de carga de ruptura para sapatas em diversos tipos de situações, solos com atrito e coesão (c, ϕ), solos arenosos ou não-coesivos ($c = 0$) e solos puramente coesivos ($\phi = 0$). Foram admitidas algumas hipóteses básicas para esta teoria, como: resistência ao cisalhamento do solo definida em termos da coesão (c) e do ângulo de atrito (ϕ); peso específico do solo (γ) constante; material com comportamento elasto-plástico perfeito, material homogêneo e isotrópico e; estado plano de deformação.

Das equações de capacidade de carga de Terzaghi, pode-se concluir que:

- a capacidade de carga cresce com a profundidade da fundação;
- em solos coesivos ($\phi=0$) a capacidade de carga independe das dimensões da fundação e;
- em solos arenosos ($c=0$), a capacidade de carga depende diretamente das dimensões da fundação.

A tabela 22 mostra os valores para os fatores de forma S_c , S_q , S_γ . Estes parâmetros são adimensionais e dependem da geometria da fundação.

Tabela 22 – Fatores de forma
Fonte: TERZAGHI, 1943

Forma da fundação	Fatores de forma		
	S_c	S_q	S_γ
Corrida	1,0	1,0	1,0
Quadrada	1,3	0,8	1,0
Circular	1,3	0,6	1,0
Retangular	1,1	0,9	1,0

As equações 47, 48 e 49 mostram o cálculo dos fatores de capacidade de carga N_c , N_q e N_γ . Estes parâmetros são adimensionais e dependem do ângulo de atrito do solo.

$$N_c = \cot \phi \cdot \left[\frac{a^2}{2 \cdot \cos^2 \cdot \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} - 1 \right] \quad (\text{Eq. 47})$$

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cdot \cos^2 \cdot \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (\text{Eq. 48})$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \cdot \text{tg} \phi \cdot \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \cdot \phi} - 1 \right) \quad (\text{Eq. 49})$$

Sendo:

$$a = e^{\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \cdot \text{tg} \phi} \quad (\text{Eq. 50})$$

$$k_{p\gamma} = 3 \cdot \text{tg}^2 \left[45 + \frac{(\phi + 33)}{2} \right] \quad (\text{Eq. 51})$$

Onde:

- $K_{p\gamma}$ – coeficiente de empuxo para ruptura geral, relacionado com o ângulo de atrito do solo.

A tabela 23 relaciona os fatores de capacidade de carga com o ângulo de atrito.

Tabela 23 – Fatores de capacidade de carga
Fonte: VESIC, 1975 *apud* CINTRA et al, 2011

ϕ°	N_c	N_q	N_γ	ϕ°	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1,00	0,00	26	22,25	11,85	12,54
1	5,38	1,09	0,07	27	23,94	13,20	14,47
2	5,63	1,20	0,15	28	25,80	14,72	16,72
3	5,90	1,31	0,24	29	27,86	16,44	19,34
4	6,19	1,43	0,34	30	30,14	18,40	22,40
5	6,49	1,57	0,45	31	32,67	20,63	25,99
6	6,81	1,72	0,57	32	35,49	23,18	30,22
7	7,16	1,88	0,71	33	38,64	26,09	35,19
8	7,53	2,06	0,86	34	42,16	29,44	41,06
9	7,92	2,25	1,03	35	46,12	33,30	48,03
10	8,35	2,47	1,22	36	50,59	37,75	56,31
11	8,80	2,71	1,44	37	55,63	42,92	66,19
12	9,28	2,97	1,69	38	61,35	48,93	78,03
13	9,81	3,26	1,97	39	67,87	55,96	92,25
14	10,37	3,59	2,29	40	75,31	64,20	109,41
15	10,98	3,94	2,65	41	83,86	73,90	130,22
16	11,63	4,34	3,06	42	93,71	85,38	155,55
17	12,34	4,77	3,53	43	105,11	99,02	186,54
18	13,10	5,26	4,07	44	118,37	115,31	224,64
19	13,93	5,80	4,68	45	133,88	134,88	271,76
20	14,83	6,40	5,39	46	152,10	158,51	330,35
21	15,82	7,07	6,20	47	173,64	187,21	403,67
22	16,88	7,82	7,13	48	199,26	222,31	496,01
23	18,05	8,66	8,20	49	229,93	265,51	613,16
24	19,32	9,60	9,44	50	266,89	319,07	762,89
25	20,72	10,66	10,88	-	-	-	-

Fazendo uma correlação da equação geral apresentada por Bowles (1997) com a equação proposta por Terzaghi (1943), para cálculo de capacidade de carga de um sistema sapata-solo, obtém-se as seguintes relações para A_s e $B_s z^n$:

$$A_s = C.(c.N_c.S_c + 0,5.\gamma.B.N_\gamma.S_\gamma) \quad (\text{Eq. 52})$$

$$B_s z^1 = C.(\gamma.N_q.S_q).z^1 \quad (\text{Eq. 53})$$

Onde:

- C – fator de ajuste, considerando que q_{ult} corresponderia um assentamento igual a 0,0254m (aproximadamente igual a 40 para unidades no SI).

O valor de n pode ser ajustado em função de dois diferentes métodos, sendo considerado que o valor de k_s não aumenta sem limites com a profundidade z . Abaixo seguem descritos os dois métodos para cálculo (BOWLES, 1997).

$$\text{Método.1} = B_s \cdot \arctg \frac{z}{D} \quad (\text{Eq. 54})$$

$$\text{Método.2} = \frac{B_s}{D^n} z^n = B'_s z^n \quad (\text{Eq. 55})$$

Onde:

- D – máxima profundidade de interesse (pode ser igual ao comprimento da estaca);
- z – profundidade de interesse e;
- n – expoente para ajuste (adotar a melhor estimativa).

Bowles (1977) apresenta, além do método empírico, uma tabela que pode ser utilizada para estimar o valor do coeficiente de reação do solo (horizontal ou vertical), e para determinar a ordem correta da magnitude dos valores de k_s . Estes valores sugeridos por Bowles são obtidos fazendo uma correlação com a classificação do solo, que pode ser feita com o resultado do ensaio de penetração dinâmica (SPT), através dos valores do N_{SPT} . A tabela 24 mostra os valores para estimar o coeficiente de reação do solo.

Tabela 24 – Valores para estimar o coeficiente de reação do solo (k_s e k_h)
Fonte: BOWLES (1997)

Solo	k_s e k_h (kN/m ³)
Areia fofa	4.800 – 16.000
Areia medianamente compacta	9.600 – 80.000
Areia compacta	64.000 – 128.000
Argila arenosa medianamente compacta	32.000 – 80.000
Silte arenoso medianamente compacto	24.000 – 48.000
Argila	
$q_u \leq 200$ kPa	12.000 – 24.000
$200 < q_u \leq 800$ kPa	24.000 – 48.000
$q_u > 800$ kPa	> 48.000

2.6.7. Método de NAVDOCKS DM-7 (1962)

Neste capítulo será apresentado o método da Marinha Americana - NAVDOCKS DM-7, para a análise do comportamento de estacas submetidas a cargas horizontais e momentos fletores. Este método é clássico e um dos principais disponíveis para este tipo de análise. O seu conceito é baseado no conceito do módulo de reação horizontal do solo, apresentando, portanto, algumas limitações que decorrem do fato de admitir uma relação linear entre a reação do solo e o deslocamento correspondente. A estratificação do solo, o tempo de aplicação da carga, a intensidade e a variação do carregamento são fatores de difícil determinação, que também interferem no problema, e que neste conceito não é utilizado (CINTRA, 2002).

Apesar das deficiências teóricas, estes métodos são universalmente utilizados para analisar o problema da estaca carregada lateralmente e têm fornecido resultados aceitáveis na prática (COSTA VELLOSO, 1977 *apud* CINTRA, 2002).

A Marinha Americana (*United States Navy*) apresenta no seu manual, conhecido como “*Design Manual Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures*” (NAVDOCKS DM-7), publicado no ano de 1962, soluções para o problema de uma estaca solicitada por carga horizontal e momento fletor, com a utilização de tabelas e figuras propostas por Reese e Matlock (1956) (CINTRA, 2002).

Estas soluções consideram que o módulo de reação do solo cresce linearmente com a profundidade, sendo o método válido para solos arenosos e argilas normalmente adensadas. Este método também poderá ser aplicado no caso de argilas pré-adensadas, através de uma conversão do módulo de reação do solo (CINTRA, 2002).

Para este método são consideradas três diferentes condições de vinculação, sendo as seguintes opções: (CINTRA, 2002)

- caso I: estaca com cabeça flexível ou condição articulada (figura 15);
- caso II: estaca com cabeça rígida, engastada na superfície do terreno (figura 16) e;
- caso III: estaca com cabeça rígida, acima da superfície (figura 17).

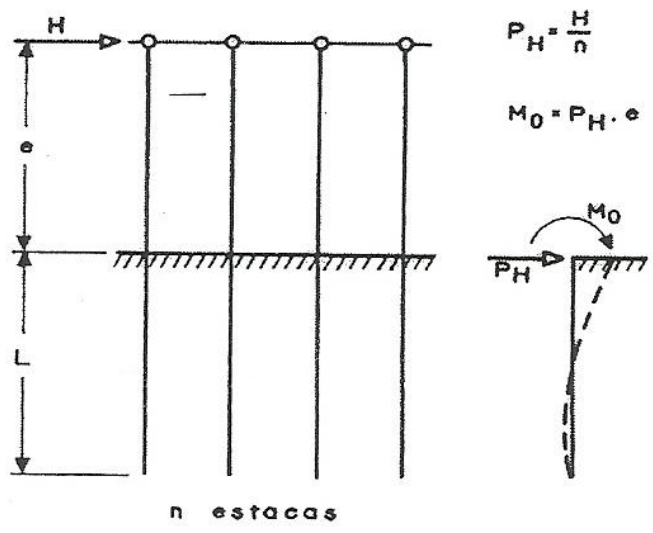


Figura 15 – Caso I: Estacas com cabeça flexível ou condição articulada
 Fonte: CINTRA, 2002

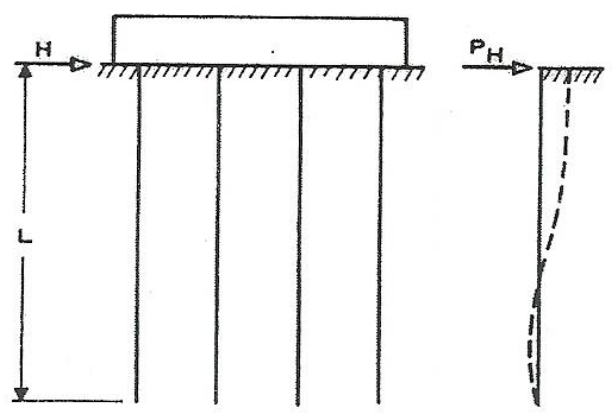


Figura 16 – Caso II: Estacas com cabeça rígida, engastada na superfície
 Fonte: CINTRA, 2002

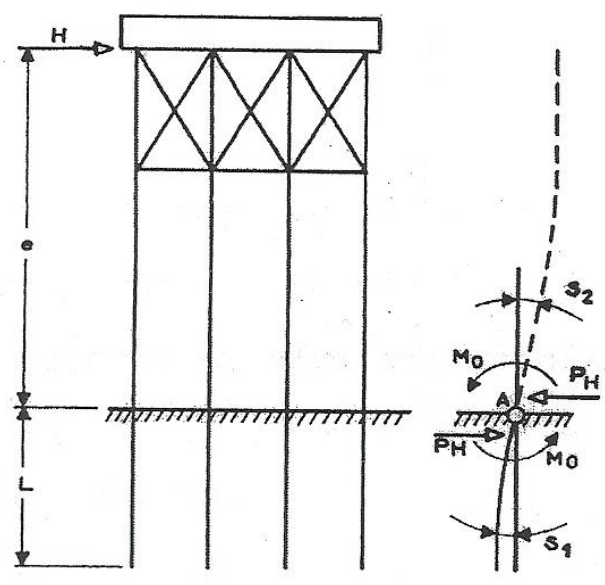


Figura 17 – Caso III: Estacas com cabeça rígida, acima da superfície
 Fonte: CINTRA, 2002

Nesta pesquisa será apresentada apenas a solução para o caso I, pois a estaca utilizada nas análises se enquadra nesta condição.

Para o caso I, o carregamento é aplicado na cabeça da estaca, que é livre para girar. As soluções são obtidas pela soma algébrica dos efeitos da carga horizontal e do momento. Os efeitos da carga e momento aplicados são considerados separadamente, e posteriormente, superpostos. O deslocamento total, o momento fletor e o esforço cortante, nas profundidades analisadas, são obtidos usando as seguintes equações: (CINTRA, 2002)

- deslocamento horizontal:

$$y_P = \frac{P_H \cdot T^3}{EI} \cdot C_P^y \quad (\text{Eq. 56})$$

$$y_M = \frac{M_O \cdot T^2}{EI} \cdot C_M^y \quad (\text{Eq. 57})$$

$$y_T = y_P + y_M \quad (\text{Eq. 58})$$

- momento fletor:

$$M_P = P_H \cdot T \cdot C_P^M \quad (\text{Eq. 59})$$

$$M_M = M_O \cdot C_M^M \quad (\text{Eq. 60})$$

$$M_T = M_P + M_M \quad (\text{Eq. 61})$$

- esforço cortante:

$$Q_P = P_H \cdot C_P^Q \quad (\text{Eq. 62})$$

$$Q_M = \frac{M_O}{T} \cdot C_M^Q \quad (\text{Eq. 63})$$

$$Q_T = Q_P + Q_M \quad (\text{Eq. 64})$$

Onde:

- y_P – deslocamento devido a carga horizontal;
- y_M – deslocamento devido ao momento;
- y_T – deslocamento total;
- P_H – força horizontal aplicada na estaca;
- M_O – momento aplicado na estaca;
- EI – rigidez a flexão da estaca;
- T – fator de rigidez relativa estaca-solo para K variável linearmente com a profundidade (definido no item 2.6.5, calculado conforme a equação 24);
- C_P^y e C_M^y - coeficientes adimensionais para o deslocamento horizontal devido à aplicação da força horizontal (P_H) e do momento (M_O), respectivamente.
- M_P – momento fletor devido à aplicação da carga horizontal;
- M_M – momento fletor devido à aplicação do momento;
- M_T – momento fletor total;
- C_P^M e C_M^M - coeficientes adimensionais para o momento fletor devido à aplicação da força horizontal (P_H) e do momento (M_O), respectivamente;
- Q_P – esforço cortante devido à aplicação da força lateral (P_H);
- Q_M – esforço cortante devido à aplicação do momento (M_O);
- Q_T – esforço cortante total;
- C_P^Q e C_M^Q - coeficientes adimensionais para o esforço cortante devido à aplicação da força horizontal (P_H) e do momento (M_O), respectivamente;

Os valores dos coeficientes adimensionais podem ser obtidos conforme a figura 18 ou a tabela 25, sendo que a figura 18 é válida apenas para o caso I. Os coeficientes dependem da profundidade relativa ($Z = z/T$) e da curva adequada de L/T , onde:

- L – comprimento de embutimento da estaca no solo;
- T – fator de rigidez relativa estaca solo para K variável linearmente com a profundidade (definido no item 2.6.5, calculado conforme a equação 24);
- Z – profundidade relativa (adimensional) e;
- z – profundidade a partir da superfície do terreno.

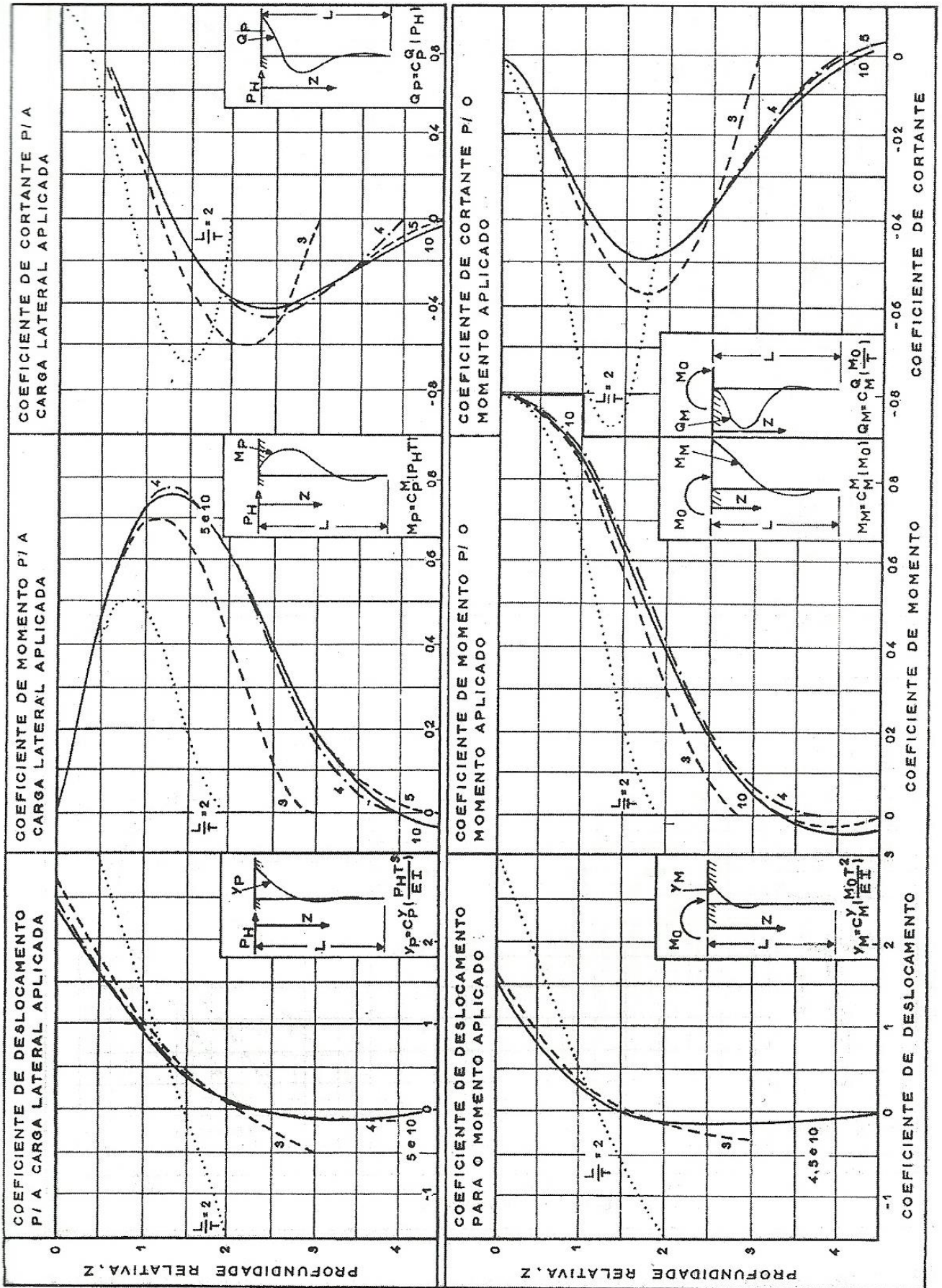


Figura 18 – Coeficientes adimensionais para estaca carregada lateralmente (caso I)
 Fonte: CINTRA, 2002

Tabela 25 – Coeficientes adimensionais para estacas longas e $K = n_h \cdot z$
 Fonte: CINTRA (2002)

$Z = z / T$	C_p^y	C_P^M	C_P^Q	C_M^y	C_M^M	C_M^Q
0,0	2,435	0,000	1,000	1,623	1,000	0,000
0,1	2,273	0,100	0,989	1,453	1,000	-0,007
0,2	2,112	0,198	0,956	1,293	0,999	-0,028
0,3	1,952	0,291	0,906	1,143	0,994	-0,058
0,4	1,796	0,379	0,840	1,003	0,987	-0,095
0,5	1,644	0,459	0,764	0,873	0,976	-0,137
0,6	1,496	0,532	0,677	0,752	0,960	-0,181
0,7	1,353	0,595	0,585	0,642	0,939	-0,226
0,8	1,216	0,649	0,489	0,540	0,914	-0,270
0,9	1,086	0,693	0,392	0,448	0,885	-0,312
1,0	0,962	0,727	0,295	0,364	0,852	-0,350
1,2	0,738	0,767	0,109	0,223	0,775	-0,414
1,4	0,544	0,772	-0,056	0,112	0,668	-0,456
1,6	0,381	0,746	-0,193	0,029	0,594	-0,477
1,8	0,247	0,696	-0,298	-0,030	0,498	-0,476
2,0	0,142	0,628	-0,371	-0,070	0,404	-0,456
3,0	-0,075	0,225	-0,349	-0,089	0,059	-0,213
4,0	-0,050	0,000	-0,106	-0,028	-0,042	0,017
5,0	-0,009	-0,033	0,013	0,000	-0,026	0,029

A conversão do módulo de reação do solo é um artifício feito para a aplicação deste método no caso de estacas carregadas lateralmente em argilas rijas e duras, em que o módulo de reação é constante com a profundidade. Esta conversão cria um valor equivalente para o módulo de reação que varia linearmente com a profundidade (CINTRA, 2002).

Para fazer a conversão do módulo de reação do solo é necessário realizar as seguintes etapas para o cálculo:

- dado um valor de K constante, admite-se um valor para o n_h ;
- calcula-se a profundidade z correspondente ao ponto de deslocamento nulo da estaca pela figura 18;
- recalcula-se n_h para que $n_h \cdot z = 2 \cdot K$ (figura 19);
- recalcula-se a profundidade z e;
- altera-se n_h novamente, repetindo o ciclo até que a interação seja alcançada.

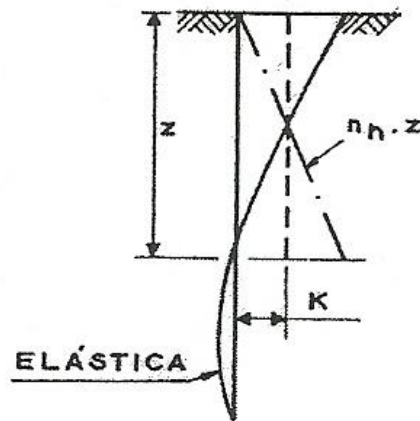


Figura 19 – Conversão do módulo de reação
Fonte: CINTRA, 2002

2.6.8. Solução clássica da equação diferencial para solos coesivos

Vários pesquisadores, desde cerca de 1920, apresentaram soluções para a equação diferencial para solos coesivos, com a hipótese do módulo de reação do solo constante com a profundidade. A solução considerada clássica é proposta por Hetényi (1946), para o caso de estacas flexíveis ($L/R > 5, 6$). As equações propostas para os cálculos são: (CINTRA, 2002).

a) deslocamento horizontal no topo da estaca.

$$y_o = \frac{2.P_H}{K.(1,414.R)} + \frac{2.M_o}{K.(1,414.R)^2} \quad (\text{Eq. 65})$$

Onde:

- y_o – deslocamento horizontal no topo da estaca;
- R – fator de rigidez relativa estaca-solo para K constante com a profundidade;
- K – módulo de reação do solo;
- P_H – força horizontal aplicada na estaca e;
- M_o – momento aplicado na estaca.

b) momento fletor máximo:

$$M_{máx} = 0,32.P_H.(1,414.R) + 0,70.M_o \quad (\text{Eq. 66})$$

A profundidade aproximada do momento fletor máximo na estaca é calculada conforme a equação 67.

$$z = 0,70.(1,414.R) \quad (\text{Eq. 67})$$

2.7. Modelagem através do método dos elementos finitos

Neste trabalho foi utilizado para as análises o *software* de cálculo estrutural SAP2000, que tem a sua formulação baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF).

O MEF surgiu em 1955, como uma evolução da análise matricial de modelos reticulados. Os primeiros elementos foram modelados para análises de distribuição de tensões em chapas de avião (SORIANO, 2003).

O MEF é uma ferramenta numérica que pode ser vista como uma evolução do método dos deslocamentos já muito conhecido no cálculo matricial de estruturas. O alcance dos métodos numéricos comparado com os métodos analíticos é bem maior, devido a isso o MEF se tornou um método bastante utilizado no estudo do complexo comportamento interativo, sendo uma ferramenta importante na resolução de problemas de interação solo-estrutura (SILVA, 2006).

Para problemas relacionados à interação solo-estrutura o MEF pode ser utilizado tanto para a modelagem da superestrutura como também do solo da fundação, exigindo assim o uso do computador devido ao grande número de graus de liberdade existente em problemas desta natureza. O MEF permite modelar condições complexas com um bom grau de realismo, tais como o comportamento tensão-deformação não-linear, condições não-homogêneas de material e geometrias complexas, entre outros. Porém a interpretação dos dados deve ser feita de forma cuidadosa, para evitar a possibilidade de imprecisão surgida das limitações numéricas (SILVA, 2006).

Atualmente o conceito de elementos finitos tornou-se muito amplo, podendo este método ser empregado de várias formas diferentes, nas áreas de mecânica sólida, na análise estrutural entre outras, no entanto a formulação mais importante e utilizada é baseada no método dos deslocamentos.

O MEF baseado no método dos deslocamentos foi utilizado por muito tempo na análise de estruturas formadas por vigas e hastes. Os itens básicos deste método são:

- idealizar a estrutura como um conjunto de vigas e hastes que são conectadas nas juntas estruturais;

- identificar os nós com deslocamentos desconhecidos. Estes deslocamentos irão definir a resposta da estrutura idealizada;
- estabelecer as equações de equilíbrio de forças correspondentes aos deslocamentos desconhecidos, resolvendo estas equações;
- com os valores dos deslocamentos nas extremidades das vigas e hastes calcula-se a distribuição interna de tensões e;
- interpretar os deslocamentos e tensões calculadas, considerando as suposições feitas.

Resumindo os passos para uma análise prática, os itens mais importantes são a idealização apropriada da estrutura e a interpretação correta dos resultados obtidos.

2.7.1. Derivação geral das equações de equilíbrio de um elemento finito

Para a apresentação das equações de equilíbrio será considerado um corpo tridimensional qualquer. As forças externas que agem neste corpo em geral possuem três componentes correspondentes aos três eixos coordenados (x,y,z) , essas forças são: as reações de superfície $\{f\}_A$, as forças de corpo $\{f\}_V$ e as forças concentradas $\{f\}_i$.

$$\{f\}_A = \begin{Bmatrix} f_X \\ f_Y \\ f_Z \end{Bmatrix}_A \quad \{f\}_V = \begin{Bmatrix} f_X \\ f_Y \\ f_Z \end{Bmatrix}_V \quad \{f\}_i = \begin{Bmatrix} f_X \\ f_Y \\ f_Z \end{Bmatrix}_i \quad (\text{Eq. 68})$$

Os deslocamentos do corpo considerando sem carregamento são representados por $\{U\}$:

$$\{U\} = \begin{Bmatrix} U \\ V \\ W \end{Bmatrix} \quad (\text{Eq. 69})$$

As deformações $\{\varepsilon\}$ correspondentes a $\{U\}$ são:

$$\{\varepsilon\} = \{\varepsilon_{XX} \quad \varepsilon_{YY} \quad \varepsilon_{ZZ} \quad \gamma_{XY} \quad \gamma_{YZ} \quad \gamma_{ZX}\}^T \quad (\text{Eq. 70})$$

E as tensões $\{ \sigma \}$ correspondentes a $\{ \varepsilon \}$ são:

$$\{ \sigma \} = \{ \sigma_{XX} \quad \sigma_{YY} \quad \sigma_{ZZ} \quad \tau_{XY} \quad \tau_{YZ} \quad \tau_{ZX} \}^T \quad (\text{Eq. 71})$$

Considera-se que os dados de entrada são as forças externas aplicadas no corpo, e com esses valores deseja-se calcular os deslocamentos, deformações e tensões resultantes deste carregamento. Para calcular esta resposta do corpo são estabelecidas equações diferenciais de equilíbrio, que são resolvidas conforme as condições de contorno adotadas.

O princípio dos deslocamentos virtuais pode ser utilizado para expressar o equilíbrio de um corpo. Este princípio afirma que o trabalho virtual interno total é igual ao trabalho virtual externo total para qualquer deslocamento virtual que satisfaça as condições de contorno, ou seja.

$$\int_V \{ \bar{\varepsilon} \}^T \{ \sigma \} dV = \int_V \{ \bar{U} \}^T \{ f \}_V dV + \int_A \{ \bar{U} \}_A^T \{ f \}_A dA + \sum_i \{ \bar{U} \}_i^T \{ f \}_i \quad (\text{Eq. 72})$$

O trabalho virtual interno total é igual à tensão que atua sobre as deformações $\{ \varepsilon \}$, sendo essas deformações correspondentes aos deslocamentos virtuais impostos. Já o trabalho virtual externo total é igual às forças $\{ f \}_V$, $\{ f \}_A$ e $\{ f \}_i$ aplicadas no corpo, agindo sobre os deslocamentos virtuais $\{ U \}$. As deformações virtuais usadas na equação são correspondentes aos deslocamentos virtuais impostos, que satisfazem as condições de contorno geométricas. As integrais estão ao longo do volume e da área dos elementos finitos.

A análise dos elementos finitos faz para o corpo em estudo uma aproximação de um conjunto de elementos finitos discretos. Estes elementos são ligados nos pontos nodais de seu contorno, e os deslocamentos são medidos em um sistema local de coordenadas (x, y, z) em n pontos nodais. Assim para um elemento m tem-se a seguinte equação:

$$\{ U(x, y, z) \}_{(m)} = [N(x, y, z)]_{(m)} \{ \hat{U} \} \quad (\text{Eq. 73})$$

Onde:

- $[N]_{(m)}$ – matriz de interpolação dos deslocamentos e;
- $\{ \hat{U} \}$ – vetor com os três componentes de deslocamentos globais $\{ U_i, V_i, W_i \}$ em todos os pontos nodais. Vetor de dimensão $3n$, conforme a representação abaixo.

$$\{\hat{U}\} = \{U_1 \quad V_1 \quad W_1 \quad U_2 \quad V_2 \quad W_2 \quad \dots \quad U_n \quad V_n \quad W_n\}^T \quad (\text{Eq. 74})$$

De uma forma mais geral:

$$\{\hat{U}\} = \{U_1 \quad U_2 \quad U_3 \quad \dots \quad U_n\}^T \quad (\text{Eq. 75})$$

U_i pode corresponder a um deslocamento em qualquer direção e não necessariamente precisa estar alinhado com os eixos globais de coordenadas. U_i também pode ser uma rotação quando o elemento considerado é uma viga, placa ou casca.

As deformações correspondentes para um campo de deslocamentos podem ser calculadas conforme a equação abaixo.

$$\{\varepsilon(x, y, z)\}_{(m)} = [B(x, y, z)]_{(m)} \{\hat{U}\} \quad (\text{Eq. 76})$$

Onde:

- $[B]_{(m)}$ – matriz que relaciona as deformações aos deslocamentos.

As tensões de um elemento finito podem ser calculadas pela seguinte equação:

$$\{\sigma\}_{(m)} = [E]_{(m)} \{\varepsilon\}_{(m)} + \{\sigma\}_{I(m)} \quad (\text{Eq. 77})$$

Onde:

- $[E]_{(m)}$ – matriz de elasticidade do elemento m , que pode ser de um material isotrópico ou anisotrópico podendo variar de elemento para elemento e ;
- $\{\sigma\}_{I(m)}$ – tensões iniciais do elemento.

Partindo da matriz de deslocamentos de cada elemento, conforme a equação acima, as equações de equilíbrio correspondentes aos deslocamentos nodais podem ser obtidas da seguinte maneira.

$$\sum_m \int_{V(m)} \{\bar{\varepsilon}\}_{(m)}^T \{\sigma\}_{(m)} dV_{(m)} = \sum_m \int_{V(m)} \{\bar{U}\}_{(m)}^T \{f\}_{V(m)} dV_{(m)} + \sum_m \int_{A(m)} \{\bar{U}\}_{A(m)}^T \{f\}_{A(m)} dA_{(m)} + \sum_i \{\bar{U}\}_i^T \{F\}_i \quad (\text{Eq. 78})$$

Onde:

- $m = 1, 2, 3, \dots k$ (sendo k o número de elementos)

As integrais da equação mostrada acima são calculadas ao longo do volume e da área de elemento.

Substituindo a matriz do deslocamento (em função das coordenadas) e a matriz de tensões na equação acima, tem-se a seguinte relação:

$$\{\bar{U}\}^T \left(\sum_m \int_{V(m)} [B]_{(m)}^T [E]_{(m)} [B]_{(m)} dV_{(m)} \right) \{\bar{U}\} = \{\bar{U}\}^T \left(\begin{array}{c} \left(\sum_m \int_{V(m)} [N]_{(m)}^T \{f\}_{V(m)} dV_{(m)} \right) \\ + \left(\sum_m \int_{A(m)} [N]_{A(m)}^T \{f\}_{A(m)} dA_{(m)} \right) \\ - \left(\sum_m \int_{V(m)} [B]_{(m)}^T \{\sigma\}_I^T dV_{(m)} \right) + \{F\} \end{array} \right) \{\bar{U}\} \quad (\text{Eq. 79})$$

Onde:

- $[N]_{S(m)}$ – matriz de interpolação de superfície, que é obtida da matriz de interpolação de volume $[N]_{(m)}$ pela substituição das coordenadas da superfície do elemento e;
- $\{F\}$ – vetor de forças externas aplicadas sobre os nós do modelo.

Para obter os deslocamentos nodais desconhecidos pode ser utilizado o Teorema dos Deslocamentos virtuais, através da imposição de um deslocamento unitário para todos os nós, sendo um de cada vez. Desta forma $[U] = [I]$ (matriz identidade). As equações de equilíbrio correspondentes aos deslocamentos nodais são:

$$[K]\{U\} = \{R\} \quad (\text{Eq. 80})$$

Onde:

- $\{R\} = \{R\}_V + \{R\}_A - \{R\}_i + \{R\}_C$

- $[K] = \sum_m \int_{V(m)} [B]_{(m)}^T [E]_{(m)} [B]_{(m)} dV_{(m)}$
- $\{R\}_V = \sum_m \int_{V(m)} [N]_{(m)}^T \{f\}_{V(m)} dV_{(m)}$
- $\{R\}_A = \sum_m \int_{A(m)} [N]_{A(m)}^T \{f\}_{A(m)} dA_{(m)}$
- $\{R\}_i = \sum_m \int_{V(m)} [B]_{(m)}^T \{\sigma\}_{I(m)} dV_{(m)}$

O vetor $\{R\}_V$ inclui os efeitos de força do elemento. O vetor $\{R\}_A$ inclui os efeitos das forças de superfície do elemento. O vetor $\{R\}_i$ inclui os efeitos das tensões iniciais. O vetor $\{R\}_C$ inclui o efeito das forças concentradas $\{R\}_C = \{F\}$ e $[K]$ é a matriz de rigidez do modelo.

A soma das integrais de volume do elemento expressa a adição direta das matrizes de rigidez de cada elemento $[K]_{(m)}$, de forma a se obter a matriz de rigidez do modelo. O vetor de forças de corpo $\{R\}_V$, assim como para $\{R\}_A$, $\{R\}_i$ e $\{R\}_C$ é calculado pela soma das forças de corpo de cada elemento $\{F\}_{V(m)}$. Portanto, a formulação das equações de equilíbrio é chamada de método da rigidez direto.

Para o MEF a ordem das matrizes calculadas é igual ao número de graus de liberdade de cada elemento. A montagem das matrizes características dos elementos é feita associando-se cada grau de liberdade local com o grau de liberdade global correspondente (ZIENKIEWICZ, 1977).

3. METODOLOGIA

Para a elaboração deste trabalho foram realizadas as seguintes etapas:

3.1. Definição das características das estacas, das cargas atuantes e do solo

Para as análises foi utilizada como exemplo, uma estaca vertical isolada com seção transversal circular. Foram considerados dois diferentes tipos de materiais, sendo uma estaca de concreto armado e uma mista (tubo metálico circular preenchido com concreto armado), considerando o mesmo diâmetro externo para as duas seções.

Para os carregamentos atuantes na estaca foram considerados dois casos de cargas, sendo o caso I, cargas horizontal, vertical e momento e o caso II sem a carga vertical, somente carga horizontal e momento.

Para o solo foram utilizados quatro situações diferentes (arenoso, coesivo e dois solos estratificados), sendo todos os casos para ambientes submersos. Os valores adotados para os índices de resistência à penetração (N_{SP7}) foram em função do comprimento de embutimento da estaca dentro do solo, sendo utilizado o mesmo comprimento da estaca para os quatro situações diferentes de solo.

3.2. Considerações para a interação solo-estaca

O solo foi representado como um sistema independente, com molas linearmente elásticas espaçadas entre si, conhecido como modelo de Winkler. Os coeficientes de molas foram calculados por três diferentes métodos, Terzaghi, Bowles e com equações que correlacionam às propriedades elásticas do solo. Foram comparados os resultados e verificado qual o método mais apropriado para ser utilizado nos modelos de cálculo.

Para classificar a estaca, dentro dos parâmetros sugeridos por pesquisadores para estacas carregadas lateralmente, foi calculado um fator que relaciona a rigidez da estaca com a do solo. Este parâmetro define a rigidez relativa estaca-solo, sendo calculado para o solo arenoso e coesivo. Em função destes resultados e do comprimento da estaca foi feita a classificação.

3.3. Elaboração dos modelos de cálculo no *software* SAP2000

Neste trabalho foi utilizado para as análises o *software* de cálculo estrutural SAP2000, que tem a sua formulação baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF).

A estaca foi simulada através do elemento de barra do SAP2000, sendo discretizada a cada 1,0 m. Foram inseridas nos modelos de cálculo as propriedades geométricas da seção transversal de concreto armado e para simular a estaca mista foram feitas modificações nos fatores das propriedades da barra, sendo modificados a massa, o momento de inércia e a área da seção transversal.

O maciço de solo foi simulado no SAP2000 como um sistema independente, com molas linearmente elásticas espaçadas a cada 1,0 m (modelo de Winkler). Assim o contato solo-estaca foi feito com apoio elástico nodal (molas), considerando nos pontos restrição à translação nas direções dos eixos x e z.

Os coeficientes das molas nos modelos de cálculo foram adotados conforme os valores mais indicados dentre os três métodos calculados, que foram: Terzaghi, Bowles e com equações que correlacionam às propriedades elásticas do solo.

3.4. Resultados

Foram obtidos dos modelos de cálculo do SAP2000 resultados para os momentos fletores, esforços cortantes, forças axiais, deslocamentos e reações nas molas. No total foram gerados oito modelos de cálculo, em função das quatro diferentes situações do solo (arenoso, coesivo e dois solos estratificados), das duas diferentes seções de estacas (concreto armado e mista) e as duas situações de carregamentos (caso I e II).

Para calcular a resposta das estacas para os solos homogêneos foram utilizados dois métodos, o proposto pela Marinha Americana, conhecido como Navdocks DM-7, aplicado para os solos arenoso e coesivo, e pela solução clássica da equação diferencial, aplicada para o solo coesivo. Estes métodos foram utilizados para comparar os resultados calculados com os valores obtidos dos modelos de cálculo do SAP.

3.5. Discussões e conclusões

Foram feitas as discussões e conclusões em relação aos seguintes aspectos: resultados dos coeficientes de molas; comportamento das estacas nos modelos de cálculo do SAP 2000 (resposta da estaca em função da profundidade, comparação dos casos de carga I e II, comparação dos dois diferentes tipos de estacas, comparação das quatro diferentes condições para o solo); comparação dos resultados dos modelos de cálculo do SAP2000 com método Navdocks DM-7 e da solução clássica da equação diferencial.

4. MATERIAIS

Este capítulo apresenta as características das estacas (concreto armado e mista), as cargas atuantes, as características dos solos, as considerações adotadas para a interação solo-estaca, os parâmetros de entrada para as modelagens no *software* SAP2000 e os cálculos pelos métodos de Navdocks DM-7 e da solução clássica da equação diferencial.

4.1. Características das estacas

Nos itens abaixo serão descritas as características adotadas para as estacas de concreto e mista.

4.1.1. Estaca de concreto armado

As características adotadas para a estaca de concreto armado estão listadas abaixo, sendo as seguintes propriedades para o concreto:

- diâmetro da estaca (B) igual a 1016 mm;
- comprimento de embutimento no solo (L) igual a 24 m;
- área da seção transversal do concreto (A_c) igual a 8.107 cm²;
- momento de inércia do concreto (I_c) igual a 5.230.518 cm⁴
- resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) igual a 40 MPa;
- massa específica do concreto (γ_c) igual a 2.500 kgf/m³;
- coeficiente de Poisson do concreto igual (ν_c) a 0,2 e;
- o módulo de elasticidade do concreto foi determinado pelas seguintes equações (NBR-6118/2007):

$$E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}} \quad (\text{Eq. 81})$$

$$E_{cs} = 0,85.E_{ci} \quad (\text{Eq. 82})$$

Onde:

- E_{ci} – módulo de elasticidade inicial do concreto;
- E_{cs} – módulo de elasticidade secante do concreto.

Os valores obtidos para os módulos de elasticidade, calculados conforme as equações 81 e 82 foram:

- $E_{ci} = 35.417,51 \text{ MPa}$ e;
- $E_{cs} = 30.104,88 \text{ MPa}$.

Para a armadura foram adotadas as seguintes características:

- armadura longitudinal igual a 30 barras de 25 mm;
- módulo de elasticidade do aço (E_{sa}) igual a 210 GPa;
- massa específica do aço (γ_a) igual a 7.850 kgf/m^3 ;
- área total da seção transversal das armaduras (A_{sa}) igual a 147 cm^2 e;
- momento de inércia total das armaduras do concreto (I_{sa}) igual a 68.193 cm^4 ;

A figura 20 ilustra a geometria adotada para a estaca de concreto.

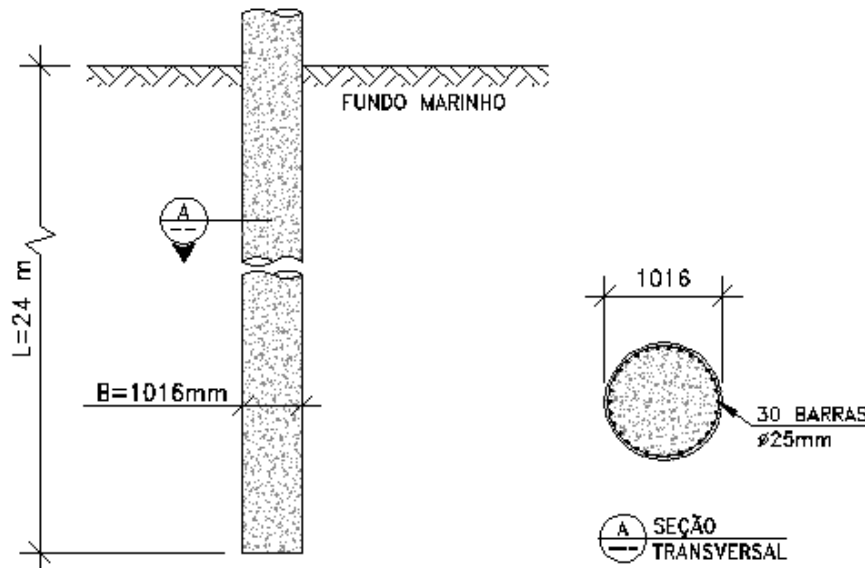


Figura 20 – Geometria da estaca de concreto

4.1.2. Estaca mista (aço-concreto)

As características adotadas para a estaca mista estão listadas abaixo, sendo as seguintes propriedades para o tubo de aço:

- diâmetro da estaca (B) igual a 1016 mm
- comprimento de embutimento da estaca no solo (L) igual a 24 m;
- espessura do tubo de aço (t) igual a 19 mm;
- momento de inércia do tubo de aço (I_a) igual a 739.702 cm^4 ;
- área da seção transversal do tubo de aço (A_a) igual a 595 cm^2 ;

- módulo de elasticidade do aço (E_a) igual a 210 GPa;
- massa específica do aço (γ_a) igual a 7.850 kgf/m³ e;
- coeficiente de Poisson (ν_a) do aço igual a 0,3.

Para o concreto foram adotadas as seguintes propriedades:

- resistência do concreto a compressão (f_{ck}) igual a 40 MPa;
- módulo de elasticidade secante do concreto (E_{cs}) igual a 30.104,88 MPa;
- área da seção transversal do concreto (A_c) igual a 7512 cm²;
- momento de inércia do concreto (I_c) igual a 4.490.817 cm⁴;
- massa específica do concreto (γ_c) igual a 2.500 kgf/m³;
- coeficiente de Poisson do concreto igual (ν_c) a 0,2;

Para a armadura foram adotadas as seguintes características:

- armadura longitudinal igual a 30 barras de 25 mm;
- módulo de elasticidade do aço (E_{sa}) igual a 210 GPa;
- massa específica do aço (γ_a) igual a 7.850 kgf/m³;
- área total da seção transversal das armaduras (A_{sa}) igual a 147 cm² e;
- momento de inércia total das armaduras do concreto (I_{sa}) igual a 68.193 cm⁴;

A figura 21 ilustra a geometria adotada para a estaca mista.

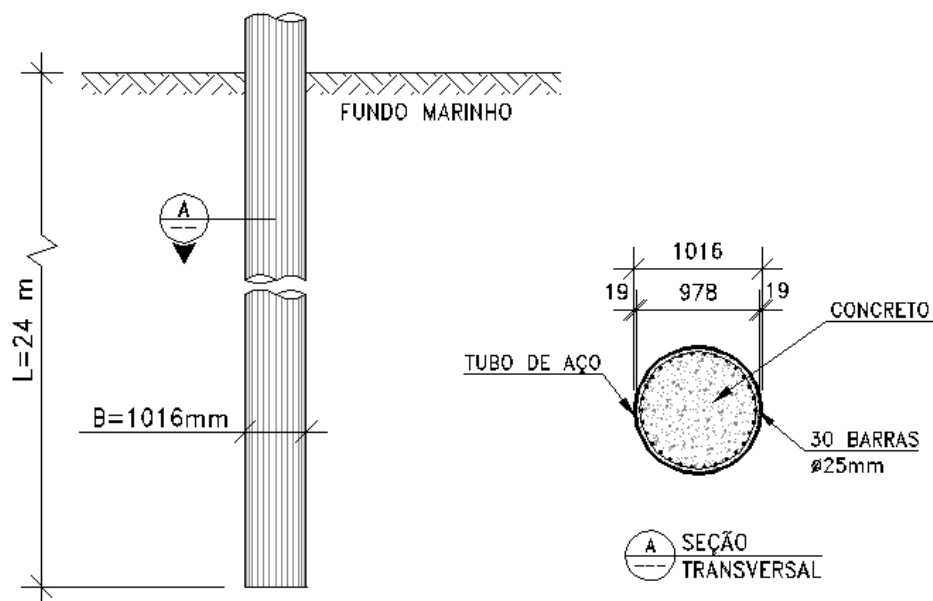


Figura 21 – Geometria da estaca mista

Nos modelos de cálculo feitos no *software* SAP2000, a estaca mista foi modelada como um elemento de barra com as propriedades da estaca de concreto armado, definidas item 4.1.1 deste trabalho. Para caracterizar a seção mista (tubo de aço mais o preenchimento com concreto armado) foram feitas modificações nos fatores das propriedades da barra, sendo modificados a massa, o momento de inércia e a área da seção transversal, conforme mostram os cálculos abaixo.

Na modificação da massa foi utilizada a seguinte equação:

$$m_{\text{mod}} = \frac{A_a \cdot \gamma_a + A_c \cdot \gamma_c}{A_c \cdot \gamma_c} \quad (\text{Eq. 83})$$

Onde:

- m_{mod} – fator de modificação da massa;
- A_a – área da seção transversal do tubo de aço;
- γ_a – massa específica do aço;
- A_c – área da seção transversal do concreto;
- γ_c – massa específica do concreto.

O valor obtido para o fator de modificação da massa, calculado conforme equação 83 foi igual a:

- $m_{\text{mod}} = 1,31$;

Para obter os valores para os coeficientes de modificação do momento de inércia e da área da seção transversal foram seguidos os cálculos indicados no anexo P da norma brasileira *NBR-8800/2008*, que trata do dimensionamento de pilares mistos pelo método simplificado. A rigidez efetiva à flexão e a rigidez axial efetiva à compressão para uma estaca mista, são dadas, respectivamente por:

$$(E.I)_e = E_a \cdot I_a + 0,6 \cdot E_{c,\text{red}} \cdot I_c + E_{sa} \cdot I_{sa} \quad (\text{Eq. 84})$$

$$(E.A)_e = E_a \cdot A_a + E_{c,\text{red}} \cdot A_c + E_{sa} \cdot A_{sa} \quad (\text{Eq. 85})$$

Onde:

- I_a – momento de inércia da seção transversal do perfil de aço;
- A_a – área da seção transversal do perfil de aço;

- I_{sa} – momento de inércia total da seção transversal da armadura;
- A_{sa} – área total da seção transversal da armadura;
- I_c – momento de inércia da seção transversal do concreto;
- A_c – área da seção transversal do concreto;
- E_a – módulo de elasticidade do aço do tubo;
- E_{sa} – módulo de elasticidade do aço da armadura;
- $E_{c,red}$ – módulo de elasticidade reduzido do concreto, dado pela equação 86;

Os efeitos de retração e fluência do concreto são considerados por uma redução do módulo de elasticidade do concreto, tomando-se, no lugar de E_c , o valor de $E_{c,red}$, dado pela seguinte equação:

$$E_{c,red} = \frac{E_c}{1 + \varphi \left(\frac{N_{G,Sd}}{N_{Sd}} \right)} \quad (\text{Eq. 86})$$

Onde:

- E_c – módulo de elasticidade do concreto;
- φ – coeficiente de fluência do concreto, obtido pela norma *NBR-6118/2007*. Para simplificar considera-se que esse coeficiente seja adotado igual a 2,5 para as seções total ou parcialmente revestidas com concreto, e igual a zero nas seções tubulares preenchidas com concreto e que a relação $N_{G,Sd} / N_{Sd}$ seja tomada igual a 0,6;
- N_{Sd} – força axial solicitante de cálculo;
- $N_{G,Sd}$ – parcela da força axial solicitante de cálculo devida à ação permanente e à ação decorrente do uso de atuação quase permanente.

Para seções tubulares preenchidas com concreto o valor do coeficiente de fluência (φ) é igual zero, sendo assim, o valor do módulo de elasticidade do concreto não será reduzido devido aos efeitos de retração e fluência do concreto ($E_{c,red} = E_c$).

Substituindo os valores do módulo de elasticidade e do momento de inércia nas equações 84 e 85, obtêm-se os seguintes valores para a rigidez efetiva à flexão e a rigidez axial efetiva à compressão para uma estaca mista, respectivamente:

- $(E.I)_e = 2.507.752 \text{ kN.m}^2$
- $(E.A)_e = 38.205.269 \text{ kN}$

Com os resultados obtidos para $(E.I)_e$ e $(E.A)_e$ foram os calculados os fatores de modificação para o momento de inércia e a área, respectivamente. Conforme os cálculos mostrados abaixo.

$$A_{\text{mod}} = \frac{(E.A)_e}{(E_{cs}.A_c)} \quad (\text{Eq. 87})$$

$$I_{\text{mod}} = \frac{(E.I)_e}{(E_{cs}.I_c)} \quad (\text{Eq. 88})$$

Onde:

- A_{mod} – fator de modificação da massa;
- $(E.A)_e$ – rigidez axial efetiva a compressão da seção mista;
- $(E_{cs}.A_c)$ – rigidez axial a compressão da seção de concreto;
- I_{mod} – fator de modificação da inércia;
- $(E.I)_e$ – rigidez efetiva a flexão da seção mista;
- $(E_{cs}.I_c)$ – rigidez a flexão da seção de concreto;

Substituindo os valores nas equações acima, obtêm-se os seguintes valores para os fatores de modificação da massa e da inércia, respectivamente:

- $A_{\text{mod}} = 1,57$
- $I_{\text{mod}} = 1,59$

4.2. Cargas atuantes

As estacas foram submetidas a carga vertical, horizontal e momento, sendo considerados para todos os modelos de cálculo os mesmos valores das cargas. Foram gerados dois diferentes casos de carregamento, sendo um com aplicação das três cargas, chamado de caso I (vertical, horizontal e momento) e outro sem a carga vertical, chamado de caso II (somente com carga horizontal e momento).

Foram adotados os seguintes valores para as cargas:

- carga vertical (N) igual a 6.500 kN;
- carga horizontal (P_H) igual a 1.000 kN e;
- momento (M_O) igual a 12.500 kN.m.

A figura 22 ilustra os carregamentos na estaca para as duas situações.

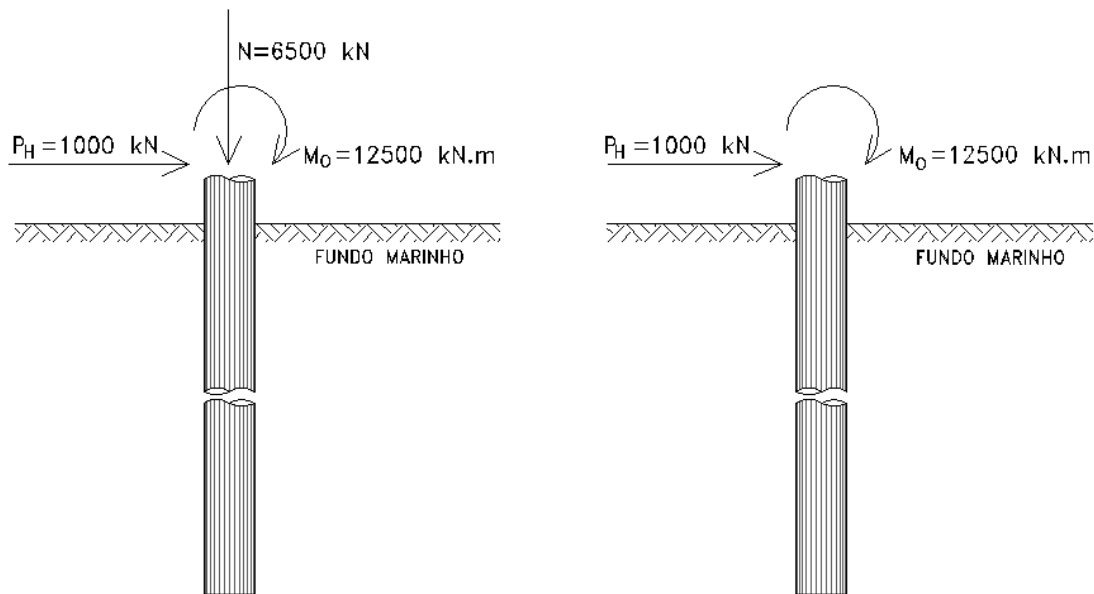


Figura 22 – Carregamentos na estaca - casos I e II.

4.3. Características dos solos

Para obtenção das características dos solos foram utilizados, como exemplo, três diferentes boletins de sondagens com ensaios de penetração (SPT). Estes boletins estão mostrados no Anexo (item 2) deste trabalho.

Os valores do N_{SPT} foram utilizados para obter os parâmetros para a modelagem do solo. Estes valores foram adotados em função do comprimento de embutimento da estaca dentro do solo, pois para comparar os resultados das quatro situações diferentes de solo o critério escolhido foi de utilizar o mesmo comprimento da estaca para todos os casos, sendo igual a 24 m. Em função deste parâmetro, os valores do N_{SPT} foram obtidos utilizando o método de capacidade de carga estática em estacas isoladas, proposto por Aoki & Velloso, descrito no item 2.4.1 deste trabalho.

No Brasil é comum à utilização de sistemas manuais para a liberação de queda do martelo, que aplica uma energia da ordem de 70% da energia teórica, sendo assim, os valores que foram utilizados para o N_{SPT} são equivalentes a 70% da energia (N_{70})

4.3.1. Solo arenoso

Para o solo arenoso foram adotados para os primeiros 12 m um N_{70} igual a 9 e para os 12 m restantes um N_{70} igual a 19. Estes valores do N_{SPT} foram utilizados como parâmetro para a modelagem do solo. A figura 23 mostra as características para o caso do solo arenoso.

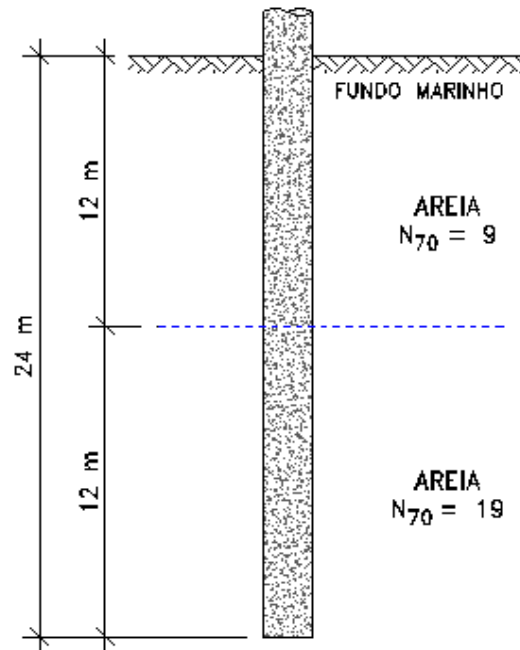


Figura 23 – Perfil do solo arenoso

4.3.2. Solo coesivo

Para o solo argiloso foram adotados para os primeiros 12 m um número de N_{70} igual a 19 e para os 12 m restantes um N_{70} igual a 35. Estes valores do N_{SPT} foram utilizados como parâmetro para a modelagem do solo. A figura 24 mostra as características para o caso do solo coesivo.

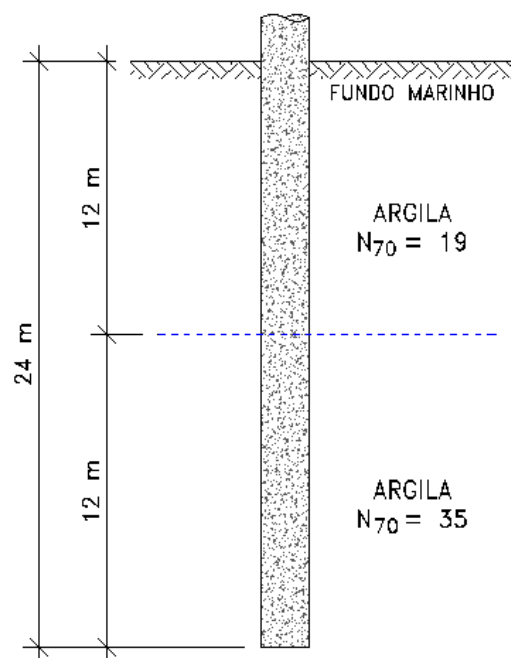


Figura 24 – Perfil do solo coesivo

4.3.3. Solos estratificados 1 e 2

Para os solos estratificados foram utilizadas duas situações diferentes, conforme mostra a figura 25. Foram alternadas as camadas de areia e argila, utilizando os valores de N_{SPT} dos solos arenoso e coesivo, citadas nos itens 4.3.1 e 4.3.2, respectivamente. Estes valores do N_{SPT} foram utilizados como parâmetro para a modelagem do solo.

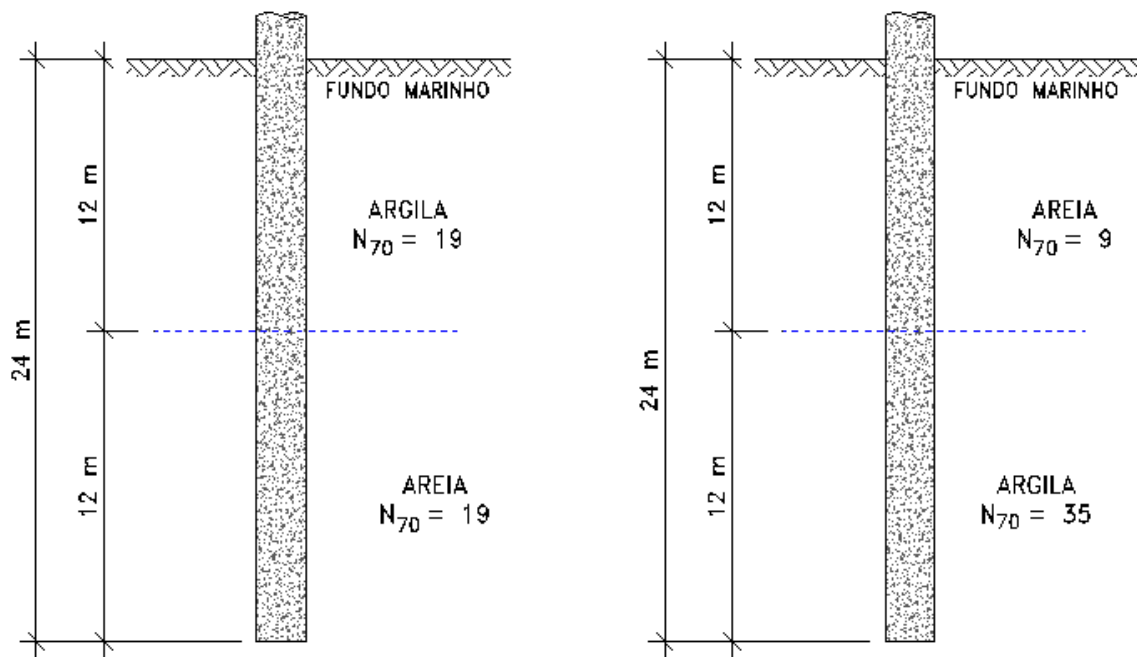


Figura 25 – Perfil dos solos estratificados 1 e 2, respectivamente

4.4. Parâmetros para o cálculo dos coeficientes de mola

Os coeficientes que representam as molas, para os solos argilosos e arenosos, foram obtidos basicamente pela seguinte equação:

$$K_i = k.A_i \quad (\text{Eq. 89})$$

Onde:

- K_i – Rigidez relativa ao nó i ;
- k – coeficiente de reação do solo, podendo ser k_s (vertical) ou k_h (horizontal) e;
- A_i – área de influência do nó i , diâmetro da estaca multiplicado pela distância entre os nós ($A_i = B.l$);

Os valores para os coeficientes de mola foram calculados por três métodos diferentes, que são:

- a) Correlações com as propriedades elásticas do solo;
- b) Método de Terzaghi e;
- c) Método de Bowles;

No solo arenoso, para a mola localizada no topo da estaca ($z = 0$), foi considerado no cálculo do coeficiente uma profundidade (z) igual 0,25 m. Este valor equivale à metade da altura colaborante do nó. Essa consideração foi feita para os três métodos calculados.

Os valores para os coeficientes de reação vertical do solo (k_v) foram adotados iguais aos valores dos coeficientes de reação horizontal do solo (k_h). Essa consideração foi feita para os três métodos calculados.

4.4.1. Correlações com as propriedades do solo

Para o cálculo dos coeficientes de mola, fazendo correlações com as propriedades do solo, foram adotados os critérios abaixo citados.

4.4.1.1. Solo arenoso

No solo arenoso, o módulo de elasticidade do solo (E_s) aumenta de acordo com a profundidade da estaca. O valor do coeficiente de reação do solo (k_h) para este caso é dado pela seguinte equação:

$$k_h = n_h \frac{z}{B} \quad (\text{Eq. 25-rep.})$$

O valor de n_h foi calculado utilizando a equação proposta por Terzaghi.

$$n_h = \frac{A \cdot \gamma}{1,35} \quad (\text{Eq. 28-rep.})$$

Sendo o valor do coeficiente A calculado em função do N_{SPT} pela seguinte equação:

$$A = \left(\frac{N_{SPT}}{0,5 + 0,015 \cdot N_{SPT}} \right)^2 + 80 \quad (\text{Eq. 29-rep.})$$

A classificação do solo arenoso, em função da compactidade da areia, foi feita utilizando uma correlação dos valores adotados para o N_{70} (indicados no item 4.3.1) com os valores sugeridos por Terzaghi, apresentados no item 2.3.4.2 tabela 3.

Tabela 26 – Classificação do solo arenoso para o cálculo dos coeficientes de mola (Terzaghi)

Compactidade de areia	Índice de resistência à penetração (N_{70})	
	Intervalo sugerido por Terzaghi	Valor indicado no item 4.3.1
Fofa	4 – 10	9
Medianamente compacta	10 – 30	19

Para o peso específico foram utilizados como referência os valores sugeridos por Bowles (1997), apresentados no item 2.5.2.3 tabela 12. Foram adotados os menores valores dos intervalos, sendo para areia fofa $\gamma_{sat} = 14$ e para a areia média $\gamma_{sat} = 17$. Estes valores fazem correlações com a compactidade da areia, obtida através dos valores do N_{SPT} .

Tabela 27 – Valores adotados para o peso específico (γ_{sat}) do solo arenoso

Compactidade da areia	Peso específico - γ_{sat} (kN/m^3)	
	Intervalo sugerido por Bowles	Valor adotado
Fofa	14 – 18	14
Medianamente compacta	17 – 20	17

Os resultados dos coeficientes de mola para o solo arenoso, pelo método das correlações com as propriedades elásticas do solo, estão mostrados no Anexo, item 1.1.1.

4.4.1.2. Solo coesivo

No solo coesivo, onde o módulo de elasticidade do solo (E_s) é constante em toda a profundidade da estaca, o coeficiente de reação do solo (k_h) é dado pela seguinte equação:

$$k_h = \frac{E_s}{B} \quad (\text{Eq. 30-rep.})$$

Neste trabalho foi utilizada para calcular os valores de k_h a equação proposta por Vesic (1961), mostrada abaixo.

$$k_h = 0,65 \cdot \sqrt[1,2]{\frac{E_s \cdot B^4}{EI}} \cdot \frac{E_s}{B \cdot (1 - \nu^2)} \quad (\text{Eq. 31-rep.})$$

A equação 31 relaciona os valores de k_h com o módulo de elasticidade (E_s) e o coeficiente de Poisson (ν). Como a aplicação desta equação para o caso de uma estaca não é direta, pois a consideração da influência do solo está somente na parte de trás de estaca, os valores de k_h foram multiplicados por dois.

A classificação do solo coesivo, em função da consistência da argila, foi feita utilizando uma correlação dos valores adotados para o N_{70} (indicados no item 4.3.2) com os valores sugeridos por Terzaghi, apresentados no item 2.3.4.2 tabela 4.

Tabela 28 – Classificação do solo coesivo para o cálculo dos coeficientes de mola

Consistência da argila	Índice de resistência à penetração (N_{70})	
	Intervalo sugerido por Terzaghi	Valor indicado no item 4.1.3.2
Muito rija	15 – 30	19
Dura	> 30	35

Para os valores do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson foram utilizados como referência os valores sugeridos por Bowles (1997), apresentados nos itens 2.5.2.1 e 2.5.2.2, tabelas 10 e 11, respectivamente. As tabelas 29 e 30 mostram os valores adotados.

Tabela 29 – Valores adotados para o módulo de elasticidade (E_s) do solo coesivo

Consistência da argila	E_s (MPa)	E_s (MPa)
	Intervalo sugerido por Bowles	Valor adotado
Muito rija (média)	15 - 50	25
Dura	50 - 100	50

Tabela 30 – Valor adotado para o coeficiente de Poisson (ν) do solo coesivo

Tipo de solo	ν	ν
	Intervalo sugerido por Bowles	Valor adotado
Argila saturada	0,40 – 0,50	0,40

Os resultados dos coeficientes de mola para solo coesivo, pelo método das correlações com as propriedades elásticas do solo, estão mostrados no Anexo, item 1.1.2.

4.4.2. Método de TERZAGHI

Para o cálculo dos coeficientes de mola, utilizando o método proposto por Terzaghi, foram adotados os critérios abaixo citados.

4.4.2.1. Solo arenoso

Para obter os valores dos coeficientes de reação do solo horizontal e vertical foram utilizados os valores sugeridos por Terzaghi, apresentados no item 2.6.6.2, tabela 21. A classificação do solo arenoso, segundo Terzaghi já foi mostrada no item acima 4.4.1.1.

A tabela 31 mostra os valores adotados para o n_h .

Tabela 31 – Valores adotados para o n_h (kN/m³)

Compacidade da areia	n_h (kN/m ³)
	Areia submersa
Fofa	1.260
Medianamente compacta	4.400

Os resultados dos coeficientes de mola para solo arenoso, pelo método de Terzaghi, estão mostrados no Anexo, item 1.2.1.

4.4.2.2. Solo coesivo

Para obter os valores dos coeficientes de reação do solo horizontal e vertical foram utilizados os valores sugeridos por Terzaghi, apresentados no item 2.6.6.2, tabela 19. A classificação do solo coesivo, segundo Terzaghi já foi mostrada no item acima 4.4.1.2.

A tabela 32 mostra os valores adotados para o \bar{k}_{s1} .

Tabela 32 – Valores adotados para o de \bar{k}_{s1} (kN/m³)

Consistência da argila	\bar{k}_{s1} (kN/m ³)
Muito rija	47.130
Dura	94.250

Os resultados dos coeficientes de mola para solo coesivo, pelo método de Terzaghi, estão mostrados no Anexo, item 1.2.2.

4.4.3. Método de Bowles

Para o cálculo dos coeficientes de mola, utilizando o método proposto por Bowles, foram adotados os critérios adiante citados.

4.4.3.1. Solo arenoso

A classificação do solo arenoso, em função da compacidade da areia, foi feita utilizando uma correlação dos valores adotados para o N_{70} (indicados no item 4.3.1) com os valores sugeridos por Bowles, apresentados no item 2.3.4.3 tabela 5. Foi adotado o tamanho do grão tipo grosso, em função da classificação do solo por Terzaghi, para que as comparações nos valores dos coeficientes de mola sejam baseadas na mesma compacidade da areia.

Tabela 33 – Classificação do solo arenoso para o cálculo dos coeficientes de mola (Bowles)

Compacidade de areia	Índice de resistência à penetração (N_{70})	
	Intervalo sugerido por Bowles	Valor indicado no item 4.3.1
Fofa	5 – 9	9
Medianamente compacta	10 – 25	19

Para os cálculos dos coeficientes de mola pelo método de Bowles (1997) foi utilizada a seguinte equação:

$$k_s = k_h = A_s + B_s \cdot z^n \quad (\text{Eq. 45-rep.})$$

Bowles (1997) relaciona a equação 45 com a teoria de capacidade de carga de um sistema sapata-solo, proposta por Terzaghi (1943), conforme a equação 46.

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot S_c + \gamma \cdot z \cdot N_q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \quad (\text{Eq. 46-rep.})$$

Fazendo uma correlação da equação 45 com a 46 obtêm-se as seguintes relações para A_s e $B_s z^n$:

$$A_s = C \cdot (c \cdot N_c \cdot S_c + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma) \quad (\text{Eq. 52-rep.})$$

$$B_s z^1 = C \cdot (\gamma \cdot N_q \cdot S_q) \cdot z^1 \quad (\text{Eq. 53-rep.})$$

Bowles sugere para os cálculos dois métodos diferentes, que foram apresentados no item 2.6.6.3. Neste trabalho foi adotado o método 2, com um valor para o expoente n igual a 0,5.

$$\text{Método.2} = \frac{B_s}{D^n} z^n = B'_s z^n \quad (\text{Eq. 55-rep.})$$

Os valores adotados para os parâmetros utilizados nas equações 52 e 53 estão mostrados abaixo.

Tabela 34 – Fatores de forma adotados

Forma da fundação	Fatores de forma		
	S_c	S_q	S_γ
Circular	1,3	0,6	1,0

Para os valores dos ângulos de atrito foram utilizados como referência os valores sugeridos por Bowles (1997), apresentado no item 2.5.2.4 tabela 16. A tabela 35 mostra os valores adotados.

Tabela 35 – Valores adotados para o ângulo de atrito (ϕ) solo arenoso

Tamanho do grão grosso	Compacidade da areia	Ângulo de atrito (ϕ)	
		Intervalo sugerido por Bowles	Valor adotado
	Fofa	30 – 34	30
	Medianamente compacta	33 – 40	33

Com os valores dos ângulos de atrito foram adotados os fatores de capacidade de carga, fazendo uma correlação de acordo com a tabela 23, mostrada no item 2.6.6.3. A tabela 36 mostra os valores adotados.

Tabela 36 – Fatores de capacidade de carga solo arenoso

ϕ °	N_c	N_q	N_γ
30	30,14	18,40	22,40
33	38,64	26,09	35,19

Para o peso específico foram utilizados os mesmos valores já indicados no item 4.4.1.1 tabela 27.

Os resultados dos coeficientes de mola para solo arenoso, pelo método de Bowles, estão mostrados no Anexo, item 1.3.1.

4.4.3.2. Solo coesivo

A classificação do solo coesivo, em função da consistência da argila, foi feita utilizando uma correlação dos valores adotados para o N_{70} (indicados no item 4.3.2) com os valores sugeridos por Bowles, apresentados no item 2.3.4.3 tabela 6.

Tabela 37 – Classificação do solo coesivo para o cálculo dos coeficientes de mola (Bowles)

Consistência da argila	Índice de resistência à penetração (N_{70})	
	Intervalo sugerido por Bowles	Valor indicado no item 4.3.2
Muito rijá	17 – 30	19
Dura	> 30	35

Para os cálculos dos coeficientes de mola pelo método de Bowles (1997) foram utilizadas as mesmas equações apresentadas para o solo arenoso. Em relação aos parâmetros serão mostrados apenas os que diferem o solo coesivo do arenoso.

Para obtenção do valor da coesão foi utilizada equação abaixo.

$$c = 10.N_{SPT} \quad (\text{Eq. 14-rep.})$$

Tabela 38 – Valores calculados para a coesão (c) solo coesivo

Consistência da argila	Coesão – c (kN/m ²)
Muito rijá	10 x 19 = 190
Dura	10 x 35 = 350

Para o peso específico foram utilizados como referência os valores sugeridos por Bowles (1997), apresentados no item 2.5.2.3 tabela 13. A tabela 39 mostra os valores adotados.

Tabela 39 – Valores adotados para o peso específico (γ_{sat}) do solo coesivo

Consistência da argila	Peso específico - γ_{sat} (kN/m ³)	
	Intervalo sugerido por Bowles	Valor adotado
Muito rijá	19 – 22	19
Dura		

O ângulo de atrito para o solo coesivo foi adotado igual à zero. Correlacionado este valor com a tabela 23, mostrada no item 2.6.6.3, obtêm-se os seguintes valores para os fatores de capacidade de carga (tabela 40):

Tabela 40 – Fatores de capacidade de carga solo coesivo

ϕ°	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1,00	0,00

Os resultados dos coeficientes de mola para solo coesivo, pelo método de Bowles, estão mostrados no Anexo, item 1.3.2.

4.5. Cálculo da rigidez relativa estaca-solo

Para o cálculo da relação entre a rigidez do solo e a rigidez à flexão da estaca foram utilizadas as seguintes equações:

- solo coesivo – K constante com a profundidade ($n = 0$).

$$R = \sqrt[4]{\frac{E.I}{K}} \quad (\text{Eq. 23-rep.})$$

- solo arenoso – K linearmente variável com a profundidade ($n = 1$)

$$T = \sqrt[5]{\frac{E.I}{n_h}} \quad (\text{Eq. 24-rep.})$$

Os valores de K e n_h utilizados nas equações 23 e 24, estão indicados na tabela 41. Para os cálculos foram considerados os valores referentes a primeiras camadas de solo, no topo da estaca.

Tabela 41 – Valores para o de K e n_h – topo da estaca

Solo	Consistência ou Compacidade	Tipo de estaca	K (kN/m ²) ou n_h (kN/m ³)
Coesivo	Muito Rija	Concreto	$2 \times 13.553 \times 1,016 = 27540$
		Mista	$2 \times 13.038 \times 1,016 = 26493$
Arenoso	Fofa	Concreto	6.272
		Mista	

Os valores para a rigidez a flexão das estacas são:

- estaca de concreto - $EI = 1.574.641 \text{ kN.m}^2$;
- estaca mista - $EI = 2.507.752 \text{ kN.m}^2$;

Substituindo os valores nas equações 23 e 24, obtêm-se os seguintes resultados para os coeficientes R e T (tabela 42).

Tabela 42 – Valores calculados para R e T

Solo	Consistência ou Compacidade	Tipo de estaca	R ou T (m)
Coesivo	Muito Rija	Concreto	2,75
		Mista	3,12
Arenoso	Fofa	Concreto	3,02
		Mista	3,31

4.5.1. Classificação das estacas em função do comprimento

A classificação da estaca é feita relacionando os valores dos coeficientes R e T com o comprimento da estaca, conforme mostrado no item 2.6.5.1. A tabela 43 mostra os resultados obtidos.

Tabela 43 – Classificação das estacas em função do comprimento

Solo	Tipo de estaca	(L / R) ou (L / T)	Classificação
Coesivo	Concreto	$24 / 2,75 = 8,73$	Estaca flexível ($L / R > 4$)
	Mista	$24 / 3,12 = 7,69$	Estaca flexível ($L / R > 4$)
Arenoso	Concreto	$24 / 3,02 = 7,95$	Estaca flexível ($L / T > 4$)
	Mista	$24 / 3,31 = 7,25$	Estaca flexível ($L / T > 4$)

4.6. Parâmetros para o método de Navdocks DM-7 (1962)

As equações utilizadas pelo método de Navdocks DM-7 foram mostradas no item 2.6.7.1. Foram calculadas somente as regiões referentes aos máximos valores do deslocamento, momento fletor e esforço cortante, verificados conforme os resultados dos modelos de cálculo do SAP2000. O cálculo por este método foi feito apenas para os solos homogêneos, arenoso e coesivo.

O método de Navdocks DM-7 considera os efeitos da carga horizontal e do momento separadamente e, posteriormente, para obtenção do valor final os valores são somados.

Os valores para a rigidez a flexão das estacas e as cargas atuantes foram mostrados no item 4.1 e 4.2, respectivamente.

4.6.1. Solo arenoso

As tabelas 44, 45 e 46 mostram os parâmetros adotados para os cálculos dos máximos valores do deslocamento horizontal, momento fletor e esforço cortante, respectivamente.

Tabela 44 – Parâmetros para os cálculos dos deslocamentos - solo arenoso (Navdocks DM-7)

Tipo de estaca	T	z	$Z = z / T$	C_p^y	C_M^y
	(m)	(m)			
Concreto	3,02	0	0	2,435	1,623
Mista	3,31	0	0		

Tabela 45 – Parâmetros para os cálculos dos momentos - solo arenoso (Navdocks DM-7)

Tipo de estaca	T	z	Z = z / T	C _p ^M	C _M ^M
	(m)	(m)			
Concreto	3,02	1	0,33	0,317	0,992
Mista	3,31	1	0,30	0,291	0,994

Tabela 46 – Parâmetros para os cálculos dos cortantes - solo arenoso (Navdocks DM-7)

Tipo de estaca	T	z	Z = z / T	C _p ^Q	C _M ^Q
	(m)	(m)			
Concreto	3,02	5	1,66	-0,225	-0,477
Mista	3,31	5	1,51	-0,131	-0,468

Os valores dos coeficientes adimensionais foram obtidos conforme a tabela 25, indicada no item 2.6.7.

4.6.2. Solo coesivo

O método de Navdocks DM-7 é baseado no que foi proposto por Matlock & Reese, sendo válido para solos arenosos e argilas normalmente adensadas, onde o módulo de reação do solo é linearmente crescente com a profundidade. Para ser usado em solos coesivos foi feita uma conversão do módulo de reação, com um n_h equivalente, calculado conforme as etapas já descritas no item 2.6.7. Uma das indicações para o cálculo do n_h equivalente é considerar o valor da profundidade relativa igual ao ponto de deslocamento nulo da estaca, conforme indica a figura 18. Foram considerados dois valores diferentes, sendo um para o deslocamento e outro para o momento fletor.

As tabelas 47, 48 e 49 mostram os parâmetros adotados para os cálculos dos máximos valores do deslocamento horizontal, momento fletor e esforço cortante, respectivamente.

Tabela 47 – Parâmetros para os cálculos dos máximos deslocamentos - solo coesivo (Navdocks DM-7)

Tipo de estaca	n_h (eq.P)	n_h (eq.M)	T _(P)	T _(M)	z	Z = z/T _(P)	Z = z/T _(M)	C _p ^y	C _M ^y
	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(m)	(m)	(m)				
Concreto	8.403	14.344	2,85	2,56	0	0	0	2,435	1,623
Mista	7.132	12.181	3,23	2,90	0	0	0		

Tabela 48 – Parâmetros para os cálculos dos máximos momentos – solo coesivo (Navdocks DM-7)

Tipo de estaca	n_h (eq,P)	n_h (eq,M)	$T_{(P)}$	$T_{(M)}$	z	$Z = z/T_{(P)}$	$Z = z/T_{(M)}$	C_p^M	C_M^M
	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(m)	(m)	(m)				
Concreto	8.403	14.344	2,85	2,56	0	0	0	0,00	1,00
Mista	7.132	12.181	3,23	2,90	0	0	0		

Tabela 49 – Parâmetros para os cálculos dos máximos cortantes – solo coesivo (Navdocks DM-7)

Tipo de estaca	n_h (eq,P)	n_h (eq,M)	$T_{(P)}$	$T_{(M)}$	z	$Z = z/T_{(P)}$	$Z = z/T_{(M)}$	C_p^Q	C_M^Q
	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(m)	(m)	(m)				
Concreto	8.403	14.344	2,85	2,56	5	1,76	1,95	-0,277	-0,461
Mista	7.132	12.181	3,23	2,90	5	1,55	1,72	-0,159	-0,476

Os valores dos coeficientes adimensionais foram obtidos conforme a tabela 25, indicada no item 2.6.7.

4.7. Parâmetros para o método clássico da equação diferencial

O cálculo pelo método clássico da equação diferencial foi feito apenas para os solos coesivos. Esta escolha foi feita devido ao método de Navdocks DM-7 ser mais indicado para solos arenosos, pois para os solos coesivos deve ser feita uma conversão do módulo de reação, podendo resultar em valores não tão confiáveis.

Os valores para as cargas atuantes foram mostrados no item 4.2.

4.7.1. Solo coesivo

As tabelas 50 e 51 mostram os parâmetros adotados para os cálculos dos máximos valores do deslocamento horizontal e momento fletor, respectivamente.

Tabela 50 – Parâmetros para os cálculos dos deslocamentos - solo coesivo (equação diferencial)

Tipo de estaca	K	R	z
	(kN/m ²)	(m)	(m)
Concreto	27.540	2,75	0
Mista	26.493	3,12	0

Tabela 51 – Parâmetros para os cálculos dos momentos – solo coesivo (equação diferencial)

Tipo de estaca	K	R	z
	(kN/m ²)	(m)	(m)
Concreto	27.540	2,75	2,72
Mista	26.493	3,12	3,09

4.8. Modelagem no *software* de cálculo estrutural SAP2000

Foram gerados no SAP2000 oito diferentes modelos de cálculo, em função das quatro diferentes situações do solo (arenoso, coesivo e dois solos estratificado), das duas diferentes seções de estacas (concreto armado e mista) e das duas situações de carregamentos (caso I e II).

Os itens abaixo mostram os dados de entrada dos modelos de cálculo.

4.8.1. Definição geral dos modelos de cálculo

As estacas foram modeladas no SAP2000 por elementos de barra, e a interação solo-estaca foi feita pelo uso de molas lineares espaçadas a cada 1,0 m, conforme mostra a figura 26. Todos os modelos de cálculo seguiram essa estrutura.

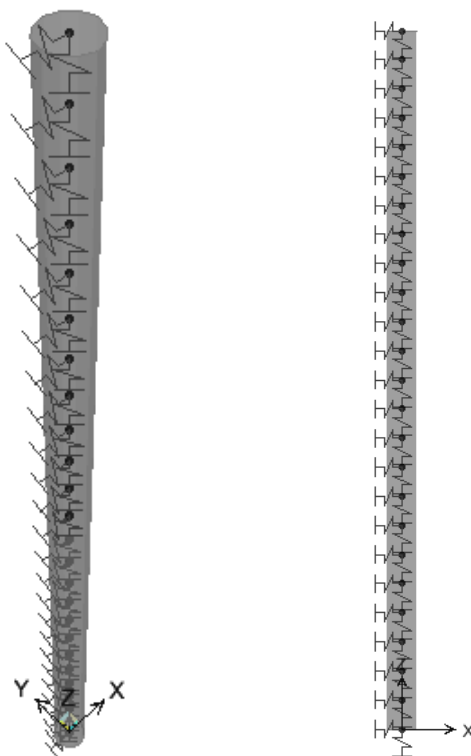


Figura 26 – Imagem geral do modelo de cálculo (SAP2000)

4.8.2. Propriedades dos materiais

Todas as estacas foram modeladas com as propriedades do concreto armado e para caracterizar a seção mista (tubo de aço mais o preenchimento com concreto armado) foram feitas modificações nos fatores das propriedades da barra, sendo modificados a massa, o momento de inércia e a área da seção transversal. Os cálculos para estes fatores foram mostrados no item 4.1.2.

As figuras 27 e 28, tiradas do SAP2000, mostram as propriedades da estaca de concreto armado utilizadas nos modelos e os fatores de modificação adotados para representar a estaca mista, respectivamente. Todos os valores indicados estão com as unidades do Sistema Internacional - SI.

The image shows a screenshot of the 'Material Property Data' dialog box in SAP2000. The dialog is titled 'Material Property Data' and contains several sections:

- General Data:**
 - Material Name and Display Color: CONC
 - Material Type: Concrete
 - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:**
 - Weight per Unit Volume: 25
 - Mass per Unit Volume: 2,5
- Units:** KN, m, C
- Isotropic Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 30104880
 - Poisson's Ratio, U: 0,2
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 9,900E-06
 - Shear Modulus, G: 12543700
- Other Properties for Concrete Materials:**
 - Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 40000
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduction Factor: (empty field)

At the bottom of the dialog, there is a checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' and 'OK' and 'Cancel' buttons.

Figura 27 – Propriedades do concreto (SAP2000)

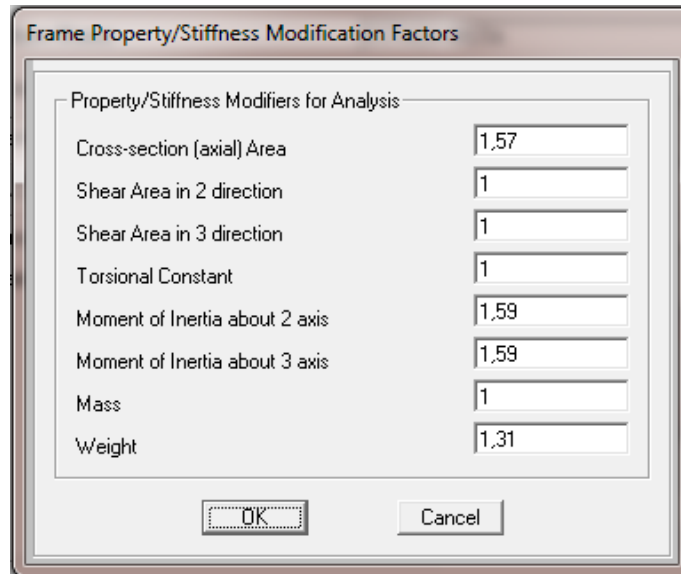


Figura 28 – Fatores de modificação da seção transversal para estaca mista (SAP2000)

4.8.3. Geometria da estaca

As figuras 29 e 30, tiradas do SAP2000, mostram as propriedades da seção transversal da estaca de concreto armado. Todos os valores indicados estão com as unidades do Sistema Internacional - SI.

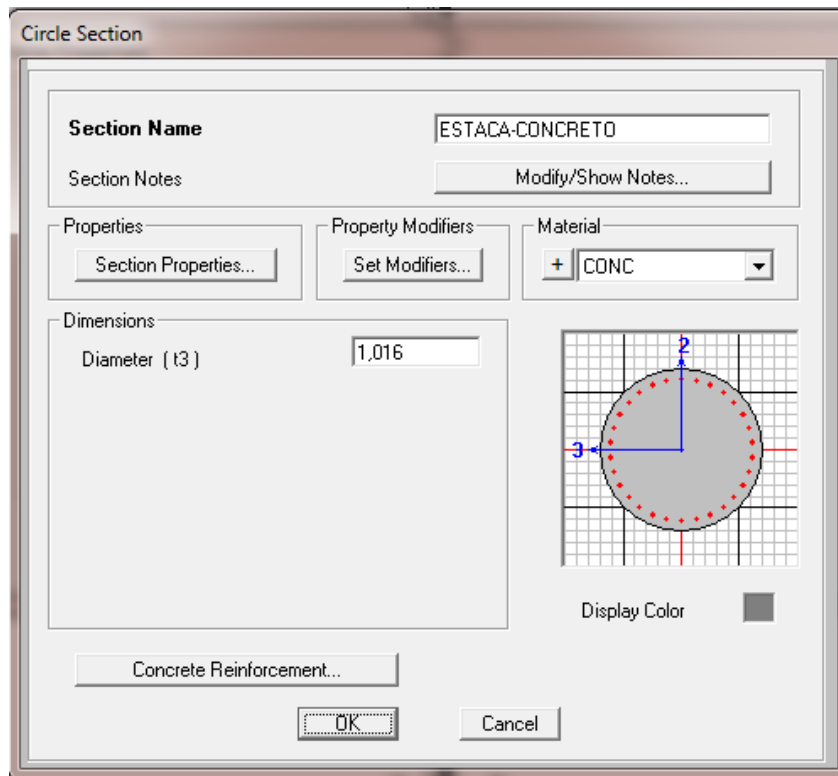


Figura 29 – Seção transversal da estaca (SAP2000)

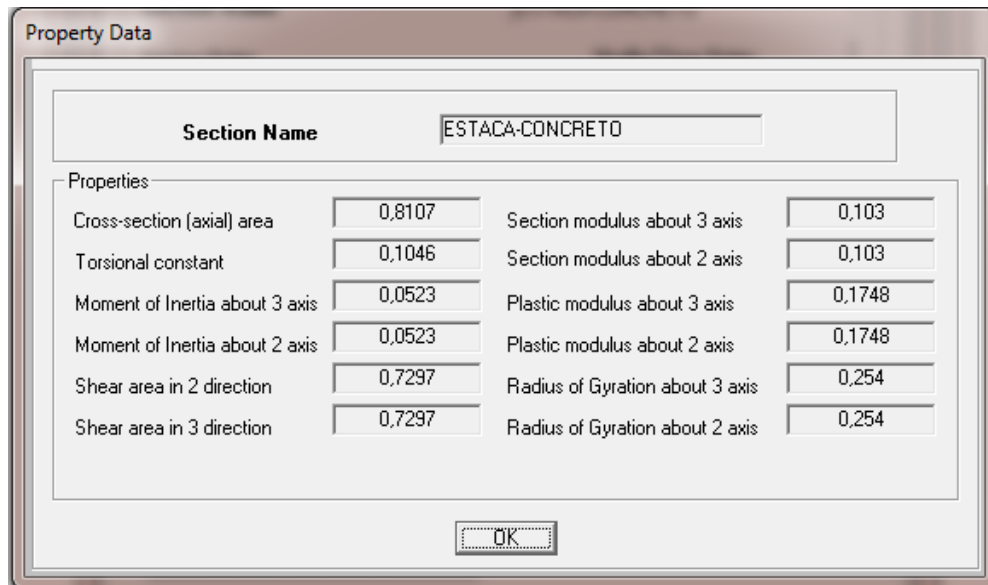


Figura 30 – Propriedades geométricas da seção transversal (SAP2000)

4.8.4. Cargas atuantes - casos I e II

Os carregamentos aplicados nos modelos de cálculo seguiram os valores que foram apresentados no item 4.2. A figura 31 mostra os dois casos de cargas na estaca, os valores indicados estão com as unidades do Sistema Internacional (SI).

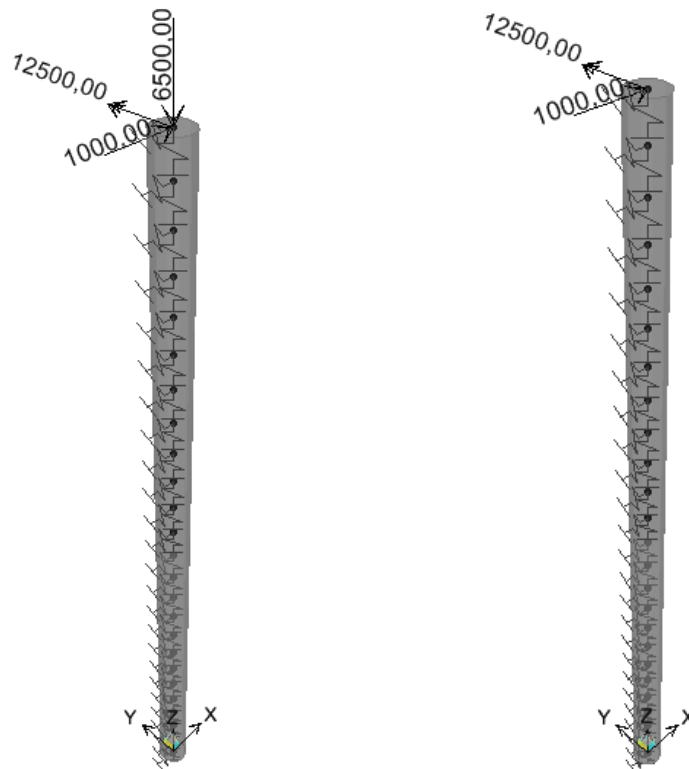


Figura 31 – Carregamentos na estaca - casos de cargas I e II (SAP2000)

4.8.5. Combinações de cargas

Foram geradas duas combinações em função dos casos de carga I e II, conforme mostra a tabela 52. O peso próprio da estaca é gerado automaticamente pelo SAP2000.

Tabela 52 – Combinações de cargas (SAP2000)

Combinações	Tipo de combinação	Casos de carga	Nome da carga	Fator multiplicador
Comb. 1	Linear	Estática linear	Peso próprio	1
		Estática linear	Caso I	1
Comb. 2	Linear	Estática linear	Peso próprio	1
		Estática linear	Caso II	1

4.8.6. Interação solo-estaca

O maciço de solo foi simulado no SAP2000 como um sistema independente, com molas linearmente elásticas espaçadas a cada 1,0 m. Assim o contato solo-estaca foi feito com apoio elástico nodal (molas), considerando nos pontos restrição à translação nas direções dos eixos x e z.

4.8.6.1. Considerações gerais

O comportamento do sistema estaca-solo é um assunto que envolve muitas variáveis, tornando-se assim complexo. Neste trabalho foram adotadas algumas hipóteses básicas para a simplificação dos modelos de cálculo, que são:

- foi considerado que o solo e as estacas estão livres de tensões iniciais decorrentes da instalação, sendo iguais a zero;
- foi admitido que o solo e as estacas trabalham em regime elástico-linear;
- as estacas estão parcialmente imersas em um semi-espaço, elástico linear, isotrópico;
- foi admitido que a estaca possui uma superfície rugosa, não existindo assim deslocamentos relativos entre a estaca e o solo;
- foram consideradas as forças volumétricas;

4.8.6.2. Coeficientes de mola adotados

Pelos gráficos que serão mostrados no item 6.1, que fazem um comparativo dos resultados obtidos dos coeficientes de mola pelos três diferentes métodos, foi possível optar pelo método que mais se aproxima da representação do solo em cada situação estudada. As conclusões referentes aos métodos escolhidos, que foram utilizados nos modelos de cálculo, serão comentadas no capítulo 6, item 6.1.

A figura 32 mostra a numeração dos nós, e as tabelas 53 a 58 mostram os valores adotados para os coeficientes de mola, considerando as quatro diferentes situações do solo.



Figura 32 – Numeração dos nós (SAP2000)

- **Solo arenoso**

Para os valores dos coeficientes de mola do solo arenoso foi escolhido o método de Bowles. A tabela 53 mostra os valores utilizados para cada nó da estaca.

Tabela 53 – Coeficientes de mola solo arenoso (SAP2000)

Nó	Eixos			Nó	Eixos		
	x (kN/m)	y (kN/m)	z (kN/m)		x (kN/m)	y (kN/m)	z (kN/m)
1	3.632	0	3.632	14	19.990	0	19.990
2	8.157	0	8.157	15	20.286	0	20.286
3	8.896	0	8.896	16	20.571	0	20.571
4	9.464	0	9.464	17	20.847	0	20.847
5	9.942	0	9.942	18	21.115	0	21.115
6	10.363	0	10.363	19	21.375	0	21.375
7	10.744	0	10.744	20	21.627	0	21.627
8	11.094	0	11.094	21	21.873	0	21.873
9	11.420	0	11.420	22	22.113	0	22.113
10	11.726	0	11.726	23	22.348	0	22.348
11	12.016	0	12.016	24	22.577	0	22.577
12	12.292	0	12.292	25	11.400	0	11.400
13	12.555	0	12.555				

• Solo coesivo

Para os valores dos coeficientes de mola do solo coesivo o método escolhido foi o de correlação com as propriedades elásticas do solo, proposto por Vésic. As tabelas 54 e 55 mostram os valores utilizados para cada nó da estaca.

Tabela 54 – Coeficientes de mola solo coesivo - estaca de concreto (SAP2000)

Nó	Eixos		
	x (kN/m)	y (kN/m)	z (kN/m)
1	13.770	0	13.770
2 – 13	27.540	0	27.540
14 – 24	58.355	0	58.355
25	29.178	0	29.178

Tabela 55 – Coeficientes de mola solo coesivo - estaca mista (SAP2000)

Nó	Eixos		
	x (kN/m)	y (kN/m)	z (kN/m)
1	13.246	0	13.246
2 – 13	26.493	0	26.493
14 – 24	56.136	0	56.136
25	28.068	0	28.068

- Solos estratificados 1 e 2

Para os solos estratificados 1 e 2 os valores para os coeficientes de mola são iguais aos dos solos arenoso e coesivo, apenas alternando as posições das camadas, conforme mostrado no item 4.3.3. As tabelas 56 a 60 mostram os valores utilizados para cada nó da estaca.

Tabela 56 – Coeficientes de mola solo estratificado 1 - estaca de concreto (SAP2000)

Solo	Nó	Eixos		
		x (kN/m)	y (kN/m)	z (kN/m)
Coesivo	1	13.770	0	13.770
	2 – 13	27.540	0	27.540
Arenoso	14	19.990	0	19.990
	15	20.286	0	20.286
	16	20.571	0	20.571
	17	20.847	0	20.847
	18	21.115	0	21.115
	19	21.375	0	21.375
	20	21.627	0	21.627
	21	21.873	0	21.873
	22	22.113	0	22.113
	23	22.348	0	22.348
	24	22.577	0	22.577
25	11.400	0	11.400	

Tabela 57 – Coeficientes de mola solo estratificado 1 - estaca mista (SAP2000)

Solo	Nó	Eixos		
		x (kN/m)	y (kN/m)	z (kN/m)
Coesivo	1	13.246	0	13.246
	2 – 13	26.493	0	26.493
Arenoso	14	19.990	0	19.990
	15	20.286	0	20.286
	16	20.571	0	20.571
	17	20.847	0	20.847
	18	21.115	0	21.115
	19	21.375	0	21.375
	20	21.627	0	21.627
	21	21.873	0	21.873
	22	22.113	0	22.113
	23	22.348	0	22.348
	24	22.577	0	22.577
25	11.400	0	11.400	

Tabela 58 – Coeficientes de mola solo estratificado 2 - estaca concreto (SAP2000)

Solo	Nó	Eixos		
		x (kN/m)	y (kN/m)	z (kN/m)
Arenoso	1	3.632	0	3.632
	2	8.157	0	8.157
	3	8.896	0	8.896
	4	9.464	0	9.464
	5	9.942	0	9.942
	6	10.363	0	10.363
	7	10.744	0	10.744
	8	11.094	0	11.094
	9	11.420	0	11.420
	10	11.726	0	11.726
	11	12.016	0	12.016
	12	12.292	0	12.292
	13	12.555	0	12.555
Coesivo	14 – 24	58.355	0	58.355
	25	29.178	0	29.178

Tabela 59 – Coeficientes de mola solo estratificado 2 - estaca mista (SAP2000)

Solo	Nó	Eixos		
		x (kN/m)	y (kN/m)	z (kN/m)
Arenoso	1	3.632	0	3.632
	2	8.157	0	8.157
	3	8.896	0	8.896
	4	9.464	0	9.464
	5	9.942	0	9.942
	6	10.363	0	10.363
	7	10.744	0	10.744
	8	11.094	0	11.094
	9	11.420	0	11.420
	10	11.726	0	11.726
	11	12.016	0	12.016
	12	12.292	0	12.292
	13	12.555	0	12.555
Coesivo	14 – 24	56.136	0	56.136
	25	28.068	0	28.068

5. RESULTADOS

Este capítulo mostra os resultados obtidos dos modelos de cálculo do SAP2000 e os valores calculados pelos métodos de Navdocks DM-7 e da solução clássica da equação diferencial. As tabelas com os resultados dos momentos fletores, deslocamentos e reações nas molas estão indicadas no item 2 dos Anexos.

5.1. Modelos de cálculo do SAP2000

Os itens abaixo mostram os resultados obtidos dos modelos de cálculo, gerados no SAP2000, para as quatro diferentes situações do solo.

5.1.1. Solo arenoso

Os resultados para momentos fletores, esforços cortantes, forças axiais, deslocamentos e reações nas molas para o solo arenoso, seguem nos itens mostrados abaixo.

5.1.1.1. Momentos fletores

O gráfico da figura 33 mostra uma comparação entre as estacas de concreto e mista para a variação dos momentos fletores com a profundidade.

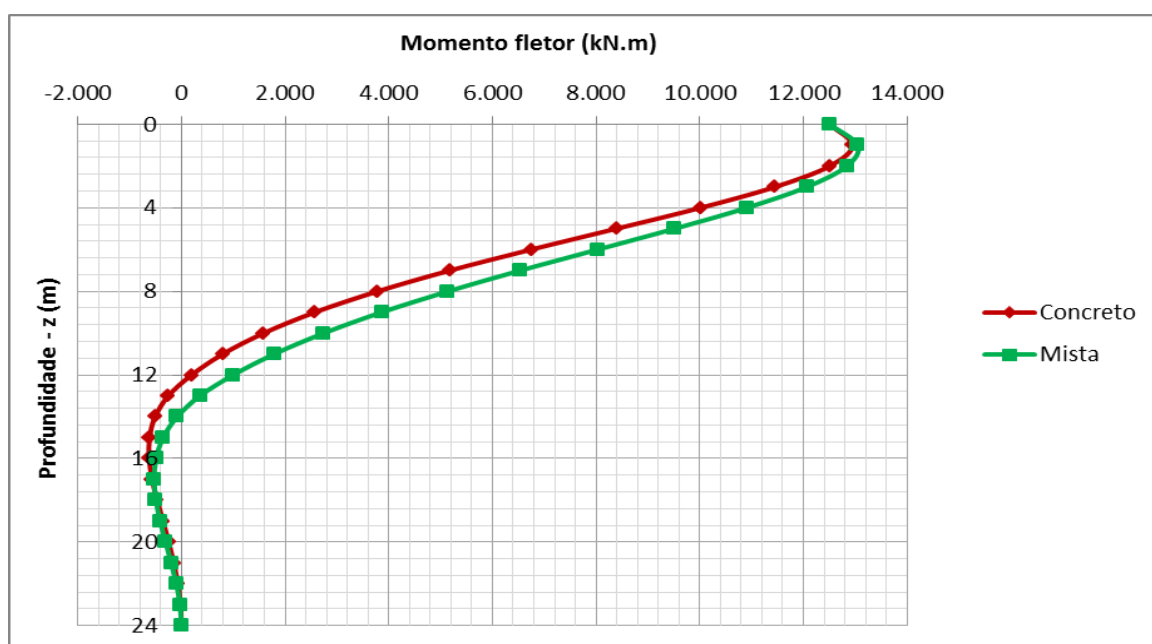


Figura 33 – Variação dos momentos fletores com a profundidade – solo arenoso (SAP2000)

5.1.1.2. Esforços cortantes

A figura 34 mostra os resultados dos esforços cortantes para as estacas de concreto e mista.

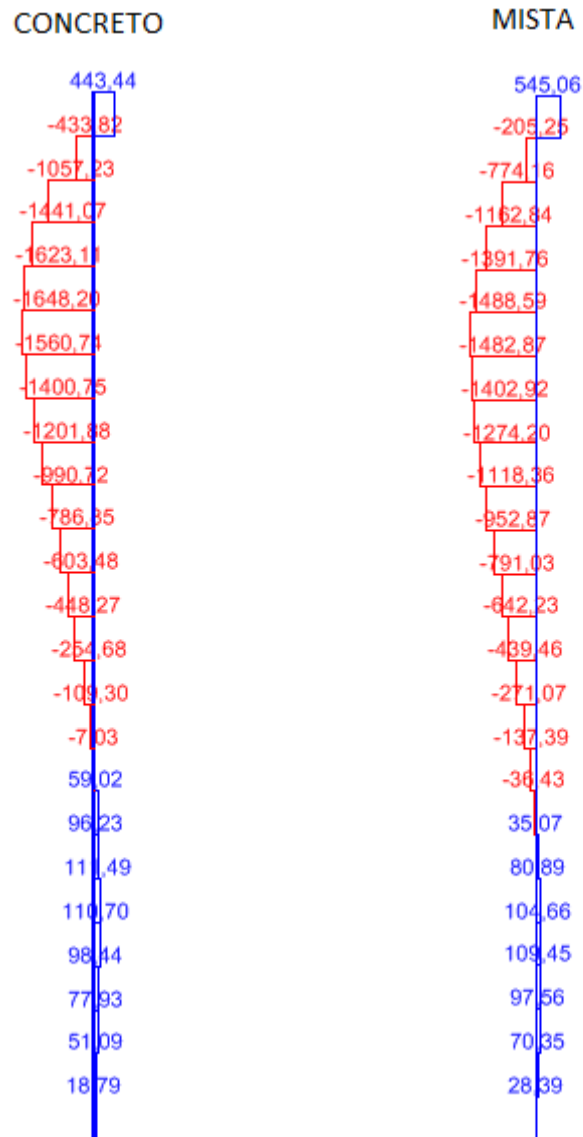


Figura 34 – Esforços cortantes (kN) combinações 1 e 2 – solo arenoso (SAP2000)

5.1.1.3. Forças axiais

As figuras 35 e 36 mostram os resultados das forças axiais (combinações 1 e 2) para as estacas de concreto e mista, respectivamente.

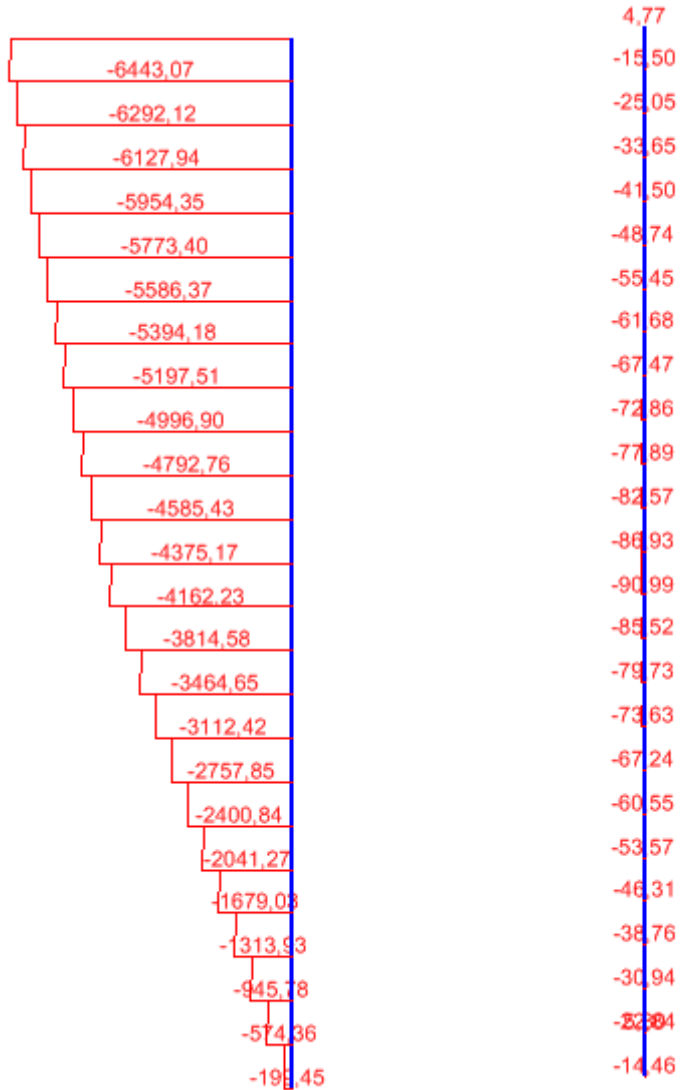


Figura 35 – Forças axiais (kN) combinações 1 e 2 – estaca de concreto solo arenoso (SAP2000)

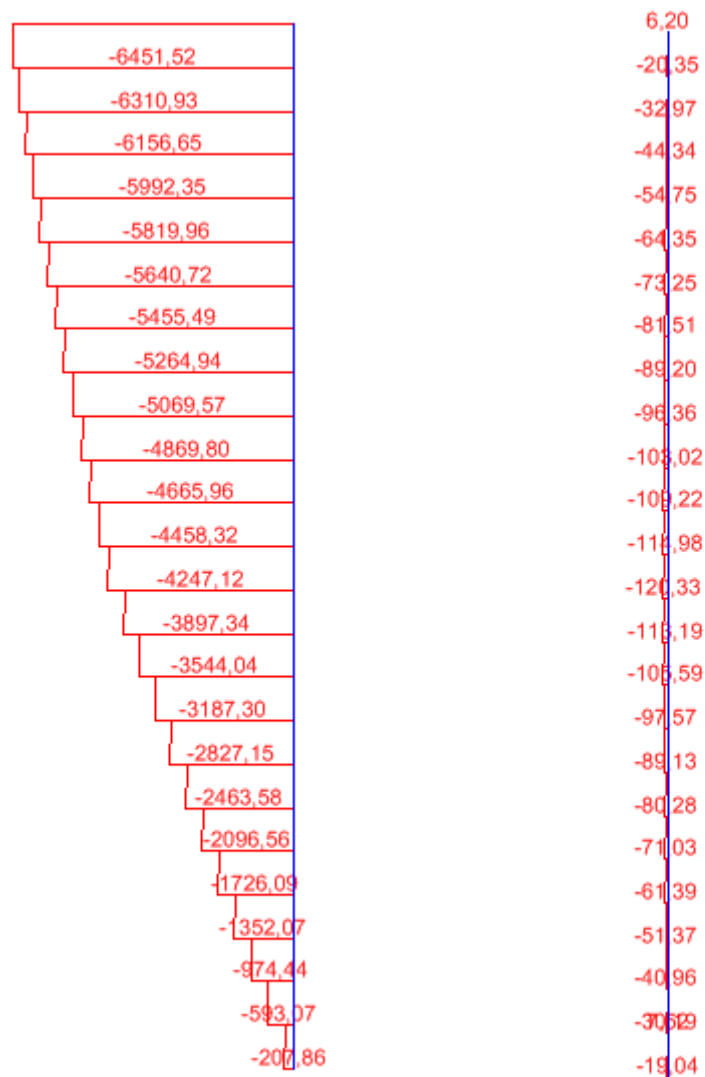


Figura 36 – Forças axiais (kN) combinações 1 e 2 – estaca mista solo arenoso (SAP2000)

5.1.1.4. Deslocamentos

O gráfico da figura 37 mostra uma comparação entre as estacas de concreto e mista para a variação dos deslocamentos horizontais com a profundidade.

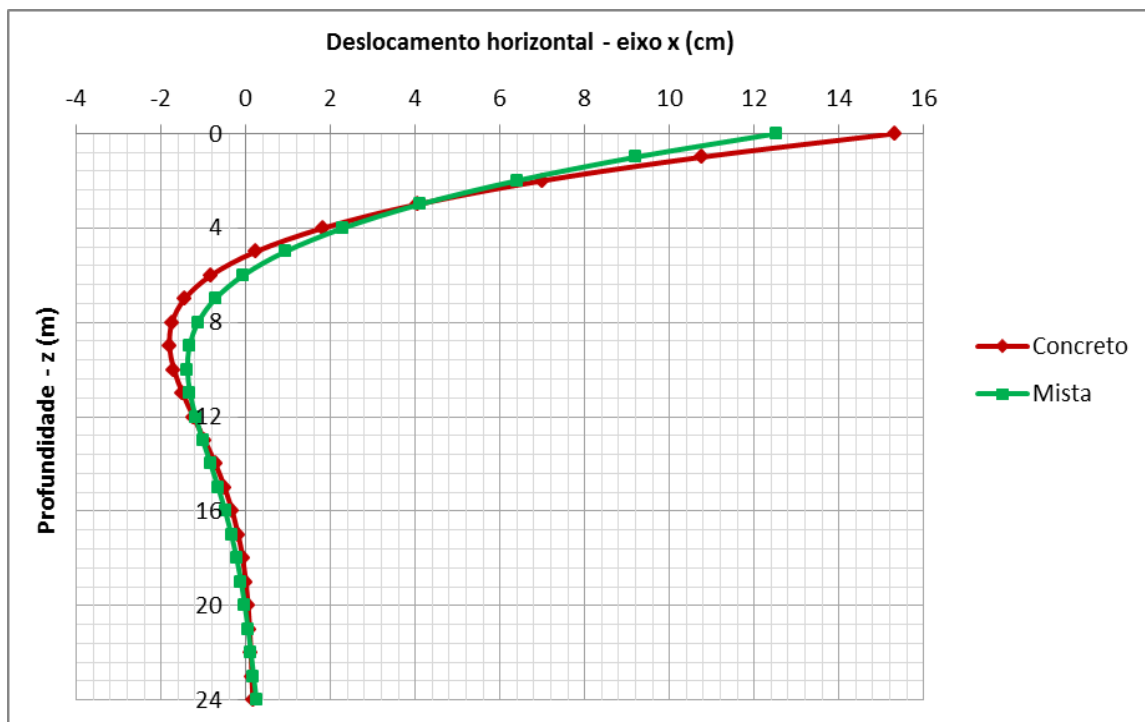


Figura 37 – Variação dos deslocamentos horizontais com a profundidade – solo arenoso (SAP2000)

5.1.1.5. Reações nas molas

O gráfico da figura 38 mostra uma comparação entre as estacas de concreto e mista para a variação das reações horizontais com a profundidade.

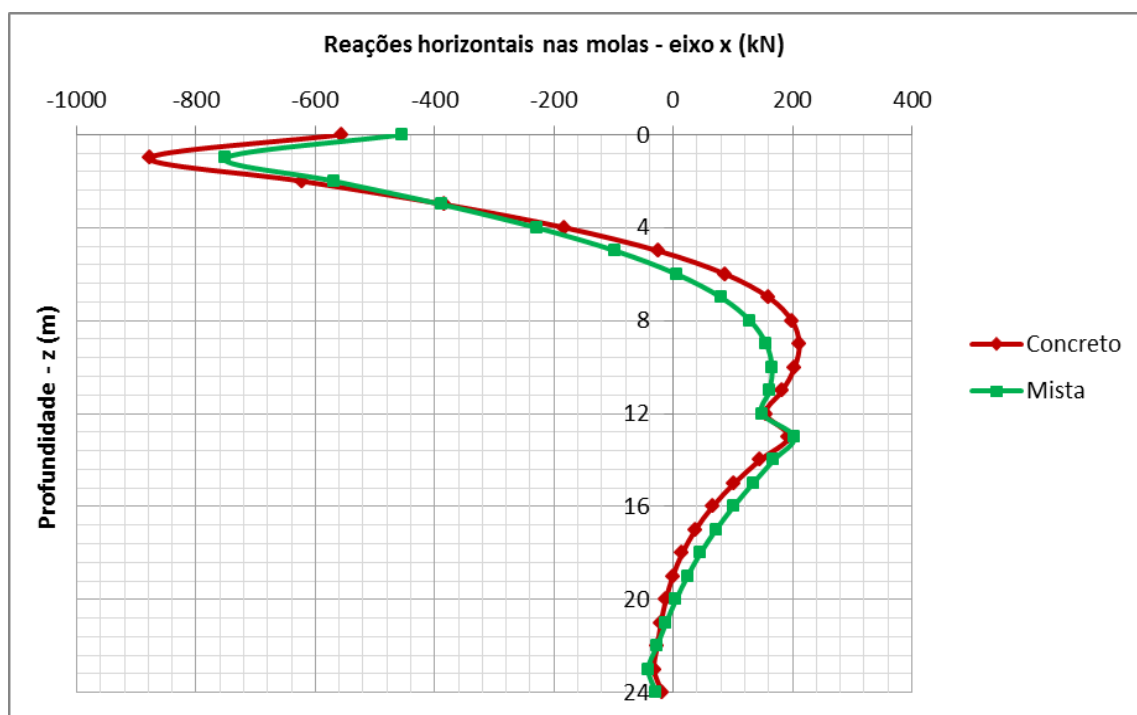


Figura 38 – Variação das reações horizontais com a profundidade – solo arenoso (SAP2000)

5.1.2. Solo coesivo

Os resultados para momentos fletores, esforços cortantes, forças axiais, deslocamentos e reações nas molas para o solo coesivo, seguem nos itens mostrados abaixo.

5.1.2.1. Momentos fletores

O gráfico da figura 39 mostra uma comparação entre as estacas de concreto e mista para a variação dos momentos fletores com a profundidade.

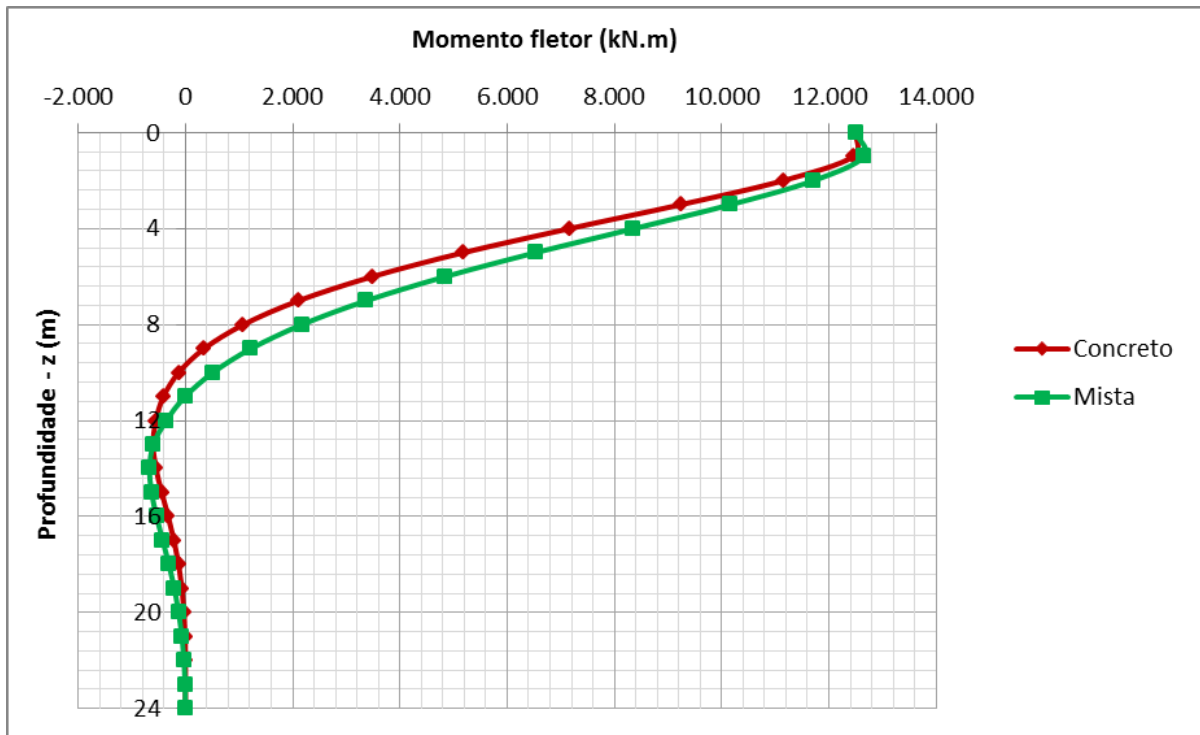


Figura 39 – Variação dos momentos fletores com a profundidade– solo coesivo (SAP2000)

5.1.2.2. Esforços cortantes

A figura 40 mostra os resultados dos esforços cortantes para as estaca de concreto e mista.

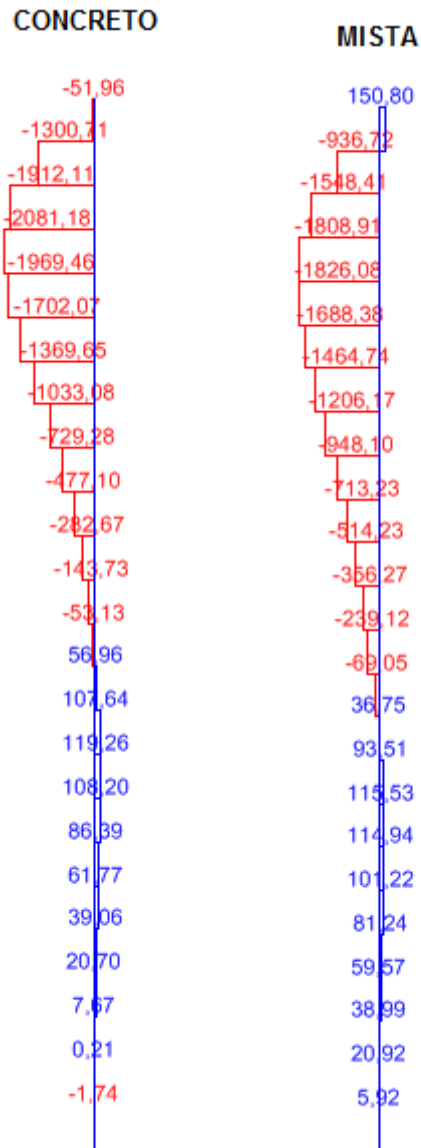


Figura 40 – Esforços cortantes (kN) combinações 1 e 2 – solo coesivo (SAP2000)

5.1.2.3. Forças axiais

As figuras 41 e 42 mostram os resultados das forças axiais (combinações 1 e 2) para as estacas de concreto e mista, respectivamente.

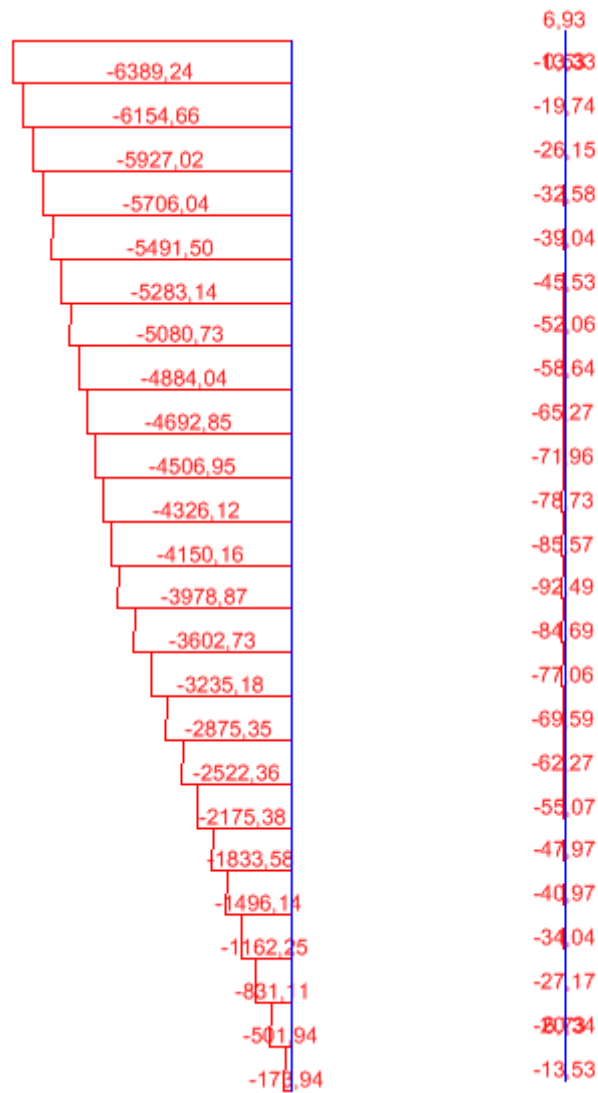


Figura 41 – Forças axiais (kN) combinações 1 e 2 – estaca de concreto solo coesivo (SAP2000)

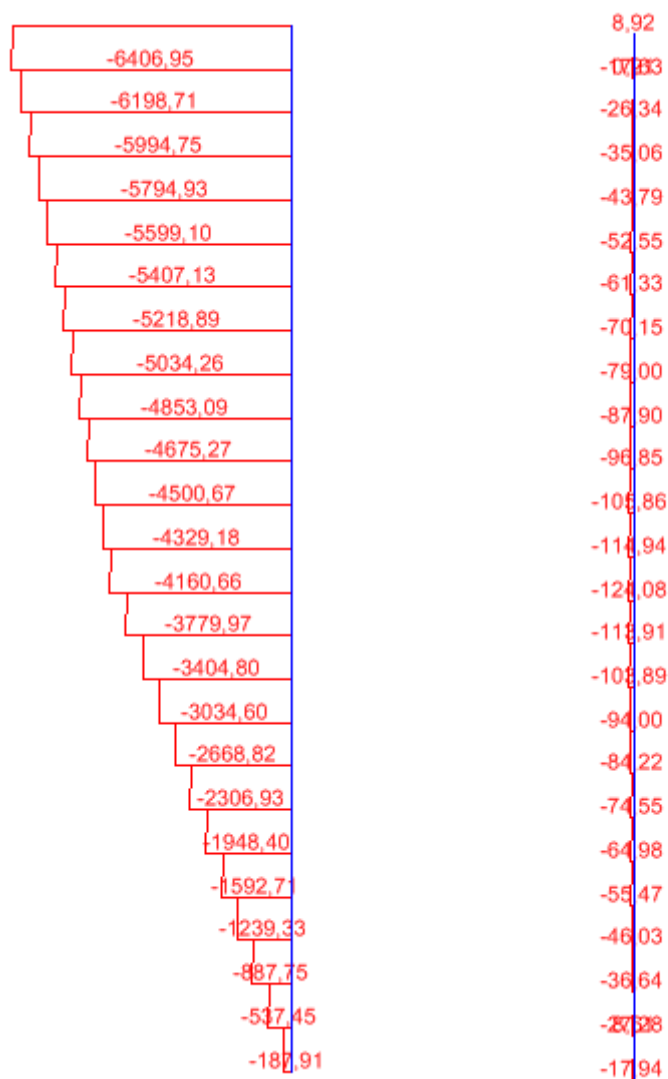


Figura 42 – Forças axiais (kN) combinações 1 e 2 – estaca mista solo coesivo (SAP2000)

5.1.2.4. Deslocamentos

O gráfico da figura 43 mostra uma comparação entre as estacas de concreto e mista para a variação dos deslocamentos horizontais com a profundidade.

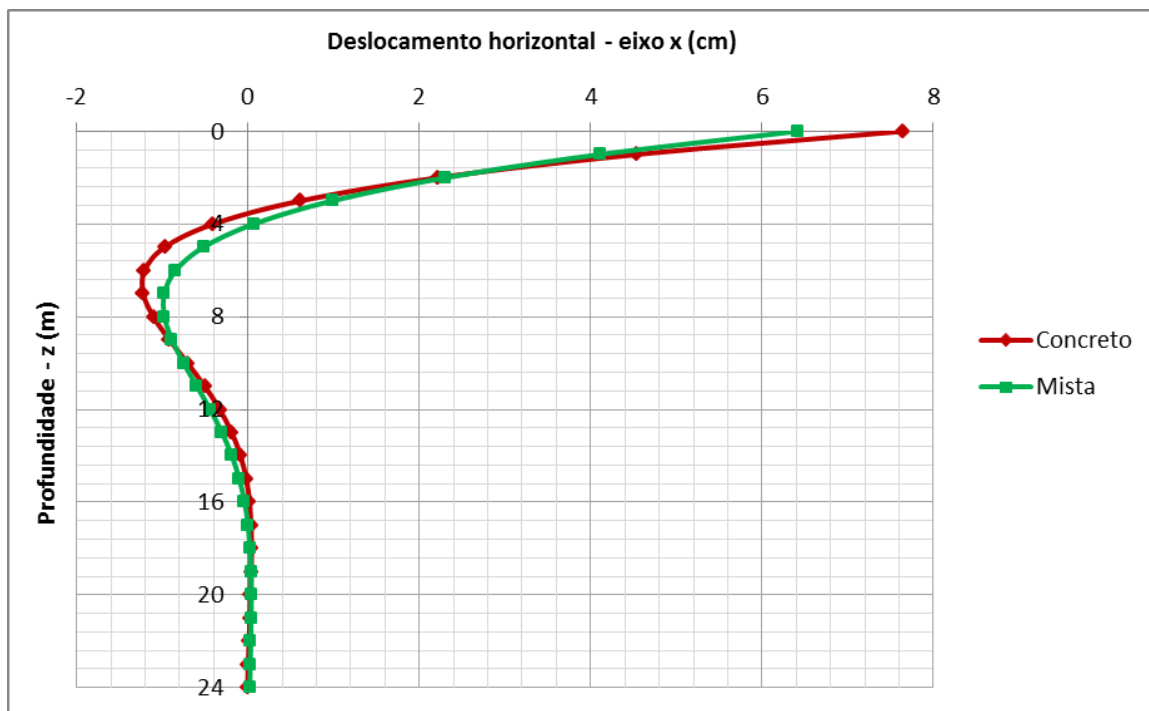


Figura 43 – Variação dos deslocamentos horizontais com a profundidade – solo coesivo (SAP2000)

5.1.2.5. Reações nas molas

O gráfico da figura 44 mostra uma comparação entre as estacas de concreto e mista para a variação das reações horizontais com a profundidade.

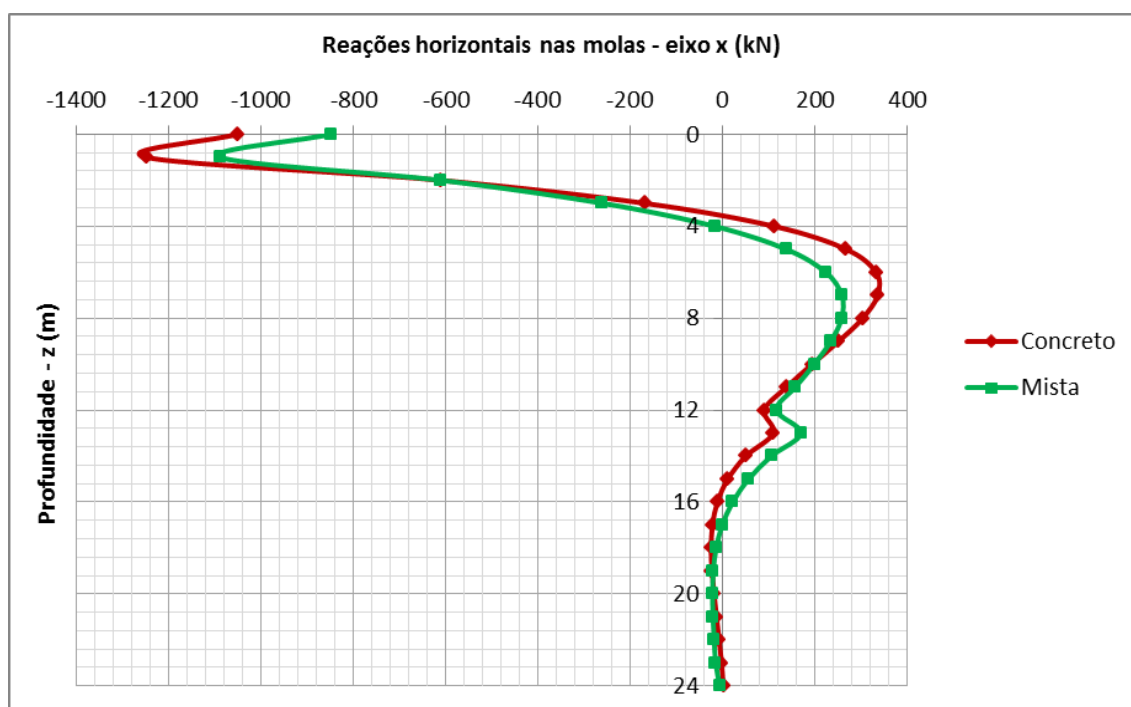


Figura 44 – Variação das reações nas molas com a profundidade – solo coesivo (SAP2000)

5.1.3. Solo estratificado 1 (argila e areia)

Os resultados para momentos fletores, esforços cortantes, forças axiais, deslocamentos e reações nas molas para o solo estratificado 1, seguem nos itens mostrados abaixo.

5.1.3.1. Momentos fletores

O gráfico da figura 45 mostra uma comparação entre as estacas de concreto e mista para a variação dos momentos fletores com a profundidade.

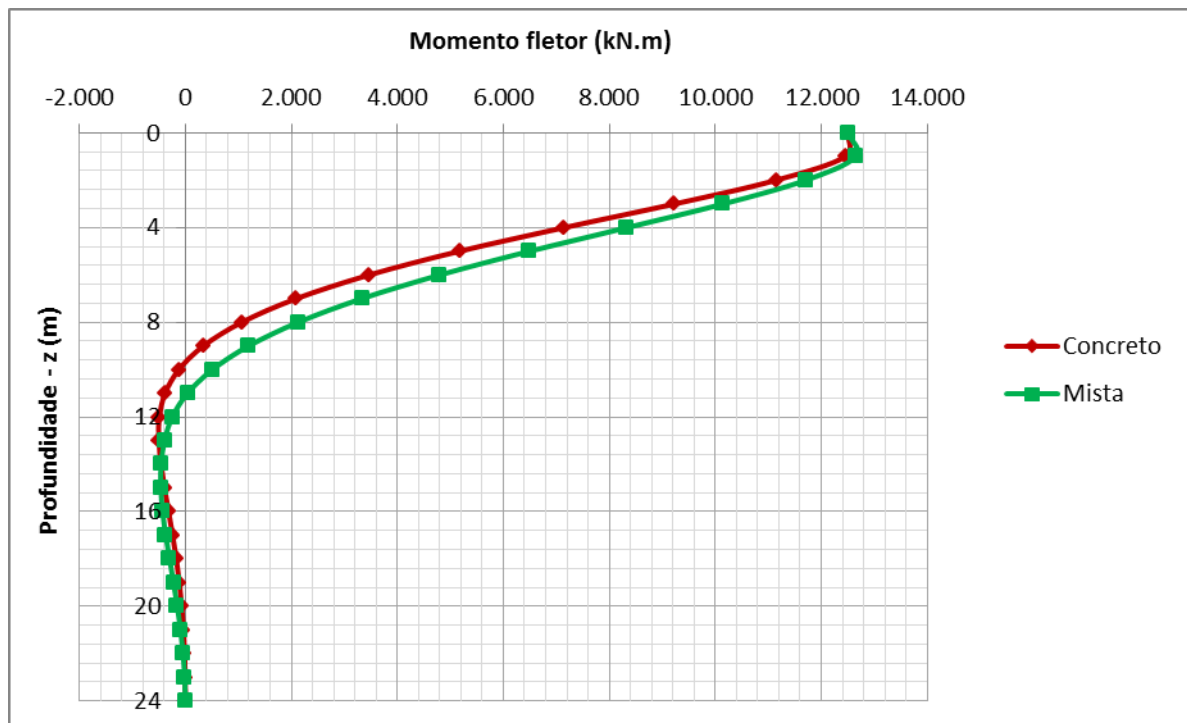


Figura 45 – Variação dos momentos fletores com a profundidade – solo estratificado 1 (SAP2000)

5.1.3.2. Esforços cortantes

A figura 46 mostra os resultados dos esforços cortantes para as estacas de concreto e mista.

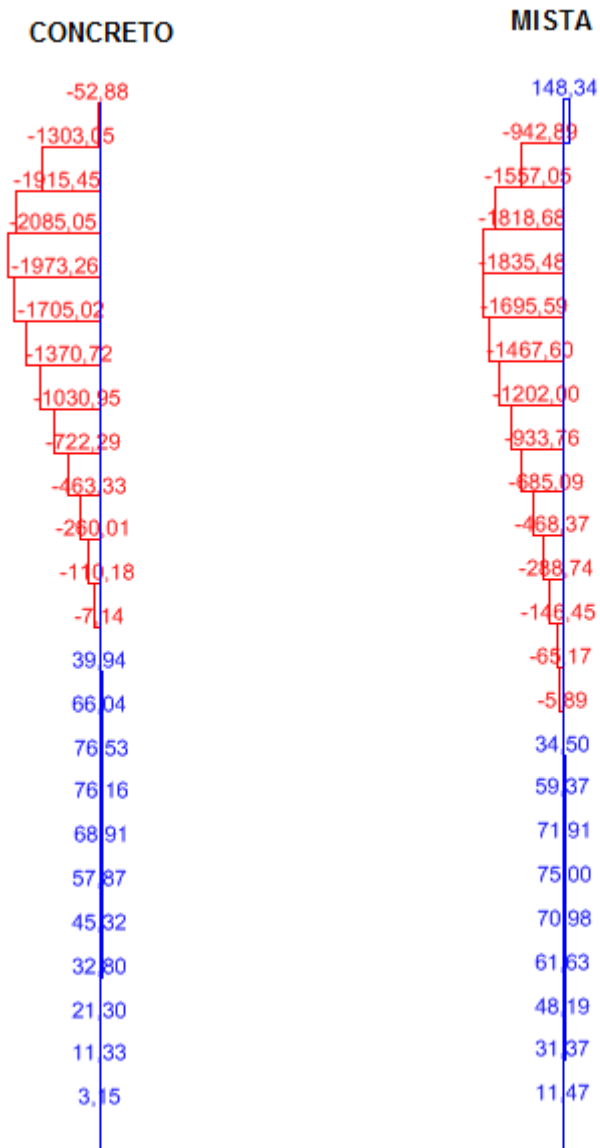


Figura 46 – Esforços cortantes (kN) combinações 1 e 2 – solo estratificado 1 (SAP2000)

5.1.3.3. Forças axiais

As figuras 47 e 48 mostram os resultados das forças axiais (combinações 1 e 2) para as estacas de concreto e mista, respectivamente.

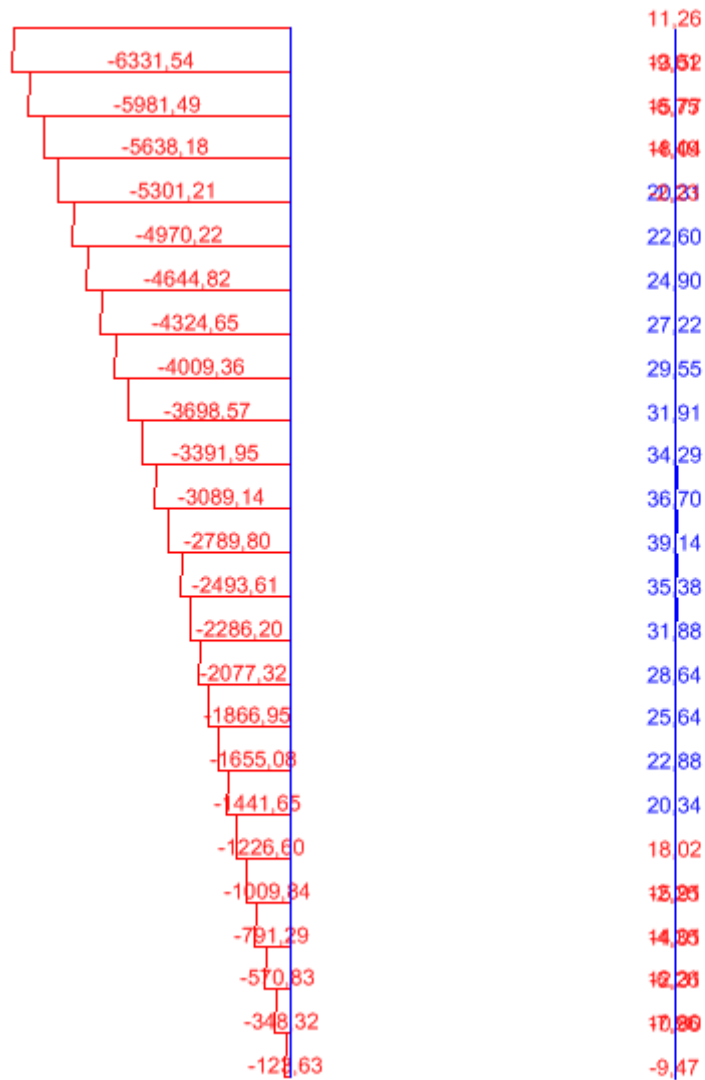


Figura 47 – Forças axiais (kN) combinações 1 e 2 – estaca de concreto solo estratificado 1 (SAP2000)

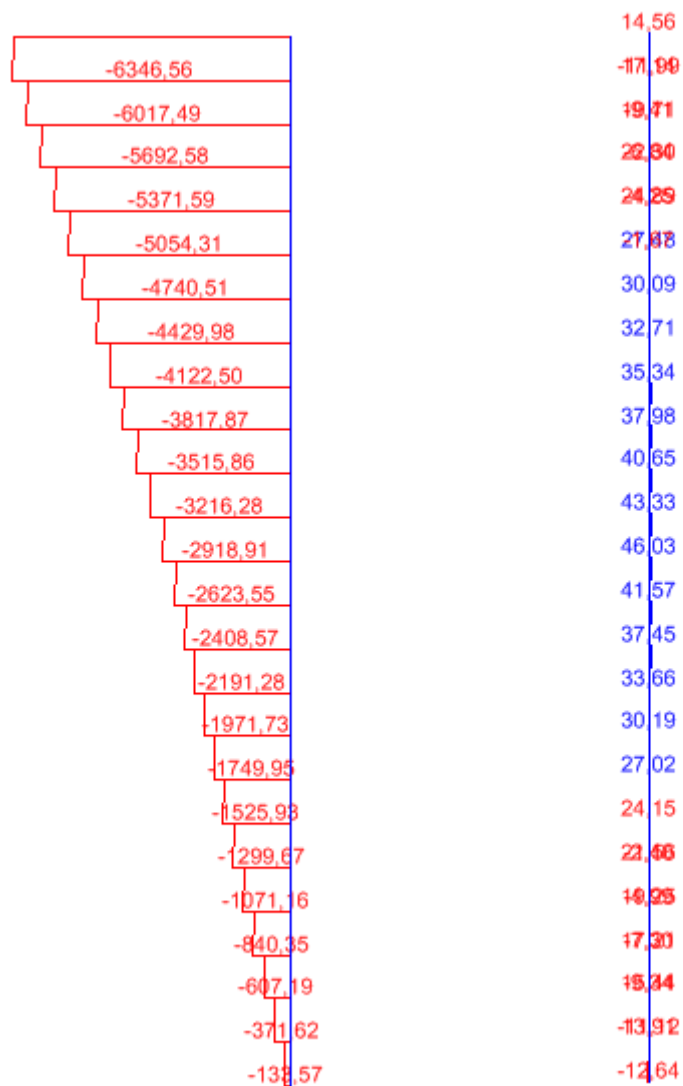


Figura 48 – Forças axiais (kN) combinações 1 e 2 – estaca mista solo estratificado 1 (SAP2000)

5.1.3.4. Deslocamentos

O gráfico da figura 49 mostra uma comparação entre as estacas de concreto e mista para a variação dos deslocamentos horizontais com a profundidade.

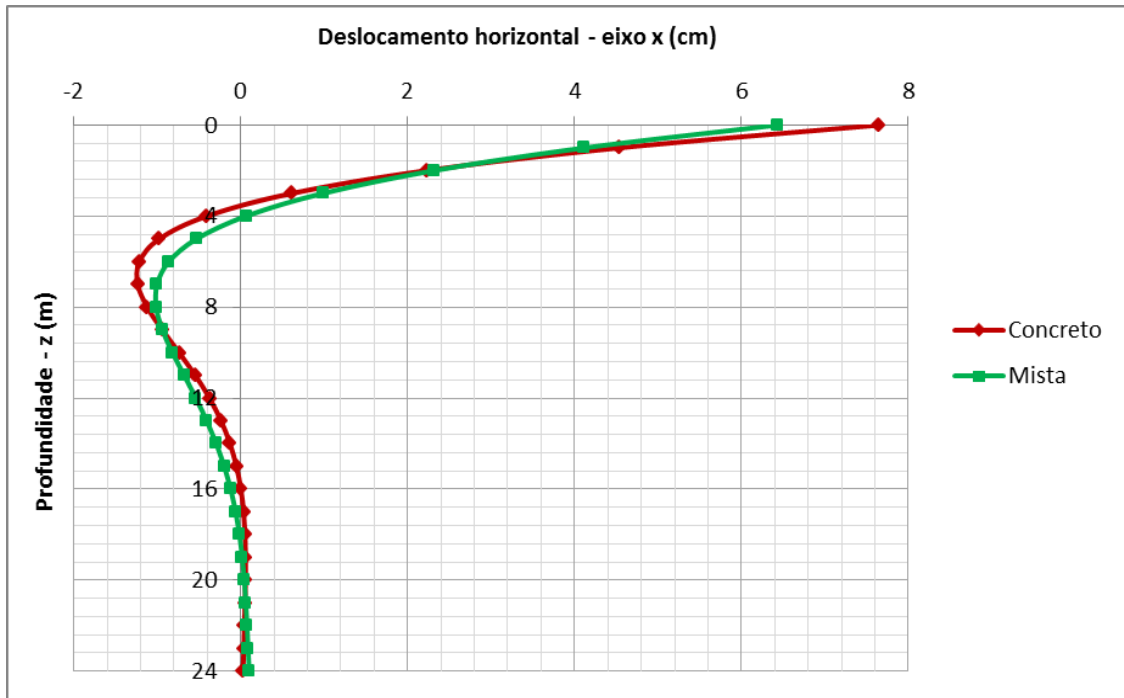


Figura 49 – Variação dos deslocamentos horizontais com a profundidade – solo estratificado 1 (SAP2000)

5.1.3.5. Reações nas molas

O gráfico da figura 50 mostra uma comparação entre as estacas de concreto e mista para a variação das reações horizontais com a profundidade.

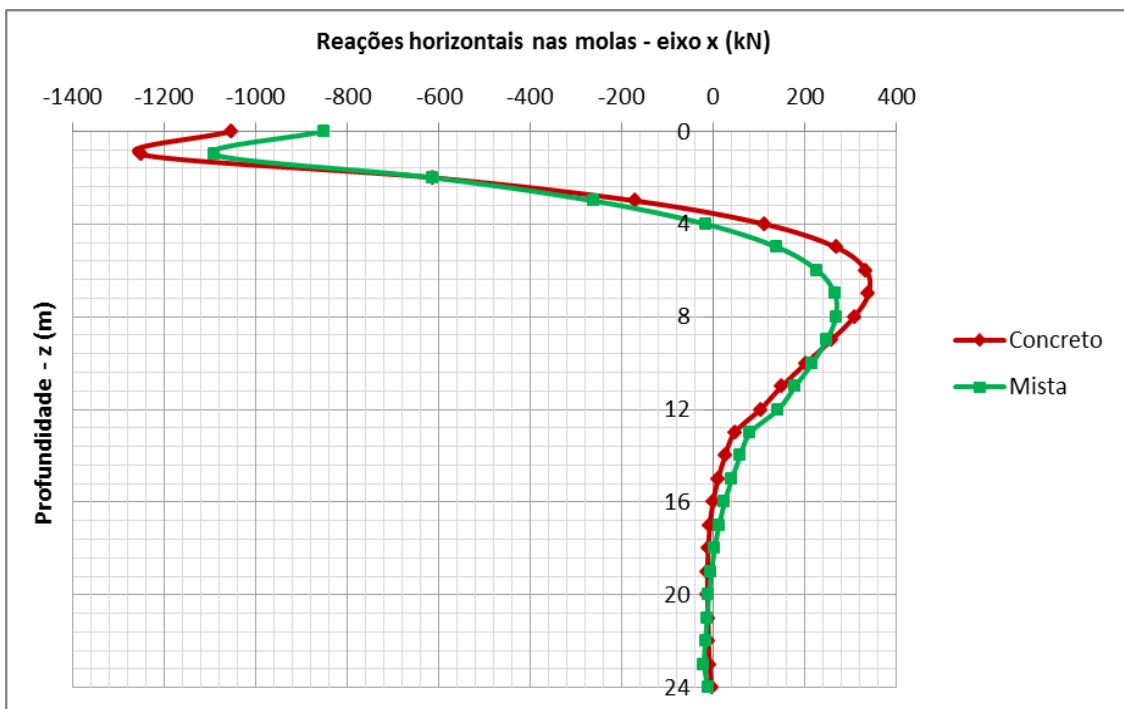


Figura 50 – Variação das reações horizontais com a profundidade – solo estratificado 1 (SAP2000)

5.1.4. Solo estratificado 2 (areia e argila)

Os resultados para momentos fletores, esforços cortantes, forças axiais, deslocamentos e reações nas molas para o solo estratificado 2, seguem nos itens mostrados abaixo.

5.1.4.1. Momentos fletores

O gráfico da figura 51 mostra uma comparação entre as estacas de concreto e mista para a variação dos momentos fletores com a profundidade.

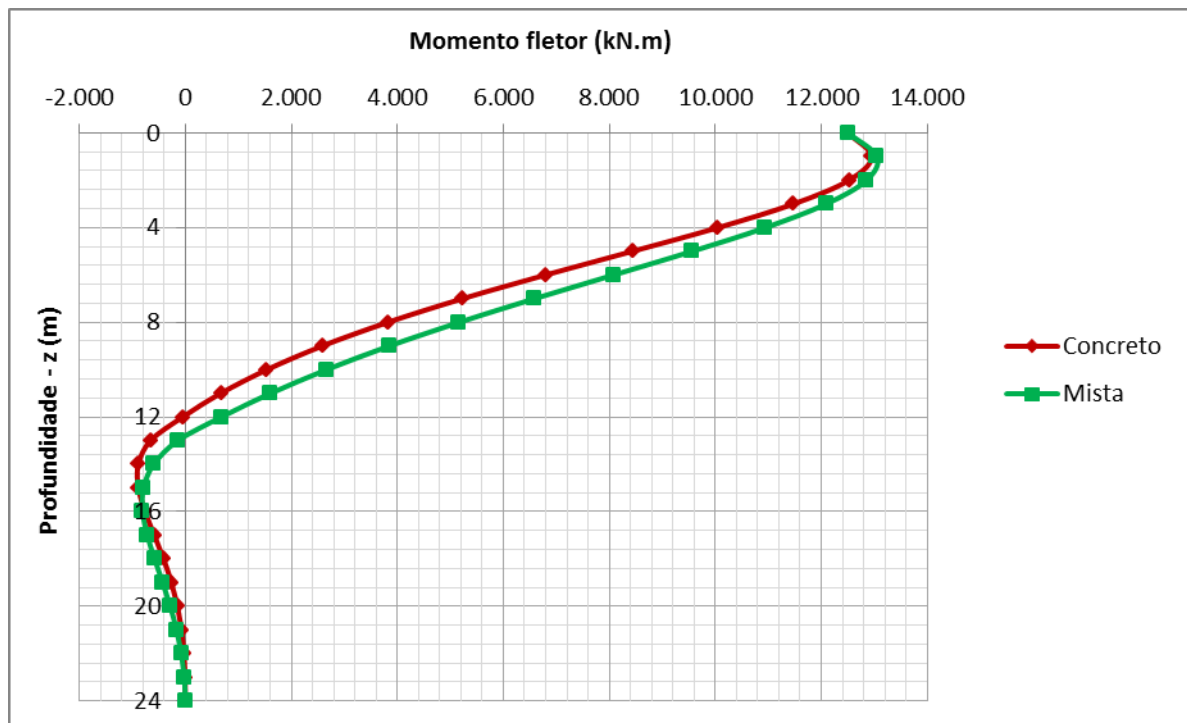


Figura 51 – Variação dos momentos fletores com a profundidade - solo estratificado 2 (SAP2000)

5.1.4.2. Esforços cortantes

A figura 52 mostra os resultados dos esforços cortantes para as estacas de concreto e mista.

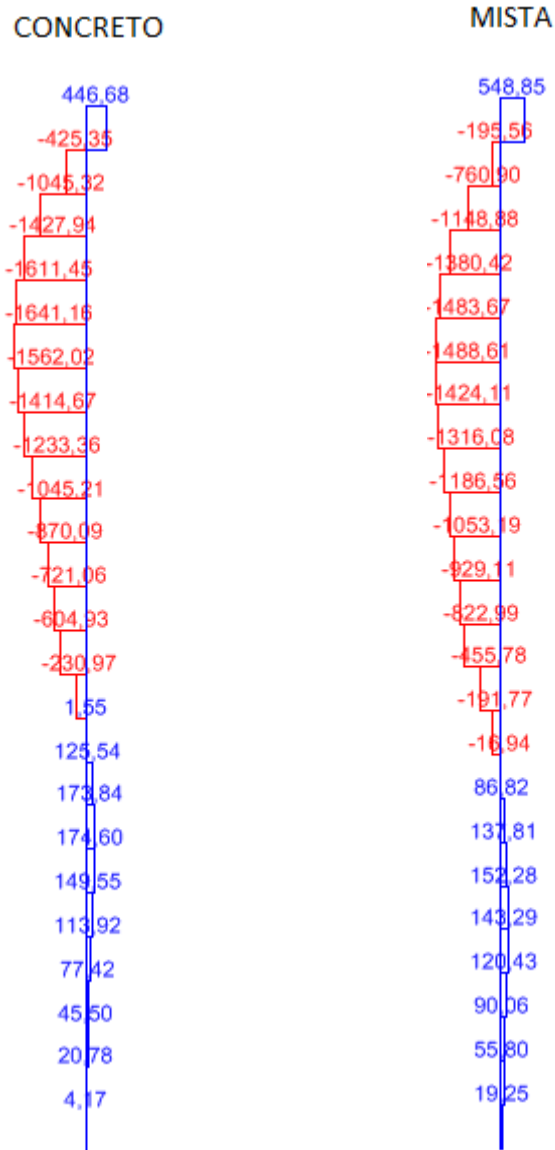


Figura 52 – Esforços cortantes (kN) combinações 1 e 2 – solo estratificado 2 (SAP2000)

5.1.4.3. Forças axiais

As figuras 53 e 54 mostram os resultados das forças axiais (combinações 1 e 2) para as estacas de concreto e mista, respectivamente.

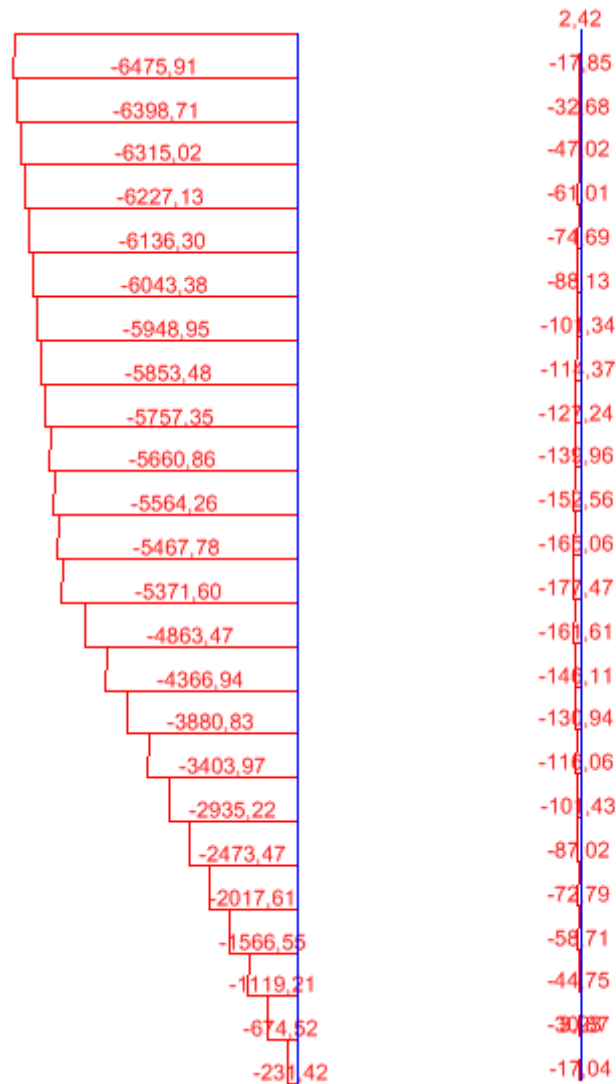


Figura 53 – Forças axiais (kN) combinações 1 e 2 – estaca de concreto solo estratificado 2 (SAP2000)

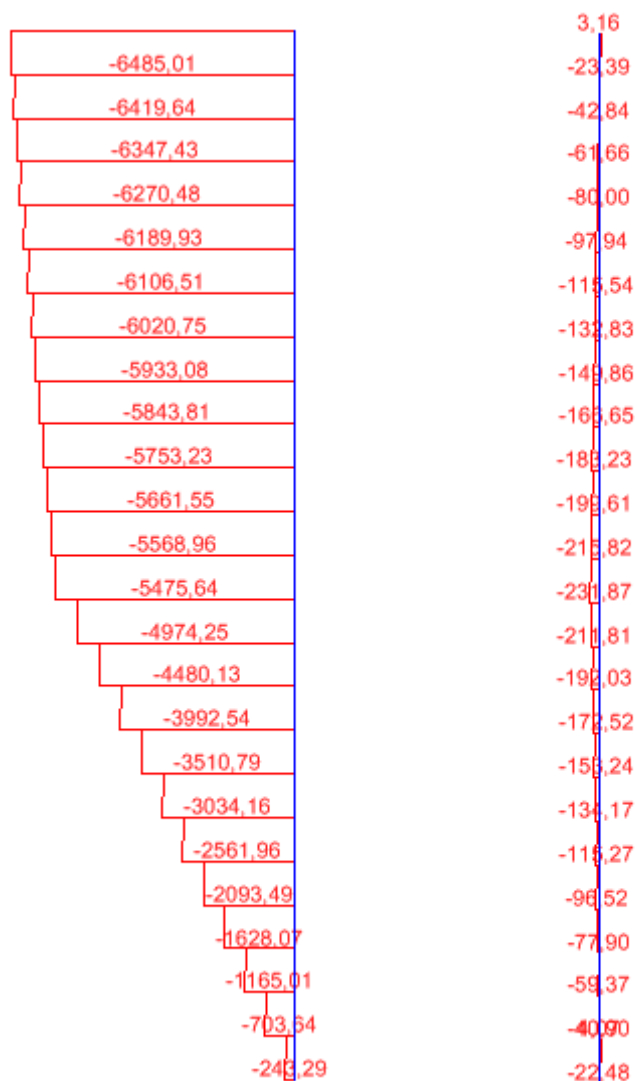


Figura 54 – Forças axiais (kN) combinações 1 e 2 – estaca de concreto solo estratificado 2 (SAP2000)

5.1.4.4. Deslocamentos

O gráfico da figura 55 mostra uma comparação entre as estacas de concreto e mista para a variação dos deslocamentos horizontais com a profundidade.

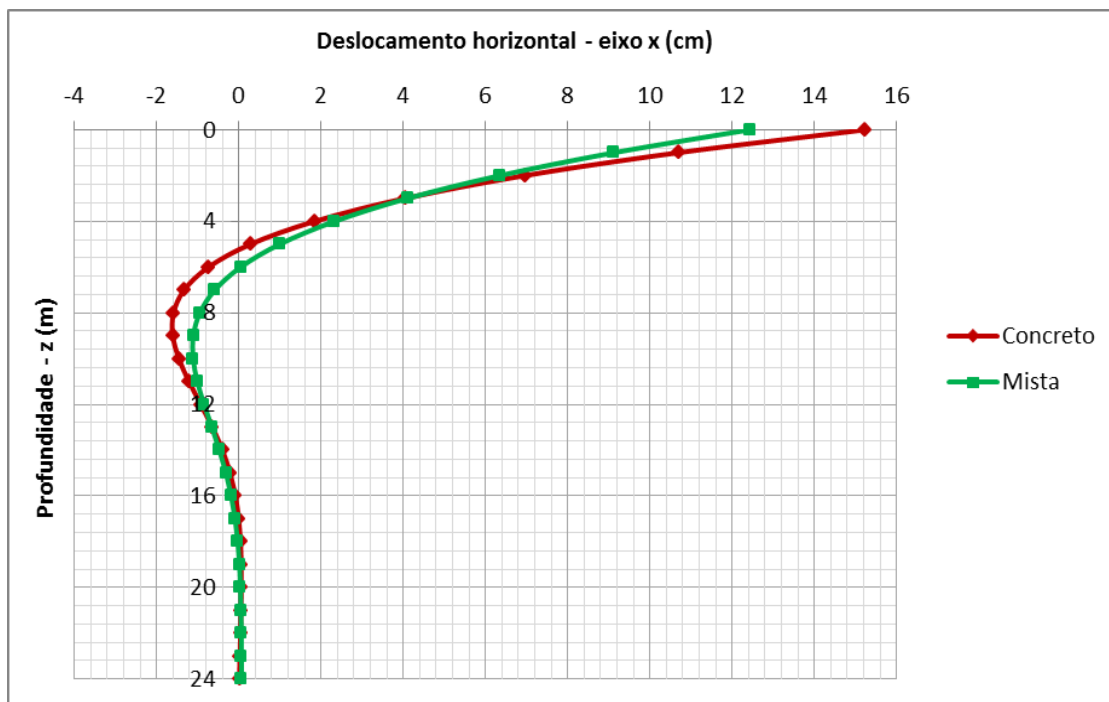


Figura 55 – Variação dos deslocamentos horizontais com a profundidade – solo estratificado 2 (SAP2000)

5.1.4.5. Reações nas molas

O gráfico da figura 56 mostra uma comparação entre as estacas de concreto e mista para a variação das reações horizontais com a profundidade.

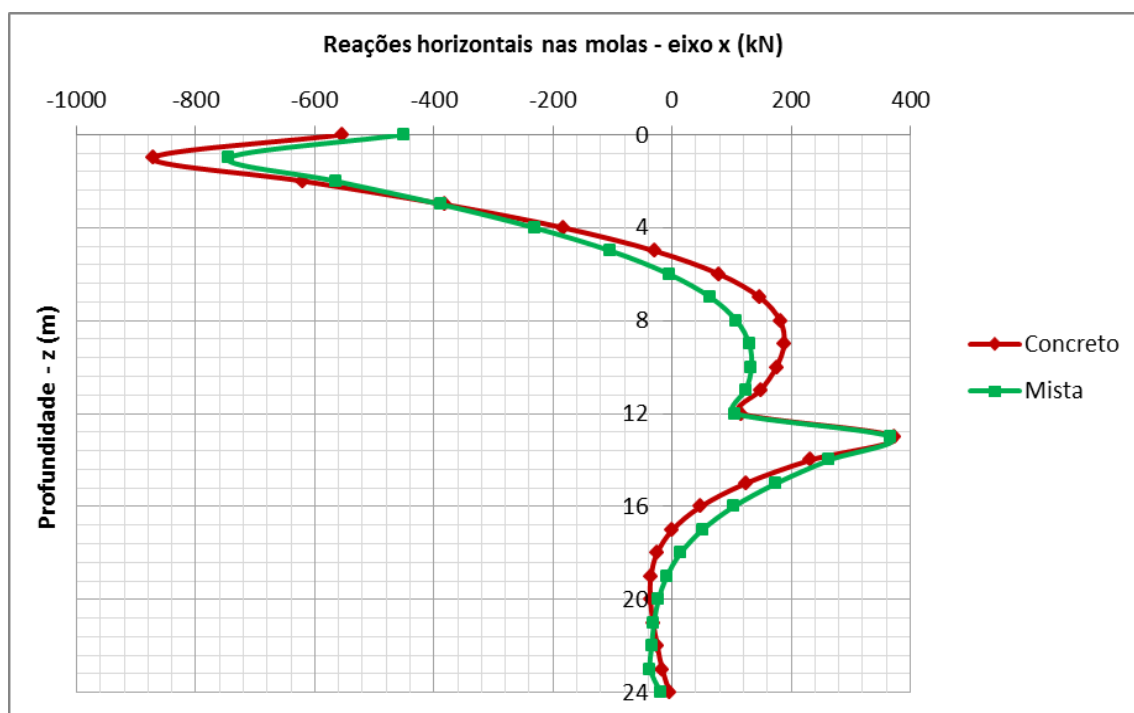


Figura 56 – Variação das reações nas molas com a profundidade – solo estratificado 2 (SAP2000)

5.2. Método de NAVDCOKS DM-7

O método de Navdocks DM-7 considera os efeitos da carga horizontal e do momento separadamente e, posteriormente, para obtenção do valor final os valores são somados.

Os itens abaixo mostram os resultados obtidos para os solos arenoso e coesivo.

5.2.1. Solo arenoso

Os resultados obtidos para o máximo deslocamento, momento fletor e força cortante, pelo método de Navdocks DM-7, seguem nos itens mostrados abaixo.

5.2.1.1. Máximo deslocamento

O máximo deslocamento da estaca é na profundidade zero (topo da estaca). A tabela 60 mostra os resultados encontrados.

Tabela 60 – Resultados dos máximos deslocamentos solo arenoso (Navdocks DM-7)

Tipo de estaca	y_p	y_M	y_T
	(cm)	(cm)	(cm)
Concreto	4,26	11,75	16,01
Mista	3,53	8,89	12,42

5.2.1.2. Máximo momento fletor

O máximo momento fletor na estaca foi encontrado na profundidade de 1 m abaixo da superfície do solo. A tabela 61 mostra os resultados encontrados.

Tabela 61 – Resultados dos máximos momentos fletores solo arenoso (Navdocks DM-7)

Tipo de estaca	M_p	M_M	M_T
	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)
Concreto	958	12.399	13.357
Mista	964	12.425	13.389

5.2.1.3. Máximo esforço cortante

O máximo esforço cortante na estaca foi encontrado na profundidade de 5 m abaixo da superfície do solo. A tabela 62 mostra os resultados encontrados.

Tabela 62 – Resultados dos máximos cortantes solo arenoso (Navdocks DM-7)

Tipo de estaca	Q_p	Q_M	Q_T
	(kN)	(kN)	(kN)
Concreto	-225	-1.975	-2.199
Mista	-131	-1.763	-1.894

5.2.2. Solo coesivo

Os resultados obtidos para o máximo deslocamento, momento fletor e força cortante, pelo método de Navdocks DM-7, seguem nos itens mostrados abaixo.

5.2.2.1. Máximo deslocamento

O máximo deslocamento da estaca foi encontrado na profundidade zero (topo da estaca). A tabela 63 mostra os resultados encontrados.

Tabela 63 – Resultados dos máximos deslocamentos solo coesivo (Navdocks DM-7)

Tipo de estaca	y_p	y_M	y_T
	(cm)	(cm)	(cm)
Concreto	2,59	8,44	11,03
Mista	2,37	6,81	9,19

5.2.2.2. Máximo momento fletor

O máximo momento fletor na estaca foi encontrado na profundidade de 1 m abaixo da superfície do solo. A tabela 64 mostra os resultados encontrados.

Tabela 64 – Resultados dos máximos momentos fletores solo coesivo (Navdocks DM-7)

Tipo de estaca	M_p	M_M	M_T
	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)
Concreto	0	12.500	12.500
Mista	0	12.500	12.500

5.2.2.3. Máximo esforço cortante

O máximo esforço cortante na estaca foi encontrado na profundidade de 5 m abaixo da superfície do solo. A tabela 65 mostra os resultados encontrados.

Tabela 65 – Resultado dos máximos esforços cortantes solo coesivo (Navdocks DM-7)

Tipo de estaca	Q_p	Q_M	Q_T
	(kN)	(kN)	(kN)
Concreto	-277	-2.252	-2.529
Mista	-159	-2.050	-2.209

5.3. Método clássico da equação diferencial

O método clássico da equação diferencial foi feito apenas para o solo coesivo. Os itens abaixo mostram os resultados obtidos.

5.3.1. Solo coesivo

Os resultados obtidos para o máximo deslocamento e momento fletor, pelo método clássico da equação diferencial, seguem nos itens mostrados abaixo.

5.3.1.1. Máximo deslocamento

A tabela 66 mostra os resultados encontrados para os deslocamentos no topo da estaca.

Tabela 66 – Resultado dos máximos deslocamentos solo coesivo (equação diferencial)

Tipo de estaca	y_p	y_M	y_T
	(cm)	(cm)	(cm)
Concreto	1,87	6,00	7,87
Mista	1,71	4,85	6,56

5.3.1.2. Máximo momento fletor

Os resultados para os momentos máximos indicados na tabela 79 correspondem a uma profundidade de 2,72 m para a estaca de concreto e 3,09 m para a estaca mista. Estas profundidades foram obtidas conforme a equação abaixo.

$$z = 0,70.(1,414.R) \quad (\text{Eq. 67-rep.})$$

Tabela 67 – Resultados dos máximos momentos fletores solo coesivo (equação diferencial)

Tipo de estaca	M_p	M_M	M_T
	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)
Concreto	1.244	8.750	9.994
Mista	1.411	8.750	10.161

6. DISCUSSÕES

Este capítulo mostra as discussões relacionadas aos seguintes aspectos: resultados dos coeficientes de molas; comportamento das estacas nos modelos de cálculo do SAP 2000 (resposta da estaca em função da profundidade, comparação dos casos de carga I e II, comparação dos dois diferentes tipos de estacas, comparação das quatro diferentes condições para o solo); comparação dos resultados dos modelos de cálculo do SAP2000 com método Navdocks DM-7 e da solução clássica da equação diferencial.

6.1. Coeficientes de mola

Os itens abaixo mostram os resultados encontrados para os coeficientes de mola pelos três diferentes métodos calculados.

6.1.1. Solo arenoso

O gráfico da figura 57 mostra o comparativo dos resultados obtidos para os coeficientes de mola do solo arenoso.

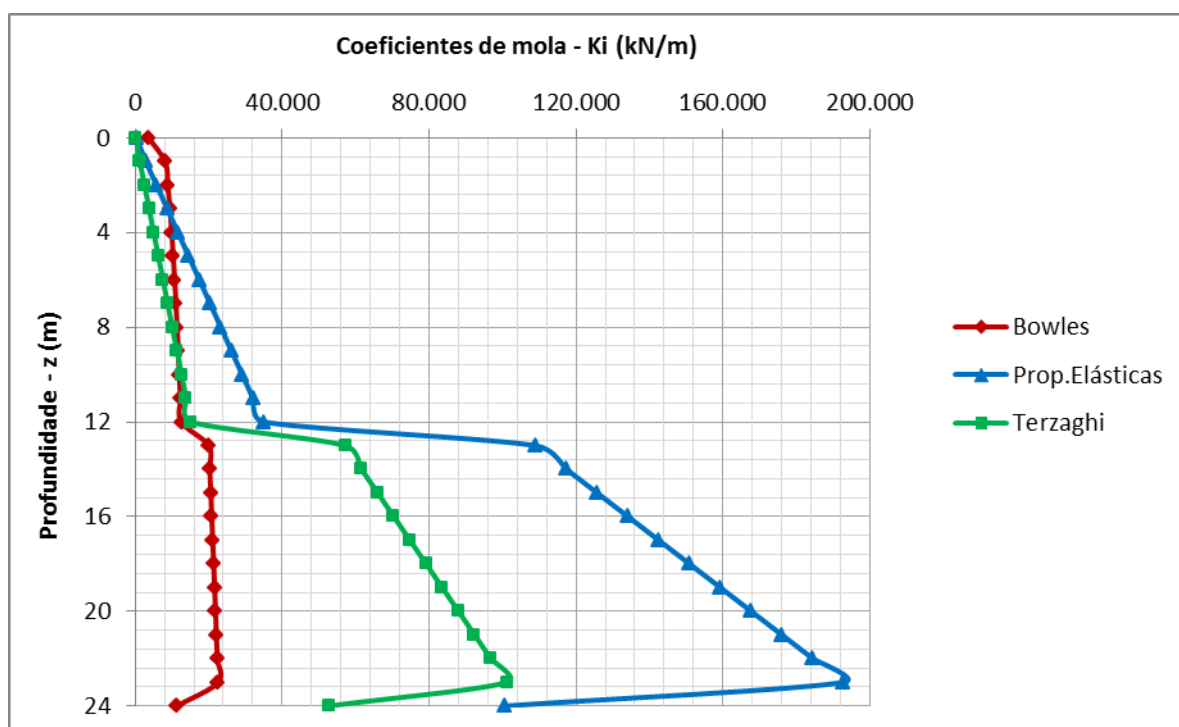


Figura 57 – Gráfico comparativo dos resultados de K_i para solo arenoso

Os resultados dos coeficientes de mola para o solo arenoso, comparando os três diferentes métodos, tiveram uma grande variação na região onde houve alteração da compactidade da areia, mudança da areia fofa ($N_{SPT} = 9$) para a areia média ($N_{SPT} = 19$).

No método de Bowles mesmo com essa alteração da compactidade o valores de K_i tiveram um pequeno aumento. Já no método de Terzaghi foi encontrado um grande aumento no valor de K_i nesse ponto, pois os valores de n_h são bem distintos para a areia fofa e média, tanto os valores adotados conforme a tabela 21, como os calculados em função do coeficiente A e do peso específico do solo.

Para os valores de n_h indicados por Terzaghi (tabela 21), os resultados de K_i aumentaram aproximadamente 3,8 vezes no ponto da mudança da compactidade da areia, em função de n_h passar de 1.260 kN/m^3 (areia fofa) para 4.400 kN/m^3 (areia média). Também pelo método de Terzaghi, mas calculando os valores de n_h conforme o coeficiente A e o peso específico do solo, o valor de K_i aumentou nesse ponto em aproximadamente 3,1 vezes, em função de n_h passar de 2913 kN/m^3 (areia fofa) para 8.384 kN/m^3 (areia média).

Os maiores valores para os coeficientes de mola foram encontrados pelo método que correlaciona os valores de n_h com as propriedades do solo, exceto nos três primeiros metros, onde os valores de K_i foram menores que os calculados pelo método de Bowles.

O método escolhido para a modelagem do solo arenoso nos modelos de cálculo do SAP2000 foi o de Bowles, em função de apresentar uma variação do módulo de reação horizontal do solo com a profundidade, mais próxima do comportamento indicado para o solo arenoso, conforme mostrado na figura 11 apresentada no item 2.6.3.2.

6.1.2. Solo coesivo

O gráfico da figura 58 mostra um comparativo dos resultados obtidos para os coeficientes de mola do solo coesivo.

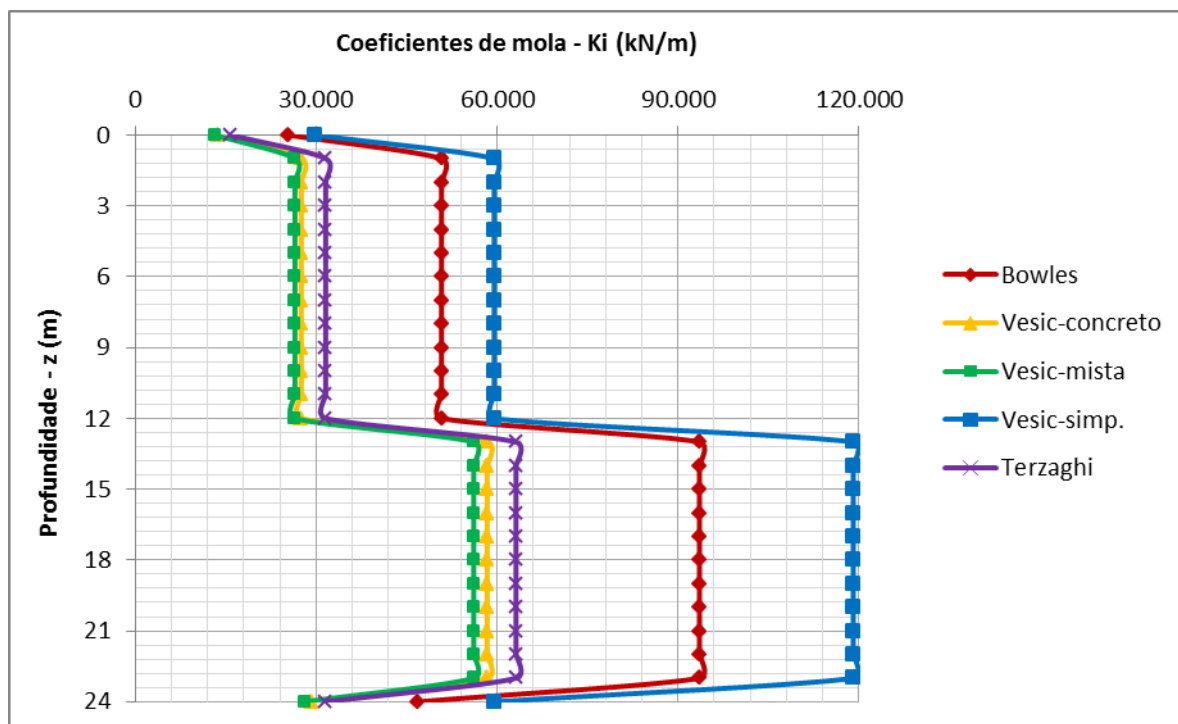


Figura 58 – Gráfico comparativo dos resultados de K_i para solo coesivo

Os resultados dos coeficientes de mola para o solo coesivo tiveram um grande aumento na região onde houve mudança da consistência da argila, isso foi verificado nos três métodos. No método de Bowles esse aumento foi em função da coesão do solo, que para a argila muito rija tinha um valor de 190 e para argila dura igual a 350, resultando num aumento do valor de K_i em aproximadamente 1,8 vezes. No método de Terzaghi esse aumento é função do valor do \bar{k}_{s1} que aumentou de 47.130 kN/m³ para 94.250 kN/m³, aumentando o valor de K_i em aproximadamente 2 vezes. Para o cálculo considerando as propriedades elásticas do solo (equação proposta por Vesic), o aumento foi em função do módulo de elasticidade, que para a argila muito rija foi igual 25.000 kN/m² e para a argila dura igual a 50.000 kN/m², resultando num aumento de 2 vezes o valor de K_i .

O método de Vesic apresentou os menores valores e o método de Bowles os maiores. Comparando o método de Bowles com o de Vesic o resultado de K_i foi de aproximadamente 84% maior para a estaca de concreto e 92% maior para a estaca mista na região da argila muito rija, e para a argila dura os aumentos foram de aproximadamente 60% para a estaca de concreto e 67% para estaca mista.

O resultados de K_i pelo método de Terzaghi ficaram muito próximos do método de Vesic, apresentando valores maiores na ordem de 15% para estaca de concreto e 20% para

estaca mista na região da argila muito rija, e para a argila dura 8% para a estaca de concreto e 2% para a estaca mista.

Um ponto importante notado no método de Vésic foi os resultados obtidos pela equação simplificada (eq. 33), que apresentou valores muito altos comparados com a equação completa (eq. 32). A equação simplificada é apresentada por Bowles, no qual indica que a raiz décima segunda de um valor multiplicado por 0,65, poderá ter resultado muito próximo de 1. Deve-se atentar que esta consideração não é válida para uma estaca com grande rigidez a flexão (EI), pois um alto valor de EI resulta num valor menor que 1, reduzindo assim os valores dos coeficientes de mola. Nos cálculos os resultados encontrados para esta parcela da equação foram de 0,45 para estaca mista e 0,46 para a estaca de concreto, reduzindo os valores de K_i em aproximadamente metade dos valores encontrados com a equação simplificada.

O método escolhido para a modelagem do solo coesivo nos modelos de cálculo do SAP2000 foi o de Vésic, em função de apresentar os menores valores de K_i e resultar em valores muito próximos ao de outro método, que no caso seria o de Terzaghi.

6.2. Comportamento das estacas nos modelos de cálculo do SAP2000

6.2.1. Resposta da estaca em função da profundidade

Os resultados dos modelos de cálculo do SAP2000 (item 5.1) mostram que as respostas das estacas de concreto e mista, tanto para solo arenoso ou coesivo, se enquadram dentro do comportamento de estacas flexíveis, no qual tem os seus deslocamentos ocasionados devidos a flexão. Os modelos confirmam os cálculos feitos para a classificação da estaca (item 4.5.1), no qual todos os resultados obtidos foram de estacas flexíveis.

6.2.1.1. Solo arenoso

Muitos pesquisadores concordam na importância do valor do módulo de reação próximo a superfície do solo. Para os solos arenosos, Matlock & Reese (1960) concluem que os valores de K na região correspondente à profundidade relativa menor do que um ($z/T < 1$) dominam claramente o comportamento da estaca, daí surge a importância dos valores de K para as baixas profundidades relativas, região próxima ao topo da estaca.

Com a conclusão de Matlock & Reese (1960) verifica-se que para a seção de concreto a região que deve mostrar o comportamento relevante da estaca seria até a profundidade de 3,02 m e para a seção mista até 3,31 m.

Verificando nos modelos de cálculo do SAP2000, pode-se observar o comportamento relevante da estaca nos resultados dos deslocamentos horizontais. Para a estaca de concreto os três primeiros metros tiveram a maior variação dos deslocamentos, sendo para o topo 15,32 cm até 4,06 cm. Assim como também como foi verificado na estaca mista, sendo para o topo 12,53 cm até 4,11 cm para a profundidade igual a 3 m. Estes resultados mostram que o comportamento relevante da estaca está dentro da região indicada por Matlock & Reese (1960).

6.2.1.2. Solo coesivo

Para solos coesivos, Davisson & Gill (1963) afirmam que a camada de solo que vai da superfície até profundidades de 0,2 R a 0,4 R exerce uma grande influência no comportamento da estaca.

Com as conclusões de Davisson e Gill (1963), verifica-se que para a seção de concreto a região que deve mostrar o comportamento relevante da estaca está entre 0,55 m e 1,1 m, e para a estaca mista a região estaria entre 0,62 m e 1,25 m

Verificando nos modelos de cálculo do SAP2000, pode-se observar o comportamento relevante da estaca nos resultados dos deslocamentos horizontais. Para estaca de concreto os dois primeiros metros tiveram a maior variação dos deslocamentos, sendo para o topo 7,64 cm até 2,22 cm. Assim como também foi verificado na estaca mista, sendo para o topo 6,41 cm até 2,31 cm para a profundidade igual a 2 m. Estes resultados mostram que o comportamento relevante da estaca está próximo da região indicada Davisson & Gill.

6.2.1.3. Solos estratificados

Nos solos estratificados 1 e 2, os resultados dos modelos de cálculo do SAP2000 mostram que o comportamento relevante das estacas está localizado na primeira camada de solo. Para o solo estratificado 1 a resposta da estaca ficou próxima dos resultados obtidos do solo coesivo, e para o solo estratificado 2 do solo arenoso.

Os resultados dos modelos confirmam que o comportamento relevante da estaca está na região próxima ao topo, tanto para o solo arenoso como coesivo, conforme foi indicado nos itens 6.2.1.1 e 6.2.1.2.

6.2.2. Comparação dos resultados para os casos de carga I e II

A diferença entre os casos de carga I e II é a aplicação da carga vertical no topo da estaca. Para o caso I foi considerado carga horizontal, momento e carga vertical, já no caso II somente carga horizontal e momento.

Os resultados dos modelos de cálculo, mostraram valores diferentes entre as duas situações apenas na distribuição das forças axiais, nas reações verticais e nos deslocamentos verticais (eixo z). Nos outros resultados, como momento fletor, esforço cortante, reações horizontais e deslocamentos horizontais (eixo x) os valores permaneceram iguais para os dois casos (combinações 1 e 2).

Pode ser observado com esses resultados que a atuação da carga vertical não exerce influência nos resultados referentes ao comportamento horizontal da estaca. Isto confirma a indicação do método de Navdocks DM-7, que permite a superposição dos efeitos.

6.2.3. Comparação dos resultados para a estaca de concreto e mista

A seção mista comparada com a seção de concreto, apresentou nos modelos de cálculo resultados menores para os deslocamentos, principalmente os horizontais (eixo x). Estes resultados foram em função da maior rigidez a flexão (EI), aproximadamente 60% maior que a estaca de concreto. Para o solo arenoso essa redução foi de aproximadamente 18% e para o solo coesivo em torno 16%, considerando estes valores para o ponto máximo do deslocamento, encontrado no topo da estaca. Para os solos estratificados 1 e 2 as reduções foram aproximadamente as mesmas, em função da primeira camada do solo.

Houve pequena variação nos resultados dos momentos fletores e nos esforços cortantes. Para o solo arenoso o momento fletor máximo da seção mista teve um aumento de 0,7% comparada com a de concreto, e no solo coesivo o aumento foi de 1,6%.

A estaca de concreto apresentou reações no topo da estaca maiores que a seção mista. Para o solo arenoso esse aumento é de aproximadamente 23% e para o solo coesivo em torno de 24%. Verifica-se com esses resultados que a estaca mista, em função da maior rigidez a flexão (EI), transfere uma tensão menor para o solo que a estaca de concreto.

6.2.4. Comparação dos resultados para os diferentes tipos de solo

Os resultados dos modelos de cálculo do SAP2000 mostram que a estaca no solo arenoso apresenta maiores deslocamentos horizontais que no solo coesivo. Para o máximo deslocamento horizontal (topo da estaca) foi verificado que esse aumento é equivalente a duas vezes, tanto para estaca de concreto como para estaca mista, conforme mostram os gráficos das figuras 59 e 60, respectivamente.

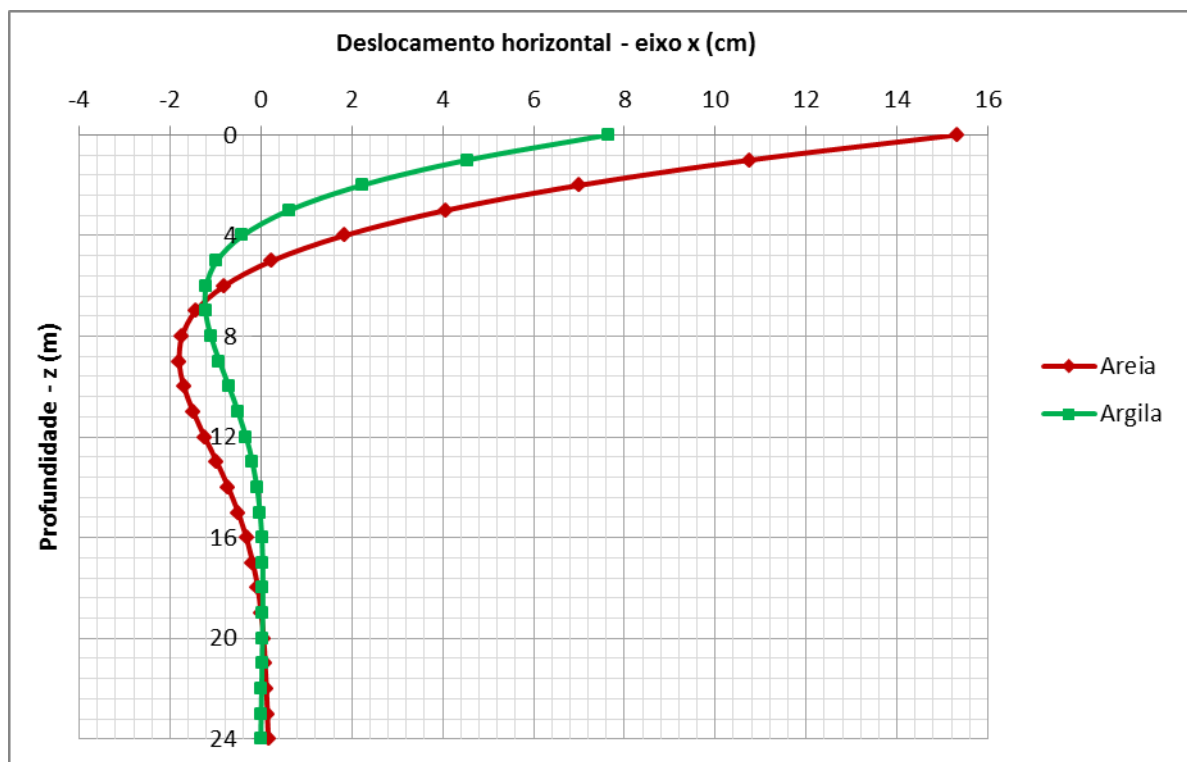


Figura 59 – Comparação dos deslocamentos horizontais para a estaca de concreto

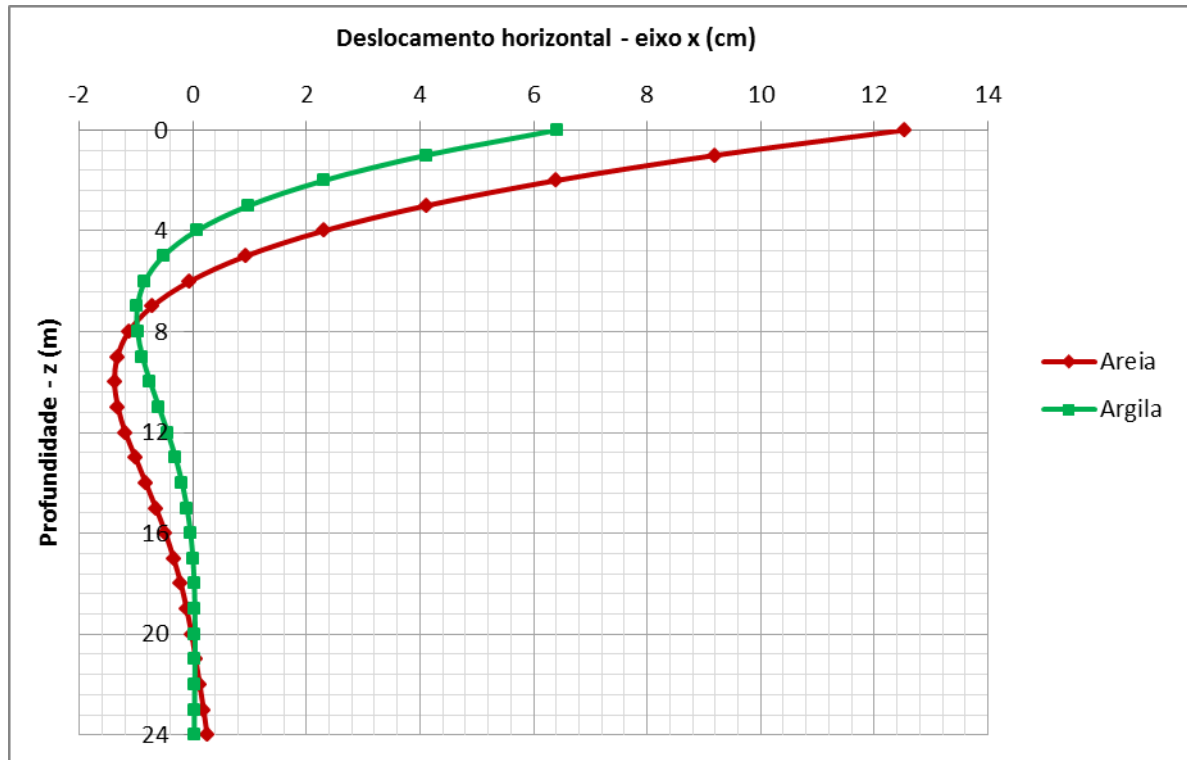


Figura 60 – Comparação dos deslocamentos horizontais para a estaca mista

Com relação as forças que a estaca transfere para o solo, na areia o valor da reação máxima (topo da estaca) é duas vezes menor que na argila. Este resultado é em função da argila conter melhor o deslocamento horizontal da estaca, conforme verificado nos gráficos das figuras 59 e 60.

Os gráficos da figuras 61 e 62 mostram a comparação das reações horizontais para o solo arenoso e coesivo.

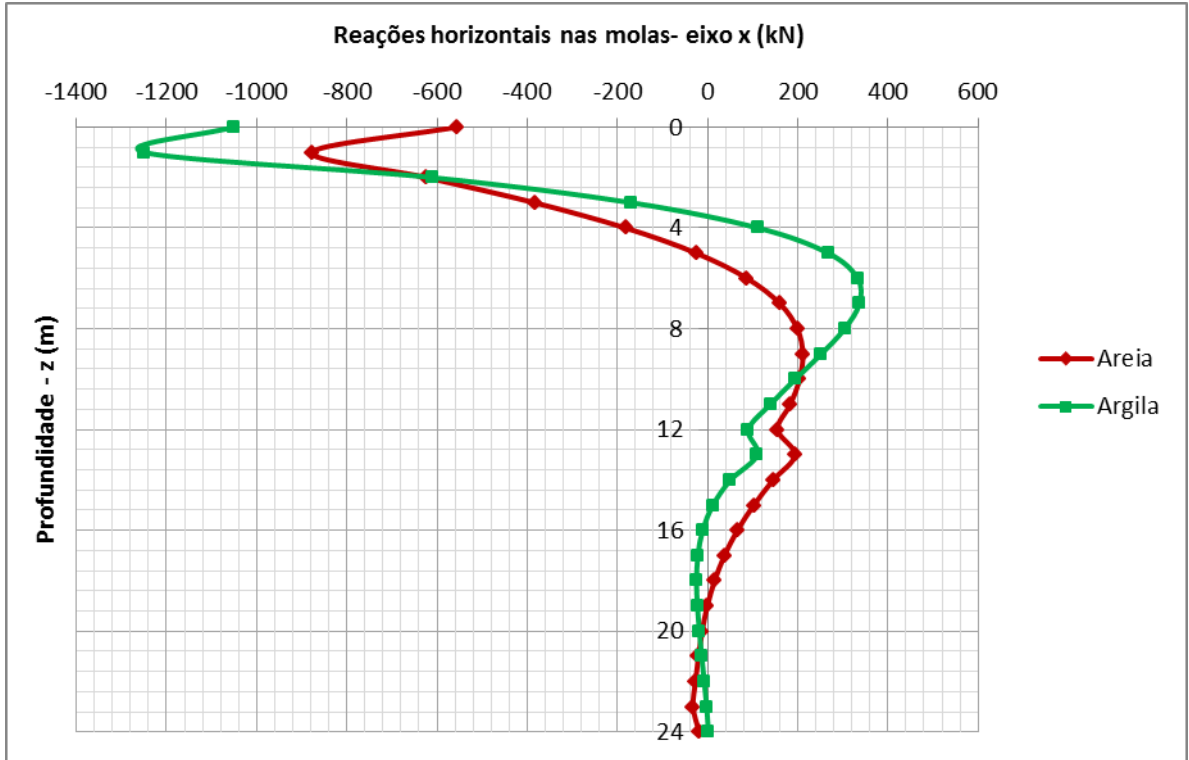


Figura 61 – Comparação das reações horizontais para a estaca de concreto

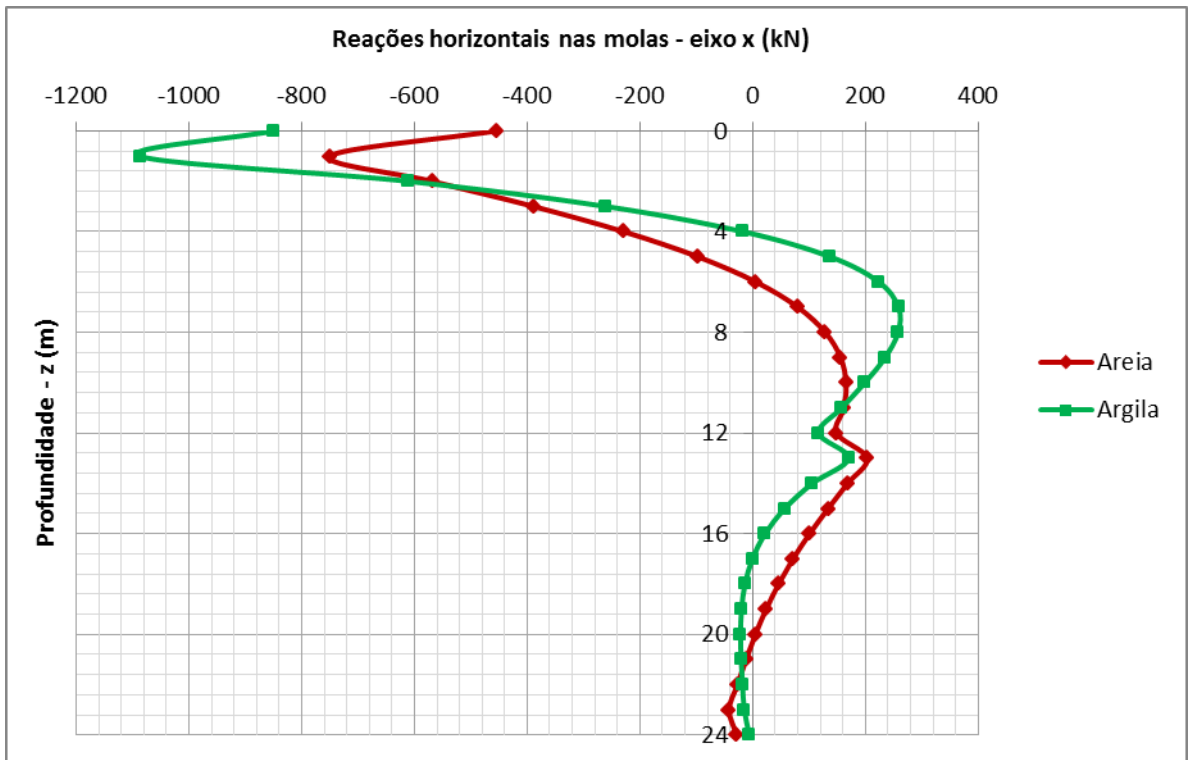


Figura 62 – Comparação das reações horizontais para a estaca mista

6.3. Comparação dos resultados dos modelos de cálculo do SAP2000 com o método de Navdocks DM-7

6.3.1. Solo arenoso

A tabela 68 mostra um comparativo dos resultados obtidos pelo método de Navdocks DM-7 com os modelos de cálculo do SAP2000. Os resultados correspondem aos valores máximos do deslocamento horizontal, momento fletor e esforço cortante.

Tabela 68 – Comparativo dos resultados do método de Navdocks com o SAP2000 – solo arenoso

Tipo de estaca	Deslocamento horiz. máx		Momento fletor máximo		Esforço cortante máximo	
	Navdocks	SAP2000	Navdocks	SAP2000	Navdocks	SAP2000
	$yT_{máx}$ (cm)	$yT_{máx}$ (cm)	$MT_{máx}$ (kN.m)	$MT_{máx}$ (kN.m)	$QT_{máx}$ (kN)	$QT_{máx}$ (kN)
Concreto	16,01	15,64	13.357	13.002	-2.199	-1.658
Mista	12,42	12,75	13.389	13.094	-1.894	-1.494

Para a estaca de concreto os valores pelo método de Navdocks DM-7 ficaram maiores em aproximadamente 2% para deslocamento, 3% para o momento fletor e 33% para o esforço cortante. Já para a estaca mista houve uma redução no deslocamento de 2,5%, um aumento no momento fletor de 2% e um aumento no esforço cortante de 27%.

Os resultados dos modelos de cálculo do SAP2000, comparados com os valores obtidos pelo método de Navdocks DM-7, ficaram muito próximos para os deslocamentos horizontais e os momentos fletores.

6.3.2. Solo coesivo

A tabela 69 mostra um comparativo dos resultados obtidos pelo método de Navdocks DM-7 com os modelos de cálculo do SAP2000. Os resultados correspondem aos valores máximos do deslocamento horizontal, momento fletor e esforço cortante.

Tabela 69 – Comparativo dos resultados do método de Navdocks com o SAP2000 – solo coesivo

Tipo de estaca	Deslocamento horiz. máx		Momento fletor máximo		Esforço cortante máximo	
	Navdocks	SAP2000	Navdocks	SAP2000	Navdocks	SAP2000
	$yT_{máx}$ (cm)	$yT_{máx}$ (cm)	$MT_{máx}$ (kN.m)	$MT_{máx}$ (kN.m)	$QT_{máx}$ (kN)	$QT_{máx}$ (kN)
Concreto	11,03	7,64	12.500	12.500	-2.529	-1.702
Mista	9,19	6,41	12.500	12.500	-2.209	-1.688

Para a estaca de concreto os valores pelo método de Navdocks DM-7 ficaram maiores em aproximadamente 44% para deslocamento e 49% para o esforço cortante. Já para a estaca o deslocamento ficou com um aumento de 43% e o esforço cortante 31%. Para o momento fletor os resultados foram iguais para as duas estacas.

Os valores para os deslocamentos e momentos fletores tiveram uma grande discrepância, pois o método de Navdocks DM-7 é indicado para solos arenosos e para os solos coesivos é feita uma conversão no módulo de reação do solo. Esta adequação no método pode resultar em valores não tão confiáveis.

6.4. Comparação dos resultados dos modelos de cálculo do SAP2000 com o método da equação diferencial

6.4.1. Solo coesivo

O cálculo pelo método clássico da equação diferencial foi feito apenas para os solos coesivos. Esta escolha foi feita em razão dos valores obtidos pelo método de Navdocks DM-7, que resultaram em torno de 50% a mais que os valores obtidos pelos modelos de cálculo, para o deslocamento horizontal e o momento fletor.

A tabela 70 mostra um comparativo dos resultados obtidos pelo método da equação diferencial com os modelos de cálculo do SAP2000. Os resultados correspondem aos valores máximos do deslocamento horizontal e momento fletor.

Tabela 70 – Comparativo dos resultados do método da eq. diferencial com o SAP2000 – solo coesivo

Tipo de estaca	Deslocamento horizontal máximo		Momento fletor máximo	
	Eq. diferencial	SAP2000	Eq. diferencial	SAP2000
	$yT_{máx}$ (cm)	$yT_{máx}$ (cm)	MT (kN.m)	MT (kN.m)
Concreto	7,87	7,64	9.994	9.713
Mista	6,56	6,41	10.161	9.949

A posição do momento fletor máximo calculada pelo método da equação diferencial não é a mesma encontrada nos modelos de cálculo do SAP2000. A profundidade do momento máximo calculada pelo método foi de 2,72 m para a estaca de concreto e 3,09 m para a estaca mista. Os resultados mostrados na tabela dos modelos do SAP2000 referem-se aos pontos calculados pela método da equação diferencial.

Para a estaca de concreto os valores pela método da equação diferencial ficaram maiores em aproximadamente 3% para deslocamento horizontal e o momento fletor. Já para a estaca mista o deslocamento horizontal e o momento fletor ficaram com um aumento de 2% .

Os resultados do método da equação diferencial comparados com os valores obtidos pelos modelos de cálculo do SAP2000 ficaram muito próximos, tanto para os deslocamentos horizontais como para os momentos fletores.

7. CONCLUSÕES

Os resultados dos coeficientes de mola mostraram uma variação maior nos valores nos pontos onde houveram mudanças da compacidade (areia) e da consistência (argila) do solo, isso foi verificado nos três métodos calculados.

Para o solo arenoso o método escolhido para a modelagem nos modelos de cálculo do SAP2000 foi o de Bowles. Este método apresentou uma variação do módulo de reação horizontal do solo com a profundidade mais próxima do comportamento indicado para o solo arenoso, conforme mostrado na figura 11 apresentada no item 2.6.3.2.

Para o solo coesivo o método escolhido foi o proposto por Vesic, que correlaciona os valores dos coeficientes de mola com as propriedades elásticas do solo. Este método apresentou os menores valores para o K_i e os resultados ficaram muito próximos dos valores obtidos com o método de Terzaghi

Uma observação importante no método de Vésic foi que os resultados obtidos pela equação simplificada (eq. 33), apresentaram valores muito altos comparados com a equação completa (eq. 32). A equação simplificada sugerida por Bowles, não deve ser utilizada para uma estaca com grande rigidez a flexão (EI), pois um alto valor para o EI resulta num valor menor que 1, reduzindo assim o valores dos coeficientes de mola. Essa observação pode ser verificada nos resultados encontrados para esta parcela da equação, que foram de 0,45 para estaca mista e 0,46 para a estaca de concreto, reduzindo os valores de K_i em aproximadamente metade dos valores encontrados com a equação simplificada.

Os resultados dos modelos de cálculo do SAP2000 mostram que as respostas das estacas de concreto e mista, analisadas tanto para solo arenoso ou coesivo, se enquadram dentro do comportamento de estacas flexíveis, no qual tem os seus deslocamentos ocasionados devidos a flexão.

Foi verificado nos modelos de cálculo do SAP2000 que a região que mostra o comportamento relevante da estaca, para o solo arenoso e coesivo, está de acordo com as conclusões indicadas pelos pesquisadores. Matlock & Reese (1960) concluem que para solo arenoso essa região corresponde à profundidade relativa menor do que um ($z / T < 1$). Para solo coesivo Davisson & Gill (1963) afirmam que essa região vai até profundidades de 0,2 R a 0,4 R. Nos solos estratificados 1 e 2, os resultados dos modelos de cálculo também mostraram que o comportamento relevante das estacas está localizado próximo a superfície do solo. Sendo assim o tipo de solo da primeira camada exerce maior influência nos resultados.

Os resultados dos modelos de cálculo do SAP2000 para os casos de carga I e II, mostraram valores diferentes entre as duas situações apenas na distribuição das forças axiais, nas reações verticais e nos deslocamentos verticais (eixo z). Nos outros resultados, como momento fletor, esforço cortante, reações horizontais e deslocamentos horizontais (eixo x) os valores permaneceram iguais para os dois casos (combinações 1 e 2). Com estas observações pode-se concluir que atuação da carga vertical não exerce influência nos resultados referentes ao comportamento horizontal da estaca.

Os resultados para os dois diferentes tipos de estacas mostraram que a seção mista apresentou valores menores para os deslocamentos, principalmente os horizontais (eixo x), e a seção de concreto uma reação no topo da estaca maior que a seção mista. Já para os resultados dos momentos fletores e do esforços cortantes, houve pequena variação entre as duas estacas. Com esses resultados foi possível verificar que a estaca mista, em função da maior rigidez a flexão (EI), transfere uma tensão menor para o solo que a estaca de concreto.

Os resultados dos modelos de cálculo do SAP2000 para as situações diferentes do solo, mostraram que a estaca no solo arenoso apresenta maiores deslocamentos horizontais que no solo coesivo. Considerando o deslocamento no topo da estaca esse aumento é equivalente a duas vezes, tanto para estaca de concreto como para estaca mista. Em relação as forças que a estaca transfere para o solo, na areia o valor da reação no topo da estaca é duas vezes menor que na argila. Estes resultados são em função da argila conter melhor o deslocamento horizontal da estaca.

Comparando os resultados dos modelos de cálculo do SAP2000 com o método de Navdocks DM-7, para o solo arenoso verificou-se que os valores para os máximos deslocamentos horizontais e os momentos fletores ficaram muito próximos. Já para solo coesivo estes valores tiveram uma grande discrepância, pois o método de Navdocks DM-7 é indicado para solos arenosos e para os solos coesivos é feita uma conversão no módulo de reação do solo. Esta adequação no método pode resultar em valores não tão confiáveis. Em função destes resultados obtidos para o solo coesivo, foi feito os cálculos pelo método clássico da equação diferencial. Os resultados obtidos por esse método ficaram muito próximos dos valores dos modelos de cálculo do SAP2000, tanto para os deslocamentos horizontais como para os momentos fletores. Mas uma observação que deve ser apresentada em relação a este método é a indicação da posição do momento fletor máximo, que conforme os resultados obtidos do SAP2000 os momentos fletores máximos nas estacas não se encontram nas profundidades que foram calculadas pelo método da Equação Diferencial Clássica.

8. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestões para novas pesquisas na área, que poderiam melhorar os resultados obtidos neste trabalho, pode-se citar as seguintes idéias:

- Fazer o estudo da interação solo-estaca adotando no método de transferência de carga a análise no meio contínuo;
- Estudar casos de interação solo-estaca incluindo a superestrutura nas análises;
- Análisar o comportamento elásto-plástico;
- Estudo de outros métodos para a determinação dos coeficientes de reação das molas e;
- Estudar o comportamento solo-estaca utilizando molas não-lineares.

REFERÊNCIAS

ALVA, Gerson M. S. & MALITE M. **Comportamento estrutural e dimensionamento de elementos mistos aço-concreto**. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 7, n. 25, p. 51-84, 2005.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - ACI. **Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats**. Report by ACI Committee 336, Journal of the A.C.I, 1988.

AOKI, Nelson; CINTRA, J. C. **Introdução ao estudo da interação solo-estrutura**. Notas de aula, Aula nº 3. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos - EESC/USP, 2005.

AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE - API. **Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design**, API-RP-2A – WSD, 21st Edition, USA, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR-61118**: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR-6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR-6484**: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR-6502**: Rochas e Solos. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR-8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

BOWLES, Joseph. E. **Foundation Analysis and Design**. McGraw-Hill, Inc. Fifth Edition. International Edition 1997.

CAVALCANTE, Erinaldo H. **Fundações Profundas**. Notas de aula. Pontifícia Universidade Católica de Campinas - PUC. Departamento de Engenharia Civil, Área de Geotecnia e Fundações. Aracaju, 2005.

CINTRA, J.C. Ângelo. **Carregamento Lateral em Estacas**. Oficina de Textos. Departamento de Geotécnia, São Carlos, 2002.

CINTRA, J.C. Ângelo; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Fundações Diretas – Projeto Geotécnico**. São Paulo, 2011.

CINTRA, J.C. Ângelo; AOKI, Nelson. **Fundações por Estacas – Projeto Geotécnico**. São Paulo, 2011.

CONSTANCIO, Douglas. **Fundações Profundas - Estacas**. Notas de aula. Pontifícia Universidade Católica de Campinas - PUC. Americana, 2004.

CHORE, H.S, R.K. Ingle & V. A. Sawant. **Parametric study of laterally loaded pile groups using simplified F.E. models**. Coupled Systems Mechanics, Vol. 1, No. 1 (2012) 1-7.

CRESPO, Vitor Augusto de Souza. **Estudo da sensibilidade de edificações em relação ao solo** (dissertação). Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Curso de Engenharia Civil. Rio de Janeiro, 2004.

DAVISSON, M.T. & PRAKASH, S. **A Review of Soil-pole Behavior**. Stress in Soils in Layered Systems, Highway Research Record, n. 39, Transportation Research Board, National Research Council. Washington, 1963.

DAVISSON, M.T. & GILL, H. L. **Laterally loaded piles in a layered soil system**. J. soil mech. Found. Engrg., ASCE, 89(3), (1963).

DIGIOIA, A. M., DONOVAN, T. D. & CORTESE, F. J. **A Multilayered/Pressuremeter Approach to Laterally Loaded Rigid Caisson Design**. ASCE Seminar on Lateral Pressures Related to Large Diameter Piles, Piles, Tunnels, and Caissons, ASCE, New York, N. Y, 1975.

DINIZ, R. A. C. **Análise de Esforços em Estruturas Aporticadas com Fundações em Estacas** (dissertação). Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE, Rio de Janeiro, 1972.

DUTTA, S.C. & ROY, R.. **A Critical Review on Idealization and Modeling for Interaction Among Soil-Foundation-Structure System**. Computers and Structures, v.80 (2002).

FIGUEIREDO, Luciana M.B. **Projeto e construção de estacaes mistos aço-concreto** (dissertação). Mestrado em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 1998.

GRANHOLM, H. **On the Elastic Stability of Piles Surrounded by a Supporting Medium**. Handigar Ingeniors Vetenskaps Academien, Stockholm, Sweden, 89. (1929)

GUSMÃO, A. D. **Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações** (dissertação). Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE. Rio de Janeiro, 1990.

HETENYI, M. **Beams on 'Elastic Foundation**, Ann Arbor. The University of Michigan Press. (1946).

JUNIOR, A. Del Pino. **Análise do comportamento de estacas do tipo broca escavada com trado mecânico, solicitadas por esforços transversais** (dissertação). Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Estadual Paulista. Ilha Solteira, 2003.

KHOURI, Magid Elie. **Contribuição ao projeto de estacaes de pontes de concreto armado com consideração das não-linearidades física e geométrica e interação solo-estrutura** (tese). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. Curso de Engenharia Civil. São Paulo, 2001.

LEONI, José Augusto. **Apunte de coeficiente de balasto. Laboratorio de mecanica de suelos**. Facultad de Ingenieria (U.N.L.P). Buenos Aires, (201-).

MACCARINI, Fabio José. **Análise da estabilidade de aterro sobre solos moles.** Universidade do Extremo Sul Catarinense - UNESC. Curso de Engenharia Civil. Criciúma, 2009.

MATLOCK, H. & REESE, L.C. **Non-dimensional solutions for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth.** Proc. Eighth Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Austin. University of Texas, 1956.

MATLOCK, H. & REESE, L. C. **Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles.** Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. 1960.

MATLOCK, H. & REESE, L. C. **Foundation Analysis of Offshore Pile Supported Structures.** Proceedings 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, France, 1961.

MATLOCK, H. **Correlation for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay.** Proc., 2nd Offshore Technol. Conf., Offshore Technology Conference, Dallas, Tex. 1970.

MEYERHOF, G. G. **Some Recent Foundation Research and its Application to Design.** The Structural Engineer, Vol. 31, pp. 151-167 (1953).

OSHIMA, Sergio Takeo. **Uma combinação MEC/MEF para análise da interação de estacas inclinadas e o solo** (dissertação). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. Curso de Engenharia Civil. São Paulo, 2004.

PALMER, L. A. & THOMPSON, J. B. (1948). **The Earth Pressure and Deflection Along Embedded Lengths of Piles Subjected to Lateral Thrust.** Proc., 2nd Int. Conf. Soil Mech. And Found. Engrg., GEBR Kesmat, Haarlem, the Netherlangs, v. 5, 156-161.

PORTO, Thiago. B. **Estudo da Interação de Paredes de Alvenaria Estrutural com a Estrutura de Fundação** (dissertação). Mestrado em Engenharia de Estruturas - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2010.

PORTO, Thiago B. & SILVA, Roberto M. **Sudy of a structural masonry building with the analysis of soli-structure interaction.** Mecânica Computacional Vol XXIX, págs. 1555-1574 (artículo completo). Buenos Aires, Argentina, 15-18 Noviembre 2010.

POULOS, H.G. **Analysis of the settlement of pile groups.** *Geotechnique*, vol 18, p. 449-471. (1968)

PRAKASH, S. & SHARMA, H. D. **Pile Foundations in Engineering Practice**, A Wiley Interscience Publication, cap. 2, New York, 1990.

PROENC – Programa de Ensino de Ciências. Instituto de Química. Disponível em: <http://www.proenc.iq.unesp.br/index.php/ciencias/34-textos/50-o-solo>. Acessado em: 21 de Set. 2012.

PUPPI, Rogério F. K. **Mecânica dos Solos.** Notas de aula. Centro Federal de Educação Tecnológica do Paraná – CEFET-PR. Curitiba, 2004.

REDDY, A. S. & VALSANGKAR, A. J. **Na Analytical Solution for Laterally Loaded Piles in Layered Soils.** *Sols-Soils*, 21, 23-28. (1968).

REESE, L. C. & MATLOCK, H. **Nondimensional Solutions for Laterally Loadet Piles with Soil Modulus Assumed Proportional to Depth – Proceedings**, Eighth Texas Conference on Soil Modulus and Foundation Engineering, Special Publication No. 29, Bureau of Engineering Reserch, The University of Texas, Austin, September (1956).

REESE, L. C. **Executive Summmary, Behavior of Piles and Pile Groups under Lateral Load** - U. S. Department of Transportation Federal Highway Administration Office of Research, Washington, D. C., September-1983.

RODY, Henrique Apolinário. **Análise numérica de uma estrutura de cais por dois modelos de representação do solo** (dissertação). Mestrado em engenharia civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE. Rio de Janeiro, 2010.

SAP2000. **Integrated Software for Structural Analysis and Design**. Analysis Reference Manual, v.11. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA, 2006.

SANTOS, Jaime A. **Fundações por estacas acções horizontais**. Elementos Teóricos. Instituto Superior Técnico. Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura. Mestrado em Engenharia Civil. Obras Geotécnicas. Lisboa, 2008.

SAWANT, A.Vishwas & SHUKLA, Sanjay Kumar. **Finite element analysis for laterally loaded piles in sloping ground**. Coupled Systems Mechanics, Vol. 1, No. 1 (2012) 59-78.

SCHNAID, Fernando. **Ensaio de Campo e Suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo, Oficina de Textos, 2000.

SILVA, Nelson U. P. da. **Análise de tensões verticais em edifícios de alvenaria estrutural considerando a interação solo-estrutura** (dissertação). Universidade Federal de Minas Gerais. Engenharia de Estruturas. Belo Horizonte, 2006.

SILVA, Apolino José Nogueira da; CARVALHO, Fabíola Gomes de. **Coesão e resistência ao cisalhamento a atributos físicos e químicos de latossolo amarelo de tabuleiro costeiro**. Scielo. R. Bras. Ci. Solo, 31:853-862, 2007.

SORIANO, H.L. **Método de Elementos Finitos em Análise de Estruturas**. Editora da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2003.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. John Wiley and Sons Inc. New York (1943).

TERZAGHI, K; PECK, R. B., **Soil exploration, soil mechanics in engineering practice**. 1 ed., Chapter 7. John Wiley and Sons Inc. New York (1948).

TERZAGHI, K. **Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction**. Geotechnique, vol. 5, no 4 – Dec (1955).

VELLOSO, D. A. & LOPES, F. R. **Fundações Profundas**, Vol. 2. Ed. COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 2002. Ed. Oficina de Textos.

VELLOSO, D. A. & LOPES, F. R. **Fundações**, Vol. 1., 2ª Ed., Ed. COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 1997. Ensaios de Campo, Ed. Oficina de Textos.

VESIC, A.B. **Beams on Elastic Subgrade and the Winkler's Hypothesis**. Proc. Fifth Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Paris, 1961.

WINKLER, E. **Die lehre von der Elastizitat und Festigkeit**. Domicius. Prage. (1867).

ZIENKIEWICZ, O. C. **The Finite Element Method**. 3ªEdição, London, Great Britain. McGRAW-HILL. 1977.

ANEXOS

1. RESULTADOS DOS COEFICIENTES DE MOLA

Os itens abaixo mostram os resultados dos coeficientes de mola para os três diferentes métodos. Os cálculos são mostrados para os solos homogêneos (arenosos e coesivos) e para os solos estratificados (1 e 2) os valores para os coeficientes de mola foram adotados iguais, apenas alternando as posições das camadas (areia e argila ou argila e areia), conforme mostrado no item 4.3.3.

1.1. Correlações com as propriedades elásticas do solo

1.1.1. Solo arenoso

Para solo arenoso seguindo os critérios indicados no item 4.4.1.1, foram obtidos os valores para os coeficientes de molas mostrados na tabela 71.

Tabela 71 – Resultados dos coeficientes de molas - Solo arenoso (Prop. Elásticas)

Nó	N ₇₀	A	γ	n _h	k _h =n _h ·(z/B)	z	A _i = B·I	K _i = k _h ·A _i
			(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(m)	(m ²)	(kN/m)
1	9	281	14	2.913	717	0,25	1,016	364
2					2.867	1		2.913
3					5.734	2		5.826
4					8.601	3		8.739
5					11.468	4		11.651
6					14.335	5		14.564
7					17.202	6		17.477
8					20.069	7		20.390
9					22.936	8		23.303
10					25.803	9		26.216
11					28.670	10		29.128
12					31.537	11		32.041
13					34.404	12		34.954
14	19	666	17	8.384	107.282	13	1,016	108.998
15					115.534	14		117.382
16					123.786	15		125.767
17					132.039	16		134.151
18					140.291	17		142.536
19					148.544	18		150.920
20					156.796	19		159.305
21					165.048	20		167.689
22					173.301	21		176.074
23					181.553	22		184.458
24					189.806	23		192.843
25					198.058	24		0,508

1.1.2. Solo coesivo

Para solo coesivo seguindo os critérios indicados no item 4.4.1.2, foram obtidos os valores para os coeficientes de molas mostrados nas tabelas 72, 73 e 74.

Tabela 72 – Resultados dos coeficientes de molas - solo coesivo estaca concreto (Vesic)

Nó	N ₇₀	Es	EI	v	k _s = k _h	A _i = B.l	Ki=2.(k _s .Ai)
		(kN/m ²)	(kN.m ²)	-	(kN/m ³)	(m ²)	(kN/m)
1	19	25.000	1.574.641	0,4	13.553	0,508	13.770
2 – 13						1,016	27.540
14 – 24	35	50.000			28.718	1,016	58.355
25					0,508	29.178	

Tabela 73 – Resultados dos coeficientes de molas - solo coesivo estaca mista (Vesic)

Nó	N ₇₀	Es	EI	v	k _s = k _h	A _i = B.l	Ki=2.(k _s .Ai)
		(kN/m ²)	(kN.m ²)	-	(kN/m ³)	(m ²)	(kN/m)
1	19	25.000	2.507.752	0,4	13.038	0,508	13.246
2 – 13						1,016	26.493
14 – 24	35	50.000			27.626	1,016	56.136
25					0,508	28.068	

Tabela 74 – Resultados dos coeficientes de molas - solo coesivo método simplificado (Vesic)

Nó	N ₇₀	Es	v	k _s = k _h	A _i = B.l	Ki=2.(k _s .Ai)
		(kN/m ²)	-	(kN/m ³)	(m ²)	(kN/m)
1	19	25.000	0,4	29.293	0,508	29.762
2 – 13					1,016	59.524
14 – 24	35	50.000		58.586	1,016	119.048
25				0,508	59.524	

1.2. Método de TERZAGHI

1.2.1. Solo arenoso

Para solo arenoso seguindo os critérios indicados no item 4.2.2.1, foram obtidos os valores para os coeficientes de molas mostrados na tabela 75.

Tabela 75 – Resultados dos coeficientes de molas - solo arenoso (Terzaghi)

Nó	N ₇₀	n _h	k _h =n _h ·(z/B)	z	A _i = B·I	K _i = k _h ·A _i
		(kN/m ³)	(kN/m ³)	(m)	(m ²)	(kN/m)
1	9	1.260	310	0,25	0,508	158
2			1.240	1	1,016	1.260
3			2.480	2		2.520
4			3.720	3		3.780
5			4.961	4		5.040
6			6.201	5		6.300
7			7.441	6		7.560
8			8.681	7		8.820
9			9.921	8		10.080
10			11.161	9		11.340
11			12.402	10		12.600
12			13.642	11		13.860
13			14.882	12		15.120
14	19	4.400	56.299	13		1,016
15			60.630	14	61.600	
16			64.961	15	66.000	
17			69.291	16	70.400	
18			73.622	17	74.800	
19			77.953	18	79.200	
20			82.283	19	83.600	
21			86.614	20	88.000	
22			90.945	21	92.400	
23			95.276	22	96.800	
24			99.606	23	101.200	
25			103.937	24	0,508	

1.2.2. Solo coesivo

Para solo coesivo seguindo os critérios indicados no item 4.4.2.2, foram obtidos os valores para os coeficientes de molas mostrados na tabela 76.

Tabela 76 – Resultados dos coeficientes de molas - solo coesivo (Terzaghi)

Nó	N ₇₀	\bar{k}_{s1}	k _{s1} =0,67· \bar{k}_{s1}	k _h = k _{s1} /B	A _i = B·I	K _i = k _h ·A _i
		(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(m ²)	(kN/m)
1	19	47.130	31.577	31.080	0,508	15.789
2 – 13					1,016	31.577
14 – 24	35	94.250	63.148	62.153	1,016	63.148
25					0,508	31.574

1.3. Método de BOWLES

1.3.1. Solo arenoso

Para solo arenoso seguindo os critérios indicados no item 4.4.3.1, foram obtidos os valores para os coeficientes de molas mostrados na tabela 77.

Tabela 77 – Resultados dos coeficientes de molas - solo arenoso (Bowles)

Nó	N ₇₀	φ (°)	N _c	N _q	N _γ	S _c	S _q	S _γ	γ (kN/m ³)	$k_n = A_{s+} B_s' \cdot z^n$	$A_i = B \cdot I$	$K_i = k_n \cdot A_i$
										(kN/m ³)	(m ²)	(kN/m)
1	9	30	30,14	18,40	22,40	1,3	0,6	1,0	14	7.150	0,508	3.632
2										8.029		8.157
3										8.756		8.896
4										9.315		9.464
5										9.785		9.942
6										10.200		10.363
7										10.575		10.744
8										10.920		11.094
9										11.240		11.420
10										11.542		11.726
11										11.827		12.016
12										12.098		12.292
13										12.357		12.555
14	19	33	38,64	26,09	35,19	1,3	0,6	1,0	17	19.676	1,016	19.990
15										19.967		20.286
16										20.247		20.571
17										20.519		20.847
18										20.782		21.115
19										21.038		21.375
20										21.287		21.627
21										21.529		21.873
22										21.765		22.113
23										21.996		22.348
24										22.221		22.577
25										22.442	0,508	11.400

1.3.2. Solo coesivo

Para solo coesivo seguindo os critérios indicados no item 4.4.3.2, foram obtidos os valores para os coeficientes de molas mostrados na tabela 78.

Tabela 78 – Resultados dos coeficientes de molas - solo coesivo (Bowles)

Nó	N ₇₀	c	N _c	N _q	N _γ	S _c	S _q	S _γ	γ	k _h =A _s	A _i = B.l	K _i = k _h .A _i
		(kN/m ²)							(kN/m ³)	(kN/m ³)	(m ²)	(kN/m)
1	19	190	5,14	1,0	0	1,3	0,6	1,0	19	49.983	0,508	25.392
2 – 13											1,016	50.783
14 – 24	35	350	5,14	1,0	0	1,3	0,6	1,0	19	92.075	1,016	93.548
25											0,508	46.774

2. RESULTADOS DOS MODELOS DE CÁLCULO DO SAP2000

Este capítulo mostra os resultados obtidos dos modelos de cálculo do SAP2000 para os momentos fletores, deslocamentos e reações nas molas, para as quatro diferentes situações do solo.

2.1. Solo arenoso

Os itens abaixo mostram os resultados obtidos dos modelos de cálculo, gerados no SAP2000, para o solo arenoso.

2.1.1. Momentos fletores

A tabela 79 mostra os resultados dos momentos fletores para as estacas de concreto e mista.

Tabela 79 – Momentos fletores – solo arenoso (SAP2000)

z (m)	Combinação	Momento fletor (kN.m)	
		Estaca de concreto	Estaca mista
0	Comb. 1 /Comb. 2	12.500	12.500
1	Comb. 1 /Comb. 2	12.943	13.045
2	Comb. 1 /Comb. 2	12.510	12.840
3	Comb. 1 /Comb. 2	11.452	12.066
4	Comb. 1 /Comb. 2	10.011	10.903
5	Comb. 1 /Comb. 2	8.388	9.511
6	Comb. 1 /Comb. 2	6.740	8.022
7	Comb. 1 /Comb. 2	5.179	6.540
8	Comb. 1 /Comb. 2	3.779	5.137
9	Comb. 1 /Comb. 2	2.577	3.862
10	Comb. 1 /Comb. 2	1.586	2.744
11	Comb. 1 /Comb. 2	799	1.791
12	Comb. 1 /Comb. 2	196	1.000

13	Comb. 1 /Comb. 2	-253	358
14	Comb. 1 /Comb. 2	-507	-81
15	Comb. 1 /Comb. 2	-617	-353
16	Comb. 1 /Comb. 2	-624	-490
17	Comb. 1 /Comb. 2	-565	-526
18	Comb. 1 /Comb. 2	-468	-491
19	Comb. 1 /Comb. 2	-357	-410
20	Comb. 1 /Comb. 2	-246	-306
21	Comb. 1 /Comb. 2	-148	-196
22	Comb. 1 /Comb. 2	-70	-99
23	Comb. 1 /Comb. 2	-19	-28
24	Comb. 1 /Comb. 2	0	0

2.1.2. Deslocamentos

A tabela 80 mostra os resultados dos deslocamentos para as estacas de concreto e mista.

Tabela 80 – Deslocamentos – solo arenoso (SAP2000)

z (m)	Combinação	Estaca de concreto			Estaca mista		
		Eixo x	Eixo y	Eixo z	Eixo x	Eixo y	Eixo z
		(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
0	Comb. 1	15,32	0	-2,13	12,53	0,00	-2,07
1	Comb. 1	10,75	0	-2,10	9,20	0,00	-2,05
2	Comb. 1	7,01	0	-2,07	6,40	0,00	-2,03
3	Comb. 1	4,06	0	-2,05	4,11	0,00	-2,02
4	Comb. 1	1,83	0	-2,02	2,30	0,00	-2,00
5	Comb. 1	0,24	0	-2,00	0,93	0,00	-1,99
6	Comb. 1	-0,81	0	-1,98	-0,05	0,00	-1,97
7	Comb. 1	-1,44	0	-1,96	-0,72	0,00	-1,96
8	Comb. 1	-1,74	0	-1,93	-1,13	0,00	-1,94
9	Comb. 1	-1,80	0	-1,91	-1,33	0,00	-1,93
10	Comb. 1	-1,70	0	-1,89	-1,38	0,00	-1,92
11	Comb. 1	-1,49	0	-1,88	-1,32	0,00	-1,91
12	Comb. 1	-1,24	0	-1,86	-1,19	0,00	-1,89
13	Comb. 1	-0,97	0	-1,84	-1,01	0,00	-1,88
14	Comb. 1	-0,72	0	-1,82	-0,83	0,00	-1,87
15	Comb. 1	-0,50	0	-1,81	-0,65	0,00	-1,86
16	Comb. 1	-0,32	0	-1,80	-0,48	0,00	-1,85
17	Comb. 1	-0,18	0	-1,79	-0,34	0,00	-1,85
18	Comb. 1	-0,07	0	-1,78	-0,21	0,00	-1,84
19	Comb. 1	0,00	0	-1,77	-0,11	0,00	-1,84
20	Comb. 1	0,06	0	-1,76	-0,02	0,00	-1,83
21	Comb. 1	0,09	0	-1,76	0,05	0,00	-1,83

22	Comb. 1	0,12	0	-1,75	0,12	0,00	-1,83
23	Comb. 1	0,14	0	-1,75	0,19	0,00	-1,82
24	Comb. 1	0,16	0	-1,75	0,25	0,00	-1,82
0	Comb. 2	15,32	0	-0,13	12,53	0,00	-0,17
1	Comb. 2	10,75	0	-0,13	9,20	0,00	-0,17
2	Comb. 2	7,01	0	-0,13	6,40	0,00	-0,17
3	Comb. 2	4,06	0	-0,13	4,11	0,00	-0,17
4	Comb. 2	1,83	0	-0,13	2,30	0,00	-0,17
5	Comb. 2	0,24	0	-0,13	0,93	0,00	-0,17
6	Comb. 2	-0,81	0	-0,13	-0,05	0,00	-0,17
7	Comb. 2	-1,44	0	-0,13	-0,72	0,00	-0,17
8	Comb. 2	-1,74	0	-0,13	-1,13	0,00	-0,17
9	Comb. 2	-1,80	0	-0,13	-1,33	0,00	-0,17
10	Comb. 2	-1,70	0	-0,13	-1,38	0,00	-0,17
11	Comb. 2	-1,49	0	-0,13	-1,32	0,00	-0,17
12	Comb. 2	-1,24	0	-0,13	-1,19	0,00	-0,17
13	Comb. 2	-0,97	0	-0,13	-1,01	0,00	-0,17
14	Comb. 2	-0,72	0	-0,13	-0,83	0,00	-0,17
15	Comb. 2	-0,50	0	-0,13	-0,65	0,00	-0,17
16	Comb. 2	-0,32	0	-0,13	-0,48	0,00	-0,17
17	Comb. 2	-0,18	0	-0,13	-0,34	0,00	-0,17
18	Comb. 2	-0,07	0	-0,13	-0,21	0,00	-0,17
19	Comb. 2	0,00	0	-0,13	-0,11	0,00	-0,17
20	Comb. 2	0,06	0	-0,13	-0,02	0,00	-0,17
21	Comb. 2	0,09	0	-0,13	0,05	0,00	-0,17
22	Comb. 2	0,12	0	-0,13	0,12	0,00	-0,17
23	Comb. 2	0,14	0	-0,13	0,19	0,00	-0,17
24	Comb. 2	0,16	0	-0,13	0,25	0,00	-0,17

2.1.3. Reações nas molas

A tabela 81 mostra os resultados das reações nas molas para as estacas de concreto e mista.

Tabela 81 – Reações nas molas – solo arenoso (SAP2000)

z (m)	Combinação	Estaca de concreto			Estaca mista		
		Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0	Comb. 1	-556,56	0	77,20	-454,94	0	75,03
1	Comb. 1	-877,26	0	171,22	-750,31	0	167,14
2	Comb. 1	-623,42	0	184,45	-568,90	0	180,82
3	Comb. 1	-383,83	0	193,85	-388,69	0	190,85
4	Comb. 1	-182,04	0	201,22	-228,91	0	198,94

5	Comb. 1	-25,09	0	207,30	-96,84	0	205,79
6	Comb. 1	87,46	0	212,46	5,73	0	211,78
7	Comb. 1	159,99	0	216,94	79,95	0	217,11
8	Comb. 1	198,87	0	220,88	128,72	0	221,92
9	Comb. 1	211,16	0	224,41	155,84	0	226,32
10	Comb. 1	203,87	0	227,60	165,49	0	230,39
11	Comb. 1	183,37	0	230,53	161,84	0	234,19
12	Comb. 1	155,22	0	233,21	148,80	0	237,75
13	Comb. 1	193,59	0	367,92	202,77	0	376,33
14	Comb. 1	145,38	0	370,20	168,40	0	379,85
15	Comb. 1	102,27	0	372,49	133,68	0	383,29
16	Comb. 1	66,06	0	374,84	100,95	0	386,71
17	Comb. 1	37,20	0	377,28	71,50	0	390,13
18	Comb. 1	15,26	0	379,83	45,82	0	393,56
19	Comb. 1	-0,79	0	382,51	23,77	0	397,03
20	Comb. 1	-12,25	0	385,37	4,80	0	400,57
21	Comb. 1	-20,51	0	388,42	-11,90	0	404,19
22	Comb. 1	-26,85	0	391,69	-27,21	0	407,92
23	Comb. 1	-32,30	0	395,18	-41,96	0	411,76
24	Comb. 1	-18,79	0	199,45	-28,39	0	207,86
0	Comb. 2	-556,56	0	4,77	-454,94	0	6,20
1	Comb. 2	-877,26	0	10,71	-750,31	0	13,93
2	Comb. 2	-623,42	0	11,68	-568,90	0	15,18
3	Comb. 2	-383,83	0	12,41	-388,69	0	16,15
4	Comb. 2	-182,04	0	13,03	-228,91	0	16,95
5	Comb. 2	-25,09	0	13,56	-96,84	0	17,65
6	Comb. 2	87,46	0	14,04	5,73	0	18,29
7	Comb. 2	159,99	0	14,48	79,95	0	18,86
8	Comb. 2	198,87	0	14,87	128,72	0	19,39
9	Comb. 2	211,16	0	15,24	155,84	0	19,89
10	Comb. 2	203,87	0	15,59	165,49	0	20,35
11	Comb. 2	183,37	0	15,91	161,84	0	20,79
12	Comb. 2	155,22	0	16,21	148,80	0	21,20
13	Comb. 2	193,59	0	25,74	202,77	0	33,70
14	Comb. 2	145,38	0	26,06	168,40	0	34,15
15	Comb. 2	102,27	0	26,37	133,68	0	34,58
16	Comb. 2	66,06	0	26,67	100,95	0	34,99
17	Comb. 2	37,20	0	26,96	71,50	0	35,40
18	Comb. 2	15,26	0	27,25	45,82	0	35,80
19	Comb. 2	-0,79	0	27,53	23,77	0	36,19
20	Comb. 2	-12,25	0	27,81	4,80	0	36,57
21	Comb. 2	-20,51	0	28,09	-11,90	0	36,95
22	Comb. 2	-26,85	0	28,37	-27,21	0	37,33
23	Comb. 2	-32,30	0	28,65	-41,96	0	37,70
24	Comb. 2	-18,79	0	14,46	-28,39	0	19,04

2.2. Solo coesivo

Os itens abaixo mostram os resultados obtidos dos modelos de cálculo, gerados no SAP2000, para o solo arenoso.

2.2.1. Momentos fletores

A tabela 82 mostra os resultados dos momentos fletores para as estacas de concreto e mista.

Tabela 82 – Momentos fletores – solo coesivo (SAP2000)

z (m)	Combinação	Momento fletor (kN.m)	
		Estaca de concreto	Estaca mista
0	Comb. 1 /Comb. 2	12.500	12.500
1	Comb. 1 /Comb. 2	12.448	12.651
2	Comb. 1 /Comb. 2	11.147	11.714
3	Comb. 1 /Comb. 2	9.235	10.166
4	Comb. 1 /Comb. 2	7.154	8.357
5	Comb. 1 /Comb. 2	5.185	6.531
6	Comb. 1 /Comb. 2	3.483	4.842
7	Comb. 1 /Comb. 2	2.113	3.378
8	Comb. 1 /Comb. 2	1.080	2.171
9	Comb. 1 /Comb. 2	351	1.223
10	Comb. 1 /Comb. 2	-127	510
11	Comb. 1 /Comb. 2	-409	-4
12	Comb. 1 /Comb. 2	-553	-360
13	Comb. 1 /Comb. 2	-606	-600
14	Comb. 1 /Comb. 2	-549	-669
15	Comb. 1 /Comb. 2	-442	-632
16	Comb. 1 /Comb. 2	-322	-538
17	Comb. 1 /Comb. 2	-214	-423
18	Comb. 1 /Comb. 2	-128	-308
19	Comb. 1 /Comb. 2	-66	-207
20	Comb. 1 /Comb. 2	-27	-125
21	Comb. 1 /Comb. 2	-6	-66
22	Comb. 1 /Comb. 2	2	-27
23	Comb. 1 /Comb. 2	2	-6
24	Comb. 1 /Comb. 2	0	0

2.2.2. Deslocamentos

A tabela 83 mostra os resultados dos deslocamentos para as estacas de concreto e mista.

Tabela 83 – Deslocamentos – solo coesivo (SAP2000)

z (m)	Combinação	Estaca de concreto			Estaca mista		
		Eixo x	Eixo y	Eixo z	Eixo x	Eixo y	z
		(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
0	Comb. 1	7,64	0,00	-0,95	6,41	0,00	-0,90
1	Comb. 1	4,53	0,00	-0,93	4,10	0,00	-0,89
2	Comb. 1	2,22	0,00	-0,90	2,31	0,00	-0,87
3	Comb. 1	0,61	0,00	-0,88	0,98	0,00	-0,85
4	Comb. 1	-0,41	0,00	-0,85	0,06	0,00	-0,84
5	Comb. 1	-0,97	0,00	-0,83	-0,52	0,00	-0,82
6	Comb. 1	-1,21	0,00	-0,81	-0,84	0,00	-0,81
7	Comb. 1	-1,22	0,00	-0,79	-0,98	0,00	-0,80
8	Comb. 1	-1,10	0,00	-0,77	-0,97	0,00	-0,78
9	Comb. 1	-0,92	0,00	-0,75	-0,89	0,00	-0,77
10	Comb. 1	-0,71	0,00	-0,73	-0,75	0,00	-0,76
11	Comb. 1	-0,50	0,00	-0,71	-0,60	0,00	-0,75
12	Comb. 1	-0,33	0,00	-0,70	-0,44	0,00	-0,74
13	Comb. 1	-0,19	0,00	-0,68	-0,30	0,00	-0,73
14	Comb. 1	-0,09	0,00	-0,66	-0,19	0,00	-0,72
15	Comb. 1	-0,02	0,00	-0,65	-0,10	0,00	-0,71
16	Comb. 1	0,02	0,00	-0,64	-0,04	0,00	-0,70
17	Comb. 1	0,04	0,00	-0,63	0,00	0,00	-0,69
18	Comb. 1	0,04	0,00	-0,62	0,02	0,00	-0,69
19	Comb. 1	0,04	0,00	-0,61	0,04	0,00	-0,68
20	Comb. 1	0,03	0,00	-0,61	0,04	0,00	-0,68
21	Comb. 1	0,02	0,00	-0,60	0,04	0,00	-0,67
22	Comb. 1	0,01	0,00	-0,60	0,03	0,00	-0,67
23	Comb. 1	0,00	0,00	-0,60	0,03	0,00	-0,67
24	Comb. 1	-0,01	0,00	-0,60	0,02	0,00	-0,67
0	Comb. 2	7,64	0,00	-0,05	6,41	0,00	-0,07
1	Comb. 2	4,53	0,00	-0,05	4,10	0,00	-0,07
2	Comb. 2	2,22	0,00	-0,05	2,31	0,00	-0,07
3	Comb. 2	0,61	0,00	-0,05	0,98	0,00	-0,07
4	Comb. 2	-0,41	0,00	-0,05	0,06	0,00	-0,07
5	Comb. 2	-0,97	0,00	-0,05	-0,52	0,00	-0,07
6	Comb. 2	-1,21	0,00	-0,05	-0,84	0,00	-0,07
7	Comb. 2	-1,22	0,00	-0,05	-0,98	0,00	-0,07
8	Comb. 2	-1,10	0,00	-0,05	-0,97	0,00	-0,07
9	Comb. 2	-0,92	0,00	-0,05	-0,89	0,00	-0,07
10	Comb. 2	-0,71	0,00	-0,05	-0,75	0,00	-0,07

11	Comb. 2	-0,50	0,00	-0,05	-0,60	0,00	-0,07
12	Comb. 2	-0,33	0,00	-0,05	-0,44	0,00	-0,07
13	Comb. 2	-0,19	0,00	-0,05	-0,30	0,00	-0,07
14	Comb. 2	-0,09	0,00	-0,05	-0,19	0,00	-0,07
15	Comb. 2	-0,02	0,00	-0,05	-0,10	0,00	-0,06
16	Comb. 2	0,02	0,00	-0,05	-0,04	0,00	-0,06
17	Comb. 2	0,04	0,00	-0,05	0,00	0,00	-0,06
18	Comb. 2	0,04	0,00	-0,05	0,02	0,00	-0,06
19	Comb. 2	0,04	0,00	-0,05	0,04	0,00	-0,06
20	Comb. 2	0,03	0,00	-0,05	0,04	0,00	-0,06
21	Comb. 2	0,02	0,00	-0,05	0,04	0,00	-0,06
22	Comb. 2	0,01	0,00	-0,05	0,03	0,00	-0,06
23	Comb. 2	0,00	0,00	-0,05	0,03	0,00	-0,06
24	Comb. 2	-0,01	0,00	-0,05	0,02	0,00	-0,06

2.2.3. Reações nas molas

A tabela 84 mostra os resultados das reações nas molas para as estacas de concreto e mista.

Tabela 84 – Reações nas molas – solo coesivo (SAP2000)

z (m)	Combinação	Estaca de concreto			Estaca mista		
		Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0	Comb. 1	-1.051,96	0,00	131,02	-849,20	0,00	119,60
1	Comb. 1	-1.248,75	0,00	254,85	-1.087,52	0,00	234,79
2	Comb. 1	-611,40	0,00	247,92	-611,69	0,00	230,51
3	Comb. 1	-169,07	0,00	241,24	-260,50	0,00	226,38
4	Comb. 1	111,72	0,00	234,81	-17,17	0,00	222,38
5	Comb. 1	267,40	0,00	228,63	137,70	0,00	218,52
6	Comb. 1	332,42	0,00	222,68	223,63	0,00	214,79
7	Comb. 1	336,57	0,00	216,96	258,57	0,00	211,19
8	Comb. 1	303,80	0,00	211,46	258,07	0,00	207,72
9	Comb. 1	252,17	0,00	206,17	234,88	0,00	204,37
10	Comb. 1	194,44	0,00	201,10	199,00	0,00	201,15
11	Comb. 1	138,94	0,00	196,23	157,96	0,00	198,05
12	Comb. 1	90,61	0,00	191,56	117,14	0,00	195,06
13	Comb. 1	110,09	0,00	396,41	170,08	0,00	407,24
14	Comb. 1	50,68	0,00	387,82	105,80	0,00	401,72
15	Comb. 1	11,63	0,00	380,11	56,76	0,00	396,76
16	Comb. 1	-11,06	0,00	373,26	22,02	0,00	392,33
17	Comb. 1	-21,81	0,00	367,25	-0,59	0,00	388,44
18	Comb. 1	-24,62	0,00	362,07	-13,72	0,00	385,08

19	Comb. 1	-22,71	0,00	357,71	-19,98	0,00	382,24
20	Comb. 1	-18,36	0,00	354,16	-21,66	0,00	379,93
21	Comb. 1	-13,03	0,00	351,40	-20,58	0,00	378,13
22	Comb. 1	-7,46	0,00	349,44	-18,07	0,00	376,85
23	Comb. 1	-1,96	0,00	348,27	-15,00	0,00	376,09
24	Comb. 1	1,74	0,00	173,94	-5,92	0,00	187,92
0	Comb. 2	-1.051,96	0,00	6,93	-849,20	0,00	8,92
1	Comb. 2	-1.248,75	0,00	13,87	-1.087,52	0,00	17,84
2	Comb. 2	-611,40	0,00	13,86	-611,69	0,00	17,83
3	Comb. 2	-169,07	0,00	13,84	-260,50	0,00	17,82
4	Comb. 2	111,72	0,00	13,81	-17,17	0,00	17,80
5	Comb. 2	267,40	0,00	13,78	137,70	0,00	17,77
6	Comb. 2	332,42	0,00	13,74	223,63	0,00	17,74
7	Comb. 2	336,57	0,00	13,69	258,57	0,00	17,70
8	Comb. 2	303,80	0,00	13,64	258,07	0,00	17,65
9	Comb. 2	252,17	0,00	13,57	234,88	0,00	17,60
10	Comb. 2	194,44	0,00	13,51	199,00	0,00	17,54
11	Comb. 2	138,94	0,00	13,43	157,96	0,00	17,48
12	Comb. 2	90,61	0,00	13,34	117,14	0,00	17,41
13	Comb. 2	110,09	0,00	28,07	170,08	0,00	36,72
14	Comb. 2	50,68	0,00	27,90	105,80	0,00	36,58
15	Comb. 2	11,63	0,00	27,74	56,76	0,00	36,44
16	Comb. 2	-11,06	0,00	27,59	22,02	0,00	36,32
17	Comb. 2	-21,81	0,00	27,47	-0,59	0,00	36,22
18	Comb. 2	-24,62	0,00	27,36	-13,72	0,00	36,13
19	Comb. 2	-22,71	0,00	27,27	-19,98	0,00	36,05
20	Comb. 2	-18,36	0,00	27,20	-21,66	0,00	35,99
21	Comb. 2	-13,03	0,00	27,14	-20,58	0,00	35,95
22	Comb. 2	-7,46	0,00	27,10	-18,07	0,00	35,91
23	Comb. 2	-1,96	0,00	27,08	-15,00	0,00	35,89
24	Comb. 2	1,74	0,00	13,53	-5,92	0,00	17,94

2.3. Solo estratificado 1 (argila e areia)

Os itens abaixo mostram os resultados obtidos dos modelos de cálculo, gerados no SAP2000, para o solo estratificado 1.

2.3.1. Momentos fletores

A tabela 85 mostra os resultados dos momentos fletores para as estacas de concreto e mista.

Tabela 85 – Momentos fletores - solo estratificado 1 (SAP2000)

z (m)	Combinação	Momento Fletor (kN.m)	
		Estaca de concreto	Estaca mista
0	Comb. 1 /Comb. 2	12.500	12.500
1	Comb. 1 /Comb. 2	12.447	12.648
2	Comb. 1 /Comb. 2	11.144	11.705
3	Comb. 1 /Comb. 2	9.229	10.148
4	Comb. 1 /Comb. 2	7.144	8.330
5	Comb. 1 /Comb. 2	5.170	6.494
6	Comb. 1 /Comb. 2	3.465	4.799
7	Comb. 1 /Comb. 2	2.095	3.331
8	Comb. 1 /Comb. 2	1.064	2.129
9	Comb. 1 /Comb. 2	341	1.195
10	Comb. 1 /Comb. 2	-122	510
11	Comb. 1 /Comb. 2	-382	42
12	Comb. 1 /Comb. 2	-492	-247
13	Comb. 1 /Comb. 2	-499	-393
14	Comb. 1 /Comb. 2	-459	-459
15	Comb. 1 /Comb. 2	-393	-464
16	Comb. 1 /Comb. 2	-317	-430
17	Comb. 1 /Comb. 2	-241	-371
18	Comb. 1 /Comb. 2	-172	-299
19	Comb. 1 /Comb. 2	-114	-224
20	Comb. 1 /Comb. 2	-69	-153
21	Comb. 1 /Comb. 2	-36	-91
22	Comb. 1 /Comb. 2	-14	-43
23	Comb. 1 /Comb. 2	-3	-11
24	Comb. 1 /Comb. 2	0	0

2.3.2. Deslocamentos

A tabela 86 mostra os resultados dos deslocamentos para as estacas de concreto e mista.

Tabela 86 – Deslocamentos – solo estratificado 1 (SAP2000)

z (m)	Combinação	Estaca de concreto			Estaca mista		
		Eixo x	Eixo y	Eixo z	Eixo x	Eixo y	z
		(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
0	Comb. 1	7,65	0,00	-1,37	6,43	0,00	-1,36
1	Comb. 1	4,54	0,00	-1,34	4,12	0,00	-1,34
2	Comb. 1	2,22	0,00	-1,32	2,32	0,00	-1,33
3	Comb. 1	0,62	0,00	-1,30	0,99	0,00	-1,31
4	Comb. 1	-0,41	0,00	-1,28	0,06	0,00	-1,30
5	Comb. 1	-0,97	0,00	-1,26	-0,53	0,00	-1,28
6	Comb. 1	-1,21	0,00	-1,24	-0,86	0,00	-1,27

7	Comb. 1	-1,23	0,00	-1,22	-1,00	0,00	-1,26
8	Comb. 1	-1,12	0,00	-1,20	-1,01	0,00	-1,25
9	Comb. 1	-0,94	0,00	-1,19	-0,94	0,00	-1,24
10	Comb. 1	-0,74	0,00	-1,17	-0,82	0,00	-1,23
11	Comb. 1	-0,54	0,00	-1,16	-0,68	0,00	-1,22
12	Comb. 1	-0,37	0,00	-1,15	-0,54	0,00	-1,22
13	Comb. 1	-0,24	0,00	-1,14	-0,41	0,00	-1,21
14	Comb. 1	-0,13	0,00	-1,13	-0,29	0,00	-1,20
15	Comb. 1	-0,05	0,00	-1,12	-0,20	0,00	-1,20
16	Comb. 1	0,00	0,00	-1,11	-0,12	0,00	-1,19
17	Comb. 1	0,03	0,00	-1,11	-0,06	0,00	-1,19
18	Comb. 1	0,05	0,00	-1,10	-0,01	0,00	-1,18
19	Comb. 1	0,06	0,00	-1,10	0,02	0,00	-1,18
20	Comb. 1	0,06	0,00	-1,09	0,04	0,00	-1,18
21	Comb. 1	0,05	0,00	-1,09	0,06	0,00	-1,17
22	Comb. 1	0,04	0,00	-1,09	0,08	0,00	-1,17
23	Comb. 1	0,04	0,00	-1,08	0,09	0,00	-1,17
24	Comb. 1	0,03	0,00	-1,08	0,10	0,00	-1,17
0	Comb. 2	7,65	0,00	-0,08	6,43	0,00	-0,11
1	Comb. 2	4,54	0,00	-0,08	4,12	0,00	-0,11
2	Comb. 2	2,22	0,00	-0,08	2,32	0,00	-0,11
3	Comb. 2	0,62	0,00	-0,08	0,99	0,00	-0,11
4	Comb. 2	-0,41	0,00	-0,08	0,06	0,00	-0,11
5	Comb. 2	-0,97	0,00	-0,08	-0,53	0,00	-0,11
6	Comb. 2	-1,21	0,00	-0,08	-0,86	0,00	-0,11
7	Comb. 2	-1,23	0,00	-0,08	-1,00	0,00	-0,11
8	Comb. 2	-1,12	0,00	-0,08	-1,01	0,00	-0,11
9	Comb. 2	-0,94	0,00	-0,08	-0,94	0,00	-0,11
10	Comb. 2	-0,74	0,00	-0,08	-0,82	0,00	-0,11
11	Comb. 2	-0,54	0,00	-0,08	-0,68	0,00	-0,11
12	Comb. 2	-0,37	0,00	-0,08	-0,54	0,00	-0,11
13	Comb. 2	-0,24	0,00	-0,08	-0,41	0,00	-0,11
14	Comb. 2	-0,13	0,00	-0,08	-0,29	0,00	-0,11
15	Comb. 2	-0,05	0,00	-0,08	-0,20	0,00	-0,11
16	Comb. 2	0,00	0,00	-0,08	-0,12	0,00	-0,11
17	Comb. 2	0,03	0,00	-0,08	-0,06	0,00	-0,11
18	Comb. 2	0,05	0,00	-0,08	-0,01	0,00	-0,11
19	Comb. 2	0,06	0,00	-0,08	0,02	0,00	-0,11
20	Comb. 2	0,06	0,00	-0,08	0,04	0,00	-0,11
21	Comb. 2	0,05	0,00	-0,08	0,06	0,00	-0,11
22	Comb. 2	0,04	0,00	-0,08	0,08	0,00	-0,11
23	Comb. 2	0,04	0,00	-0,08	0,09	0,00	-0,11
24	Comb. 2	0,03	0,00	-0,08	0,10	0,00	-0,11

2.3.3. Reações nas molas

A tabela 87 mostra os resultados das reações nas molas para as estacas de concreto e mista.

Tabela 87 – Reações nas molas – solo estratificado 1 (SAP2000)

z (m)	Combinação	Estaca de concreto			Estaca mista		
		Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0	Comb. 1	-1.052,88	0	188,73	-851,66	0	179,99
1	Comb. 1	-1.250,17	0	370,32	-1.091,2	0	355,61
2	Comb. 1	-612,40	0	363,58	-614,15	0	351,46
3	Comb. 1	-169,60	0	357,23	-261,63	0	347,54
4	Comb. 1	111,78	0	351,26	-16,80	0	343,83
5	Comb. 1	268,24	0	345,67	139,88	0	340,35
6	Comb. 1	334,30	0	340,44	227,99	0	337,08
7	Comb. 1	339,78	0	335,57	265,59	0	334,02
8	Comb. 1	308,66	0	331,05	268,24	0	331,18
9	Comb. 1	258,96	0	326,89	248,67	0	328,55
10	Comb. 1	203,32	0	323,08	216,72	0	326,13
11	Comb. 1	149,83	0	319,60	179,63	0	323,92
12	Comb. 1	103,04	0	316,47	142,29	0	321,91
13	Comb. 1	47,08	0	227,67	81,28	0	241,53
14	Comb. 1	26,10	0	229,15	59,28	0	243,84
15	Comb. 1	10,48	0	230,6	40,40	0	246,09
16	Comb. 1	-0,36	0	232,14	24,86	0	248,33
17	Comb. 1	-7,25	0	233,70	12,55	0	250,57
18	Comb. 1	-11,04	0	235,32	3,08	0	252,81
19	Comb. 1	-12,55	0	237,02	-4,02	0	255,06
20	Comb. 1	-12,52	0	238,82	-9,34	0	257,36
21	Comb. 1	-11,50	0	240,73	-13,44	0	259,71
22	Comb. 1	-9,97	0	242,78	-16,82	0	262,12
23	Comb. 1	-8,18	0	244,95	-19,89	0	264,59
24	Comb. 1	-3,15	0	123,63	-11,47	0	133,57
0	Comb. 2	-1.052,88	0	11,26	-851,66	0	14,56
1	Comb. 2	-1.250,17	0	22,52	-1091,2	0	29,12
2	Comb. 2	-612,40	0	22,53	-614,15	0	29,12
3	Comb. 2	-169,60	0	22,53	-261,63	0	29,13
4	Comb. 2	111,78	0	22,54	-16,80	0	29,14
5	Comb. 2	268,24	0	22,55	139,88	0	29,14
6	Comb. 2	334,30	0	22,57	227,99	0	29,15
7	Comb. 2	339,78	0	22,59	265,59	0	29,16
8	Comb. 2	308,66	0	22,60	268,24	0	29,18
9	Comb. 2	258,96	0	22,63	248,67	0	29,19

10	Comb. 2	203,32	0	22,65	216,72	0	29,21
11	Comb. 2	149,83	0	22,68	179,63	0	29,23
12	Comb. 2	103,04	0	22,71	142,29	0	29,25
13	Comb. 2	47,08	0	16,51	81,28	0	22,09
14	Comb. 2	26,10	0	16,77	59,28	0	22,43
15	Comb. 2	10,48	0	17,02	40,40	0	22,76
16	Comb. 2	-0,36	0	17,27	24,86	0	23,07
17	Comb. 2	-7,25	0	17,51	12,55	0	23,38
18	Comb. 2	-11,04	0	17,73	3,08	0	23,67
19	Comb. 2	-12,55	0	17,95	-4,02	0	23,96
20	Comb. 2	-12,52	0	18,16	-9,34	0	24,24
21	Comb. 2	-11,50	0	18,37	-13,44	0	24,51
22	Comb. 2	-9,97	0	18,56	-16,82	0	24,77
23	Comb. 2	-8,18	0	18,76	-19,89	0	25,02
24	Comb. 2	-3,15	0	9,47	-11,47	0	12,63

2.4. Solo estratificado 2 (areia e argila)

Os itens abaixo mostram os resultados obtidos dos modelos de cálculo, gerados no SAP2000, para o solo estratificado 2.

2.4.1. Momentos fletores

A tabela 88 mostra os resultados dos momentos fletores para as estacas de concreto e mista.

Tabela 88 – Momento fletor – solo estratificado 2 (SAP2000)

z (m)	Combinação	Momento fletor (kN.m)	
		Estaca de concreto	Estaca mista
0	Comb. 1 /Comb. 2	12.500	12.500
1	Comb. 1 /Comb. 2	12.947	13.049
2	Comb. 1 /Comb. 2	12.521	12.853
3	Comb. 1 /Comb. 2	11.476	12.092
4	Comb. 1 /Comb. 2	10.048	10.944
5	Comb. 1 /Comb. 2	8.437	9.563
6	Comb. 1 /Comb. 2	6.795	8.079
7	Comb. 1 /Comb. 2	5.233	6.591
8	Comb. 1 /Comb. 2	3.819	5.167
9	Comb. 1 /Comb. 2	2.585	3.851
10	Comb. 1 /Comb. 2	1.540	2.664

11	Comb. 1 /Comb. 2	670	1.611
12	Comb. 1 /Comb. 2	-51	682
13	Comb. 1 /Comb. 2	-656	-141
14	Comb. 1 /Comb. 2	-887	-597
15	Comb. 1 /Comb. 2	-885	-789
16	Comb. 1 /Comb. 2	-760	-806
17	Comb. 1 /Comb. 2	-586	-719
18	Comb. 1 /Comb. 2	-411	-581
19	Comb. 1 /Comb. 2	-262	-429
20	Comb. 1 /Comb. 2	-148	-286
21	Comb. 1 /Comb. 2	-70	-165
22	Comb. 1 /Comb. 2	-25	-75
23	Comb. 1 /Comb. 2	-4	-19
24	Comb. 1 /Comb. 2	0	0

2.4.2. Deslocamentos

A tabela 89 mostra os resultados dos deslocamentos para as estacas de concreto e mista.

Tabela 89 – Deslocamentos – solo estratificado 2 (SAP2000)

z (m)	Combinação	Estaca de concreto			Estaca mista		
		Eixo x	Eixo y	Eixo z	Eixo x	Eixo y	z
		(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
0	Comb. 1	15,23	0,00	-1,22	12,42	0,00	-1,14
1	Comb. 1	10,69	0,00	-1,19	9,13	0,00	-1,13
2	Comb. 1	6,97	0,00	-1,17	6,35	0,00	-1,11
3	Comb. 1	4,04	0,00	-1,14	4,10	0,00	-1,09
4	Comb. 1	1,85	0,00	-1,12	2,33	0,00	-1,08
5	Comb. 1	0,29	0,00	-1,09	1,00	0,00	-1,06
6	Comb. 1	-0,74	0,00	-1,07	0,05	0,00	-1,05
7	Comb. 1	-1,33	0,00	-1,04	-0,58	0,00	-1,03
8	Comb. 1	-1,59	0,00	-1,02	-0,95	0,00	-1,01
9	Comb. 1	-1,60	0,00	-1,00	-1,10	0,00	-1,00
10	Comb. 1	-1,46	0,00	-0,97	-1,11	0,00	-0,98
11	Comb. 1	-1,21	0,00	-0,95	-1,01	0,00	-0,97
12	Comb. 1	-0,93	0,00	-0,93	-0,85	0,00	-0,95
13	Comb. 1	-0,64	0,00	-0,91	-0,65	0,00	-0,94
14	Comb. 1	-0,40	0,00	-0,89	-0,47	0,00	-0,93
15	Comb. 1	-0,21	0,00	-0,87	-0,31	0,00	-0,92
16	Comb. 1	-0,08	0,00	-0,85	-0,18	0,00	-0,91
17	Comb. 1	0,00	0,00	-0,84	-0,09	0,00	-0,90
18	Comb. 1	0,04	0,00	-0,83	-0,03	0,00	-0,89
19	Comb. 1	0,06	0,00	-0,82	0,02	0,00	-0,88
20	Comb. 1	0,06	0,00	-0,81	0,04	0,00	-0,88

21	Comb. 1	0,05	0,00	-0,80	0,05	0,00	-0,87
22	Comb. 1	0,04	0,00	-0,80	0,06	0,00	-0,87
23	Comb. 1	0,03	0,00	-0,79	0,07	0,00	-0,87
24	Comb. 1	0,01	0,00	-0,79	0,07	0,00	-0,87
0	Comb. 2	15,23	0,00	-0,07	12,42	0,00	-0,09
1	Comb. 2	10,69	0,00	-0,07	9,13	0,00	-0,09
2	Comb. 2	6,97	0,00	-0,07	6,35	0,00	-0,09
3	Comb. 2	4,04	0,00	-0,07	4,10	0,00	-0,09
4	Comb. 2	1,85	0,00	-0,07	2,33	0,00	-0,09
5	Comb. 2	0,29	0,00	-0,07	1,00	0,00	-0,09
6	Comb. 2	-0,74	0,00	-0,07	0,05	0,00	-0,09
7	Comb. 2	-1,33	0,00	-0,07	-0,58	0,00	-0,09
8	Comb. 2	-1,59	0,00	-0,06	-0,95	0,00	-0,09
9	Comb. 2	-1,60	0,00	-0,06	-1,10	0,00	-0,09
10	Comb. 2	-1,46	0,00	-0,06	-1,11	0,00	-0,08
11	Comb. 2	-1,21	0,00	-0,06	-1,01	0,00	-0,08
12	Comb. 2	-0,93	0,00	-0,06	-0,85	0,00	-0,08
13	Comb. 2	-0,64	0,00	-0,06	-0,65	0,00	-0,08
14	Comb. 2	-0,40	0,00	-0,06	-0,47	0,00	-0,08
15	Comb. 2	-0,21	0,00	-0,06	-0,31	0,00	-0,08
16	Comb. 2	-0,08	0,00	-0,06	-0,18	0,00	-0,08
17	Comb. 2	0,00	0,00	-0,06	-0,09	0,00	-0,08
18	Comb. 2	0,04	0,00	-0,06	-0,03	0,00	-0,08
19	Comb. 2	0,06	0,00	-0,06	0,02	0,00	-0,08
20	Comb. 2	0,06	0,00	-0,06	0,04	0,00	-0,08
21	Comb. 2	0,05	0,00	-0,06	0,05	0,00	-0,08
22	Comb. 2	0,04	0,00	-0,06	0,06	0,00	-0,08
23	Comb. 2	0,03	0,00	-0,06	0,07	0,00	-0,08
24	Comb. 2	0,01	0,00	-0,06	0,07	0,00	-0,08

2.4.3. Reações nas molas

A tabela 90 mostra os resultados das reações nas molas para as estacas de concreto e mista.

Tabela 90 – Reações nas molas – solo estratificado 2 (SAP2000)

z (m)	Combinação	Estaca de concreto			Estaca mista		
		Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0	Comb. 1	-553,32	0,00	44,36	-451,15	0,00	41,54
1	Comb. 1	-872,03	0,00	97,46	-744,41	0,00	91,92
2	Comb. 1	-619,97	0,00	103,97	-565,34	0,00	98,76
3	Comb. 1	-382,62	0,00	108,16	-387,99	0,00	103,50
4	Comb. 1	-183,50	0,00	111,09	-231,54	0,00	107,11

5	Comb. 1	-29,71	0,00	113,19	-103,24	0,00	109,97
6	Comb. 1	79,13	0,00	114,70	-4,95	0,00	112,31
7	Comb. 1	147,35	0,00	115,74	64,50	0,00	114,23
8	Comb. 1	181,31	0,00	116,40	108,03	0,00	115,82
9	Comb. 1	188,15	0,00	116,76	129,52	0,00	117,14
10	Comb. 1	175,12	0,00	116,87	133,37	0,00	118,23
11	Comb. 1	149,03	0,00	116,75	124,09	0,00	119,14
12	Comb. 1	116,13	0,00	116,44	106,12	0,00	119,87
13	Comb. 1	373,96	0,00	528,40	367,21	0,00	527,95
14	Comb. 1	232,52	0,00	516,80	264,01	0,00	520,68
15	Comb. 1	123,99	0,00	506,38	174,83	0,00	514,13
16	Comb. 1	48,29	0,00	497,13	103,75	0,00	508,30
17	Comb. 1	0,77	0,00	489,01	50,99	0,00	503,18
18	Comb. 1	-25,05	0,00	482,02	14,47	0,00	498,76
19	Comb. 1	-35,63	0,00	476,13	-8,99	0,00	495,02
20	Comb. 1	-36,51	0,00	471,33	-22,86	0,00	491,97
21	Comb. 1	-31,92	0,00	467,61	-30,37	0,00	489,61
22	Comb. 1	-24,72	0,00	464,96	-34,26	0,00	487,92
23	Comb. 1	-16,61	0,00	463,37	-36,55	0,00	486,91
24	Comb. 1	-4,17	0,00	231,42	-19,25	0,00	243,29
0	Comb. 2	-553,32	0,00	2,42	-451,15	0,00	3,16
1	Comb. 2	-872,03	0,00	5,44	-744,41	0,00	7,10
2	Comb. 2	-619,97	0,00	5,92	-565,34	0,00	7,73
3	Comb. 2	-382,62	0,00	6,29	-387,99	0,00	8,22
4	Comb. 2	-183,50	0,00	6,58	-231,54	0,00	8,61
5	Comb. 2	-29,71	0,00	6,83	-103,24	0,00	8,95
6	Comb. 2	79,13	0,00	7,05	-4,95	0,00	9,26
7	Comb. 2	147,35	0,00	7,24	64,50	0,00	9,52
8	Comb. 2	181,31	0,00	7,40	108,03	0,00	9,76
9	Comb. 2	188,15	0,00	7,55	129,52	0,00	9,98
10	Comb. 2	175,12	0,00	7,67	133,37	0,00	10,17
11	Comb. 2	149,03	0,00	7,77	124,09	0,00	10,34
12	Comb. 2	116,13	0,00	7,86	106,12	0,00	10,50
13	Comb. 2	373,96	0,00	36,13	367,21	0,00	46,62
14	Comb. 2	232,52	0,00	35,77	264,01	0,00	46,33
15	Comb. 2	123,99	0,00	35,44	174,83	0,00	46,06
16	Comb. 2	48,29	0,00	35,15	103,75	0,00	45,83
17	Comb. 2	0,77	0,00	34,90	50,99	0,00	45,63
18	Comb. 2	-25,05	0,00	34,68	14,47	0,00	45,45
19	Comb. 2	-35,63	0,00	34,50	-8,99	0,00	45,30
20	Comb. 2	-36,51	0,00	34,35	-22,86	0,00	45,18
21	Comb. 2	-31,92	0,00	34,23	-30,37	0,00	45,08
22	Comb. 2	-24,72	0,00	34,15	-34,26	0,00	45,02
23	Comb. 2	-16,61	0,00	34,10	-36,55	0,00	44,98
24	Comb. 2	-4,17	0,00	17,04	-19,25	0,00	22,48

3. EXEMPLOS DE BOLETINS DE SONDAGEM

As figuras 64, 65 e 66 mostram exemplos de boletins de sondagem para solo arenoso, coesivo e estratificado, respectivamente.

3.1. Solo arenoso

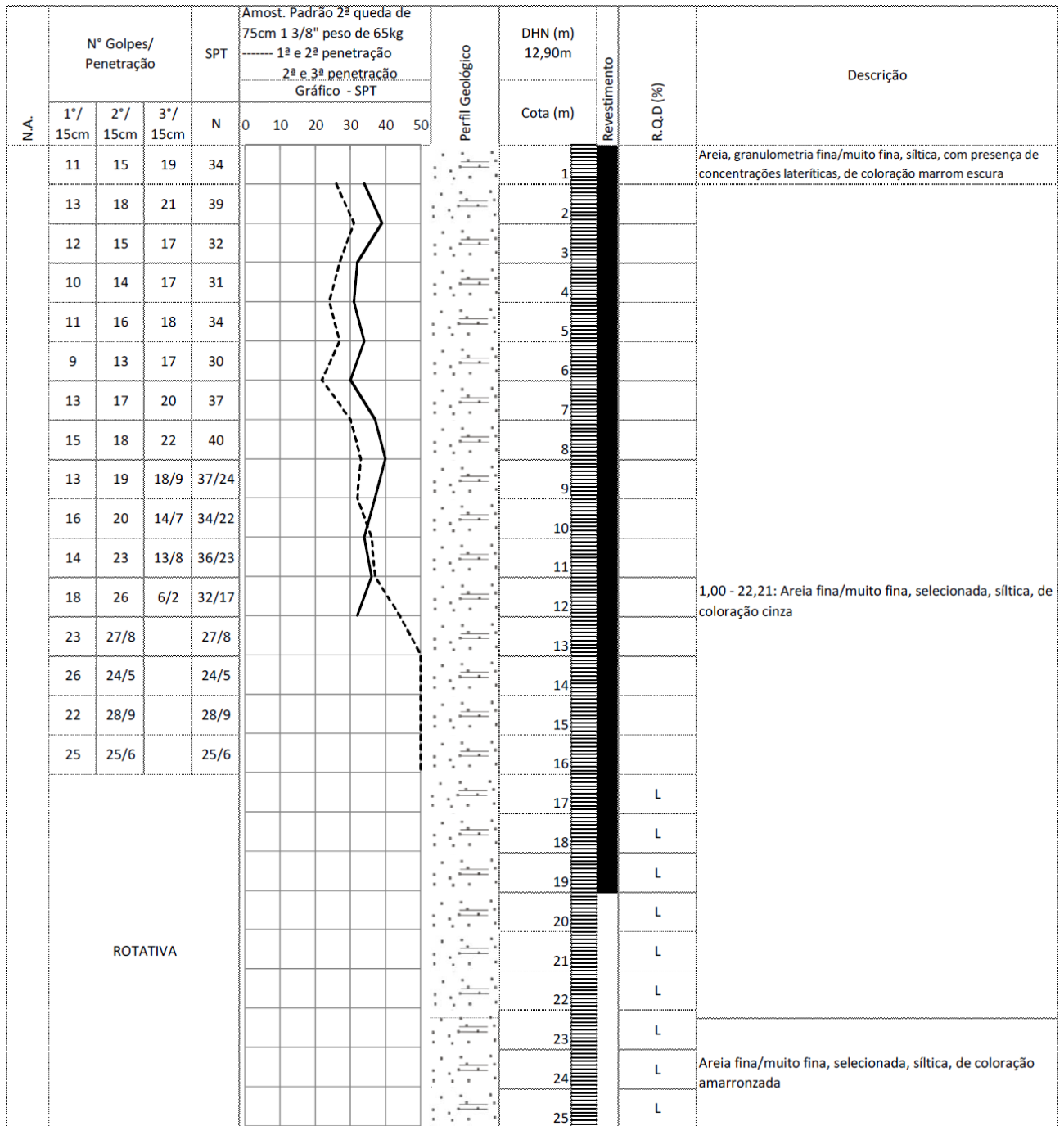


Figura 63 – Exemplo de boletim de sondagem - solo arenoso

3.2. Solo coesivo

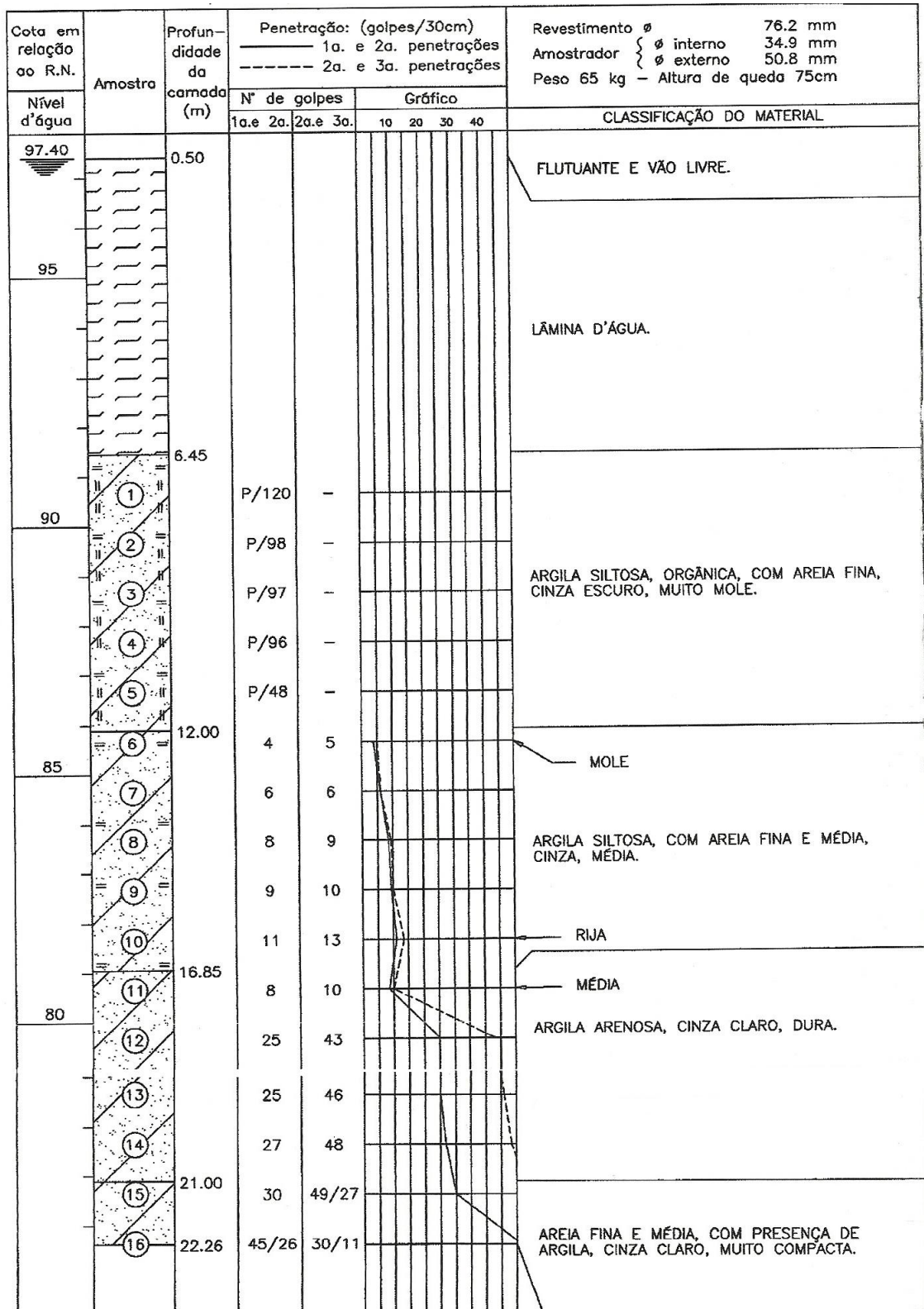


Figura 64 – Exemplo de boletim de sondagem - solo coesivo

3.3. Solo estratificado

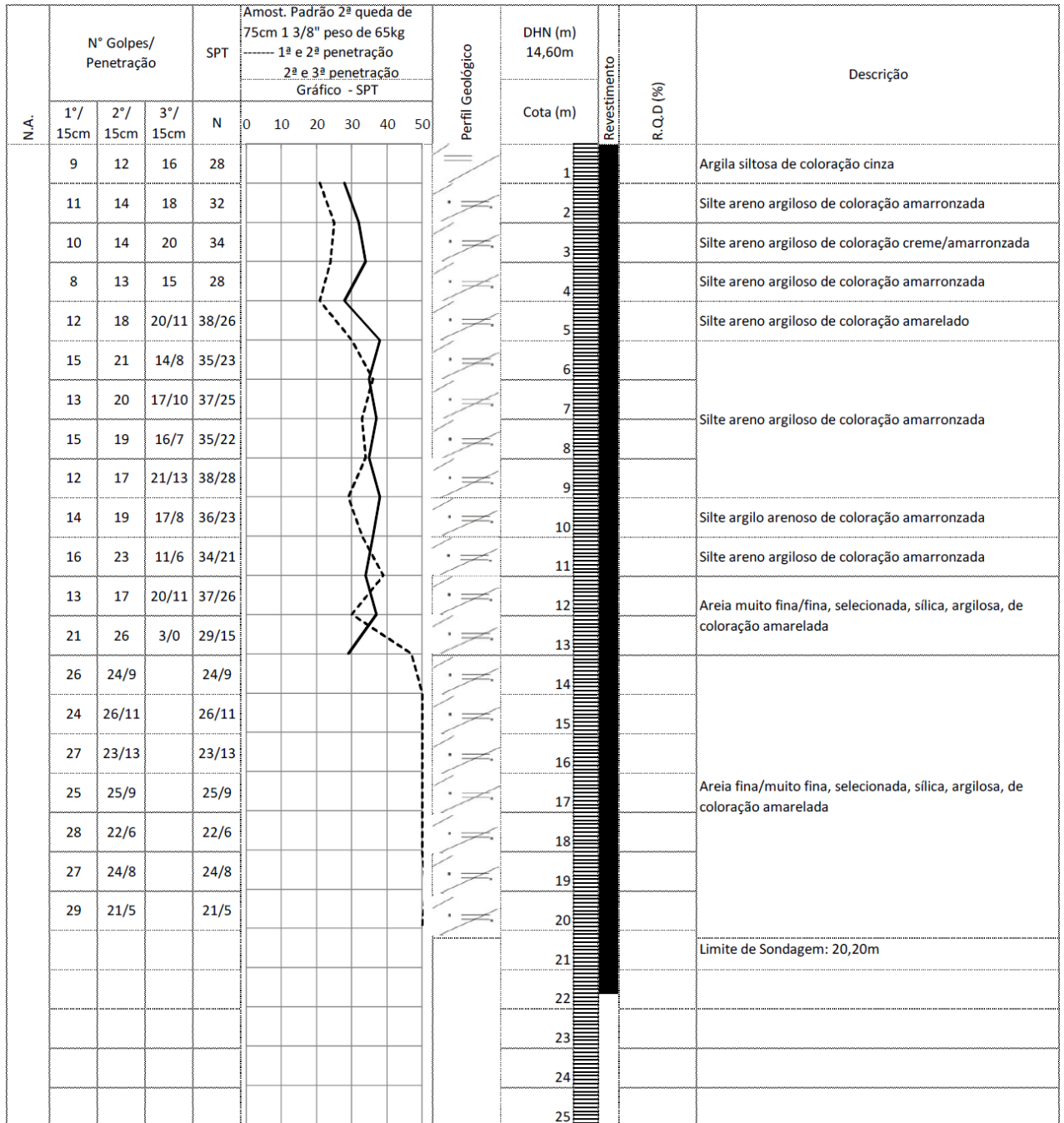


Figura 65 – Exemplo de boletim de sondagem - solo estratificado