



INSTITUTO POLITÉCNICO DE BRAGANÇA  
ESCOLAR SUPERIOR DE TECNOLOGIA E GESTÃO  
MESTRADO EM ENGENHARIA DA CONSTRUÇÃO

GIOVANI AUGUSTO NOQUELLI LOMBARDI

**ESTUDO PARAMÉTRICO DE ESTACAS CARREGADAS  
TRANSVERSALMENTE POR MODELAÇÃO COMPUTACIONAL**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

BRAGANÇA

2019

GIOVANI AUGUSTO NOQUELLI LOMBARDI

**ESTUDO PARAMÉTRICO DE ESTACAS CARREGADAS  
TRANSVERSALMENTE POR MODELAÇÃO COMPUTACIONAL**

Dissertação apresentada como requisito parcial à obtenção do grau de mestre em Engenharia da Construção da Escola Superior de Tecnologia e Gestão – ESTIG, do Instituto Politécnico de Bragança.

Orientadores: Professor Doutor António Miguel Verdelho Paula, Professor Doutor Rogério Francisco Kuster Puppi e Professor Doutor Manuel Teixeira Braz César.

BRAGANÇA

2019

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço, primeiramente, aos meus queridos e amados pais, que estiveram presentes durante toda a minha caminhada, dando apoio incondicional para a minha formação, sem o qual não seria possível concluir mais esta etapa da minha vida profissional e acadêmica.

Ao professor orientador deste estudo, Dr. António Miguel Verdelho Paula, por todo o suporte durante esses meses de desenvolvimento do trabalho, fazendo-se presente e sempre disposto a colaborar.

Aos professores coorientadores Dr. Francisco Rogério Kuster Puppi e Dr. Manuel Teixeira Braz César, que se prontificaram a contribuir no aprimoramento da qualidade e no desenvolvimento deste estudo.

Agradeço também aos meus amigos e companheiros de trabalhos, que me deram suporte emocional e me propiciaram excelentes momentos de tréguas.

Por fim, a todos os meus familiares, que souberam entender a minha ausência durante muitos momentos importantes, mas necessária para me conduzir a esta conquista.

## RESUMO

A geotecnia é uma das áreas da engenharia que mais dependem de métodos de análise empíricos; isso se deve ao fato de o solo ser um material heterogêneo, além de que os métodos de sondagens atuais são baseados em amostras pouco representativas do volume total de solo. Por isso, há muito mais variáveis envolvidas e menos confiabilidade na estimativa da capacidade de carga da estrutura. Assim sendo, é necessário verificar a validade e as particularidades dos métodos de análise a fim de que, cada vez mais, representem as características do solo e gerem resultados com mais precisão. Nesse sentido, esta dissertação teve como objetivo a análise computacional bidimensional dos efeitos do carregamento axial e transversal (simultâneos) de estacas isoladas, moldadas e de concreto armado. Além disso, levaram-se em consideração os diferentes tipos de solos, as dimensões da estaca, bem como a estratigrafia, as condições de drenagem e os parâmetros mecânicos do solo. Para tal, foram verificados e comparados os resultados obtidos para a capacidade de carga axial pelo método da NAVFAC DM 7.2, para o assentamento pelos métodos de Poulos & Davis (1980) e Masopust (1994), assim como para a distribuição dos esforços e deslocamentos horizontais pelo método p-y, baseada na estimativa do módulo de reação horizontal obtida a partir das abordagens teóricas de Bowles (1997), Vesic (1977), CSN 73 1004, Pochman & Simek (1989) e Matlock & Reese (1956). Com a finalização dos estudos, concluiu-se que, em relação à capacidade de carga axial pelo método da NAVFAC 7.2 DM, em solo composto por areia média, quanto menor o diâmetro e maior o comprimento da estaca, maior é a capacidade de carga por volume escavado. Em argila mole e argila dura em condição não drenada, quanto menores o diâmetro e o comprimento, mais eficiente é a estaca. Em argila mole e argila dura em condição drenada, é sempre mais válido aumentar o comprimento que o diâmetro da estaca. Quanto ao assentamento de estacas pelo método de Poulos & Davis (1980), notou-se que em todos os casos a carga de mobilização do atrito lateral e seu respectivo assentamento são ligeiramente maiores para estacas de ponta se comparada à flutuante. No que se refere ao assentamento pelo método de Masopust (1994), constatou-se que a inclinação da curva carga-assentamento é principalmente dependente do diâmetro, enquanto que o comprimento influencia, sobretudo, na amplitude horizontal da curva. Acerca da distribuição dos esforços e deslocamentos horizontais pelo método p-y, percebeu-se que os resultados são mais dependentes do diâmetro que do comprimento da estaca e o formato das curvas de distribuição de esforços e deformações tende a ser semelhante para estacas de mesmo diâmetro, sendo a variação de comprimento percebida por ligeira translação do gráfico. A influência das condições de drenagem, dos parâmetros mecânicos do solo e das diferentes abordagens teóricas varia consoante o caso de estudo.

Palavras-chave: Análise computacional de estacas. Carregamento transversal. Capacidade de carga axial. Assentamento. Distribuição de esforços horizontais. Distribuição de deslocamentos laterais.



## ABSTRACT

Geotechnics is one of the engineering areas that most depend on methods based on empirical analysis due to the fact that soils are homogeneous materials and the current survey methods are based on samples that still do not represent satisfactorily the total volume of soil. Therefore, there are many more variables involved and less reliability in estimating the load capacity of the structures. So that, it is necessary to keep verifying the validity and the particularities of these methods of analysis to better represent the soil's characteristics and to generate results with more precision. In this sense, the objective of this study is to develop a two-dimensional computational analysis of the axial and transverse (simultaneous) loading effects on isolated, bored and reinforced concrete piles. In addition, different types of soil, piles dimensions, soil stratigraphy, drainage conditions and soil mechanical parameters were considered as variables of this study. Thereby, the axial load capacity of piles was verified by the method of NAVFAC DM 7.2, the settlement by the methods of Poulos & Davis (1980) and Masopust (1994), and the distribution of horizontal forces and displacements by the p-y method, based on the horizontal reaction modulus obtained from the theoretical approaches by Bowles (1997), Vesic (1977), CSN 73 1004, Pochman & Simek (1989) and Matlock & Reese (1956). From the axial load capacity analysis, it was concluded that in soils composed of medium sand, the smaller the diameter and the greater the length, the higher is the pile load capacity per volume. In soils composed of soft clay and hard clay in undrained condition, the smaller the diameter and length, the more efficient the pile is. In soils composed of soft clay and hard clay in drained condition, it is always better to increase the length rather than the pile diameter. Regarding to the pile settlement by Poulos & Davis (1980), it was noticed that in all study cases the mobilization load of the lateral friction and its respective settlement are slightly larger for tip piles if compared to floating ones. In relation to the settlement by Masopust (1994), it was found that the slope of the load-settlement curves is mainly dependent on the diameter, whereas the length most influences its horizontal amplitude. Regarding to the distribution of lateral stresses and displacements by the p-y method, it was noticed that the results are more dependent on the diameter rather than the pile length. Moreover, the shape of the stress distribution curves tends to be similar for piles with the same diameter, whereas the length variation is perceived by a slight translation of the graph. The influence of the drainage conditions, the soil's mechanical parameters and the several theoretical approaches varies according to the case study.

Keywords: Computational analysis of piles. Lateral loading. Axial load capacity. Settlement. Distribution of horizontal stresses. Distribution of lateral displacements.

## ÍNDICE DE TEXTO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>1</b>
1.1 OBJETIVO GERAL.....	1
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	1
1.3 ENQUANDRAMENTO.....	2
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>3</b>
2.1 INTRODUÇÃO.....	3
2.1.1 Resistência dos solos ao cisalhamento .....	4
2.1.2 Resistência dos solos a esforços horizontais.....	5
2.2 FUNDAÇÕES PROFUNDAS .....	7
2.2.1 Introdução às fundações .....	7
2.1.1.1 Principais tipos de fundações superficiais.....	8
2.1.1.2 Principais tipos de fundações profundas.....	8
2.1.1.3 Fundações mistas.....	9
2.2.2 Escolha da solução estrutural .....	9
2.2.3 Classificação das fundações profundas.....	10
2.3 FUNDAÇÕES PROFUNDAS SUBMETIDAS A ESFORÇOS AXIAIS .....	11
2.3.1 Estados limites, ações de solicitação e considerações de projeto .....	11
2.3.2 Estacas submetidas à compressão axial .....	12
2.3.2.1 Resistência de ponta .....	14
2.3.2.2 Resistência por atrito lateral .....	15
2.3.3 Capacidade de carga axial de estaca isolada em solo não coesivo.....	15
2.3.3.1 Análise estática.....	15
2.3.3.2 Análise empírica baseada na sondagem SPT .....	17
2.3.3.3 Análise empírica baseada na sondagem CPT .....	18
2.3.3.4 Métodos dinâmicos.....	20
2.3.4 Capacidade de carga axial de estaca isolada em solo coesivo.....	21
2.3.5 Capacidade de carga axial de grupo de estacas em solo não coesivo .....	23
2.3.6 Capacidade de carga axial de grupo de estacas em solo coesivo .....	24
2.4 MÉTODOS DE ANÁLISE DE ASSENTAMENTO .....	25
2.4.1 Abordagem de Vesic (1977).....	26
2.4.1.1 Estacas isoladas.....	26
2.4.1.2 Grupo de estacas.....	28
2.4.2 Abordagem de Poulos & Davis (1980).....	29
2.4.2.1 Estacas isoladas.....	29
2.4.2.2 Grupo de estacas.....	31
2.5 ESTACAS SUBMETIDAS A CARREGAMENTO TRANSVERSAL .....	31
2.5.1 Abordagens utilizadas pelo programa de análise geotécnica.....	33
2.5.1.1 Método de Broms (1964).....	33
2.5.1.2 Método p-y.....	35
2.5.1.3 Abordagens teóricas para a estimativa do módulo de reação horizontal.....	36
2.5.2 Outras abordagens teóricas para a distribuição dos esforços horizontais .....	38
2.5.2.1 Blum (1932) .....	39
2.5.2.2 Brinch Hansen (1961).....	40
2.5.2.3 Método da carga característica - CLM.....	42
2.5.2.4 Matlock & Reese (1956) .....	43
2.5.3 Grupo de estacas solicitadas transversalmente.....	45
2.6 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	47
2.6.1 Introdução.....	47

2.6.2	Discretização da estrutura em um modelo matemático .....	49
2.6.3	Exemplo de aplicação do MEF em fundações profundas .....	51
2.6.3.1	Estacas isoladas com carregamento axial .....	52
2.6.3.2	Estacas isoladas com carregamento lateral e/ ou momento fletor .....	53
2.6.3.3	Grupo de estacas .....	55
<b>3</b>	<b>PROGRAMA DE TRABALHO – MÉTODOS E CASO DE ESTUDO .....</b>	<b>56</b>
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>62</b>
4.1	ESTUDO PRELIMINAR .....	62
4.2	CAPACIDADE DE CARGA AXIAL .....	64
4.2.1	Solos arenosos .....	64
4.2.1.1	Caso de Estudo 1 – areia média .....	64
4.2.1.2	Caso de Estudo 2 – areia média sobre areia densa .....	68
4.2.2	Solos argilosos .....	71
4.2.2.1	Caso de Estudo 3 – argila mole em condições drenadas .....	71
4.2.2.2	Caso de Estudo 3 – argila mole em condições não drenadas .....	74
4.2.2.3	Caso de Estudo 4 – argila dura em condições drenadas .....	77
4.2.2.4	Caso de Estudo 4 – argila dura em condições não drenadas .....	80
4.3	ASSENTAMENTO .....	82
4.3.1	Método de Poulos & Davis (1980) .....	82
4.3.1.1	Caso de Estudo 1 – areia média .....	83
4.3.1.2	Caso de Estudo 2 – areia média sobre areia densa .....	85
4.3.1.3	Caso de Estudo 3.1 – argila mole em condições drenadas .....	86
4.3.1.4	Caso de Estudo 3.2 – argila mole em condições não drenadas .....	87
4.3.1.5	Caso de Estudo 4.1 – argila dura em condições drenadas .....	89
4.3.1.6	Caso de Estudo 4.2 – argila dura em condições não drenadas .....	91
4.3.2	Método de Masopust (1994) .....	92
4.3.2.1	Caso de Estudo 1 – areia média .....	94
4.3.2.2	Caso de Estudo 3 – argila mole .....	96
4.3.2.3	Caso de Estudo 4 – argila dura .....	98
4.4	DISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS E DEFORMAÇÕES DE ESTACAS SUBMETIDAS A CARREGAMENTO TRANSVERSAL PELO MÉTODO P-Y .....	99
4.4.1	Caso de Estudo 1 – Areia média .....	101
4.4.2	Caso de Estudo 2 – Areia média sobre areia densa .....	107
4.4.3	Caso de Estudo 3 – Argila mole .....	111
4.4.4	Caso de Estudo 4 – Argila dura .....	116
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES E ESTUDOS FUTUROS .....</b>	<b>123</b>
5.1	CONCLUSÃO .....	123
5.2	ESTUDOS FUTUROS .....	127
	<b>ANEXO A – Ábacos e fórmulas para a estimativa do assentamento de estacas .....</b>	<b>131</b>
	<b>ANEXO B – Procedimentos de cálculo e comparação dos métodos de análise da distribuição de esforços horizontais .....</b>	<b>135</b>
	<b>ANEXO C – Tabelas de resultados da capacidade carga axial de estacas .....</b>	<b>146</b>
	<b>ANEXO D – Tabelas de resultados do assentamento de estacas .....</b>	<b>151</b>
	<b>ANEXO E – Tabelas de resultados da distribuição dos esforços e deformações horizontais de estacas .....</b>	<b>156</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Curva p-y típica .....	6
Figura 2 – Variação do módulo de reação do subsolo com a profundidade .....	7
Figura 3 – Ábaco para a determinação da profundidade crítica da tensão efetiva em solo arenoso .....	16
Figura 4 – Fatores de redução da resistência de ponta obtida pela sondagem CPT.....	19
Figura 5 – Fatores de redução da resistência de atrito obtida pela sondagem CPT.....	20
Figura 6 – Fator de Adesão.....	23
Figura 7 – Modos de deformação de estacas solicitadas lateralmente ( <i>a:curtas; b:longas</i> ).....	32
Figura 8 – Ilustração do modelo de solo de Winkler .....	35
Figura 9 – Esquema do carregamento da estaca pelo Método de Blum (1932) .....	40
Figura 10 – Coeficientes $K_q$ e $K_c$ .....	41
Figura 11 – Discretização do modelo físico em modelo matemático.....	50
Figura 12 – Graus de liberdade e carregamento globais de um grupo de estacas .....	52
Figura 13 – Estaca isolada sob carregamento lateral em argila não drenada com e sem elementos de interface .....	52
Figura 14 – Malha de elementos finitos proposta para estacas isoladas .....	53
Figura 15 – Efeito da presença ou ausência de elementos finitos na interface entre os materiais.....	54
Figura 16 – Diagrama de tensão horizontal vs. profundidade sem elementos de interface.....	55
Figura 17 – Modelo matemático de estaca carregada transversalmente .....	58
Figura 18 – Coeficientes parciais de majoração das ações e de minoração da resistência .....	61
Figura 19 – Variação das tensões normal e de cisalhamento no solo devida à alteração da geometria de estacas em areia média .....	65
Figura 20 – Variação das tensões no solo pela alteração do ângulo de atrito ( <i>a e b</i> ) e da capacidade de carga por volume pela alteração geométrica da estaca ( <i>c e d</i> ) em areia média .....	66
Figura 21 – Variação das tensões no solo e da capacidade de carga por volume escavado de estacas devida à alteração coeficiente de impulso lateral em areia média .....	67
Figura 22 – Variação da capacidade de carga axial pela alteração da estratigrafia e geometria de estacas em solo de areia média sobre areia densa.....	69
Figura 23 – Variação das tensões pela alteração do ângulo de atrito ( <i>a e b</i> ) e da capacidade de carga por volume pela alteração geométrica da estaca ( <i>c e d</i> ) em argila mole drenada .....	72
Figura 24 – Variação das tensões normal e de cisalhamento devida à alteração da geometria de estacas em argila mole drenada .....	73
Figura 25 – Variação das tensões no solo e da capacidade de carga por volume escavado de estacas devida à alteração coeficiente de impulso lateral em argila mole drenada .....	74
Figura 26 – Variação das tensões pela alteração da coesão ( <i>a e b</i> ) e da capacidade de carga por volume pela alteração geométrica da estaca ( <i>c e d</i> ) em argila mole não drenada .....	75
Figura 27 – Variação das tensões normal e de cisalhamento devida à alteração da geometria de estacas em argila mole não drenada .....	75
Figura 28 – Variação das tensões pela alteração do ângulo de atrito ( <i>a e b</i> ) e da capacidade de carga por volume pela alteração geométrica da estaca ( <i>c e d</i> ) em argila dura drenada.....	77
Figura 29 – Variação das tensões normal e de cisalhamento devida à alteração da geometria de estacas em argila dura drenada.....	78
Figura 30 – Variação das tensões no solo e da capacidade de carga por volume escavado de estacas devida à alteração coeficiente de impulso lateral em argila dura drenada.....	79
Figura 31 – Variação das tensões pela alteração da coesão ( <i>a e b</i> ) e da capacidade de carga por volume pela alteração geométrica da estaca ( <i>c e d</i> ) em argila dura não drenada.....	81
Figura 32 – Variação das tensões normal e de cisalhamento devida à alteração da geometria de estacas em argila dura não drenada.....	81

Figura 33 – Esforços e deformações de estacas em areia média com ângulo de atrito variável pelo método de Poulos. Ryu: carga de mobilização da resistência lateral; sy: assentamento de mobilização da resistência lateral; Rc: capacidade de carga total; smax: assentamento máximo. ....	84
Figura 34 – Esforços e deformações de estacas em areia média com coeficiente de impulso lateral variável (método de Poulos).....	85
Figura 35 – Esforços e deformações de estacas em argila mole drenada com ângulo de atrito variável (método de Poulos).....	86
Figura 36 – Esforços e deformações de estacas em argila mole drenada com ângulo de atrito variável (método de Poulos).....	87
Figura 37 – Esforços e deformações de estacas em argila mole não drenada com coesão variável (método de Poulos).....	88
Figura 38 – Esforços e deformações de estacas em argila dura drenada com ângulo de atrito variável (método de Poulos).....	89
Figura 39 – Esforços e deformações de estacas em argila dura drenada com ângulo de atrito variável (método de Poulos).....	90
Figura 40 – Esforços e deformações de estacas em argila dura não drenada com coesão variável (método de Poulos).....	91
Figura 41 – Exemplo de comportamento da curva carga-assentamento (Masopust, 1994).....	92
Figura 42 – Exemplo de aproximação da curva carga-assentamento em retas tangentes.....	93
Figura 43 – Demonstração do paralelismo das retas tangentes à curva carga-assentamento.....	94
Figura 44 – Curva carga-ssentamento das estacas em areia média segundo Masopust (1994).....	95
Figura 45 – Curva carga-ssentamento das estacas em argila mole segundo Masopust (1994).....	97
Figura 46 – Curva carga-ssentamento das estacas em argila dura segundo Masopust (1994).....	99
Figura 47 – Distribuição dos esforços horizontais e deformações de estacas em areia média com comprimento e diâmetro variáveis – método de Bowles (1997).....	102
Figura 48 – Distribuição dos esforços horizontais e deformações de estacas em areia média com módulo de reação horizontal variável – método de Bowles (1997).....	104
Figura 49 – Comparação entre as abordagens teóricas para a distribuição dos esforços horizontais e deformações de estaca em areia média – L 15m, d=0,60m, E=50MPa.....	106
Figura 50 – Distribuição dos esforços horizontais e deformações de estacas em areia média sobre areia densa com estratigrafia variável – método de Bowles (1997).....	109
Figura 51 – Comparação entre métodos de análise da distribuição dos esforços horizontais e deformações de estacas em areia média sobre areia densa (L=20m, d=0,60m e L <sub>1</sub> /L <sub>2</sub> =1).....	110
Figura 52 – Distribuição dos esforços horizontais e deformações de estacas em argila mole com comprimento e diâmetro variáveis – método de Bowles (1997).....	114
Figura 53 – Distribuição dos esforços horizontais e deformações de estacas em argila mole com módulo de reação horizontal variável [MN/m <sup>3</sup> ] – método de Bowles (1997).....	115
Figura 54 – Distribuição dos esforços horizontais e deformações de estacas em argila dura com comprimento e diâmetro variáveis – método de Vesic (1977).....	117
Figura 55 – Distribuição dos esforços horizontais e deformações de estacas em argila dura com módulo de deformabilidade variável – método de Vesic (1977).....	119
Figura 56 – Comparação entre as abordagens teóricas para a distribuição dos esforços horizontais e deformações de estaca em argila dura (E <sub>def</sub> =20 MPa, L=15 m e d=0,60 m).....	121
Figura A.1 – Fator de influência do assentamento para estaca incompressível (I <sub>0</sub> ).....	131
Figura A.2 – Fator de correção do coeficiente de Poisson (R <sub>v</sub> ).....	131
Figura A.3 – Fator de correção da espessura finita da camada de solo da base (R <sub>r</sub> ).....	131
Figura A.4 – Fator de correção da compressibilidade real da estaca (R <sub>k</sub> ).....	132
Figura A.5 – Proporção base-carga para estaca incompressível (β <sub>0</sub> ).....	132
Figura A.6 – Fator de correção do coeficiente de Poisson do solo (C <sub>v</sub> ).....	132
Figura A.7 – Fator de correção da compressibilidade da estaca (C <sub>k</sub> ).....	133
Figura A.8 – Fator de correção da rigidez do estrato de suporte (C <sub>b</sub> ).....	133

Figura A.9 – Fator de interação vs. espaçamento relativo, $L/d=10$ , $\vartheta=0,5$ .....	133
Figura A.10 – Fator de interação vs. espaçamento relativo, $L/d=25$ , $\vartheta=0,5$ .....	134
Figura A.11 – Fator de interação vs. espaçamento relativo, $L/d=50$ .....	134
Figura B.1 – Diagrama da reação do lateral solo e do momento fletor de estacas curtas carregadas horizontalmente. ....	135
Figura B.2 – Diagramas da reação lateral do solo e do momento fletor de estacas longas carregadas horizontalmente. Solos coesivos: (a) cabeça livre e (b) cabeça fixa; Solos não coesivos: (c) cabeça livre e (d): cabeça fixa .....	136
Figura B.3 – Ábacos para a estimativa da capacidade de carga última em solos coesivos: (a) estacas curtas (b) estacas longas. ....	137
Figura B.4 – Profundidade crítica ( $x_r$ ).....	140
Figura B.5 – Curva p-y .....	141
Figura B.6 – Curva p-y para argila mole à rija .....	142
Figura B.7 – Coeficientes usados na estimativa dos esforços horizontais de estacas engastadas em solos arenosos .....	144
Figura B.8 – Coeficientes usados na estimativa dos esforços horizontais de estacas livres em solos argilosos .....	145

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Variação da capacidade de carga axial de estacas com a alteração da estratigrafia e diâmetro, em solo de areia média sobre areia densa .....	70
Tabela 2 – Variação da capacidade de carga axial de estacas com a alteração da estratigrafia e comprimento, em solo de areia média sobre areia densa .....	70
Tabela 3 – Comparação da carga de mobilização do atrito lateral e seu respectivo assentamento entre estacas flutuantes e estacas de ponta ( $\phi=37^\circ$ ).....	85
Tabela 4 – Assentamento das estacas em areia média segundo Masopust (1994) .....	95
Tabela 5 – Variação do assentamento das estacas em areia média segundo Masopust (1994) .....	96
Tabela 6 – Assentamento das estacas em argila mole segundo Masopust (1994) .....	97
Tabela 7 – Assentamento das estacas em argila dura segundo Masopust (1994).....	98
Tabela 8 – Variação do assentamento das estacas em argila dura segundo Masopust (1994).....	98
Tabela 9 – Variação dos resultados devida à alteração da geometria de estacas em areia média pelo método de Bowles ( $k=195 \text{ MN/m}^3$ ).....	103
Tabela 10 – Variação dos resultados devida à alteração do módulo de reação horizontal de estacas em areia média pelo método de Bowles (comparados aos valores para $k=180 \text{ MN/m}^3$ ) .....	105
Tabela 11 – Comparação dos resultados obtidos pelos diferentes métodos de abordagem teórica para estacas em areia média (variação em relação ao método de Bowles) .....	105
Tabela 12 – Variação dos esforços e deslocamentos máximos e mínimos com a alteração da estratigrafia do solo (método de Bowles).....	108
Tabela 13 – Comparação entre os diferentes métodos teóricos para a estimativa dos esforços e deslocamentos máximos e mínimos de estacas em solo de areia média sobre areia densa.....	111
Tabela 14 – Variação dos resultados devida à alteração da geometria de estacas em argila mole pelo método de Bowles ( $k=20 \text{ MN/m}^3$ ).....	112
Tabela 15 – Variação dos resultados devida à alteração do módulo de reação horizontal de estacas em argila mole pelo método de Bowles (comparados aos valores para $k=10 \text{ MN/m}^3$ ) .....	113
Tabela 16 – Variação dos resultados devida à alteração da geometria de estacas em argila dura pelo método de Vesic ( $E_{\text{def}}=15 \text{ MPa}$ ) .....	118
Tabela 17 – Variação dos resultados devida à alteração do módulo de deformabilidade de estacas em argila dura pelo método de Vesic (comparados aos valores para $E_{\text{def}}=10 \text{ MPa}$ ) .....	120
Tabela 18 – Comparação dos resultados obtidos pelos diferentes métodos de abordagem teórica para estacas em areia média (variação em relação ao método de Vesic) .....	122
Tabela C.1 – Capacidade de carga axial de estacas em solo de areia média sobre areia densa com estratigrafia variável .....	146
Tabela C.2 – Capacidade de carga axial de estacas em areia média com ângulo de atrito variável	147
Tabela C.3 – Resistência axial de estacas em areia média com coeficiente de impulso variável ( $\phi=37^\circ$ ).....	147
Tabela C.4 – Capacidade de carga axial de estacas em argila mole drenada com ângulo de atrito variável .....	148
Tabela C.5 – Resistência axial de estacas em argila mole drenada com coef. de impulso variável ( $\phi=15^\circ$ ).....	148
Tabela C.6 – Capacidade de carga axial de estacas em argila mole não drenada com coesão variável .....	149
Tabela C.7 – Capacidade de carga axial de estacas em argila dura drenada com ângulo de atrito variável .....	149
Tabela C.8 – Resistência axial de estacas em argila dura drenada com coeficiente de impulso variável .....	150
Tabela C.9 – Capacidade de carga axial de estacas em argila dura não drenada com coesão variável .....	150

Tabela D.1 – Assentamento de estacas em areia média sobre areia densa com estratigrafia variável (método de Poulos) .....	151
Tabela D.2 – Assentamento de estacas em areia média com ângulo de atrito variável (método de Poulos) .....	152
Tabela D.3 – Assentamento de estacas em areia média com coef. de impulso variável (método de Poulos) .....	152
Tabela D.4 – Assentamento de estacas em argila mole drenada com ângulo de atrito variável (método de Poulos) .....	153
Tabela D.5 – Assentamento de estacas em argila mole drenada com coeficiente de impulso lateral variável (método de Poulos).....	153
Tabela D. 6 – Assentamento de estacas em argila mole não drenada com coesão variável e assentamento limite de 100 mm (método de Poulos).....	153
Tabela D.7 – Assentamento de estacas em argila mole não drenada com coesão variável (método de Poulos) .....	154
Tabela D.8 – Assentamento de estacas em argila dura drenada com âng. de atrito variável (método de Poulos) .....	154
Tabela D.9 – Assentamento de estacas em argila dura drenada com coeficiente de impulso variável (método de Poulos) .....	155
Tabela D.10 – Assentamento de estacas em argila dura não drenada com coesão variável (método de Poulos) .....	155
Tabela E.1 – Valores máximos e mínimos e cota crítica de esforços e deformações horizontais de estacas em areia média (método de Bowles) .....	156
Tabela E.2 – Comparação entre os métodos de análise para os valores máximos e mínimos e cota crítica de esforços e deformações horizontais de estacas em solo de areia média (E=50 MPa) .....	157
Tabela E.3 – Cota de esforços e deformações horizontais máximos e mínimos e cota crítica de estacas em areia média (método de Bowles) .....	158
Tabela E.4 – Valores máximos e mínimos e cota crítica de esforços e deformações horizontais de estacas em areia média sobre areia densa (método de Bowles) .....	158
Tabela E.5 – Comparação dos métodos de análise dos esforços e deformações horizontais máximos e mínimos e cota crítica de estacas em solo de areia média sobre areia densa ( $L_1/L_2=3$ ) .....	160
Tabela E.6 – Cota de esforços e deformações horizontais máximos e mínimos e cota crítica de estacas em areia média sobre densa (método de Bowles) .....	161
Tabela E.7 – Cota de esforços e deformações horizontais máximos e mínimos e cota crítica de estacas em argila mole (método de Bowles) .....	161
Tabela E.8 – Valores máximos e mínimos e cota crítica de esforços e deformações horizontais de estacas em argila mole (método de Bowles) .....	162
Tabela E.9 – Valores máximos e mínimos e cota crítica de esforços e deformações horizontais de estacas em argila dura (método de Vesic).....	163
Tabela E.10 – Comparação entre os métodos de análise dos valores máximos e mínimos e cota crítica de esforços e deformações horizontais de estacas em argila dura (E=20 MPa).....	164
Tabela E.11 – Cota de esforços e deformações horizontais máximos e mínimos e cota crítica de estacas em argila dura (método de Vesic).....	165



## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Valores típicos do coeficiente de variação do módulo de reação do subsolo .....	6
Quadro 2 – Valores típicos para o coeficiente de reação unitária do subsolo ( $MN/m^3$ ).....	6
Quadro 3 – Classificação dos principais tipos de estacas .....	11
Quadro 4 – Coeficientes parciais de segurança da resistência de estacas conforme o EC7 .....	13
Quadro 5 – Coeficientes parciais de segurança para os parâmetros do solo .....	15
Quadro 6 – Fator de capacidade de carga ( $N_q$ ) .....	17
Quadro 7 – Ângulo de atrito entre a estaca e o solo ( $\delta$ ) .....	17
Quadro 8 – Coeficiente de empuxo do solo ( $K$ ) .....	17
Quadro 9 – Coeficientes parciais de segurança da resistência de estacas com base no CPT .....	19
Quadro 10 – Métodos dinâmicos para estimar a capacidade resistente vertical .....	21
Quadro 11 – Fator de capacidade de carga ( $N_c$ ) .....	22
Quadro 12 – Valores de eficiência de grupo para diferentes espaçamentos entre estacas .....	24
Quadro 13 – Valores típicos do coeficiente $c_b$ e $c_b$ .....	27
Quadro 14 – Valores típicos do coeficiente $\alpha_s$ .....	27
Quadro 15 – Coeficiente de reação unitária de solos segundo Bowles .....	37
Quadro 16 – Coeficiente de reação unitária de solos não coesivos (Masopust, 1994).....	38
Quadro 17 – Coeficiente de reação unitária de solos não coesivos (Matlock & Reese, 1956) .....	38
Quadro 18 – Coeficientes A e B para estacas com a cabeça livre em solos arenosos .....	44
Quadro 19 – Eficiência de grupo para solos não coesivos .....	46
Quadro 20 – Eficiência de grupo para solos coesivos .....	46
Quadro 21 – Fator de redução de grupo para o módulo de reação do subsolo .....	46
Quadro 22 – Métodos disponibilizados no programa de análise geotécnica .....	56
Quadro 23 – Casos de estudo .....	58
Quadro 24 – Parâmetros e variáveis geométricas da estaca .....	59
Quadro 25 – Parâmetros físicos e mecânicos dos solos argilosos .....	59
Quadro 26 – Parâmetros físicos e mecânicos dos solos arenosos .....	59
Quadro 27 – Demais parâmetros assumidos nos modelos de análise.....	60
Quadro 28 – Demais parâmetros assumidos no Caso de Estudo 1 (areia média) .....	64
Quadro 29 – Demais parâmetros assumidos no Caso de Estudo 2 (areia média e areia densa) .....	68
Quadro 30 – Combinações da estratigrafia do solo .....	68
Quadro 31 – Demais parâmetros assumidos no Caso de Estudo 3 e Caso de Estudo 4 .....	71

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

CLM: *Characteristic Load Method* (Método da Carga Característica)

CPT: *Cone Penetration Test*

CSN: *Czech Technical Standard* (Norma Técnica da República Tcheca)

EC7: Eurocódigo 7 – Projecto Geotécnico

MEF: Método dos Elementos Finitos

NAVFAC DM 7.2: *Naval Facilities Engineering Command – Design Manual 7.2*

PMT: *Pressuremeter Test*

SPT: *Standard Penetration Test*

## LISTA DE SÍMBOLOS

- $A_b$ : área da base da estaca  
 $A_m, B_m$ : parâmetros adimensionais para: momento gerado por carregamento lateral e momento gerado por momento aplicado, respectivamente.  
 $A_p$ : área da seção transversal da estaca  
 $A_p, B_p$ : parâmetros adimensionais para: reação do solo gerada por carregamento lateral e cortante gerada por momento aplicado, respectivamente.  
 $A_s, B_s$ : parâmetros adimensionais para: rotação gerada por carregamento lateral e rotação gerada por momento aplicado, respectivamente  
 $A_{s,i}$ : área de fuste da estaca  
 $A_v, B_v$ : parâmetros adimensionais para: cortante gerada por carregamento lateral e cortante gerada por momento aplicado, respectivamente  
 $A_y, B_y$ : parâmetros adimensionais para: deflexão gerada por carregamento lateral e deflexão gerada por momento aplicado, respectivamente  
 $b$ : dimensão da estaca perpendicular à direção de aplicação da força horizontal  
 $B$ : dimensão da seção transversal da estaca  
 $\bar{b}$ : dimensão efetiva do bloco de coroamento/encabeçamento de estacas  
 $c$ : coesão do solo  
 $c'$ : coesão efetiva do solo  
 $c_a$ : adesão unitária entre a estaca e o solo  
 $C_3$ : compressão elástica da estaca no processo de cravação por bate-estaca  
 $c_b$ : coeficiente empírico relativo ao tipo de solo e ao método construtivo  
 $C_b$ : fator de correção da rigidez do estrato de suporte  
 $C_K$ : fator de correção para a compressibilidade da estaca  
 $C_N$ : fator de correção do número de golpes  
 $c_s$ : coeficiente empírico relacionado ao  $c_b$   
 $C_s$ : coeficiente de segurança proposto pelos autores da Fórmula dos Holandeses  
 $c_u$ : coesão não drenada do solo  
 $C_v$ : fator de correção do coeficiente de Poisson do solo  
 $d$ : deflexão na cabeça da estaca  
 $D$ : diâmetro da estaca  
 $D$ : profundidade da base da fundação ou comprimento efetivo da estaca  
 $d'$ : deflexão ao nível do solo  
 $D_c$ : profundidade crítica de solo arenoso  
 $e$ : índice de vazios  
 $E$ : módulo de elasticidade / módulo de Young  
 $E_{def}$ : módulo de deformação do solo  
 $E_s$ : módulo secante de elasticidade do solo  
 $E_p$ : módulo de elasticidade da estaca  
 $f_c$ : resistência de atrito unitária medida pela luva do penetrômetro do CPT  
 $f_w$ : tensão normal lateral última do solo por metro de estaca  
 $F_x, F_y$  e  $F_z$ : carga aplicada em relação aos eixos  $x, y$  e  $z$ , respectivamente  
 $G$ : módulo de cisalhamento  
 $G_e$ : eficiência do grupo de estacas  
 $G_h$ : fator de redução de grupo  
 $G_s$ : densidade das partículas sólidas  
 $h$ : altura em relação ao nível do terreno em que a carga horizontal é aplicada  
 $H$ : altura de queda do martelo de cravação do bate-estaca  
 $I$ : momento de inércia da área na direção da força horizontal  
 $I_o$ : fator de influência do assentamento para estaca incompressível  
 $I_C$ : índice de consistência  
 $I_D$ : índice de Compacidade  
 $I_L$ : índice de liquidez  
 $I_p$ : índice de plasticidade

$I_p$ : fator de influência do assentamento no topo da estaca  
 $I_p$ : momento de inércia da área (momento de segunda ordem) da estaca  
 $k$ : coeficiente de reação unitária  
 $K$ : coeficiente de empuxo do solo  
 $K$ : repique elástico da estaca no processo de cravação por bate-estaca  
 $K_a$ : coeficiente de empuxo ativo  
 $k_h$ : módulo de reação horizontal do subsolo  
 $K_p$ : coeficiente de empuxo passivo  
 $K_q$  e  $K_c$ : fatores de empuxo relacionados, respectivamente, ao ângulo de atrito e à coesão do solo  
 $k_x$ : função da variação do módulo de reação do subsolo com a profundidade  
 $k_{x,G}$ : módulo de reação do subsolo reduzido  
 $L$  ou  $L_e$ : comprimento efetivo da estaca  
 $L$ : parâmetro relacionado à esbeltez relativa do elemento  
 $M_c$ : momento fletor característico  
 $M_{max}$ : momento máximo resultante da aplicação de carga qualquer  
 $M_t$ : momento aplicado na cabeça da estaca  
 $M_x, M_y$  e  $M_z$ : momento fletor aplicado em relação aos eixos  $x$ ,  $y$  e  $z$ , respectivamente  
 $M_x$ : fundação que expressa o momento fletor  
 $n$ : coeficiente de variação do módulo de reação do subsolo ou número de estacas do bloco de fundação  
 $n$ : porosidade do solo  
 $N$ : número de golpes médio do SPT  
 $\bar{N}$ : número de golpes corrigido do SPT  
 $N_c, N_q$  e  $N_\gamma$ : fatores de capacidade de carga  
 $n_h$ : coeficiente de reação unitária do subsolo  
 $p$ : tensão normal lateral no solo  
 $P$ : força horizontal estática  
 $P$ : peso da estaca  
 $P_c$ : carga axial característica  
 $P_t$ : força horizontal aplicada na cabeça da estaca  
 $p_x$ : função que expressa a reação do subsolo por unidade de comprimento da estaca  
 $P_{xu}$ : tensão normal lateral última do solo  
 $Q_b$ : carga transmitida ao solo pela base da estaca  
 $q_{bk}$ : tensão limite característica normal  
 $q_{bk,G}$ : tensão limite característica de ponta de um grupo de estacas  
 $q_{b;ult}$ : tensão limite última da base da estaca  
 $q_s$ : tensão de ponta da estaca (tensão normal)  
 $q_c$ : resistência à penetração média experimentada pelo cone do CPT  
 $Q_{k,G}$ : capacidade de carga característica de um grupo de estacas  
 $Q_s$ : carga transmitida pela estaca ao longo do fuste  
 $q_s$ : tensão na estaca por atrito lateral (tensão de cisalhamento)  
 $q_{si,k}$ : tensão limite característica de cisalhamento por camada de solo  
 $q_{sk,G}$ : tensão limite característica por atrito lateral de um grupo de estacas  
 $Q_u$ : resistência última de uma estaca isolada  
 $Q_{u,G}$ : resistência última de grupo de estacas  
 $Q_v$ : carga axial aplicada na cabeça da estaca  
 $r$ : largura reduzida da estaca  
 $R_{bd}$ : resistências de projeto de ponta  
 $R_{bk}$ : capacidade de carga característica suportada pela ponta da estaca  
 $R_d$ : resistência de projeto  
 $R_{dyn}$ : resistência dinâmica do solo à cravação  
 $R_h$ : fator de correção para espessura finita da camada de solo da base  
 $R_I$ : fator de momento de inércia  
 $R_k$ : capacidade de carga característica da estaca  
 $R_K$ : fator de correção para a compressibilidade da estaca  
 $R_{sd}$ : resistências de projeto por atrito lateral

$R_{sk}$ : capacidade de carga característica por atrito lateral da estaca  
 $R_v$ : fator de correção do coeficiente de Poisson do solo  
 $S$ : assentamento (recalque) da fundação  
 $S_b$ : assentamento causado pela transmissão de carga na base da estaca  
 $S_{bs}$ : assentamento causado pela transmissão de carga por atrito lateral  
 $S_{dyn}$ : afundamento da estaca no solo por golpe do martelo do bate-estaca  
 $S_G$ : assentamento de um grupo de estacas  
 $S_{lim}$ : assentamento máximo admissível da fundação  
 $S_{max}$ : assentamento máximo resultante do carregamento  
 $S_r$ : grau de Saturação  
 $S_s$ : assentamento devido à deformação axial da estaca  
 $S_u$ : coesão não drenada do solo  
 $S_x$ : função que expressa rotação da estaca  
 $t$ : profundidade real de penetração da estaca  
 $T$ : parâmetro relacionado à esbeltez relativa do elemento  
 $t_0$ : profundidade teórica de penetração da estaca  
 $u$ : poropressão da água  
 $U_x, U_y$  e  $U_z$ : graus de liberdade de translação em relação aos eixos  $x, y$  e  $z$ , respectivamente  
 $V$ : volume total do solo  
 $V_s$ : volume de sólidos no solo  
 $V_v$ : volume de vazios no solo  
 $V_w$ : volume de água no solo  
 $V_x$ : função que expressa a força cortante  
 $w$ : teor de umidade do solo  
 $W$ : teor de umidade natural do solo  
 $W$ : peso do martelo de cravação do bate-estaca  
 $W_a$ : peso do ar do solo  
 $W_L$ : limite de liquidez  
 $W_p$ : limite de plasticidade  
 $W_S$ : limite de retração  
 $W_s$ : peso dos sólidos  
 $W_w$ : peso da água  
 $x$ : profundidade de um ponto qualquer da estaca  
 $x_m$ : profundidade da localização do  $M_{max}$   
 $y$ : deflexão lateral da estaca  
 $y_x$ : função que expressa a deflexão da estaca  
 $Z$ : coeficiente de profundidade  
 $\alpha$ : fator de adesão (relação entre  $c_u$  e  $c_a$ )  
 $\alpha_s$ : coeficiente relacionado ao modo de transmissão de carga por atrito  
 $\alpha_{kj}$ : fator de interação para o espaçamento entre as estacas  $k$  e  $j$   
 $\alpha_r$ : proporção da carga aplicada transferida para a base da estaca  
 $\beta$ : ângulo de dispersão  
 $\beta$ : proporção da carga aplicada transferida para a base da estaca  
 $\beta_0$ : proporção da carga aplicada transferida para a base de uma estaca incompressível  
 $\gamma$ : peso volumétrico do solo  
 $\gamma$ : coeficiente parcial de minoração da resistência  
 $\gamma'$ : peso volumétrico do solo submerso (efetivo)  
 $\gamma_b$ : coeficiente parcial de minoração da resistência de ponta da estaca  
 $\gamma_d$ : peso volumétrico do solo seco  
 $\gamma_s$ : coeficiente parcial de minoração da resistência por atrito lateral da estaca  
 $\gamma_s$ : peso volumétrico das partículas sólidas  
 $\gamma_{sat}$ : peso volumétrico do solo saturado  
 $\gamma_{s,t}$ : coeficiente de minoração da resistência total para estacas tracionadas  
 $\gamma_t$ : coeficiente de minoração da resistência total da estaca  
 $\delta$ : ângulo de atrito entre a estaca e o solo  
 $\Delta E$ : perda de energia durante o processo de cravação por bate-estaca  
 $\Delta S$ : parcela do assentamento referente ao escorregamento da estaca a partir da mobilização da resistência última por atrito lateral

$\theta_x, \theta_y$  e  $\theta_z$ : graus de liberdade de rotação em relação aos eixos x, y e z, respectivamente

$\sigma$ : tensão total

$\sigma'$ : tensão efetiva

$\sigma'_n$ : tensão normal efetiva que atua ao redor da estaca

$\sigma'_v$ : tensão vertical efetiva

$\sigma'_{v0}$ : tensão vertical efetiva do solo em repouso

$\sigma'_{vb}$ : tensão vertical efetiva na base da estaca

$\sigma'_{vx}$ : tensão vertical efetiva de sobrecarga

$\tau_r$ : resistência do solo ao cisalhamento

$\varphi$  ou  $\phi$ : ângulo de atrito do solo

$\varphi'$  ou  $\phi'$ : ângulo de atrito efetivo do solo

$\nu$ : coeficiente de Poisson

# 1 INTRODUÇÃO

Em projetos de estruturas, o engenheiro calculista deve propor uma solução que garanta a estabilidade da construção, que seja adequada ao tipo de utilização e a mais econômica possível. Para tal, o estudo do comportamento de estruturas se torna essencial para uma solução satisfatória, em que não haja risco de falhas nem superdimensionamento.

## 1.1 OBJETIVO GERAL

Esta dissertação tem como objetivo geral a análise computacional dos efeitos de carregamento transversal em estruturas de fundações profundas, levando em consideração diferentes tipos de solos, parâmetros geotécnicos e condições de contorno para soluções estruturais simples de estacas escavadas de concreto (betão) armado.

## 1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analisar a capacidade de carga horizontal de estacas escavadas de concreto armado em solos arenosos, argilosos e mistos;
- Avaliar as diferenças teóricas e os resultados obtidos para a capacidade resistente horizontal pelo Método p-y (Modelo de Winkler, de acordo com Vesic, 1977) e pelo Método de Broms (1964);
- Verificar a influência da ação de carregamento transversal na capacidade de suporte vertical de estacas, conforme a publicação da NAVFAC DM 7.2 (1986);
- Analisar a capacidade de carga horizontal e vertical de estacas isoladas e de grupo de estacas;
- Avaliar os efeitos de assentamento (recalque) do solo pelo Método de Poulos & Davis (1980) e pelo Método de Masoput (1994);

- Observar a influência dos parâmetros geotécnicos do solo na capacidade de carga horizontal de fundações profundas;
- Verificar a influência da condição de drenagem de solos finos na capacidade resistente horizontal de estacas;
- Avaliar a influência das condições de contorno do modelo estrutural na capacidade de suporte horizontal de fundações profundas;

### 1.3 ENQUANDRAMENTO

A geotecnia é uma das áreas da engenharia que mais dependem de métodos de análise empíricos e semiempíricos. Isso se deve ao fato de que o solo é um material heterogêneo, além de que os métodos de sondagens atuais ainda são bastante onerosos e, por isso, os parâmetros de resistência do solo são baseados em amostras pouco representativas do volume de solo total. Por conseguinte, comparada a outras áreas da engenharia estrutural, há muito mais variáveis envolvidas e menos confiabilidade na estimativa da capacidade de carga da estrutura.

Assim sendo, é necessário verificar a validade e as particularidades de tais métodos de análise, a fim de que representem cada vez mais as características reais do solo e gerem resultados mais precisos. Nesse sentido, este estudo tem como finalidade verificar as diferenças teóricas, bem como comparar os resultados gerados por alguns desses métodos de análise através de modelos computacionais bidimensionais de fundações profundas.



## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 INTRODUÇÃO

Os solos são formados por partículas minerais resultantes do fracionamento mecânico e decomposição química de rochas, havendo também incidência de matéria orgânica. Os espaços do solo não preenchidos por partículas são chamados de poros ou vazios, e neles pode haver a presença de água ou ar, ou ainda uma combinação desses elementos; quando os poros estão totalmente preenchidos por água, diz-se que o solo se encontra saturado (Vargas, 1977).

Um maciço terroso é composto por um arranjo de elementos sólidos (partículas minerais e orgânicas), líquido (água) e gasoso (ar); logo, por se tratar de um material heterogêneo, determinar as características mecânicas dos solos não é uma tarefa fácil, considerando ainda que a sua composição varia significativamente conforme a profundidade e local de ocorrência (Caputo, 2015).

Segundo Fernandes (2012), a mecânica dos solos tem como objetivo explicar o comportamento dos maciços terrosos no que se refere às suas características mecânica e hidráulica. Com base nelas é possível prever o comportamento físico do solo quando solicitado por esforços externos, em sua superfície ou em seu interior, onde quer que se deseje construir uma estrutura. A partir das solicitações dessas estruturas, ocorre a alteração do estado de tensão do solo, evidenciado por deformações geométricas (assentamentos).

Dessa maneira, é fundamental quantificar a resistência mecânica do solo, permitindo determinar a tensão máxima admissível por ele, a partir da qual o solo apresenta deformações significativas à estrutura. Além disso, o estado de tensões do solo, suas deformações e resistência se alteram com o passar do tempo e a presença de água livre – que permeia o solo por seus espaços vazios, também tem influência (Fernandes, 2012).

### 2.1.1 Resistência dos solos ao cisalhamento

Consoante Caputo (2015), a capacidade resistente e a estabilidade de um solo dependem diretamente de sua resistência ao cisalhamento (corte), frequentemente determinada pelos ensaios laboratoriais de cisalhamento direto, compressão simples e compressão triaxial, utilizando-se amostras indeformadas. A resistência ao cisalhamento do solo pode ser expressa pela Equação 1.

$$\tau_r = c + \sigma' \operatorname{tg} \phi = c + (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi \quad (1)$$

Em que:

$\sigma'$ : tensões efetivas atuantes [kPa]

$\phi$ : ângulo de atrito entre as partículas do solo [°]

c: coesão do solo [kPa]

u: poropressão da água [kPa]

$\sigma$ : tensões totais atuantes [kPa]

A coesão do solo pode ser subdividida em: coesão aparente – devida à pressão capilar da água, e coesão verdadeira – devida às forças de atração eletroquímicas das partículas. O autor estabelece ainda que tais propriedades dos solos não são parâmetros constantes, mas variam significativamente conforme as solicitações e as condições de pré-compressão, umidade e drenagem.

A capacidade de carga dos solos está diretamente relacionada à sua composição e classificação: não coesivos ( $c=0$ ), solos puramente coesivos ( $\operatorname{tg} \phi = 0$ ) ou solos cuja resistência se deve ao atrito e à coesão simultaneamente. Conforme supramencionado, os solos arenosos não apresentam coesão entre as partículas, de modo que sua resistência ao cisalhamento é exclusivamente devida ao atrito entre as partículas, que para a maioria das areias varia entre 25° e 35° (Caputo, 2015).

Em contrapartida, o autor afirma que a resistência ao cisalhamento das argilas depende dos seguintes fatores: a velocidade de aplicação das cargas, o estado de adensamento do solo, as suas condições de drenagem e a sensibilidade da sua estrutura. Além disso, os resultados obtidos experimentalmente variam consideravelmente entre argilas saturadas e não saturadas, bem como entre os ensaios lento, rápido pré-adensado e rápido.

### 2.1.2 Resistência dos solos a esforços horizontais

Segundo Barros (2003), o estudo da resistência lateral dos solos é especialmente relevante para fundações profundas e estruturas de contenção. Nesse contexto, dois parâmetros de rigidez são fundamentais para a análise da capacidade de carga: a rigidez à flexão da estrutura ( $EI$ ) e a rigidez horizontal do solo ( $K_h$ ). Na teoria da elasticidade, a rigidez de um material é dada em termos do módulo de Young ( $E$ ) ou do módulo de cisalhamento ( $G$ ). Todavia, em fundações profundas, a rigidez do solo é normalmente expressa pelo módulo de reação horizontal do subsolo ( $k_h$ )

Na Figura 1, apresenta-se uma curva típica da reação lateral do solo vs. a deflexão lateral (curva  $p$ - $y$ ); para carregamentos de 30% a 50% da capacidade última, a relação  $p$ - $y$  pode ser expressa pela tangente da curva, cuja inclinação fornece o módulo de reação horizontal do subsolo (Equação 2). Para carregamentos entre 30% e 50% da resistência última, o módulo de rigidez secante do solo se torna função da deflexão lateral (Prakash & Sharma, 1989).

Além disso, a rigidez do solo pode variar com a profundidade; na Figura 2 ilustra-se essa relação para diferentes tipos de solos, onde as linhas pontilhadas representam simplificações sugeridas por alguns autores, enquanto que as linhas cheias ilustram uma abordagem mais realística.

Na Figura 2a apresenta-se a abordagem de Terzaghi (1955) para solos coesivos pré-consolidados cuja reação lateral é constante com a profundidade; na Figura 2b ilustra-se a proposta de Terzaghi (1955) – validada por Prakash (1962), de que o módulo de reação lateral do solo varia linearmente com a profundidade em solos granulares e em argilas normalmente consolidadas (Equação 4). Por fim, a Figura 2c mostra um solo cuja relação entre o módulo de reação lateral e a profundidade não é linear (Equação 3).

$$k_h = \frac{p}{y} \quad (2)$$

$$k_{(x)} = k_h \left(\frac{x}{L}\right)^n \quad (3)$$

$$k_h = n_h \frac{x}{L} \quad (\text{para } n = 1) \quad (4)$$

Em que:

$k_h$ : módulo de reação horizontal do solo [ $\text{kN/m}^3$ ];

$p$ : reação lateral do solo [ $\text{kN/m}^2$ ];

$y$ : deflexão lateral da estaca [m];

$k_x$ : função da variação do módulo de reação lateral do solo com a profundidade [ $\text{kN/m}^3$ ];

$x$ : profundidade de um ponto qualquer da estaca [m];

$L$ : comprimento efetivo da estaca [m];

$n$ : coeficiente de variação do módulo de reação do subsolo [-] (Quadro 1);

$n_h$ : coeficiente de reação unitária do solo na ponta da estaca ( $x=L$ ) [ $\text{kN/m}^3$ ] (Quadro 2).

**Quadro 1 – Valores típicos do coeficiente de variação do módulo de reação do subsolo**

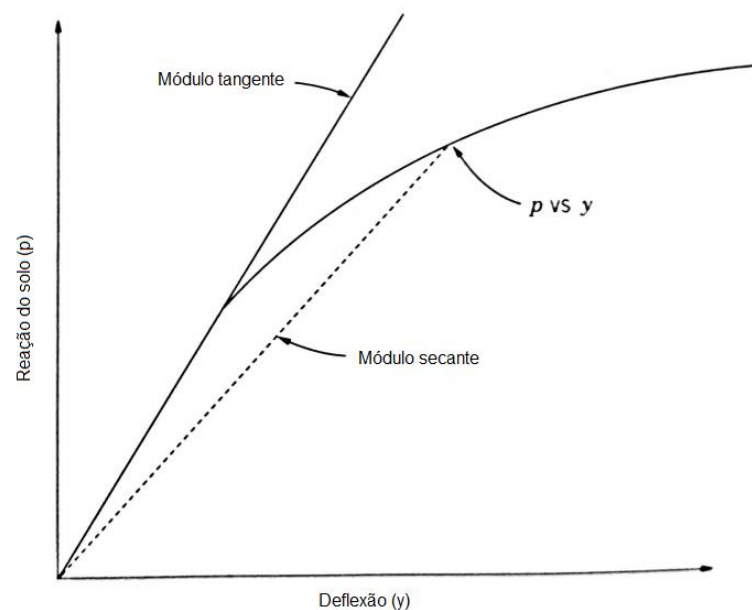
Tipo de Solo	n
Areia	1,00
Argila normalmente consolidada	1,00
Argila sobreconsolidada	0,00
Argila não drenada	0,15

Fonte: Prakash & Sharma, 1989. Pág. 331.

**Quadro 2 – Valores típicos para o coeficiente de reação unitária do subsolo ( $\text{MN/m}^3$ )**

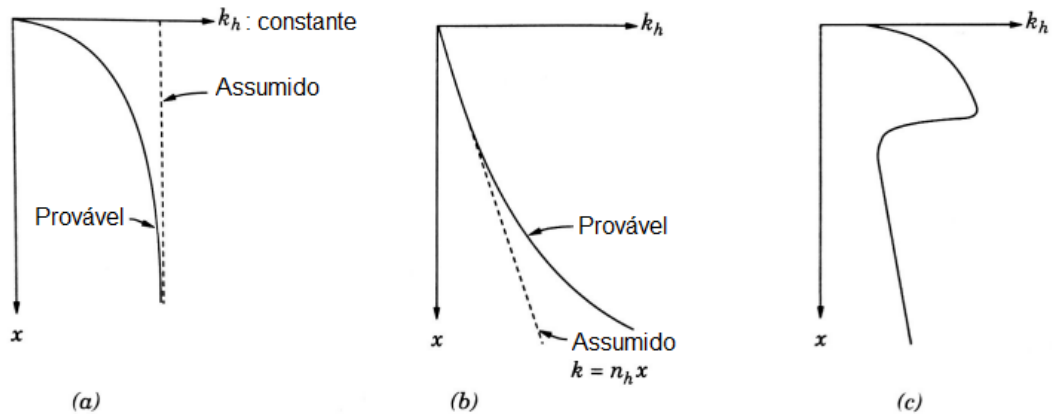
Densidade relativa da areia	Solta	Média	Densa
Acima do nível freático	5,4	16,3	34
Abaixo do nível freático	6,8	24,4	61
<b>Coesão média da argila</b> (normalmente consolidada)	<b>50-100</b> [kPa]	<b>200-300</b> [kPa]	<b>300-400</b> [kPa]
Carregamento estático	5,4	16,3	34
Carregamento cíclico	6,8	24,4	61

Fonte: Ruigrok, 2010 (adaptado).



**Figura 1 – Curva p-y típica**

Fonte: Prakash & Sharma, 1989.



**Figura 2 – Variação do módulo de reação do subsolo com a profundidade**

**Fonte: Prakash & Sharma, 1989.**

## 2.2 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

### 2.2.1 Introdução às fundações

As fundações são compostas por elementos estruturais cuja função é transmitir ao solo os esforços de solicitação das construções; além disso, esta estrutura tem como objetivo garantir a estabilidade e a segurança das edificações, de modo a apresentar deformações aceitáveis às condições de utilização, além de restringir a possibilidade de colapso do solo – estabilidade externa, bem como a dos elementos estruturais – estabilidade interna (Melhado *et al.*, 2002).

Conforme Hachich *et al.* (1998), as fundações são classificadas em superficiais (diretas), profundas (indiretas) e mistas. Nas primeiras, as cargas são transmitidas às camadas superficiais do solo e unicamente através da base do elemento estrutural, ao passo que nas segundas a transmissão das cargas é feita em camadas mais profundas, tanto pela base quanto pela lateral da estrutura.

A distinção entre os tipos de fundações é feita pelo modo de ruptura da base, em que em fundações profundas não atinge a superfície do terreno; de maneira prática, são consideradas fundações profundas aquelas em que a base está situada a ao menos 3 m de profundidade e cuja razão da cota da base pela menor dimensão seja maior do que 5. Por fim, fundações mistas são aquelas que associam ao mesmo tempo elementos de fundações superficiais e profundas.

### 2.1.1.1 Principais tipos de fundações superficiais

- a) **Bloco**: elemento dimensionado para que as tensões sejam resistidas sem a necessidade de armaduras. Podem ser de concreto, alvenaria e blocos de rochas;
- b) **Sapata**: elemento de concreto, usualmente com dimensões inferiores às dos blocos, mas que utilizam armaduras para resistirem às tensões de tração;
- c) **Viga de fundação**: elemento de concreto armado que recebe solicitação de dois ou mais pilares alinhados. Se não armada, é denominada Viga Baldrame;
- d) **Grelha**: conjunto de vigas de fundação que se cruzam nos pilares;
- e) **Sapata associada**: elemento que recebe as cargas de alguns dos pilares da obra, mas que não são alinhados (o que a difere da viga de fundação). Pode ainda receber cargas lineares, como no caso de paredes estruturais.
- f) **Radier (laje de ensoleiramento)**: elemento de concreto armado que recebe a carga de todos os pilares da obra. É normalmente utilizado quando a soma de área das sapatas ultrapassam 50% da área da edificação. É muito rígido e evita a ocorrência de grandes assentamentos diferenciais;
- g) **Viga alavanca**: quando o centro de gravidade do pilar não coincide com o centro de gravidade da sapata, é necessário criar uma viga de ligação entre esta sapata e outra adjacente, a fim de absorver o momento resultante da excentricidade da carga.

### 2.1.1.2 Principais tipos de fundações profundas

- a) **Estaca**: elemento estrutural que pode ser executado por escavação, cravação a percussão, prensagem, vibração ou por uma combinação desses métodos. Pode ser cilíndrica ou quadrada, podendo ser metálica, de madeira, de concreto armado ou não armado;
- b) **Tubulão**: elemento de forma cilíndrica ao qual usualmente é feito o alargamento manual da base (para aumentar a resistência de ponta);

- c) **Caixão:** elemento de formato prismático, concretado na superfície e instalado por escavação interna. É muito utilizado em fundações subaquáticas.

#### 2.1.1.3 Fundações mistas

- a) **Sapata sobre estaca:** associação de sapata e estaca tipo T;
- b) **Radier estaqueado:** radier apoiado sobre estacas ou tubulões, em que as cargas são parcialmente transmitidas do radier para as estacas.

#### 2.2.2 Escolha da solução estrutural

A escolha pela solução estrutural mais adequada depende de inúmeros fatores relacionados às características da obra e às propriedades do solo, de modo a visar sempre o menor custo e prazo de execução, se atentando à necessidade de aterro e escavação do solo, assim como ao volume de concreto e aço necessário. Usualmente as fundações superficiais são as mais simples e baratas de se executar. As fundações associadas (viga, sapata ou radier) são utilizadas quando há pilares muito próximos uns dos outros ou quando se deseja padronizar os recalques (Velloso & Lopes, 2010).

Bowles (1996) ressalta que as fundações profundas são recomendadas em situações em que não é possível a execução de fundações diretas – como em terrenos alagadiços ou fundações abaixo do nível freático, por exemplo. Infraestruturas indiretas são igualmente indicadas quando as camadas superficiais do solo não são suficientemente resistentes para suportar o carregamento, quando há a possibilidade de erosão do solo (em rios e encostas), ou ainda quando estão submetidas à ação de forças horizontais e/ou de tração.

Além disso, essas estruturas são convenientes para os casos em que existe a possibilidade de futuras escavações próximas ao local ou ainda em regiões de taludes; todavia, são normalmente mais onerosas e demandam técnicas de execução mais elaboradas.

Como citado anteriormente, os solos são bastante heterogêneos, de modo que a sua resistência varia significativamente dependendo do local da construção e também da profundidade à qual as cargas serão transmitidas. As características do solo e a cota do nível de água são obtidas por ensaios de sondagem, usualmente associados a ensaios laboratoriais – principalmente em casos de solos coesivos. A quantidade de sondagens e os tipos de ensaios laboratoriais são definidos conforme a necessidade e a complexidade do projeto (Melhado *et al.*, 2002).

Além dos fatores acerca do solo, a definição da infraestrutura mais adequada é também influenciada pelas diferentes condições de carregamento, que dependem do porte, do uso e do sistema estrutural da construção. São exemplos dessas variáveis: a intensidade das cargas axiais nos pilares, a existência de solicitações de tração e flexão, bem como a presença de subsolos e de pilares na divisa do terreno.

Por fim, algumas características do local da obra são igualmente relevantes para projetos de fundações, tal como a topografia e vegetação do terreno, além da existência de construções na vizinhança. Obstáculos físicos e grandes distâncias de transporte são alguns fatores que dificultam o acesso de equipamentos ao canteiro de obras. Ainda, as construções adjacentes podem limitar o uso de certas técnicas construtivas devido à possibilidade de interferência entre os elementos estruturais e de danos por vibrações durante a execução da estrutura (Hachich *et al.*, 1998).

### 2.2.3 Classificação das fundações profundas

De acordo com Hachich *et al.* (1998), as fundações profundas podem ser classificadas conforme o método de execução: cravadas ou escavadas ou ainda em pré-moldadas ou moldadas *in loco*; no Quadro 3 estão apresentados os principais tipos de estacas e suas classificações. As fundações escavadas são feitas por meio da retirada do solo e posterior preenchimento do furo com concreto (betão), havendo ou não a presença de armadura. Por sua vez, as estacas cravadas são introduzidas no terreno, utilizando-se equipamentos apropriados, de modo que não há remoção de solo, mas o seu deslocamento. Enquadram-se nesta categoria as estacas pré-fabricadas de concreto armado, de madeira, metálicas, de concreto apilado e estacas tipo Franki.



**Quadro 3 – Classificação dos principais tipos de estacas**

<b>Classificação</b>	<b>Material</b>	<b>Fabricação</b>	<b>Observação</b>
<b>Grande deslocamento</b> (cravadas)	Madeira	Pré-fabricada	-
	Concreto	Pré-moldadas	Cravadas a percussão
		Moldadas <i>in situ</i>	Tipo Franki
Aço	Pré-fabricado	Tubos de ponta fechada	
<b>Pequeno deslocamento</b> (escavação + cravação)	Perfil de Aço	Pré-fabricados	-
	Concreto	Pré-moldadas com pré-furo	-
		Moldadas <i>in situ</i> com pré-furo	Tipo Strauss Tipo Raiz
<b>Sem deslocamento</b> (escavadas)	Concreto	Moldadas <i>in situ</i> com ferramentas rotativas	Sem suporte Com uso de lama Com revestimento
		Diafragmadora	Com uso de lama

Fonte: Hachich *et al.*, 1998. Cap. 6, pág. 214 - 216.

## 2.3 FUNDAÇÕES PROFUNDAS SUBMETIDAS A ESFORÇOS AXIAIS

### 2.3.1 Estados limites, ações de solicitação e considerações de projeto

Conforme estabelecido pelo Eurocódigo 7 (2010), os projetos de fundações profundas devem ser desenvolvidos de modo a considerar os estados limites relacionados às seguintes possibilidades de colapso: por perda de estabilidade global; pela ruptura da fundação por insuficiência de capacidade resistente do terreno à compressão, à tração ou ao carregamento transversal; pela ruptura estrutural de estaca ou grupo de estacas por tração, compressão, flexão, encurvadura ou corte; por assentamento, empolamento ou deslocamento excessivo; por vibrações inadmissíveis.

Além disso, o EC7 também determina os tipos de ações de solicitação que os projetos geotécnicos devem prever: os pesos do solo, da rocha e da água; as tensões no terreno; as pressões de terras, da água livre (incluindo ondas) e na água do terreno; as forças de percolação e de amarração; as cargas impostas pela superestrutura; as sobrecargas; a remoção de carga ou escavação do terreno; a expansão ou retração devida ao clima ou à umidade; possíveis deslizamentos de terras ou assentamentos; sismos, explosões, vibrações e forças dinâmicas; o pré-

esforço imposto a ancoragens e escoras; o atrito negativo do solo. Ainda, o EC7 destaca a importância de se determinar a duração e a frequência dessas solicitações, os efeitos de drenagem de solos finos, os deslocamentos devidos à consolidação do solo e possíveis respostas dinâmicas da estrutura e do terreno.

Por fim, o EC7 preconiza a análise do comportamento de estacas isoladas e em grupos, assim como a rigidez e resistência do elemento estrutural que as interliga. A norma recomenda também a previsão de possível acréscimo ou decréscimo dos esforços solicitantes e das variações do regime hidrogeológico. Ademais, a escolha do tipo da estaca, o seu material e método de execução devem ter como base as condições do terreno e o nível da água, a presença de agentes patológicos no solo, a estabilidade do fuste em caso de estacas escavadas, a interferência da instalação de estacas em estacas vizinhas e entre diversos outros aspectos relevantes.

### 2.3.2 Estacas submetidas à compressão axial

A capacidade resistente de projeto pode ser determinada de duas maneiras: a partir da carga de ruptura do solo no estado limite último ou então com base na carga correspondente ao assentamento máximo admissível (estado limite de serviço). O estado limite é definido como aquele a partir do qual a estrutura deixa de satisfazer as funções para a qual foi projetada (Fernandes, 2015).

O modo de transmissão de cargas das estacas ao solo se dá em duas parcelas: pela resistência de ponta e por atrito lateral. Quanto mais profundas forem as estacas, mais haverá contribuição à resistência por atrito lateral; em contrapartida, quanto mais curtas, maior será a parcela resistida pela ponta. Sendo assim, a capacidade de carga característica de uma estaca ( $R_k$ ) é dada pela seguinte soma da capacidade de carga característica suportada pela ponta ( $R_{b;k}$ ) e por atrito lateral ( $R_{s;k}$ ), que são respectivamente apresentadas na Equação 5 (Rebello, 2008).

$$R_k = R_{bk} + R_{sk} = A_b q_{bk} + \sum_i A_{si} q_{si}; \quad (5)$$

Em termos de:

$q_{bk}$ : tensões limites características normal à ponta da estaca [kN/m<sup>2</sup>]

$A_b$ : área da base [m<sup>2</sup>]

$q_{si;k}$ : tensão limite característica de cisalhamento ao longo do fuste em determinada camada de solo [kN/m<sup>2</sup>]

$A_{s;i}$ : área de superfície lateral da estaca (fuste) em determinado estrato do solo [m<sup>2</sup>]

Entretanto, há casos em que há a predominância da resistência pela base, como em estacas apoiadas em rocha sã, de modo que a resistência lateral pode ser desprezada; são as denominadas *estacas de ponta*. Ao passo que em solos cuja determinada camada oferece pouco suporte à ponta da estaca, a resistência do solo se dá exclusivamente por atrito lateral; nesses casos, são denominadas de *estacas flutuantes* (Cintra & Aoki, 2010).

Consoante o EC7, a fim de garantir a segurança das edificações, no dimensionamento de infraestruturas deve-se considerar uma margem de segurança em relação aos estados limites, expressa através dos coeficientes parciais de minoração ( $\gamma$ ) da capacidade resistente característica da estaca – Quadro 4. Os coeficientes de segurança visam ressaltar a estrutura das incertezas envolvidas no processo de dimensionamento estrutural, principalmente relacionadas aos métodos de obtenção dos parâmetros mecânicos do solo (Fernandes, 2015).

A resistência de projeto ( $R_d$ ) pode ser obtida através da soma das resistências de projeto de ponta ( $R_{bd}$ ) e por atrito lateral ( $R_{sd}$ ), conforme apresentado na Equação 6. Em caso de estacas submetidas a esforços de tração, deve-se desprezar a contribuição da resistência de ponta; logo, a capacidade de carga em estacas tracionadas é exclusivamente consequência do atrito lateral.

$$R_d = R_{bd} + R_{sd} = \frac{R_{bk}}{\gamma_b} + \frac{R_{sk}}{\gamma_s} \quad (6)$$

**Quadro 4 – Coeficientes parciais de segurança da resistência de estacas conforme o EC7**  
(Abordagem de Cálculo 1)

Tipo de Estaca	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\gamma_t$	$\gamma_{s;t}$
Cravadas	1,3	1,3	1,3	1,6
Escavadas	1,6	1,3	1,5	1,6
Trado Contínuo	1,45	1,3	1,4	1,6
$\gamma_t$ : resistência de ponta e lateral combinadas				

Fonte: Eurocódigo 7 – Parte 1, 2010. Anexo A, Quadros A.9, A.10 e A.11 (adaptados)

Segundo Rebello (2008), a capacidade de suporte em estacas pode ser estimada através de processos diretos e indiretos. Nos primeiros, os valores de  $q_b$  e  $q_s$  são determinados por correlações empíricas ou semiempíricas a partir de parâmetros obtidos por ensaios *in situ*. Enquanto que nos últimos, esses valores são estimados por ensaios *in loco* e/ou laboratoriais, em que a capacidade resistente é dada através de formulações teóricas ou experimentais.

Prakash & Sharma (1989) apontam alguns dos métodos empíricos semiempíricos mais utilizados para a determinação da capacidade de suporte: análise estática; análise empírica a partir de ensaios de sondagens *in loco* (SPT, CPT, PMT); métodos dinâmicos e de provas de carga.

Os autores citam também algumas formulações teóricas: Kedze (1975), Meyerhof (1976), Tomlinson (1977), Vesic (1977), Poulos & Davis (1980). No entanto, os vários métodos de cálculo da capacidade resistente geram resultados significativamente diferentes para um mesmo solo, de modo que se deve sempre ponderar qual a formulação mais apropriada para o projeto em questão.

### 2.3.2.1 Resistência de ponta

Conforme Décourt, Albiero & Cintra (1998) *apud* Terzaghi (1943), a tensão limite normal (de suporte da ponta) de uma estaca é determinada genericamente pela Equação 7.

$$q_{b,k} = cN_c + \gamma DN_q + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma \quad (7)$$

Em que:

$\gamma$ : peso volumétrico do solo [kN/m<sup>3</sup>]

$c$ : coesão do solo [kPa]

$D$ : profundidade efetiva da base da fundação [m]

$B$ : dimensão da seção transversal da estaca – o diâmetro em circulares ou o lado em quadradas [m]

$N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$ : coeficientes adimensionais relacionados ao ângulo de atrito interno do solo, à geometria da estaca e ao método executivo, respectivamente [–]

### 2.3.2.2 Resistência por atrito lateral

A fórmula geral para estimar a tensão limite de cisalhamento (por camada de solo) em estacas é dada pela Equação 8, (Prakash & Sharma, 1989). Além disso, segundo as recomendações do EC7, deve-se minorar os parâmetros de resistência do solo através da aplicação dos coeficientes parciais de segurança (Quadro 5), a fim de obter os valores da resistência de projeto da fundação.

$$q_{sk} = c_a + \sigma'_n \tan \delta = c_a + K \sigma'_{v0} \tan \delta \quad (8)$$

Em que:

$c_a$ : adesão unitária entre a estaca e o solo [kPa]

$\sigma'_n$ : tensão horizontal efetiva atuante ao redor da estaca [kN/m<sup>2</sup>]

$\delta$ : ângulo de atrito entre a estaca e o solo [°] (Quadro 7)

K: coeficiente de impulso lateral do solo – razão entre a tensão horizontal efetiva e a tensão vertical efetiva no solo [-] (Quadro 8)

$\sigma'_v$ : tensão vertical efetiva [kN/m<sup>2</sup>]

**Quadro 5 – Coeficientes parciais de segurança para os parâmetros do solo**

Parâmetro do solo	Símbolo	Valor
Ângulo de atrito interno efetivo	$\gamma_{\varphi'}$	1,25*
Coesão efetiva	$\gamma_{c'}$	1,25
Resistência ao corte não drenada	$\gamma_{cu'}$	1,4

\*Coeficiente aplicado à  $\tan \varphi$

Fonte: Eurocódigo 7 – Parte 1, 2010. Anexo A, Quadro A.16

### 2.3.3 Capacidade de carga axial de estaca isolada em solo não coesivo

#### 2.3.3.1 Análise estática

Em solos não coesivos, a instalação de estacas causa distúrbio nas regiões adjacentes, com alcance de alguns diâmetros. Em estacas cravadas, o distúrbio pode causar compactação e aumento de densidade, ao passo que em estacas escavadas (moldadas) pode ocorrer o contrário. Sendo assim, no dimensionamento das estacas, o ideal seria considerar as características do solo alterado; porém, essa

previsão é difícil de ser feita, de modo que a capacidade é então determinada com base nas propriedades iniciais do solo e essas alterações são compensadas através do coeficiente  $N_q$  (Quadro 6).

Além disso, em solos arenosos não se considera a contribuição da capacidade de carga por coesão, de forma que toda a resistência é devida ao atrito. Ademais, a contribuição do embutimento na resistência de ponta é pequena e pode ser desprezada; logo, as tensões limites de ponta ( $q_{b;k}$ ) e por atrito lateral ( $q_{s;k}$ ) em solos não coesivos são dadas pelas Equações 9 e 10, respectivamente.

$$q_{b;k} = \gamma DN_q = \sigma'_{vb} N_q \quad (9)$$

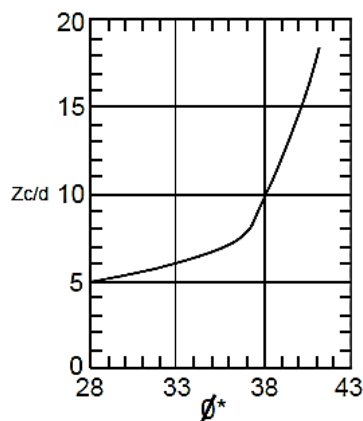
$$q_{s;k} = \sigma'_n \tan \delta = K \sigma'_v \tan \delta \quad (10)$$

Em que:

$\sigma'_{vb}$ : tensão vertical efetiva ao nível da base da estaca

$\sigma'_v$ : tensão vertical efetiva ao longo do fuste da estaca

Contudo, Prakash & Sharma (1989) ressaltam que ensaios realizados por Meyerhof (1976) apontaram que, em solos não coesivos, a capacidade de carga aumenta conforme a profundidade até uma determinada cota crítica ( $z_c$ ), a partir da qual a resistência se mantém constante; na Figura 3 está apresentado um ábaco para a determinação da profundidade crítica, em que a abscissa é em função do ângulo de atrito efetivo do solo ( $\phi'$ ).



d: diâmetro da estaca

$z_c$ : profundidade crítica, a partir da camada de areia

$$\phi^* = \frac{3}{4} \phi' + 10 \rightarrow \text{estacas cravadas}$$

$$\phi^* = \phi' - 3 \rightarrow \text{estacas moldadas}$$

**Figura 3 – Ábaco para a determinação da profundidade crítica da tensão efetiva em solo arenoso**  
**Fonte: Meyerhof (1976)**

**Quadro 6 – Fator de capacidade de carga ( $N_q$ )**

$\Phi$ [°]	$N_q$	
	Estacas cravadas	Estacas escavadas
26	10	5
28	15	8
30	21	10
31	24	12
32	29	14
33	35	17
34	42	21
35	50	25
36	62	30
37	77	38
38	86	43
39	120	60
40	145	72

Fonte: NAVFAC DM 7.2, 1986, pág. 194 (adaptado).

**Quadro 7 – Ângulo de atrito entre a estaca e o solo ( $\delta$ )**

Material da Estaca	$\delta$
Aço	20°
Concreto	$\frac{3}{4} \emptyset$
Madeira	$\frac{3}{4} \emptyset$

Fonte: NAVFAC DM 7.2, 1986, pág. 193 (adaptado).

**Quadro 8 – Coeficiente de empuxo do solo (K)**

Tipo de Estaca	K	
	Estaca comprimida	Estaca tracionada
Seção H	0,5 – 1,0	0,3 – 0,5
Cravada	1,0 – 1,5	0,6 – 1,0
Escavada (B<24")	0,7	0,4

Fonte: NAVFAC DM 7.2, 1986, pág. 193 (adaptado).

### 2.3.3.2 Análise empírica baseada na sondagem SPT

As sondagens de terrenos fornecem dados de algumas características do solo que podem ser utilizadas como base para estimar a capacidade de suporte de fundações. Prakash & Sharma (1989) recomendam a utilização da sondagem SPT (*Standard Penetration Test*) somente como uma orientação para o dimensionamento de estacas e a NAVFAC 7.2 (1986) preconiza o uso desse método unicamente para solos granulares. Entretanto, principalmente no Brasil, muitas das fundações são dimensionadas exclusivamente a partir delas.

As tensões limites de ponta e por atrito lateral são propostas pelos autores com base nas publicações de Meyerhof (1976) e são dadas, respectivamente, pelas Equações 11 e 12. A fim de se determinar a capacidade resistente admissível, o NAVFAC DM 7.2 (1986) recomenda o uso de um fator de segurança igual a 3 para estacas cravadas e 4,5 para estacas escavadas.

$$q_{bk}^* = 0,4 \left( \frac{\bar{N}}{B} \right) D \leq 4\bar{N} \quad (11)$$

$$q_{sk}^* = \frac{\bar{N}}{50} \leq 1 \text{ tsf} \quad (12)$$

$$\bar{N} = C_N N \quad (13)$$

$$C_N = 0,77 \log_{10} \left( \frac{20}{\sigma'_v} \right); \quad \sigma'_v \geq 0,25 \text{ tsf} \quad (14)$$

Onde:

$q_{bk}^*$ : valor dado em dado em tsf;

$q_{sk}^*$ : valor para estacas cravadas, dado em tsf;

B: diâmetro da estaca, em pés (ou o menor lado em caso de estacas retangulares);

D: comprimento de cravação da estaca, em pés

$\bar{N}$ : número de golpes corrigido;

N: número de golpes médio;

$C_N$ : fator de correção do número de golpes;

tsf: unidade de pressão em tonelada por pé quadrado ( $\cong 95,8$  kPa);

$q_{bk}^* \leq 3\bar{N}$ , para solos siltosos não coesivos.

### 2.3.3.3 Análise empírica baseada na sondagem CPT

De acordo com Prakash & Sharma (1989), a sondagem tipo CPT (*Cone Penetrometer Test*) é feita através da cravação contínua de uma haste no solo, que funciona como se fosse um protótipo de estaca; por isso, fornece valores mais confiáveis do que a sondagem SPT – cuja amostragem é de apenas 30 cm para cada metro de solo. Nesse sentido, o aparelho usado no ensaio fornece medições das tensões limites normal e de cisalhamento experimentada durante a cravação.

Para a estimativa da resistência de ponta, calcula-se a tensão limite normal média experimentada pelo cone na região da base da estaca – valor médio



ponderado do solo localizado no espaço 1,5B acima e abaixo da cota da base. Quanto à resistência por atrito lateral, utiliza-se a média ponderada da tensão de cisalhamento medida pelo penetrômetro em cada camada de solo ( $q_{si}$ ). No caso de estacas escavadas, deve-se reduzir pela metade a capacidade de carga de projeto obtida através da Equação 15.

Por fim, a partir de ensaios de carga, Bustamente & Gianceselli (1982) recomendam a aplicação de fatores de correção das tensões  $q_c$  e  $f_s$  obtidas pelo ensio CPT, conforme apresentados na Equação 16 e Figura 4 e Equação 17 e Figura 5, respectivamente.

$$R_d = \frac{R_{bk}}{\gamma_b} + \frac{R_{sk}}{\gamma_s} = \frac{A_b \bar{q}_{ck}}{\gamma_b} + \frac{\sum_i (A_{s;i} \bar{q}_{sk;i})}{\gamma_s} \quad (15)$$

$$\bar{q}_{ck} = \overline{k_c q_c} \quad (16)$$

$$\bar{q}_{sk;i} = \frac{\bar{q}_{c;i}}{\alpha_{B;i}} \quad (17)$$

Natureza do solo	$q_c$ ( $10^5$ Pa)	Factor de capacidade $k_c$	
		Grupo I	Grupo II
Argila mole e siltes	< 10	0.4	0.5
Argila mediantemente compacta	10 a 50	0.35	0.45
Lodo e areia solta	≤ 50	0.4	0.5
Argila compacta a rija e lodo compacto	> 50	0.45	0.55
Cré mole	≤ 50	0.2	0.3
Areia e cascalho mediantemente compacto	50 a 120	0.4	0.5
Cré alterada a fragmentada	> 50	0.2	0.4
Areia e cascalho compacto a muito compacto	> 120	0.3	0.4

Grupo I - estacas moldadas;

Grupo II - estacas cravadas, estacas tipo Franki e estacas injectadas sob alta pressão

**Figura 4 – Fatores de redução da resistência de ponta obtida pela sondagem CPT**

**Fonte: Santos (2002) *apud* Bustamente & Gianceselli (1982).**

**Quadro 9 – Coeficientes parciais de segurança da resistência de estacas com base no CPT**

Estado limite último	$\gamma_b$	$\gamma_s$
Estaca comprimida	2,0	1,3
Estaca tracionada	3,0	2,0

**Fonte: Santos (2002) *apud* Bustamente & Gianceselli (1982).**

Natureza do solo	$q_c$ ( $10^5$ Pa)	Coeficiente $\alpha_B$				Valor máximo de $q_{si}$ ( $10^5$ Pa)					
		Estaca Moldada		Estaca Cravada		Estaca Moldada		Estaca Cravada		Estaca Injectada	
		Fuste de betão	Entubada	Fuste de betão	Fuste de metal	Fuste de betão	Entubada	Fuste de betão	Fuste de metal	Baixa pressão	Alta pressão
Argila mole e siltes	< 10	30	30	30	30	0.15	0.15	0.15	0.35	0.35	-
Argila mediantemente compacta	10 a 50	40	80	40	80	(0.8) 0.35	(0.8) 0.35	(0.8) 0.35	0.35	0.8	$\geq 1.2$
Lodo e areia solta	$\leq 50$	60	150	60	120	0.35	0.35	0.35	0.35	0.8	-
Argila compacta a rija e lodo compacto	> 50	60	120	60	120	(0.8) 0.35	(0.8) 0.35	(0.8) 0.35	0.35	0.8	$\geq 2.0$
Cré mole	$\leq 50$	100	120	100	120	0.35	0.35	0.35	0.35	0.8	-
Areia e cascalho mediantemente compacto	50 a 120	100	200	100	200	(1.2) 0.8	(1.2) 0.8	(1.5) 1.2	0.8	1.2	$\geq 2.0$
Cré alterado a fragmentado	> 50	60	80	60	80	(1.5) 1.2	(1.2) 1.2	(1.5) 1.2	1.2	1.5	$\geq 2.0$
Areia e cascalho compacto a muito compacto	> 120	150	300	150	200	(1.5) 1.2	(1.2) 1.2	(1.5) 1.2	1.2	1.5	$\geq 2.0$

Os valores entre parênteses podem ser usados quando há controle de qualidade da execução da fundação, em que não haja muito remeximento do terreno e se garanta boa aderência estaca-solo.

**Figura 5 – Fatores de redução da resistência de atrito obtida pela sondagem CPT**

**Fonte: Santos, 2002 (apud Bustamente & Gianceselli, 1982).**

### 2.3.3.4 Métodos dinâmicos

De acordo com Cabette (2014), há dois métodos dinâmicos utilizados para estimar a capacidade de carga de estacas cravadas, baseados na análise da resposta da estaca ao processo de cravação – através dos dados da nega e do repique elástico. O primeiro método se fundamenta nas fórmulas dinâmicas, que tem como base a Teoria do Choque e o Princípio de Conservação de Energia, em que a energia potencial gravitacional do martelo é convertida em trabalho ao se chocar com a estaca, tendo em conta as perdas de energia por transformação em calor e ruídos, bem como por deformação elástica da estaca; o segundo método tem como base equações de ondas de tensões, que se propagam ao longo da estaca e são atenuadas pelo efeito da resistência do solo.

O autor destaca ainda que a resistência oferecida pelo solo à penetração da estaca não pode ser diretamente associada à sua capacidade de suporte, pois esta é estática, enquanto que a cravação é um processo dinâmico e conta com

resistências adicionais devidas a inércia e a viscosidade do terreno; além disso, recomenda-se a realização de provas para validar os resultados obtidos a partir dessas formulações teóricas.

Sendo assim, o princípio de conservação de energia está apresentado na Equação 18, em que  $W$  é o peso e  $H$  é a altura de queda do martelo de cravação,  $R_{dyn}$  é a resistência dinâmica do solo à cravação,  $S_{dyn}$  é o afundamento da estaca no solo por golpe do martelo e  $\Delta E$  é a perda de energia durante o processo. Estimar a perda de energia é um processo dificultoso, de modo que na prática se aplica um coeficiente de redução da resistência dinâmica do solo, obtido a partir de ensaios experimentais, a fim de se obter a capacidade resistente da estaca. No Quadro 10 estão apresentadas algumas das formulações teóricas baseadas na nega e no repique elástico de estacas cravadas (Prakash & Sharma, 1989).

$$WH = R_{dyn}S_{dyn} + \Delta E \quad (18)$$

**Quadro 10 – Métodos dinâmicos para estimar a capacidade resistente vertical**

Capacidade de Carga	Proponente	Observações
$R_d = \frac{2WH}{S_{dyn} + 1}$	NAVFAC DM 7.02 (1986)	Rd e W em libra-força; H em pés $S_{dyn}$ em polegada
$R_d = \frac{(K - C_3)AE}{L \alpha_r}$	Velloso (1987)	K: repique elástico C <sub>3</sub> : compressão elástica A: área da seção transversal E: módulo de elasticidade do material $\alpha_r$ : razão entre a parcela de carga de ponta e a capacidade total da estaca
$R_d = \frac{W^2H}{(W + P)S} \frac{1}{C_s}$	Fórmula dos Holandeses (1812)	P: peso da estaca C <sub>s</sub> : coeficiente de segurança proposto pelos autores
$R_d = \frac{W^2PH}{(W + P)^2 S} \frac{1}{C_s}$	Fórmula de Brix	-

Fonte: Cabette, 2014 (adaptado).

#### 2.3.4 Capacidade de carga axial de estaca isolada em solo coesivo

Para solos coesivos, a análise da capacidade de carga é baseada nas condições de drenagem: em curto prazo (condição não drenada) são consideradas

as tensões totais atuantes no solo, enquanto que em longo prazo (condição drenada), consideram-se as tensões efetivas. Além disso, é comum desconsiderar a influência do primeiro metro do subsolo para se compensar os efeitos do processo de execução e da interferência de pessoas e máquinas na superfície (Prakash & Sharma, 1989).

Para o cálculo da capacidade resistente de argilas em curto prazo, despreza-se a contribuição de resistência devida ao atrito lateral. Sendo assim, as tensões limites normal e de cisalhamento (por estrato) em solo argiloso para condições não drenadas são dadas, respectivamente, pela Equação 19 e Equação 20 (Cintra & Aoki, 2010).

$$q_{bk} = c_{ub} N_c \quad (19)$$

$$q_{sk} = c_a = \alpha c_u \quad (20)$$

Em que:

$c_{ub}$ : coesão não drenada de uma amostra de solo indeformado na base da estaca;

$c_u$ : coesão não drenada média de determinada camada do solo;

$N_c$ : fator de capacidade de carga (Quadro 11);

$c_a$ : adesão unitária média entre a estaca e determinada camada do solo;

$\alpha$ : fator de adesão (Figura 6).

**Quadro 11 – Fator de capacidade de carga ( $N_c$ )**

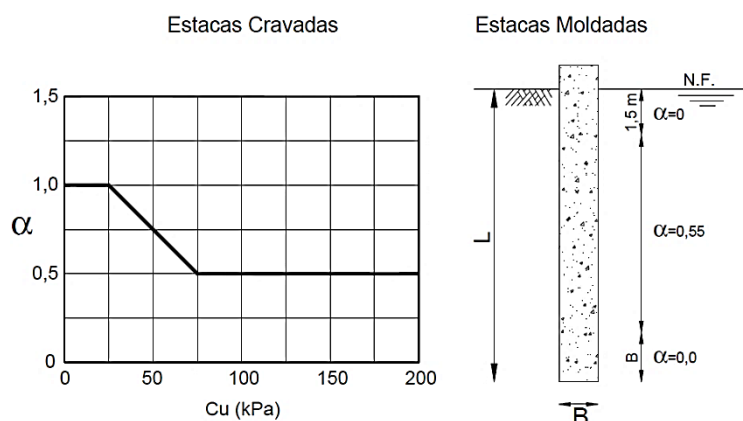
$D/B$	$N_c$
0	6,2
1	7,8
2	8,5
$\geq 4$	9

Fonte: Prakash & Sharma, 1989. Cap. 5, pág. 267 (*apud* NAVFAC DM 7.2, 1982).

Para a estimativa da capacidade de carga em longo prazo, despreza-se a resistência do solo devida à coesão das partículas. Assim, em solo argiloso em condições drenadas, a capacidade de carga por atrito lateral e pela base – por estrato, são dadas pelas Equações 21 e 22, respectivamente.

$$q_{bk} = \sigma'_{vb} N_q \quad (21)$$

$$q_{sk} = \sigma'_n \tan \delta = K_h \sigma'_v \tan \delta \quad (22)$$



**Figura 6 – Fator de Adesão**

Fonte: Murthy, 2002 (*apud* O'Neill and Reese, 1999), adaptado.

### 2.3.5 Capacidade de carga axial de grupo de estacas em solo não coesivo

Em diversas soluções estruturais a fundação será constituída de um grupo de estacas interligadas entre si por um bloco de concreto armado, denominado de bloco de coroamento ou maciço de encabeçamento. A distância entre as estacas de um bloco deverá ser de ao menos três vezes a dimensão do elemento (B), a fim de minimizar a interferência entre elas (Prakash & Sharma, 1989).

Conforme os estudos publicados por Vesic (1977), a tensão limite característica de ponta de um grupo de estacas ( $q_{bk;G}$ ) em solos não coesivos é dada pela soma das capacidades individuais das estacas, assim apresentada na Equação 23, em que  $n$  é o número de estacas do bloco de fundação.

$$q_{bk;G} = n q_{bk} \quad (23)$$

Por sua vez, a tensão limite característica por atrito lateral de um grupo de estacas ( $q_{sk;G}$ ) em solos não coesivos pode ser ainda maior do que a soma das tensões limites individuais – para espaçamento de até 7 vezes a dimensão da estaca, pois há acréscimo de compactação do solo no entorno das estacas durante a sua execução. Todavia, Prakash & Sharma (1989) afirmam que é bastante difícil prever quantitativamente esse acréscimo de resistência, de modo que se recomenda ignorar esse aumento, a não ser quando respaldado por uma prova de carga *in situ*.

Para espaçamentos superiores a 7 vezes a dimensão da estaca, elas comportar-se-ão de maneira independente. Deste modo, a capacidade resistente de grupo é dada simplificada pela Equação 24.

$$q_{sk;G} = n q_{sk} \quad (24)$$

### 2.3.6 Capacidade de carga axial de grupo de estacas em solo coesivo

Segundo, Prakash & Sharma (1989), em solos coesivos onde as estacas do bloco estão suficientemente próximas, a capacidade de suporte em grupo é normalmente menor do que a soma das capacidades de cargas individuais e a razão entre elas é a chamada eficiência de grupo ( $G_e$ ) – vide Quadro 12. O valor da eficiência pode depender dos parâmetros do solo, das dimensões e formato do bloco de coroamento, do comprimento das estacas e do espaçamento entre elas.

**Quadro 12 – Valores de eficiência de grupo para diferentes espaçamentos entre estacas**

Espaçamento (s)	3B	4B	5B	6B	8B
Eficiência de Grupo ( $G_e$ )	0,7	0,75	0,85	0,9	1,0

Fonte: Prakash & Sharma, 1989. Cap. 5, pág. 271 (*apud* NAVFAC DM 7.2, 1982).

Além disso, de acordo com NAVFAC DM 7.2 (1986), o agrupamento de estacas causa influência na rigidez do bloco; nomeadamente, quando se restringe a translação na cabeça da estaca, a capacidade de carga aumenta em 62% se comparada com a de estacas isoladas; entretanto, quando se engasta (encrasta) a cabeça da estaca, o ganho da capacidade resistente é de somente 13%. Nesse contexto, a capacidade de carga característica de um grupo de estacas em solos coesivos pode ser estimada como sendo a menor entre as seguintes situações:

**Ação de grupo:** ruptura do bloco de estacas, dada pela Equação 25, em que  $\bar{b}$  é a dimensão efetiva do bloco de coroamento (preterindo os cobrimentos da estaca) e  $L_e$  é o comprimento efetivo da estaca.

$$Q_{k;G} = c_u N_c \bar{b}^2 + 4c_u L_e \quad (25)$$

**Ação individual:** não há efeito de grupo, de modo que a capacidade resultante é a soma das capacidades de carga das estacas individualmente, multiplicada pela eficiência de grupo ( $G_e$ ), conforme a Equação 26.

$$Q_{k;G} = G_e n Q_k \quad (26)$$

## 2.4 MÉTODOS DE ANÁLISE DE ASSENTAMENTO

Prakash & Sharma (1989) afirmam que a previsão do assentamento de fundações em estacas é uma tarefa bastante complexa por causa de dois principais motivos: a perturbação e a alteração do estado de tensões do solo devidas à instalação da estaca; e a incerteza acerca da distribuição e da exata posição da transferência de esforços da estaca ao solo.

De acordo com Gerscovich (2016), as deformações no solo podem ser causadas pelo deslocamento das partículas sólidas ou pela expulsão de ar e água dos poros. Na análise do assentamento de fundações, considera-se que a água é incompressível e que as cargas aplicadas ao solo não são suficientes para ocasionar deformações nas partículas.

O deslocamento do solo pode ocorrer imediatamente após a aplicação das cargas (recalque primário) ou ao longo do tempo (recalque secundário). Em solos arenosos e em argilosos não saturados, o assentamento ocorre de maneira rápida, enquanto que em solos argilosos saturados, os recalques são lentos e estão principalmente associados à saída de água dos poros e à permeabilidade do solo.

Além do mais, os assentamentos podem não ser uniformes (recalque diferencial), acarretando danos à superestrutura devido ao desalinhamento dos elementos estruturais. Ainda, o assentamento de um grupo de estacas é usualmente maior do que o de estacas isoladas sob o mesmo carregamento devido à sobreposição dos bulbos de pressão, de modo que se deve atentar a essa diferença ao se estimar o assentamento de estacas em grupo (Budhu, 2013).

Conforme Prakash & Sharma (1989), o assentamento é diretamente dependente do histórico de tensões do solo e do mecanismo de transferência de esforços, este ainda não totalmente compreendido pelos estudiosos. Sendo assim, a forma de transmissão de esforços só pode ser satisfatoriamente obtida pelo monitoramento do atrito lateral durante provas de carga.

Os autores destacam ainda que o deslocamento necessário para mobilizar a resistência por atrito lateral da estaca é baixo, não podendo exceder 10 mm – independentemente do tipo de solo e das características da estaca. Por outro lado, para mobilizar a resistência de ponta, o deslocamento precisa ser muito maior do que isso e está sujeito às características do solo e da estaca. Por isso, a resistência última por atrito é mobilizada muito antes da resistência última de ponta, o que precisa ser levado em consideração na análise do recalque da estrutura, uma vez que vencido o atrito lateral haveria o escorregamento da estaca.

Por fim, se uma prova de carga for realizada seguindo o método padrão estabelecido pelo EC7, o recalque observado durante o teste pode ser tomado como representativo para o comportamento a longo prazo de estacas no solo ensaiado, sendo este considerado o único método preciso para estimar o assentamento.

#### 2.4.1 Abordagem de Vesic (1977)

##### 2.4.1.1 Estacas isoladas

O método de análise segundo a abordagem de Vesic (1977) pode ser aplicado a solos não coesivos, bem como para solos coesivos na condição não drenada. De acordo com essa abordagem, o assentamento na cabeça de uma estaca isolada (Equação 27) pode ser subdividido em três componentes: a parcela devida à deformação axial da estaca (Equação 28), a causada pela transmissão de carga na base da estaca (Equação 29) e aquela em consequência da transmissão de carga por atrito lateral (Equação 30). Para tanto, considera-se que a camada de solo abaixo da base tenha espessura de ao menos dez vezes a dimensão da estaca, bem como apresente rigidez igual ou superior à da estaca.



$$S = S_s + S_b + S_{bs} \quad (27)$$

$$S_s = (Q_b + \alpha_s Q_s) L A_p E_p \quad (28)$$

$$S_b = \frac{(c_b Q_b)}{B q_{b;ult}} \quad (29)$$

$$S_{bs} = \frac{(c_s Q_s)}{D q_{bk}} \quad (30)$$

Em que:

$Q_b$ : carga transmitida ao solo pela base da estaca;

$Q_s$ : carga transmitida pela estaca ao longo do fuste;

$\alpha_s$ : coeficiente relacionado ao modo de transmissão de carga por atrito (Quadro 14);

L: comprimento da estaca;

$A_p$ : área da seção transversal da estaca;

$E_p$ : módulo de elasticidade da estaca;

$c_b$ : coeficiente empírico relativo ao tipo de solo e ao método construtivo (Quadro 13);

B: dimensão da seção transversal da estaca;

$q_{b;ult}$ : tensão limite última da base da estaca

$c_s$ : coeficiente empírico relacionado ao  $c_b$  (Quadro 13).

D: comprimento efetivo da estaca;

$q_{bk}$ : tensão limite característica de ponta

**Quadro 13 – Valores típicos do coeficiente  $c_b$  e  $c_s$**

Tipo de Solo	Estacas Cravadas	Estavas Escavadas
Areia (densa a solta)	0,02 a 0,04	0,09 a 0,18
Argila (dura a mole)	0,02 a 0,03	0,03 a 0,06
Silte (denso a solto)	0,03 a 0,05	0,09 a 0,12

$$c_s = (0,93 + 0,16 D/B) c_b$$

Fonte: NAVFAC DM 7.02, 1986. Capítulo 5, Tabela 5 (adaptada)

**Quadro 14 – Valores típicos do coeficiente  $\alpha_s$**

Modo de transmissão de carga por atrito lateral	$\alpha_s$
Parabólico ou uniforme	0,5
Triangular (carga nula na cabeça da estaca)	0,67
Triangular (carga máxima na cabeça da estaca)	0,33

Fonte: NAVFAC DM 7.02, 1986. Pág. 207.

No assentamento de solos argilosos em longo prazo, deve-se analisar se o solo será normalmente consolidado ou sobreconsolidado. Como essa análise e as equações que regem esse comportamento são mais complexas, elas não serão abordadas neste trabalho; em caso de interesse, recomenda-se a leitura das seções 5.1.9 e 5.1.10 de Prakash & Sharma (1989).

Vesic (1970) sugere ainda outro método para estimar o assentamento na cabeça de estacas isoladas, desta vez totalmente baseado em métodos empíricos (Equação 31).

$$S = \frac{B}{100} + \frac{(Q_v L)}{A_p E_p} \quad (31)$$

Em que:

- S: assentamento na cabeça da estaca [polegada];
- B: dimensão da seção transversal da estaca [polegada];
- Q<sub>v</sub>: carga axial aplicada na estaca [libra-força];
- L: comprimento da estaca [polegada];
- A<sub>p</sub>: área da seção transversal da estaca [polegada<sup>2</sup>];
- E<sub>p</sub>: módulo de elasticidade da estaca [libra-força/polegada<sup>2</sup>];

#### 2.4.1.2 Grupo de estacas

O assentamento de um grupo de estacas, segundo Vesic (1977), pode ser dado pela seguinte expressão:

$$S_G = S \sqrt{\bar{b}/B} \quad (32)$$

Em que:

- S<sub>G</sub>: assentamento de grupo, cujas estacas estejam submetidas à mesma carga que a estaca isolada;
- S: assentamento na cabeça da estaca isolada;
- $\bar{b}$ : dimensão efetiva do grupo de estacas (a menor dimensão do bloco, desprezando o cobrimento);
- B: dimensão da seção transversal estaca isolada.

## 2.4.2 Abordagem de Poulos & Davis (1980)

### 2.4.2.1 Estacas isoladas

Um dos métodos de análise utilizado pelo programa de análise geotécnica é o proposto por Poulos & Davis (1980), baseado na teoria da elasticidade, considera que o solo é idealmente homogêneo, isotrópico e elástico, cujas características não são modificadas pela presença da estaca; todavia, algumas modificações baseadas em medições *in situ* são atribuídas para que o modelo se aproxime das condições reais do solo (Equação 34).

Análises deste tipo têm sido empregadas por diversos teóricos: D'Appolonia & Romualdi (1963), Salas & Belzunce (1965), Poulos & Davis (1968), Mattes & Poulos (1969), Butterfield & Banerjee (1971), Randolph & Wroth (1978). Na maioria delas, a estaca é subdividida em um número de elementos uniformemente solicitados e a solução é obtida por equações de compatibilidade entre os deslocamentos dos elementos e o solo adjacente, que pode ser estratificado. Os deslocamentos dos elementos são obtidos ao se considerar a deformação da estaca sob carga axial, ao passo que o deslocamento do solo é calculado usando as Equações de Mindlin.

A maior distinção entre os métodos de análise acima citados se refere ao modo de transmissão da tensão de cisalhamento ao longo da estaca. Poulos & Davis (1980) assumem que a tensão cisalhante é distribuída uniformemente em torno da circunferência da estaca e propõem um método simplificado para a determinação da curva carga-assentamento (Equação 33).

Os autores consideram que o assentamento é linearmente proporcional à carga de solicitação e, apesar de isso ser verdadeiro somente para solicitações de até 50-70% da carga de ruptura, os autores sustentam que estender esse comportamento até a carga de ruptura resulta em valores bastante satisfatórios.

$$S = \frac{Q_v}{BE_s} I_p \quad (33)$$

$$I_p = I_0 R_K R_h R_v \quad (34)$$

Em que:

- S: assentamento na cabeça da estaca;  
 $E_s$ : valor médio do módulo de elasticidade do solo ao longo do fuste da estaca [Pa];  
 $l_p$ : fator de influência do assentamento no topo da estaca;  
 $l_0$ : fator de influência do assentamento para estaca incompressível (Figura A.1);  
 $R_v$ : fator de correção do coeficiente de Poisson do solo –  $\nu_s$  (Figura A.2);  
 $R_h$ : fator de correção para espessura finita da camada de solo da base (Figura A.3);  
 $R_K$ : fator de correção para a compressibilidade da estaca (Figura A.4).

Além disso, como supracitado, dever-se-ia considerar no cálculo do assentamento a parcela referente ao escorregamento da estaca a partir da mobilização da resistência última por atrito lateral (Equação 35); todavia, o *software* de cálculo despreza essa parcela de contribuição nos cálculos.

$$\Delta S = \left[ Q_v \beta - \frac{R_{sk} \beta}{(1 - \beta)} \right] \frac{L}{A_p E_p} \quad (35)$$

$$\beta = \beta_0 C_K C_b C_v \quad (36)$$

Em que:

- $\Delta S$ : parcela do assentamento referente ao escorregamento da estaca a partir da mobilização da resistência última por atrito lateral;  
 $R_{sk}$ : capacidade última de suporte por atrito lateral da estaca;  
 $\beta$ : proporção da carga aplicada transferida para a base da estaca;  
 $\beta_0$ : proporção base-carga para estaca incompressível (Figura A.5);  
 $C_v$ : fator de correção do coeficiente de Poisson do solo –  $\nu_s$  (Figura A.6);  
 $C_K$ : fator de correção para a compressibilidade da estaca (Figura A.7);  
 $C_b$ : fator de correção da rigidez do estrato de suporte (Figura A.8).

Prununciati, Garcia & Rodrigues (2017) realizaram cargas de prova em três estacas de hélice contínua com geometrias distintas com o intuito de comparar três dos métodos semiempíricos para estimar o assentamento de estacas: Vesic (1975A), Poulos & Davis (1980) e Cintra & Aoki (2010). Segundo os autores, o método proposto por Cintra & Aoki (2010) foi o mais próximo dos resultados obtidos nas provas de carga (erros de -22%, 9% e -7%), seguido por Poulos & Davis (1980), com erros de -16%, 18% e 15%; por último, o método de Vesic (1975A) foi o mais distante, mas o único a não subestimar o assentamento real (138%, 180% e 246%).

Por fim, Poulos & Davis (1980) sugerem ainda uma equação para estimar o assentamento máximo ( $s_{max}$ ) de uma estaca, com base na capacidade de carga última da fundação, conforme apresentado na Equação 37, em que  $R_{bk}$  é a capacidade última de suporte de ponta da estaca.

$$s_{max} = \frac{R_{bk}}{\beta B E_s} I_p + \left[ R_{bk} - \frac{R_{sk} \beta}{(1 - \beta)} \right] \frac{L}{A_p E_p} \quad (37)$$

#### 2.4.2.2 Grupo de estacas

De acordo com Poulos & Davis (1980), a análise do assentamento de grupos de estacas é uma extensão dos conceitos aplicados para estacas isoladas. As estacas em grupo são tidas como isoladas e o bloco de coroamento influencia no comportamento do grupo ao controlar o recalque diferencial entre os elementos, bem como pelo efeito de contato entre o bloco e o solo. Na Equação 38 está apresentado o assentamento para grupos de estacas simétricos, isto é, com estacas equidistantes e carregadas igualmente.

$$S_G = S \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq k}}^n (\alpha_{kj} Q_{v,1}) + S Q_v \quad (38)$$

Em que:

$S_G$ : assentamento de grupo;

$S$ : assentamento na cabeça de uma estaca isolada sob carregamento unitário;

$Q_{v,1}$ : carga axial aplicada em cada estaca;

$\alpha_{kj}$ : fator de interação do espaçamento entre as estacas  $k$  e  $j$  (Figura A.9; Figura A.10 e Figura A.11);

$Q_v$ : carga axial total aplicada no grupo de estacas.

## 2.5 ESTACAS SUBMETIDAS A CARREGAMENTO TRANSVERSAL

Além do carregamento axial, as estacas podem também estar submetidas a esforços horizontais e momentos fletores. De acordo com o EC7, o carregamento

transversal em estacas pode ser provocado por diversos fatores: por movimentos do terreno em torno da estaca; por sobrecargas de intensidade diferente em lados opostos da fundação; por níveis diferentes de escavação ao redor da fundação; pela fluência de taludes ou por estacas inclinadas em terrenos com assentamentos. Os momentos fletores, por sua vez, podem ser resultado da própria aplicação de esforço horizontal ou ainda transferidos à estaca pelos pilares.

De acordo com Prakash & Sharma (1989), na determinação da capacidade de carga transversal deve-se considerar a interação entre as estacas e o maciço, que depende principalmente da resistência ao corte do solo, do material, geometria e espaçamento das estacas e da condição de contorno na cabeça da estaca – que está relacionada à rigidez relativa entre a estaca e o bloco de coroamento.

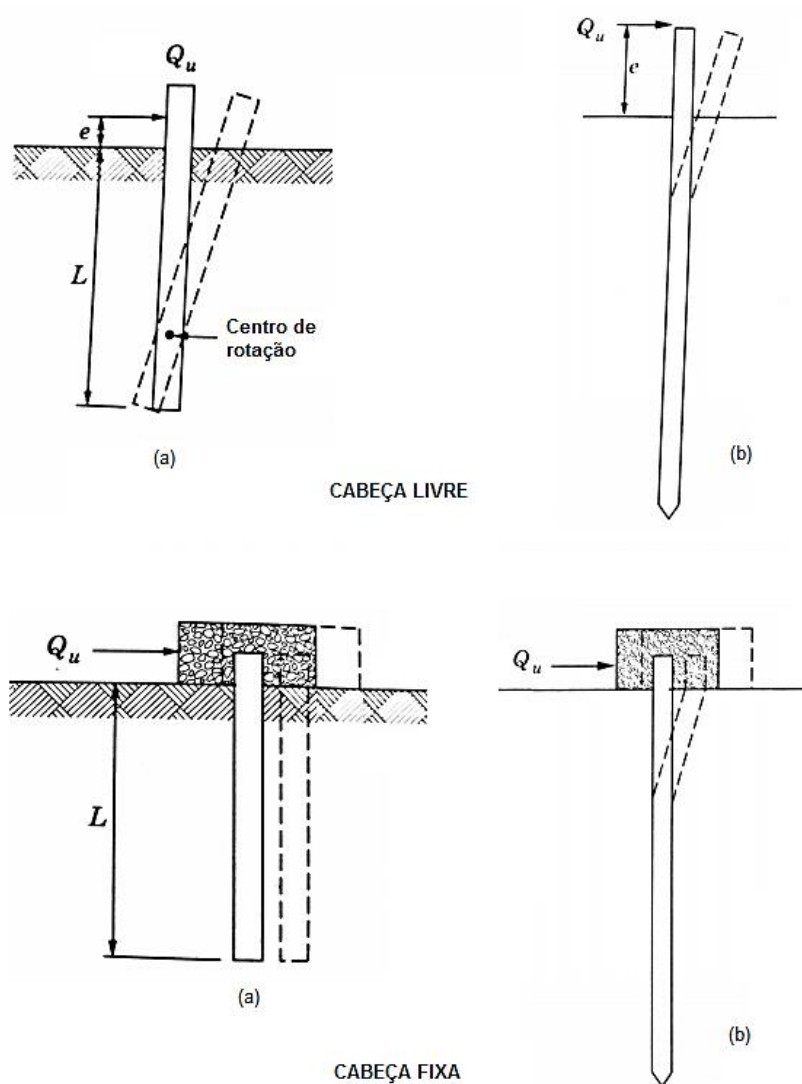


Figura 7 – Modos de deformação de estacas solicitadas lateralmente (a: curtas; b: longas)

Fonte: Prakash & Sharma, 1989. Figura 6.4 e Figura 6.5 (adaptadas)

Se o bloco for considerado flexível, poderá haver rotação e/ou deslocamento horizontal da cabeça da estaca, ao passo que se o bloco for tomado como rígido, a rotação na cabeça da estaca estará restringida (Figura 7). Entretanto, na prática, a condição de apoio na cabeça da estaca normalmente está entre esses dois limites, nem totalmente livre nem totalmente engastada. Além disso, o mecanismo de ruptura depende das características geométricas e de contorno da estaca; mas, as estacas de cabeça livre tentem a romper por rotação, enquanto que as engastadas por translação (Budhu, 2013).

Outrossim, o critério de determinação da capacidade de carga horizontal de estacas pode estar associado ao estado limite último (ruptura da fundação) ou ao estado limite de serviço (deflexão horizontal máxima aceitável); o menor valor da capacidade resistente entre os dois critérios será utilizado para o dimensionamento.

### 2.5.1 Abordagens utilizadas pelo programa de análise geotécnica

O *software* utiliza como base o Método de Broms (1964) e o Método p-y para estimar a resistência lateral de estacas. O primeiro considera o solo como homogêneo e não permite a análise de mais de um estrato, de modo que os parâmetros são inseridos com base no tipo do solo: coesivo ou não coesivo. Enquanto que o segundo é baseado no método dos elementos finitos, de acordo com o princípio da viga em fundação elástica de Winkler (Figura 8).

#### 2.5.1.1 Método de Broms (1964)

Ruigrok (2010) estabelece que o Método de Broms (1964) foi um modelo desenvolvido inicialmente para estacas curtas, rígidas e com a cabeça livre em solos coesivos, mas foi expandido para outras aplicações. Ele é baseado no estado limite último da fundação e na teoria de que a capacidade lateral é governada pelo empuxo (impulso) passivo do solo (estacas curtas) ou pela capacidade última do material (estacas longas).

Prakash & Sharma (1989) citam que a abordagem de Broms possui a vantagem de ser aplicável a estacas de quaisquer comprimentos, bem como a solos puramente coesivos ou não coesivos e a estacas com a cabeça livre ou engastada. Entretanto, os autores ressaltam que o método faz simplificações a respeito da distribuição da resistência última do solo ao longo do fuste, além de apresentar a desvantagem de não ser aplicável a solo estratificado nem a solo misto – que possui coesão e ângulo de atrito simultaneamente.

De acordo com os autores, o método de Broms é bastante utilizado para o dimensionamento rápido de estacas, pois propõe inúmeros gráficos adimensionais, baseados nas propriedades do solo e nas características da estaca, que facilitam a estimativa da capacidade de carga da fundação. Todavia, o método não é muito confiável, principalmente devido ao fato de o módulo de reação do subsolo ser assumido como linearmente elástico.

Além disso, inúmeros estudos práticos apontaram que o modelo apresenta resultados para as deflexões da estaca muito diferentes dos das provas de carga, além de que o método é bastante conservativo na estimativa da resistência de solos não coesivos, ainda que razoavelmente preciso para solos coesivos (Ruigrok, 2010).

Broms desenvolveu algumas expressões para se estimar a capacidade resistente da fundação, o momento fletor máximo e a sua localização; a escolha entre qual delas utilizar depende da esbeltez da estaca, das condições de fronteira na cabeça da estaca e do tipo de solo (Quadro B.1 no Anexo B).

Os parâmetros de esbeltez da estaca (T e R) estão apresentados nas Equações 39 e 40, consoantes o tipo de solo. O critério para a classificação de estacas curtas é  $L/T \leq 2$  ou  $L/R \leq 2$ , enquanto que para as longas é  $L/T \geq 4$  ou  $L/R \geq 3,5$ , em que L é o comprimento. A condição de fronteira na cabeça da estaca depende da rigidez relativa entre ela e o bloco de coroamento (Prakash & Sharma, 1989).

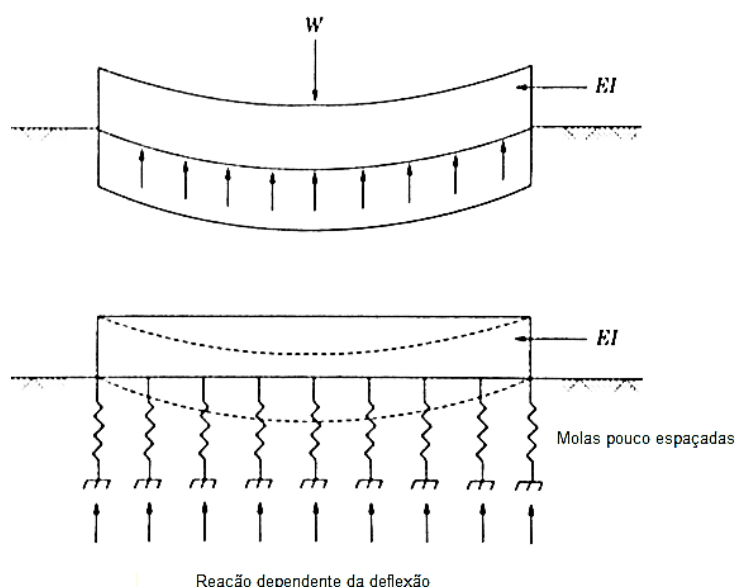
$$T = \left( \frac{EI}{n_h} \right)^{1/5} \quad (\text{areais e argilas normalmente consolidadas}) \quad (39)$$

$$R = \left( \frac{EI}{k_h} \right)^{1/4} \quad (\text{argilas sobreconsolidadas}) \quad (40)$$



### 2.5.1.2 Método p-y

De acordo com Budhu (2013), o método p-y é baseado em um modelo massa-mola, em que se considera a estaca como sendo uma viga apoiada sobre uma fundação elástica. A rigidez do solo é comparada à de um conjunto infinito de molas elásticas independentes com pouco espaçamento entre si (modelo de solo de Winkler, Figura 8). A proporção entre a resistência do solo e a deformação da estaca é dada pelo módulo de reação do subsolo (Equação 5), que pode ser estimado pelo *software* segundo as abordagens de Pochman & Simek (1989), Bowles (1997), CSN 73 1004 (1981), Matlock & Reese (1956) ou Vesic (1977).



**Figura 8 – Ilustração do modelo de solo de Winkler**  
**Fonte: Prakash & Sharma, 1989. Figura 6.6 (adaptada)**

Neste método, fazem-se algumas modificações ao modelo idealizado da viga de Winkler, de modo a considerar o comportamento não linear do solo, bem como a interferência da profundidade no cálculo do módulo de reação do solo. Vesic (1961, *apud* Biot's 1937) validou experimentalmente a eficiência deste modelo para elementos longos flexíveis, onde a diferença do momento fletor entre o modelo e o observado foi baixa para pequenos deslocamentos (Prakash & Sharma, 1989).

Além disso, o método pode ser aplicado a solos estratificados e, ainda, tem sido utilizado para se estimar resultados em longo prazo. Ademais, a rigidez do solo

pode ser representada através de curvas que exprimem a reação do subsolo como função da deflexão lateral da estaca (p-y), sendo o formato das curvas diretamente relacionado a parâmetros de resistência e ao estado de tensões do solo no entorno da fundação (Ruigrok, 2010).

Além disso, as curvas p-y não dependem da geometria e da rigidez da estaca e ignoram o efeito do carregamento atuante em outros elementos. Essa simplificação se mostrou satisfatória, pois estudos indicaram que, em casos práticos, a deflexão pode ser expressa apenas como função única da reação do solo. Uma vez definidas as curvas p-y é possível resolver problemas de estacas carregadas transversalmente a partir de um processo numérico iterativo para estimar a deflexão lateral, a rotação, o momento fletor, bem como a força cortante e a reação do solo para quaisquer profundidades (Prakash & Sharma, 1989).

Ruigrok (2010) afirma ainda que a relação p-y pode ser dada a partir de curvas obtidas experimentalmente e que o uso delas torna o modelo fácil de ser aplicado, uma vez que poucos dados do solo são necessários. Em contrapartida, o método ignora a continuidade do solo e a resistência do solo ao cisalhamento, o que pode acarretar erros significativos para grandes deslocamentos (BUDHU, 2013). Os procedimentos de cálculo usados para a determinação das curvas p-y estão apresentados no Anexo B.

### 2.5.1.3 Abordagens teóricas para a estimativa do módulo de reação horizontal

No programa de análise geotécnica é possível escolher entre cinco diferentes abordagens teóricas para a estimativa do módulo de reação horizontal do solo, cujas formulações estão sucintamente apresentadas a seguir.

a) Pochman & Simek (1989) – distribuição constante de  $k_h$

$$k_h = \frac{3E_{def}}{2r} \quad (41)$$

$$r = B + 2B \tan \beta \quad (42)$$

Em que:

$E_{def}$ : módulo de deformação do solo [MPa]

$r$ : largura reduzida da estaca [m]

$B$ : dimensão da seção transversal da estaca [m]

$\beta$ : ângulo de dispersão [°] (dado de acordo com o ângulo de atrito interno do solo)

b) Bowles (1997) – distribuição linear de  $k_h$

$$k_h = k \left( 0,308 + 1,584 \frac{B}{L} \right) \frac{x}{rL} \quad (43)$$

Em que:

$L$ : comprimento efetivo da estaca [m]

$k$ : coeficiente de reação unitária do solo segundo Bowles [MN/m<sup>3</sup>] (Quadro 15)

$x$ : profundidade de um ponto qualquer da estaca [m]

**Quadro 15 – Coeficiente de reação unitária de solos segundo Bowles**

Tipo de solo	$k$ [MN/m <sup>3</sup> ]
Cascalho arenoso denso	220 – 400
Cascalho médio denso	155 – 300
Areia média	110 – 280
Areia fina	80 – 200
Argila rija	60 – 200
Argila rija saturada	30 – 100
Argila plástica	40 – 140
Argila plástica saturada	10 – 80
Argila mole	2 – 40

**Fonte: Bowles, 1997. Tabela 16-4 (adaptada)**

c) CSN 73 1004

Solos coesivos – distribuição constante

$$k_h = \frac{2E_{def}}{3B} \quad (44)$$

Solos não coesivos – distribuição linear

$$k_h = n_h \frac{x}{B} \quad (45)$$

**Quadro 16 – Coeficiente de reação unitária de solos não coesivos (Masopust, 1994)**

Densidade relativa do solo $I_D$ [-]	$n_h$ [MN/m <sup>3</sup> ]	
	Areia e cascalho seco	Areia e cascalho molhado
0,3	2,5	1,5
0,5	7,0	4,5
0,7	18,0	11,0

Fonte: <https://www.finesoftware.com.br/ajuda-online/geo5/pt/modulo-de-reacao-do-subsolo-de-acordo-com-csn-73-1004-01/>

d) Matlock & Reese (1956) – solos não coesivos, distribuição linear

$$k_h = n_h \frac{x}{B} \quad (46)$$

**Quadro 17 – Coeficiente de reação unitária de solos não coesivos (Matlock & Reese, 1956)**

Densidade	$n_h$ [MN/m <sup>3</sup> ]	
	Areia e cascalho secos	Areia e cascalho molhados
Solto	1,8 – 2,2	1,0 – 1,4
Médio	5,5 – 7,0	3,5 – 4,5
Denso	15,0 – 18,0	9,0 – 12,0

Fonte: <https://www.finesoftware.com.br/ajuda-online/geo5/pt/modulo-de-reacao-do-subsolo-de-acordo-com-matlock-e-reese-01/>

e) Vesic (1961) – distribuição constante

$$k_h = \frac{0,65}{B} \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_p I_p}} \frac{E_s}{1 - \vartheta^2} \quad (47)$$

Em que:

$E_p$ : módulo de elasticidade da estaca [MPa]

$I_p$ : momento de inércia da estaca [m<sup>4</sup>]

$E_s$ : módulo secante de elasticidade do solo [MPa]

$\vartheta$ : coeficiente de Poisson

## 2.5.2 Outras abordagens teóricas para a distribuição dos esforços horizontais

Há inúmeros métodos analíticos e numéricos para se estimar a capacidade de carga horizontal de fundações. Algumas das abordagens mais utilizadas, suas

características, aplicabilidades e limitações estão sucintamente apresentadas a seguir, de acordo com Ruigrok (2010). No Quadro B.2 do Anexo B está apresentado um resumo comparativo entre as diferentes abordagens.

### 2.5.2.1 Blum (1932)

O método é um dos mais conhecidos e, apesar de antigo, ainda é bastante usado atualmente devido à simplicidade e rapidez dos resultados. Essa abordagem considera um carregamento horizontal ideal, em que o momento na estaca é nulo até a profundidade de penetração teórica. Os resultados são dados com base na capacidade de carga e no momento fletor máximos ou ainda com base nas dimensões mínimas da estaca. Entretanto, o método se limita a estimar a capacidade última da fundação e foi elaborado para solos não coesivos (apesar de haver fórmulas adaptadas para solos coesivos).

Além disso, só é possível calcular os deslocamentos ao nível do solo e na cabeça da estaca, não é aplicável a solos estratificados, não apresenta evolução ao longo do tempo, não prevê aplicação de cargas verticais (apesar de haver fórmulas adaptadas) e, por fim, a rigidez da estaca é tida como constante ao longo do fuste e o módulo de reação do solo é assumido como linear.

$$\frac{24P}{f_w} = 4x_m(x_m + 3b) \quad (48)$$

$$\frac{24P}{f_w} = t_0^3 \left( \frac{t_0 + 4b}{h + t_0} \right) \quad (49)$$

$$M_{max} = \frac{24P}{f_w} x_m^2 \{ 3x_m^2 + x_m(4h + 8b) + 12bh \} \quad (50)$$

$$d = \frac{P(h + t_0)^3}{3EI} - \frac{f_w t_0^4}{360EI} \{ 2,5t_0^2 + t_0(3h + 12b) + 15bh \} \quad (51)$$

$$d' = \frac{Ph t_0^2}{2EI} + \frac{P t_0^3}{3EI} - \frac{f_w}{EI} \left( \frac{t_0^6}{144} + \frac{b t_0^5}{30} \right) \quad (52)$$

Em que:

$P$ : força horizontal estática [kN]

$d$ : deflexão na cabeça da estaca [m]

$d'$ : deflexão ao nível do solo [m]

$f_w$ : resistência do solo [ $\text{kN/m}^3$ ]

$h$ : altura em que a carga  $P$  é aplicada [m]

$b$ : dimensão da estaca perpendicular à direção de aplicação da força  $P$  [m]

$x_m$ : profundidade da localização do  $M_{\max}$  [m]

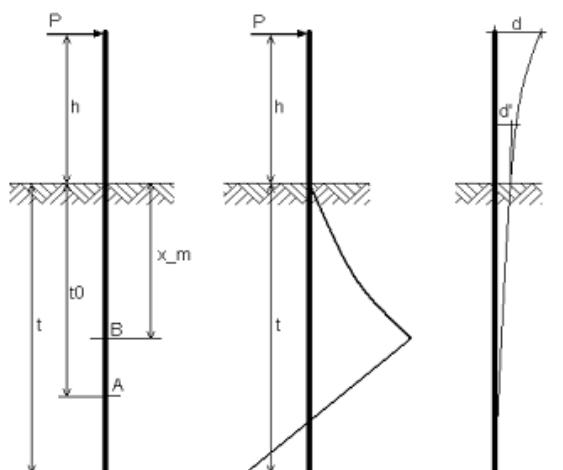
$t_0$ : profundidade teórica de penetração [m]

$t$ : profundidade real de penetração= $1,2t_0$  [m]

$I$ : momento de inércia na direção de  $P$  [ $\text{m}^4$ ]

$E$ : módulo de elasticidade [ $\text{kN/m}^2$ ]

$M_{\max}$ : momento máximo de um carregamento ideal [kNm]



**Figura 9 – Esquema do carregamento da estaca pelo Método de Blum (1932)**

**Fonte: Ruigrok, 2010 (adaptada).**

### 2.5.2.2 Brinch Hansen (1961)

Prakash & Sharma (1989) citam que o método é baseado no estado limite último da fundação e na teoria da pressão da terra; tem como vantagens ser aplicável a solos mistos, além de permitir a análise de solos estratificados; por outro lado, só pode ser aplicado a estacas curtas e demanda soluções iterativas para determinar a localização do ponto de rotação da estaca.

Segundo Ruigrok (2010), assume-se que a estaca é rígida e quadrada. As propriedades do solo relevantes para o cálculo são coesão, ângulo de atrito, peso específico, peso específico efetivo e nível freático. O autor afirma que a força de empuxo da terra pode ser dividida em duas parcelas: uma devida ao carregamento axial efetivo e a outra em consequência da coesão do solo, que são multiplicadas por fatores de empuxo com o intuito de se determinar a resistência lateral do solo para diferentes profundidades e estratos (Equação 53).

$$P_{xu} = \sigma'_{v0}K_q + cK_c \quad (53)$$

Em que:

$P_{xu}$ : tensão normal lateral última do solo [kN/m<sup>2</sup>]

$\sigma'_{vx}$ : tensão vertical efetiva de sobrecarga [m]

$c$ : coesão do solo [kPa]

$K_q$  e  $K_c$ : fatores de empuxo relacionados, respectivamente, ao ângulo de atrito e à coesão do solo, que variam de acordo com a razão entre a profundidade do centro de rotação da estaca e sua dimensão (Figura 10).

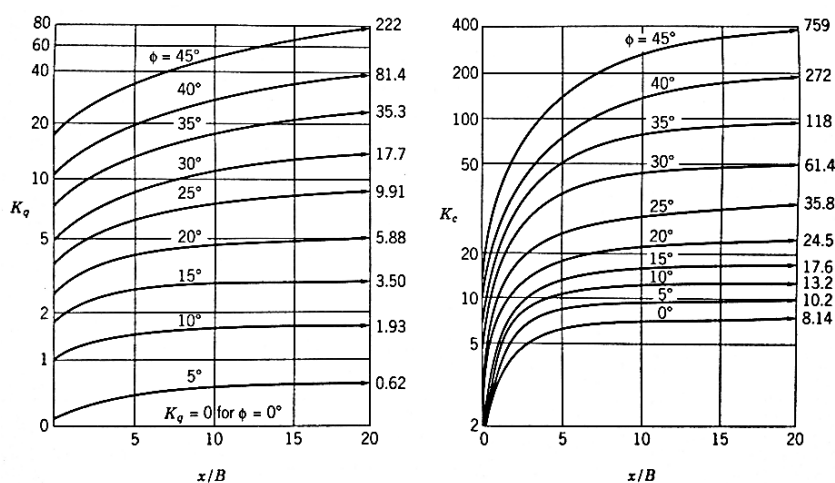


Figura 10 – Coeficientes  $K_q$  e  $K_c$

Fonte: Prakash & Sharma, 1989. Figura 6.3 (apud Brinch Hansen, 1961)

Esses fatores são determinados em três pontos da estaca: ao nível do solo, a profundidades médias e a grandes profundidades e são então combinados entre si a fim de se obter uma fórmula geral para o cálculo do coeficiente de empuxo em qualquer ponto da estaca. Validações do modelo foram feitas e mostraram que o método apresenta valores próximos aos das provas de carga e, na maioria das vezes, a favor da segurança.

Os resultados podem ser dados em função da força horizontal máxima aplicada ou então da penetração mínima da estaca. As limitações ao uso desse método são: somente fornece valores para a resistência última do solo, não é possível calcular as deflexões da estaca, o modelo foi validado em estacas de madeira, não há variação do comportamento do solo com o tempo (apesar de ser possível aplicar as propriedades totais e efetivas), o solo é assumido com comportamento linear, a rigidez da estaca não depende do momento fletor e é tida como constante ao longo do fuste (Prakash & Sharma, 1989).

### 2.5.2.3 Método da carga característica - CLM

O método foi proposto por Duncan, Evans & Ooi (1994) com o intuito de se realizar dimensionamentos rápidos de estacas de comportamento não linear. É baseado em gráficos adimensionais deduzidos de inúmeras análises p-y e, por considerar o comportamento não linear, não demanda a iteração dos resultados. Para tanto, a fundação profunda deve satisfazer três condições: suportar as cargas aplicadas, a deflexão não pode ser maior do que a máxima admitida e o solo não pode atingir a capacidade de carga última, pois os resultados são gerados mesmo após se atingir o estado limite último.

O método pode ser utilizado para se estimar deflexões ao nível do solo e a intensidade e localização do momento fletor máximo. Comparações com o método p-y foram realizadas e os resultados mostraram que os valores obtidos em ambos os métodos se aproximam bastante em caso de carregamento estático em argilas. Entretanto, para argilas rígidas saturadas, as deformações foram superestimadas; em areais, os resultados foram compatíveis com o método p-y para carregamento estático e dinâmico (Ruigrok, 2010).

Ademais, provas de carga foram feitas com estacas circulares em argila dura e mostraram que os valores de deflexão pelo CLM foram aproximadamente 70% superiores aos medidos em campo; enquanto que com estacas metálicas em solos arenosos, os resultados de deflexão foram em média 10% superiores aos das provas de carga. Os momentos fletores, por sua vez, foram bastante compatíveis em ambos os tipos de solo. Por fim, o CLM só pode ser aplicado a estacas longas, não prevê a influência ao longo do tempo, não considera cargas axiais e a influência do diâmetro da estaca, a rigidez da estaca é assumida como constante ao longo do fuste e não depende do momento fletor atuante.

#### a) Solos coesivos

$$P_c = 7,34D^2(E_p R_I) \left( \frac{S_u}{E_p R_I} \right)^{0,68} \quad (54)$$

$$M_c = 3,86D^3(E_p R_I) \left( \frac{S_u}{E_p R_I} \right)^{0,46} \quad (55)$$



b) Solos não coesivos

$$P_c = 1,37D^2(E_p R_I) \left( \frac{\gamma' D \varphi' K_p}{E_p R_I} \right)^{0,57} \quad (56) \quad R_I = \frac{I_p}{I_{circular}} = \frac{64 I_p}{\pi D^4} \quad (58)$$

$$M_c = 1,33D^3(E_p R_I) \left( \frac{\gamma' D \varphi' K_p}{E_p R_I} \right)^{0,40} \quad (57) \quad K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (59)$$

Em que:

$P_c$ : carga característica [kN]

$M_c$ : momento fletor característico [kNm]

$D$ : diâmetro da estaca [m]

$E_p$ : módulo de elasticidade da estaca [kN/m<sup>2</sup>]

$I_p$ : momento de inércia de uma estaca quadrada [kN/m<sup>2</sup>]

$R_I$ : fator de momento de inércia

$S_u$ : resistência não drenada da argila [kN/m<sup>2</sup>]

$\gamma'$ : peso específico efetivo do solo [kN/m<sup>3</sup>]

$K_p$ : coeficiente de empuxo passivo de Rankine

$\varphi'$ : ângulo de atrito efetivo da areia [graus]

#### 2.5.2.4 Matlock & Reese (1956)

Ruigrok (2010) afirma que esta abordagem é baseada no estado limite de serviço e no método p-y, cujas soluções numéricas levaram ao desenvolvimento de parâmetros adimensionais, expressos por tabelas e/ou ábacos (ex.: Quadro 17, Figura B.7 e Figura B.8), utilizados para se determinar a relação entre a profundidade e a variação do módulo de rigidez do solo, da deflexão lateral, da rotação e da força cortante devidos ao carregamento horizontal e ao momento fletor aplicado na cabeça da estaca.

Prakash & Sharma (1989) ressaltam que o método se mostrou demorado e trabalhoso devido ao fato de a não linearidade do solo requerer iterações numéricas dos resultados. Além disso, a ação de forças axiais não é prevista e assume-se que a rigidez da estaca é constante ao longo do fuste e independente do momento fletor atuante; por fim, desconsidera-se o efeito de continuidade do solo e a influência do diâmetro da estaca na resistência do mesmo.

Validações do método foram feitas a partir de modelos computacionais e concluiu-se que os valores da deflexão lateral foram razoavelmente compatíveis com os do método teórico, enquanto que os resultados para o momento máximo e sua localização foram quase idênticos (Ruigrok, 2010). As expressões propostas por

Matlock & Reese (1956) para estimar o módulo de reação do subsolo, a deflexão lateral, o momento fletor, a força cortante e a rotação da estaca serão apresentadas a seguir, conforme o tipo de solo e a condição de apoio na cabeça da estaca.

a) Solos não coesivos

Cabeça livre

$$y_x = A_y \frac{P_t T^3}{E_p I_p} + B_y \frac{M_t T^2}{E_p I_p} \quad (60) \quad V_x = A_v P_t + B_v \frac{M_t}{T} \quad (63)$$

$$S_x = A_s \frac{P_t T^2}{E_p I_p} + B_s \frac{M_t T}{E_p I_p} \quad (61) \quad p_x = A_p P_t + B_p \frac{M_t}{T} \quad (64)$$

$$M_x = A_m P_t T + B_m M_t \quad (62) \quad Z = \frac{x}{T}; \quad Z_{max} = \frac{L}{T} \quad (65)$$

Em que:

$y_x$ : função que expressa a deflexão da estaca [m]

$S_x$ : função que expressa rotação [graus]

$M_x$ : fundação que expressa o momento fletor [kNm]

$V_x$ : função que expressa a força cortante [kN]

$p_x$ : função que expressa a reação do subsolo por unidade de comprimento da estaca

$T$ : fator de rigidez relativa [m] (Equação 38)

$P_t$ : força horizontal aplicada na cabeça da estaca [kN]

$M_t$ : momento aplicada na cabeça da estaca [kNm]

$L$ : comprimento efetivo da estaca [m]

$A_y, B_y$ : parâmetros adimensionais para: deflexão resultante do carregamento lateral e da transferência de momento à cabeça da estaca, respectivamente

$A_s, B_s$ : parâmetros adimensionais para: rotação resultante do carregamento lateral e da transferência de momento à cabeça da estaca, respectivamente

$A_m, B_m$ : parâmetros adimensionais para: momento resultante do carregamento lateral e da transferência de momento à cabeça da estaca, respectivamente

$A_v, B_v$ : parâmetros adimensionais para: cortante resultante do carregamento lateral e da transferência de momento à cabeça da estaca, respectivamente

$A_p, B_p$ : parâmetros adimensionais para: reação do solo resultante do carregamento lateral e da transferência de momento à cabeça da estaca, respectivamente

$Z$ : coeficiente de profundidade

**Quadro 18 – Coeficientes A e B para estacas com a cabeça livre em solos arenosos**

Z	$A_y$	$A_s$	$A_m$	$A_v$	$A_p$	$B_y$	$B_s$	$B_m$	$B_v$	$B_p$
0,0	2,435	-1,623	0,000	1,000	0,000	1,623	-1,750	1,000	0,000	0,000
0,5	1,644	-1,503	0,459	0,764	-0,822	0,873	-1,253	0,976	-0,137	-0,436
1,0	0,962	-1,197	0,727	0,295	-0,962	0,364	-0,792	0,852	-0,350	-0,364
1,4	0,544	-0,893	0,772	-0,056	-0,761	0,112	-0,482	0,688	-0,456	-0,157
2,0	0,142	-0,464	0,628	-0,371	-0,283	-0,070	-0,155	0,404	-0,456	0,140
3,0	-0,075	-0,040	0,225	-0,349	0,226	-0,089	0,057	0,059	-0,213	0,268
4,0	-0,050	0,052	0,000	-0,106	0,201	-0,028	0,049	-0,042	0,017	0,112
5,0	-0,009	0,025	-0,033	0,013	0,046	0,000	0,011	-0,026	0,029	-0,002

Fonte: Prakash & Sharma, 1989 (*apud* Matlock & Reese, 1961). Tabelas 6.3 e 6.4 (adaptadas)

## Cabeça engastada

$$y_x = C_y \frac{P_t T^3}{E_p I_p} \quad (66) \quad M_x = C_m P_t T \quad (67)$$

$$p_x = C_p P_t \quad (68)$$

## b) Solos coesivos

$$y_x = A_{yc} \frac{P_t R^3}{E_p I_p} + B_{yc} \frac{M_t R^2}{E_p I_p} \quad (69) \quad M_x = A_{mc} P_t R + B_{mc} M_t \quad (70)$$

Em que:

$C_y$ ,  $C_m$ ,  $C_p$ : parâmetros adimensionais para: deflexão, momento fletor e reação do solo gerado por carregamento lateral de estacas engastadas em solos arenosos, respectivamente (Figura B.7)

$A_{yc}$ ,  $B_{yc}$ : parâmetros adimensionais para: deflexão resultante do carregamento lateral e da transferência de momento fletor à cabeça da estaca em solos coesivos, respectivamente (Figura B.8)

$A_{mc}$ ,  $B_{mc}$ : parâmetros adimensionais para: momento fletor resultante do carregamento lateral e da transferência de momento fletor à cabeça da estaca em solos coesivos, respectivamente (Figura B.8)

## 2.5.3 Grupo de estacas solicitadas transversalmente

Estudos mostram que as estacas de um grupo agem de maneira individual para espaçamentos superiores a 6B na direção paralela à solicitação horizontal ou maiores que 2,5B na direção perpendicular; para espaçamentos inferiores aos citados, deve-se prever o efeito de grupo. De acordo com Prakash & Sharma (1989), a resistência lateral última de grupo de estacas ( $Q_{u;G}$ ) pode ser estimada como sendo a capacidade lateral última de uma estaca isolada ( $Q_u$ ) multiplicada pelo número de estacas do grupo ( $n$ ), a qual se aplica um fator de eficiência de grupo ( $G_e$ ), conforme expressão apresentada na Equação 71. No Quadro 19 e Quadro 20 estão apresentados valores para a eficiência de grupo de solos não coesivos e coesivos, respectivamente.

$$Q_{u;G} = G_e n Q_u \quad (71)$$

**Quadro 19 – Eficiência de grupo para solos não coesivos**

S/B	G <sub>e</sub>
3,0	0,50
4,0	0,60
5,0	0,68
6,0	0,70

S: espaçamento entre os centros das estacas do grupo (m)  
B: dimensão da seção transversal das estacas (m)

Fonte: Prakash & Sharma, 1989. Tabela 6.2 (adaptada)

**Quadro 20 – Eficiência de grupo para solos coesivos**

S/B	G <sub>e</sub>		
	Grupo 2x2	Grupo 3x3	Recomendado
3,0	0,42	0,39	0,40
3,5	0,50	0,42	0,45
4,0	0,57	0,44	0,50
4,5	0,61	0,47	0,55
5,0	0,63	0,48	0,55
6,0	-	-	0,65
8,0	-	-	1,00

Fonte: Prakash & Sharma, 1989. Tabela 6.14 (adaptada)

Conforme o NAVFAC DM 7.2 (1986), para a estimativa da capacidade de carga de um grupo de estacas no estado limite de serviço (deflexão máxima admissível), aplica-se um fator de redução de grupo (Quadro 21) ao módulo de reação do solo (Equação 72), e a partir deste valor estima-se a capacidade de carga da estaca como se ela fosse isolada. A resistência do grupo é dada pela soma das resistências individuais obtidas a partir do módulo de reação lateral reduzido.

$$k_{x;G} = G_h k_h \left(\frac{x}{L}\right)^n \quad (72)$$

**Quadro 21 – Fator de redução de grupo para o módulo de reação do subsolo**

Espaçamento entre estacas	Fator de Redução de Grupo (G <sub>h</sub> )
3B	0,25
4B	0,40
6B	0,70
8B	1,00

Fonte: Prakash & Sharma, 1989 (*apud* Davison 1970). Tabela 6.6 (adaptada)

## 2.6 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

### 2.6.1 Introdução

Na análise de estruturas, são utilizados dois principais modelos: o físico e o matemático. O modelo físico consiste em uma estrutura de escala reduzida (muito utilizada em estudos de barragens e do comportamento hidráulico), ao passo que o modelo matemático consiste na aproximação simplificada da estrutura física em um modelo geométrico cujo comportamento é dado por expressões algébricas.

Os modelos matemáticos são mais econômicos que os modelos físicos; todavia, requerem complexos sistemas de cálculo quando aplicados a problemas reais, o que demanda a utilização de métodos numéricos para facilitar a resolução. Dentre os métodos numéricos, pode-se citar o método das diferenças finitas, o método de elementos de contorno e o método dos elementos finitos (Soriano, 2003).

O método dos elementos finitos (MEF) é uma ferramenta matemática muito utilizada na solução de problemas de análise de estruturas. Esse recurso consiste na subdivisão do domínio da estrutura em um número finito de subdomínios (elementos) interligados entre si por pontos discretos (nós) – tantos quanto sejam necessários para representar a estrutura física de maneira satisfatória. Nesse procedimento, os infinitos pontos do meio contínuo são substituídos por um número finito de pontos no modelo numérico, de modo que quanto maior o número de elementos, mais o modelo se aproxima da estrutura real e de seu comportamento físico; por outro lado, mais difícil e complexa é a análise (Lotti *et al.*, 2006).

Assim, Soriano (2003) estabelece que se a estrutura analisada for considerada em equilíbrio estático, cada elemento que compõe essa estrutura assim também estará, de modo que a concepção do diagrama de corpo livre se aplica tanto à estrutura como um todo (equilíbrio global), quanto aos seus subcomponentes (equilíbrio local). Ademais, aplicam-se as condições de contorno, isto é, as restrições de deslocamentos e rotações, as forças externas que atuam sobre a estrutura, bem como as propriedades geométricas dos elementos e características físicas dos materiais, de forma que a solução numérica do modelo estrutural se dá em termos de deslocamentos e/ou forças nodais.

Azevedo (2003) afirma que a análise de problemas estruturais com base nos Métodos Analíticos Clássicos – cujos princípios baseiam-se na Resistência dos Materiais e na Mecânica Clássica, é feita a partir da resolução de sistemas de equações de derivadas parciais, em que comumente se recorre às Séries de Fourier. O autor destaca ainda que apesar de fornecerem o comportamento exato dos deslocamentos, deformações e esforços das estruturas, os métodos analíticos clássicos apresentam soluções muito complexas para problemas práticos. Por isso, o método dos elementos finitos se tornou uma das principais ferramentas de análise de estruturas; por um lado, o método produz grandes sistemas de equações lineares, mas que são geradas e resolvidas com auxílio de programas de computador, o que facilita demasiadamente o estudo de sistemas contínuos.

Pereira (1996) frisa que a aproximação da estrutura física em modelos matemáticos simplificados invariavelmente gera soluções diferentes das do método analítico, sendo que essa diferença – chamada de erro, pode ter diversas causas:

**Erro de discretização do domínio:** quando não há elementos suficientes para representar a estrutura real, gerando aproximação grosseira ou quando há erro na representação geométrica da estrutura;

**Erro de modelação:** quando o modelo matemático desenvolvido não representa satisfatoriamente a estrutura física, seja nas solicitações, nos materiais, condições de contorno e afins;

**Erro de discretização das funções:** quando há a aproximação matemática incompatível com os modelos analíticos;

**Erro numérico:** ocorre devido aos erros de cálculo no método dos elementos finitos, ou, por exemplo, quando há aproximação da área da seção transversal em vez de sua integração numérica.

Além disso, segundo Azevedo (2003), em modelos matemáticos são adotadas algumas hipóteses simplificadoras que facilitam a análise e resolução dos sistemas numéricos, tais como:

**Comportamento estático:** assume-se que as cargas solicitantes são aplicadas gradualmente, de modo a desconsiderar os efeitos das forças de inércia e de amortecimento da estrutura;

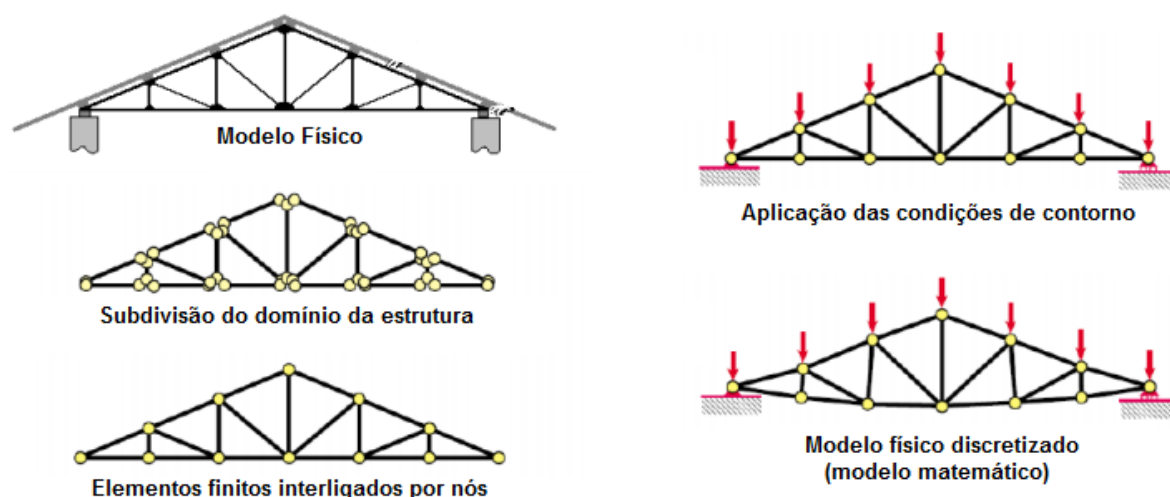
**Linearidade física:** considera-se que a deformação da estrutura é linearmente proporcional à tensão aplicada; de acordo com a Lei de Hooke simplificada, na fase de deformação elástica, a constante de proporcionalidade entre a tensão e deformação é a chamada rigidez da estrutura;

**Linearidade geométrica:** assume-se que os deslocamentos resultantes das solicitações na estrutura são muito pequenos quando comparados a sua própria dimensão; assim, admite-se que não há influência desses deslocamentos na distribuição de esforços, de modo que as equações de equilíbrio são sempre desenvolvidas na hipótese de a estrutura estar no estado indeformado.

Sendo assim, levando-se em consideração os erros e as aproximações dos modelos matemáticos, é necessário avaliar a precisão dos resultados obtidos: quando possível comparando-os com a solução analítica ou então comparando os resultados de duas ou mais discretizações com níveis progressivos de refinamento – isto é, aferindo os resultados de dois ou mais modelos matemáticos com número crescente de elementos finitos. Desta forma, é possível determinar o número eficiente de elementos finitos, ou seja, a quantidade necessária para representar a estrutura satisfatoriamente, em que se tenha uma malha de elementos concisa, mas que apresente resultados condizentes com os da estrutura real (Soriano, 2003).

#### 2.6.2 Discretização da estrutura em um modelo matemático

Além disso, os elementos finitos são determinados a partir de sua forma geométrica, das coordenadas dos nós, das variáveis nodais (deslocamento, rotação, temperatura, pressão, etc.), das funções matemáticas que expressam o seu comportamento físico aproximado (usualmente funções polinomiais) e de suas condições de contorno (carregamento e graus de liberdade nos nós). Esse processo de transformação do modelo físico em matemático é chamado de discretização e um exemplo prático está ilustrado na Figura 11.



**Figura 11 – Discretização do modelo físico em modelo matemático**

Fonte: Piloto, 2018, pág. 8 (adaptado).

A partir da definição do conjunto de elementos e dos pontos de interligação entre eles (malha de elementos finitos), desenvolvem-se as matrizes locais de rigidez, que se referem às propriedades dos elementos individualmente. Então, as matrizes locais são agrupadas a fim de formar um sistema global de equações (matriz global de rigidez), que representa o comportamento da estrutura contínua, levando-se em conta a influência de cada elemento finito integrante (Soriano, 2003).

Assim, com o sistema global determinado, é possível encontrar os valores das incógnitas em todos os nós da malha de elementos a partir da aplicação das condições de contorno e, enfim, determinar o comportamento de cada elemento finito específico. A interação de elementos finitos adjacentes se dá pela relação das forças resultantes nos nós, de modo que o equilíbrio global do modelo matemático é então substituído pelo equilíbrio de cada elemento finito (Alves, 2007).

Logo, com todos os esforços e deslocamentos nodais conhecidos, pode-se encontrar o valor do esforço e do deslocamento ao longo de um elemento finito qualquer a partir de funções interpoladoras; em outras palavras, ao se conhecer os esforços nos nós *a priori* e *a posteriori* de um elemento finito (nó *i* e nó *j*, respectivamente), pode-se calcular então os esforços ao longo desse elemento através da interpolação dos valores nodais.



### 2.6.3 Exemplo de aplicação do MEF em fundações profundas

Uma série de modelagens desenvolvidas por Potts & Zdravkovic (2002), baseadas no modelo de escoamento de Tresca (1865) foram realizadas com o auxílio do *software* FSAFEM, de análise estrutural pelo método dos elementos finitos. As suas considerações e conclusões estão apresentadas a seguir.

Quando uma estaca estiver submetida unicamente a esforço axial, uma análise axissimétrica é satisfatoriamente adequada para representar o comportamento físico da estrutura. Por outro lado, quando há esforços horizontais e momentos fletores associados, deve-se utilizar uma análise tridimensional. Isso também é válido em caso de estacas com seção assimétrica, com fuste não vertical, bem como para solos cujas camadas não forem perfeitamente horizontais.

Os graus de liberdade de uma estaca (ou de grupo de estacas) estão apresentados na Figura 12. Notam-se as seguintes possibilidades de deslocamento: translação segundo os três eixos cartesianos:  $U_x$ ,  $U_y$  e  $U_z$  e rotação segundo os eixos x-y:  $\Theta_x$  e  $\Theta_y$ . Assim, os possíveis carregamentos externos são: força aplicada segundo os três eixos:  $F_x$ ,  $F_y$  e  $F_z$  e momento fletor segundo os eixos x-y:  $M_x$  e  $M_y$ .

Segundo os autores, um dos maiores desafios de se modelar uma fundação profunda pelo método dos elementos finitos é o de simular satisfatoriamente a interface de contato entre a estaca e o solo. A fim de minimizar possíveis erros, é importante utilizar uma malha refinada de elementos finitos para representar o solo adjacente – quanto mais distante da estaca, menos refinada precisa ser a malha.

Além disso, aumenta-se a precisão dos resultados ao se utilizar elementos finitos de interface, no limite entre os materiais. A não utilização de elementos de interface gera resultados bastante distintos para a resistência por atrito lateral, apesar de não influenciar significativamente a resistência de ponta – ver Figura 13. Ademais, o carregamento da estaca deve ser feito de maneira incremental na cabeça da estaca, seja por força ou por deslocamento aplicado.

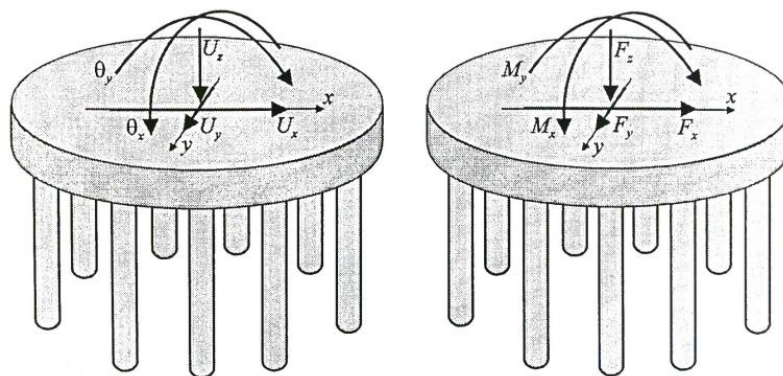


Figura 12 – Graus de liberdade e carregamento globais de um grupo de estacas

Fonte: Potts & Zdravkovic, 2002. Figura 7.20 e 7.21 (adaptadas)

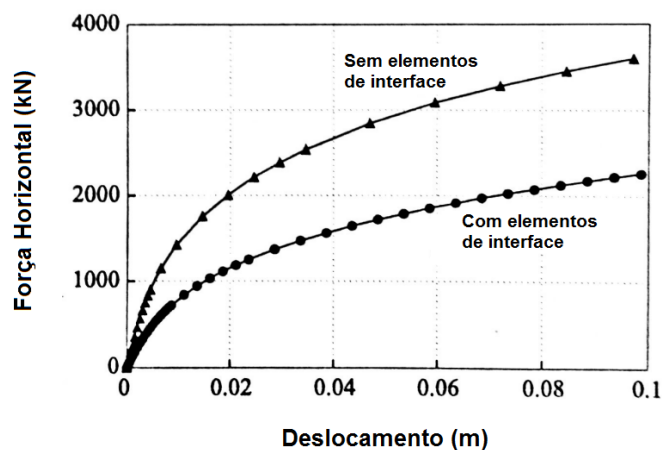
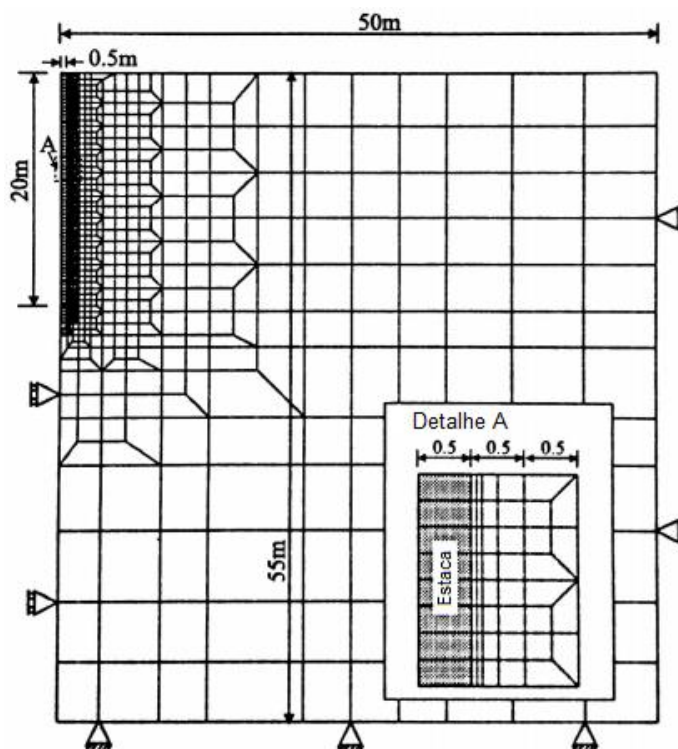


Figura 13 – Estaca isolada sob carregamento lateral em argila não drenada com e sem elementos de interface

Fonte: Potts & Zdravkovic, 2002. Figura 7.12 (adaptada)

### 2.6.3.1 Estacas isoladas com carregamento axial

Em caso de estacas isoladas carregadas axialmente, a presença de elementos de interface entre os materiais não representa diferença significativa nos resultados obtidos, de modo que Potts & Zdravkovic (2002) recomendam negligenciar esse efeito, pois determinar a rigidez de interface entre os materiais é uma tarefa difícil. No que se refere às condições de contorno, deve-se restringir o deslocamento vertical e horizontal na base da malha de elementos (estrato rígido do limite de sondagem) e o deslocamento horizontal nos elementos finitos da estaca (Figura 14). Não há possibilidade de rotação na estaca devido à ausência de cargas horizontais e/ou momentos fletores aplicados.

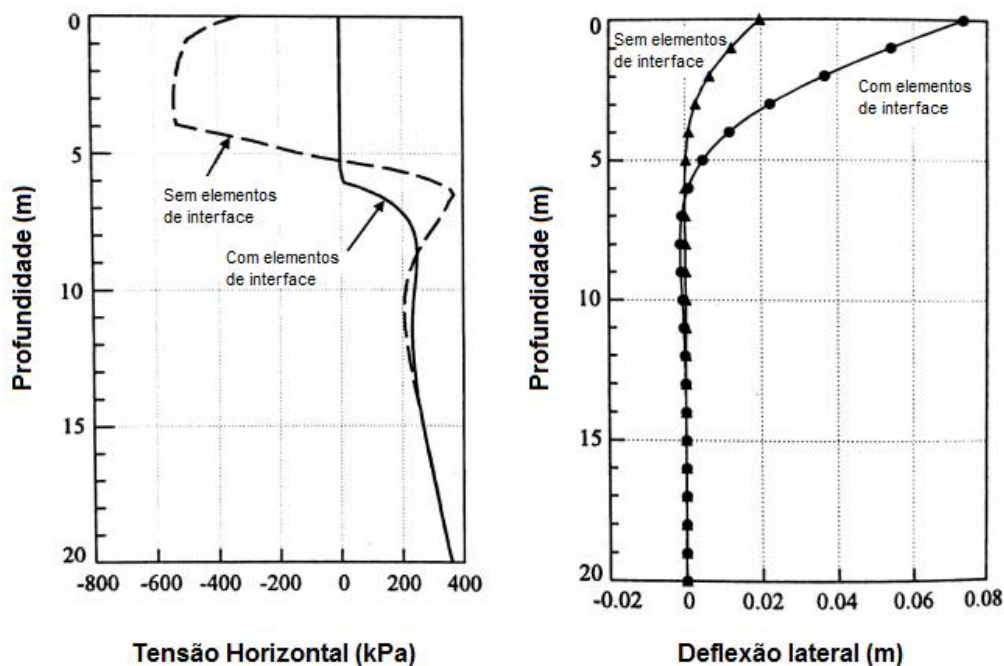


**Figura 14 – Malha de elementos finitos proposta para estacas isoladas**  
**Fonte: Potts & Zdravkovic, 2002. Figura 7.4 (adaptada)**

### 2.6.3.2 Estacas isoladas com carregamento lateral e/ ou momento fletor

A malha de elementos finitos para estacas isoladas solicitadas por carregamento lateral ou por momento fletor é similar à apresentada na Figura 14, com exceção das condições de fronteira dos elementos. Neste caso, restringem-se todos os deslocamentos possíveis na base da malha, enquanto que nos elementos finitos da estaca não há restrição de deslocamentos.

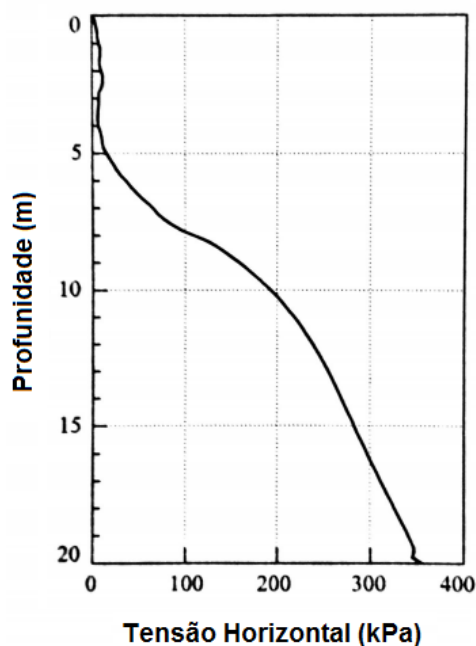
Em relação aos elementos de interface entre os materiais, pode haver relevante influência na capacidade de carga e no deslocamento resultante (Figura 13). Isso pode ser explicado pela interferência que a adesão entre os materiais causa na tensão horizontal resultante no solo adjacente à estaca. Na Figura 15 estão ilustradas duas simulações para um mesmo carregamento: na primeira não há elementos de interface empregados e isso resulta em grande tensão horizontal no solo e pequeno deslocamento da estaca na parte superior da fundação; na segunda simulação foram utilizados elementos de interface, de modo que na parte superior da fundação houve grande deslocamento da estaca e tensão horizontal nula no solo.



**Figura 15 – Efeito da presença ou ausência de elementos finitos na interface entre os materiais**  
**Fonte: Potts & Zdravkovic, 2002. Figura 7.13 e 7.14 (adaptadas)**

Potts & Zdravkovic (2002) concluíram que no caso apresentado na Figura 15, ao se utilizar elementos finitos de interface, observou-se a ocorrência de fissuras na parte detrás da estaca (isto é, na face oposta daquela carregada lateralmente) conforme o deslocamento lateral. Como consequência, houve um alívio da tensão horizontal atuante no solo adjacente. Em contrapartida, quando os elementos de interface foram desprezados, não houve o fissuramento da estaca.

A ocorrência de fissuras na estaca está principalmente relacionada à rigidez do solo e sua distribuição com a profundidade. Por exemplo, Potts & Zdravkovic (2002) desenvolveram um modelo de análise utilizando uma argila sobreconsolidada, cuja rigidez tipicamente aumenta com a profundidade. Independente da presença ou não de elementos de interface, observou-se o fissuramento da estaca (logo, a tensão horizontal no solo foi praticamente nula nos primeiros metros da fundação em ambos os casos, Figura 16). Portanto, é sempre importante utilizar os elementos de interface em estacas carregadas lateralmente para se constatar se há ou não o efeito de fissuramento da estaca.



**Figura 16 – Diagrama de tensão horizontal vs. profundidade sem elementos de interface**  
**Fonte: Potts & Zdravkovic, 2002. Figura 7.16 (adaptada)**

#### 2.6.3.3 Grupo de estacas

Na época em que o estudo de Potts & Zdravkovic (2002) foi publicado, não havia recursos tecnológicos suficientes para se executar uma análise computacional completa do efeito de grupo de estacas. Por esse motivo, os autores propuseram uma análise tridimensional não linear de uma estaca isolada e posterior sobreposição dos resultados para se estimar o efeito de grupo, sendo possível estimar a rotação, a deflexão lateral e o assentamento para uma determinada carga aplicada. Por se tratar de um método numérico aproximado e bastante iterativo, ele não será abordado neste trabalho. Para mais detalhes, recomenda-se a leitura da seção 7.4 de Potts & Zdravkovic (2002).

### 3 PROGRAMA DE TRABALHO – MÉTODOS E CASO DE ESTUDO

A fim de alcançar os objetivos listados na introdução deste trabalho, foi primeiramente necessário elencar os métodos disponibilizados pelo programa de análise geotécnica, que são usados como base para se estimar os esforços solicitantes e capacidade resistente da fundação. No Quadro 22 estão apresentados os diferentes métodos de análise da distribuição de esforços horizontais no solo, da capacidade de carga axial e do assentamento da estaca.

**Quadro 22 – Métodos disponibilizados no programa de análise geotécnica**

Tipos de análise	Métodos de análise		
	Formulação teórica	Condição	Método
Capacidade de carga axial	Teoria clássica	Solo drenado	NAVFAC DM 7.2
			CSN 73 1002
	Solo não drenado	Método da tensão efetiva	
		NAVFAC DM 7.2 Tomlinson, 1977	
Método de mola	Solo compressível	MEF	
Distribuição dos esforços horizontais	Deformação linear do solo	Solo homogêneo	Broms, 1964
	Deformação não linear do solo (método p-y)	Reação horizontal do solo constante	Pochman & Simek, 1989
			Vesic, 1977
		Reação horizontal do solo linear	CSN 73 1004 (coesivos)
	-	Carga estática	Bowles, 1997
CSN 73 1004 (não coesivos)			
Matlock & Reese, 1956 (não coesivos)			
Assentamento	Deformação linear do solo	-	Poulos & Davis, 1980
	Deformação não linear do solo	Carga estática	Masopust, 1994

A base teórica desses métodos foi apresentada na revisão bibliográfica deste trabalho (capítulo 2), com o intuito de facilitar a identificação dos principais fatores e parâmetros que influenciam a capacidade resistente, deformação e distribuição de esforços da fundação. Dentre os métodos de análise disponíveis, foram selecionados os mais apropriados para cada estudo de caso.

Assim, o método escolhido para a análise da capacidade de carga vertical foi o proposto pelo NAVFAC DM 7.2, pois é o único entre eles que é aplicável tanto a solos em condições drenadas quanto em não drenadas. Seria também interessante

analisar pelo Método dos Elementos Finitos (MEF); entretanto, foi constatado que, na versão do programa de análise geotécnica utilizada neste estudo, este método não é aplicável a solos em condições não drenadas.

No que se refere à análise dos esforços horizontais aplicados às fundações profundas, a escolha dos métodos depende do tipo e das condições de drenagem dos solos, assim como de acordo com a aplicabilidade dos métodos teóricos existentes. Por conseguinte, inicialmente foi descartado o método de Broms (1964), por não ser aplicável a solos estratificados.

Além disso, nos casos de solos arenosos, foram escolhidos os métodos de análise segundo a CSN 73 1004, Bowles (1997) e Matlock (1956), pelo fato de satisfazerem a condição de distribuição linear do módulo de reação do solo com a profundidade. No caso da argila mole (normalmente consolidada), somente a abordagem de Bowles (1997) pode ser aplicada a solos não coesivos com módulo de reação horizontal de comportamento linear. Ainda, para o caso de argila dura (sobreconsolidada), cujo módulo de reação horizontal é constante com a profundidade, os métodos de Pochman & Simek (1989), Vesic (1977) e CSN 73 1004 são adequados e todos eles foram utilizados nos modelos de análise.

Por fim, com relação ao assentamento, foram aplicados ambos os métodos disponibilizados pelo programa: segundo Poulos & Davis (1980) e Masopust (1994), em que foram geradas curvas carga-assentamento, onde a capacidade de carga das estacas foi estimada com base no assentamento crítico da fundação ou então limitada a 25 mm (o menor entre os valores).

Após definidos os métodos de análise, os casos de estudos puderam ser enfim definidos (Quadro 23); eles consistem em 14 modelos matemáticos de uma estaca cilíndrica de concreto armado, moldada em diferentes tipos de solos e estratigrafias, com variações nas características geométricas da estaca (comprimento e diâmetro), bem como nos parâmetros mecânicos dos solos.

Os parâmetros físicos de cada tipo de solo foram estabelecidos consoantes os intervalos típicos sugeridos na bibliografia e pelo próprio programa geotécnico. Para cada modelo matemático, foram definidos valores invariáveis para o peso específico e o coeficiente de Poisson. Por outro lado, os valores do ângulo de atrito interno, coesão, módulo de deformabilidade, coeficiente de reação unitária e coeficiente de impulso foram alternados a fim de se constatar a influência de cada um deles na resistência, deformação e distribuição de esforços da fundação.

O modelo geométrico bidimensional utilizado neste estudo está apresentado na Figura 17. As variações na geometria da escava e nos parâmetros mecânicos do solo estão indicados no Quadro 24, Quadro 25 e Quadro 26, respectivamente. O limite de sondagem foi assumido a 30 m de profundidade em todos os casos.

Quadro 23 – Casos de estudo

Modelo Matemático	Caso de Estudo	Tipo de solo	Métodos de análise		
			Capacidade de carga axial	Assentamento	Esforços Horizontais
1	1	Areia média	NAVFAC DM 7.2	Poulos	CSN 73 1004
2					Bowles
3				Masopust	Matlock & Reese
4					Bowles
5	2	Areia média /densa	NAVFAC DM 7.2	Poulos	CSN 73 1004
6					Bowles
7				Masopust	Matlock & Reese
8					Bowles
9	3	Argila mole	NAVFAC DM 7.2	Poulos	Bowles
10				Masopust	
11	4	Argila dura	NAVFAC DM 7.2	Poulos	Vesic
12					CSN 73 1004
13				Masopust	Pochman & Simek
14					Vesic

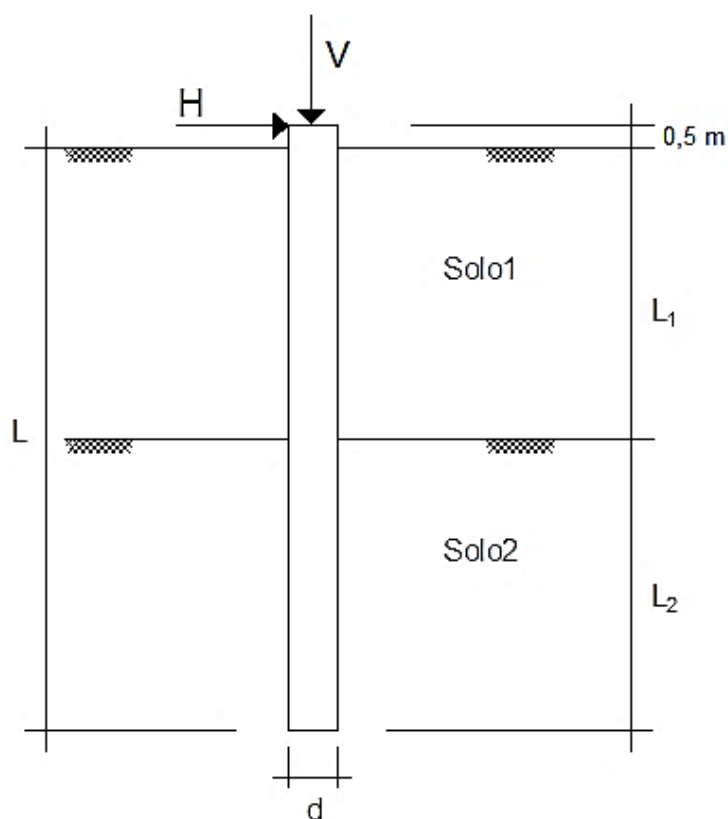


Figura 17 – Modelo matemático de estaca carregada transversalmente



Quadro 24 – Parâmetros e variáveis geométricas da estaca

Parâmetros da estaca	Símbolo	Unidade	Valor
Comprimento	L	[m]	10, 15 e 20
Diâmetro	D	[m]	0,4, 0,6 e 0,8
Módulo de deformabilidade do concreto	$E_{def}$	[GPa]	29
Coefficiente de Poisson do concreto	$\theta$	[-]	0,2
Razão entre as espessuras dos estratos	L1/L2	[-]	0,33; 0,50; 1,0; 2,0 e 3,0
Resist. característica do concreto à compressão	$f_{ck}$	[MPa]	20
Resist. característica do concreto à tração	$f_{ct}$	[MPa]	2,2
Módulo de elasticidade do concreto	$E_{cm}$	[GPa]	29
Tensão de escoamento característica do aço	$f_{yk}$	[MPa]	500
Módulo de elasticidade do aço	E	[GPa]	200

Quadro 25 – Parâmetros físicos e mecânicos dos solos argilosos

Parâmetros do solo	Símbolo	Unidade	Valor	
			Argila Mole	Argila Dura
Coeficiente de Poisson (drenado)	$\vartheta$	[-]	0,40	0,40
Coeficiente de Poisson (não drenado)	$\vartheta$	[-]	0,49	0,49
Peso específico seco	$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	18,5	19
Peso específico saturado	$\gamma_{sat}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	20,5	21
Módulo de deformabilidade do solo	$E_{def}$	[MPa]	2	10, 15 e 20
Coeficiente de reação unitária	k	[MN/m <sup>3</sup> ]	10, 20 e 30	Função do $E_{def}$
<b>Parâmetros em tensões efetivas</b>				
Ângulo de atrito interno	$\varphi'$	[°]	13; 15 e 17	28, 30 e 32
Coeficiente de impulso lateral	K	[-]	1,0; 1,5 e 2,0	1,1; 1,3 e 1,5
<b>Parâmetros em tensões totais</b>				
Coesão não drenada do solo	$c_u$	[kPa]	20, 30 e 40	150, 175 e 200

Quadro 26 – Parâmetros físicos e mecânicos dos solos arenosos

Parâmetros do solo	Símbolo	Unidade	Valor	
			Areia média	Areia densa
Coeficiente de Poisson	$\vartheta$	[-]	0,35	0,35
Peso específico seco	$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	19	21
Peso específico saturado	$\gamma_{sat}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	21	23
Módulo de deformabilidade do solo	$E_{def}$	[MPa]	50	150
Coeficiente de reação unitária	$k^1$	[MN/m <sup>3</sup> ]	180, 195 e 210	240
Ângulo de atrito interno	$\Phi'$	[°]	35, 37 e 39	40
Coeficiente de impulso lateral	$K^{2,3}$	[-]	1,46; 1,56 e 1,66	1,72

1: nos métodos de Matlock & Reese (1956) e CSN 73 1004, este parâmetro é calculado com base no módulo de compressibilidade horizontal ( $n_h$ ), assumido em ambos como 4,5 MN/m<sup>3</sup>;  
2: parâmetro calculado pelo programa de análise em função do  $\varphi'$ ;  
3: além dos valores relacionados ao  $\varphi'$ , foram também usados arbitrariamente  $K=1$  e  $K=2$ .

Ainda, em relação à estratigrafia do solo, inicialmente pretendia-se analisar várias combinações de solos heterogêneos e mistos. Porém, restringiram-se essas possibilidades devido às limitações de aplicação dos métodos de análise. Por exemplo, em um modelo de solo heterogêneo, composto por camada de argila mole

sobre argila dura, o módulo de reação horizontal naquele solo aumenta linearmente com a profundidade, ao passo que neste é constante ao longo do fuste.

Contudo, o programa de cálculo usado só permite escolher um tipo de abordagem por vez (ou linear ou constante), de forma que ao se atribuir as camadas de solo, alguma delas teria que ser analisada por uma abordagem não apropriada. O mesmo fator limitante ocorre para a combinação de areia média sobre argila dura. Além disso, apesar de a combinação de argila mole sobre areia densa ser possível, novamente visando limitar a quantidade de modelos, optou-se por somente considerar solo heterogêneo no caso de estudo 2 (areia média sobre areia densa).

Ademais, pretendia-se inicialmente fazer o estudo tanto para estacas isoladas quanto para grupos de estacas, a fim de analisar o efeito de grupo da distribuição de esforços e deformações horizontais. Todavia,<sup>1</sup> devido à limitação da extensão do trabalho, optou-se por deixar esta análise de sugestão para estudos futuros.

Por fim, o dimensionamento estrutural adotado neste estudo teve como base as recomendações do Eurocódigo 1 (EN 1991) para os coeficientes parciais de segurança de majoração dos esforços e o Eurocódigo 7 (EN 1997) para a minoração da resistência do solo da fundação no estado limite último (Figura 18).

Nesse sentido, admitiu-se em todos os modelos um carregamento de projeto permanente de 1.000 kN de carga axial e 200 kN de carga horizontal, transmitido à cabeça da estaca, cuja cota de arrasamento está 50 cm acima do nível do terreno – no caso de assentamento, a análise é feita com base no assentamento crítico da fundação (na ruptura) ou então limitado a 25 mm por questões construtivas.

Assumiu-se a classe de resistência do concreto como C20/25 e a do aço como A500. Os demais parâmetros usados neste estudo são dependentes de outros previamente definidos; por isso, eles encontram-se discriminados no Quadro 27, cujos valores assumidos estão apresentados na seção dos resultados.

**Quadro 27 – Demais parâmetros assumidos nos modelos de análise**

Parâmetro / Fator	Símbolo	Unidade	Valor
Fator de adesão	$\alpha^1$	[-]	Figura 6
Fator de capacidade de carga	$N_q^2$	[-]	Obtido pelo programa
Ângulo de atrito entre a estaca e o solo	$\delta^2$	[°]	Obtido pelo programa
Profundidade crítica	$k_{dc}^3$	[-]	Figura 3

<sup>1</sup>: parâmetro determinado em função da  $c_u$

<sup>2</sup>: parâmetros calculados pelo programa de análise em função do  $\phi'$

<sup>3</sup>: parâmetro estabelecido em função do  $\phi'$

### Fatores parciais sobre as ações

Ações permanentes:

Estado STR		Estado GEO	
Desfavorável	Favorável	Desfavorável	Favorável
$\gamma_G =$ <input type="text" value="1,35"/>	<input type="text" value="1,00"/>	$\gamma_G =$ <input type="text" value="1,00"/>	<input type="text" value="1,00"/>

### Coeficientes parciais para os parâmetros do solo

Fator parcial de atrito interno	$\gamma_\phi =$ <input type="text" value="1,25"/>
Fator parcial de coesão eficaz	$\gamma_c =$ <input type="text" value="1,25"/>
Fator parcial de resistência à quebra não drenada	$\gamma_{cu} =$ <input type="text" value="1,40"/>

### Coeficientes para a resistência dos materiais

Fator parcial para a resistência do concreto	$\gamma_c =$ <input type="text" value="1,50"/>
Fator parcial para a resistência do aço	$\gamma_s =$ <input type="text" value="1,15"/>

Figura 18 – Coeficientes parciais de majoração das ações e de minoração da resistência

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1 ESTUDO PRELIMINAR

Ao dar início ao estudo, foi preciso identificar os parâmetros mais relevantes para a determinação da capacidade resistente de estacas. Todavia, deparou-se com inúmeras variáveis envolvidas; a fim de limitar essa quantidade, foi necessário realizar um estudo preliminar de modo a analisar a influência de cada uma delas nos resultados. Nesse sentido, estão apresentadas a seguir aquelas que foram preteridas.

**Correlação entre os métodos de análise:** verificou-se que, por exemplo, ao alterar o método de análise da capacidade de carga axial ou do assentamento da estaca, não há qualquer implicação nos resultados obtidos para a distribuição de esforços e deslocamentos horizontais no solo. O recíproco é verdadeiro; isto é, todos os tipos de análise (capacidade de carga axial, distribuição dos esforços horizontais e assentamento) são absolutamente independentes entre si.

**Nível freático:** observou-se que em solos arenosos e argilosos drenados, a influência do nível freático pôde ser observada em ambos os casos – redução da resistência axial e aumento do assentamento conforme o nível freático se aproxima do nível do terreno. Constatou-se que essa influência do nível freático nos resultados ocorre linearmente ao longo do fuste e é exclusivamente devida à poropressão. Ainda, concluiu-se que o nível freático não causa qualquer alteração nas distribuições de esforços horizontais em todos os tipos de solo e condições de drenagem. Por isso, optou-se por assumi-lo sempre coincidente com o nível do terreno, pois é a situação mais desfavorável para a capacidade resistente. Logo, o nível freático não foi considerado como variável neste estudo.

**Camada de solo incompressível:** notou-se que a existência de camada de solo incompressível só influencia a capacidade de carga vertical quando localizada acima da base da estaca, enquanto que para cotas imediatamente abaixo não houve qualquer efeito notado. Por outro lado, o assentamento está diretamente relacionado à presença de solo incompressível, sendo observada influência nos resultados para cotas de até 900m. Entretanto, em nenhuma situação foi observada interferência

deste tipo de camada na transmissão de esforços horizontais. Por isso, optou-se por não considerar este parâmetro como variável neste estudo. Assim, a camada incompressível foi estabelecida a uma profundidade infinita, que representa a situação mais desfavorável à estrutura.

**Condição de fronteira na base da estaca:** ao se restringir o deslocamento no pé da estaca, observou-se pouca influência nos resultados obtidos. Estacas em solo arenoso com a base livre apresentaram deslocamentos máximos aproximadamente 0,7% superiores e momentos fletores máximos 0,7% inferiores às estacas com a base fixa. Logo, este parâmetro não foi considerado como variável neste estudo, de modo que foram adotadas estacas sem restrição de deslocamento na base em todos os modelos.

**Carregamento:** não foi observada qualquer influência da presença de carga axial na distribuição dos esforços horizontais. Todavia, apesar de não haver alteração do momento fletor máximo atuante, percebeu-se que a taxa de armadura necessária é menor quando há a presença de carga axial. Em solo homogêneo de areia média com a presença de carga axial, para  $d=0,4$  m, a taxa de armadura necessária foi maior (9%), para todos os comprimentos analisados. Contudo, a taxa de armadura exigida foi menor para  $d=0,6$  m (média de -13%), bem como para  $d=0,8$  m (cerca de -29%). Assim sendo, notou-se que a quantidade da armadura está também relacionada à rigidez da seção, pois conforme o diâmetro adotado, a presença de carga axial ora exigiu mais aço ora menos aço para resistir ao mesmo momento fletor solicitante. Por conseguinte, optou-se por carregar todas as estacas dos modelos com ambos os tipos de solicitação (axial e transversal), de modo que tipo de carregamento não foi considerado como variável neste estudo.

## 4.2 CAPACIDADE DE CARGA AXIAL

### 4.2.1 Solos arenosos

Nos modelos de estudo com solos arenosos, foram realizadas análises da influência dos parâmetros geométricos da estaca, assim como os mecânicos do solo, nomeadamente o ângulo de atrito interno e coeficiente de impulso lateral.

#### 4.2.1.1 Caso de Estudo 1 – areia média

Para os modelos de análise do Caso de Estudo 1 foi considerado um solo homogêneo de areia média, cujos parâmetros adotados estão dispostos no Quadro 28. Os resultados gerados pelo programa de análise geotécnica estão apresentados na Tabela C.2 (ângulo de atrito variável) e Tabela C.3 (coeficiente de impulso lateral variável) do Anexo C. Além disso, foram incluídas na análise as tensões de cisalhamento ao longo do fuste e as tensões normais verticais da estaca, possibilitando a verificação do ganho real de resistência – e não somente o ganho nominal devido ao acréscimo de área.

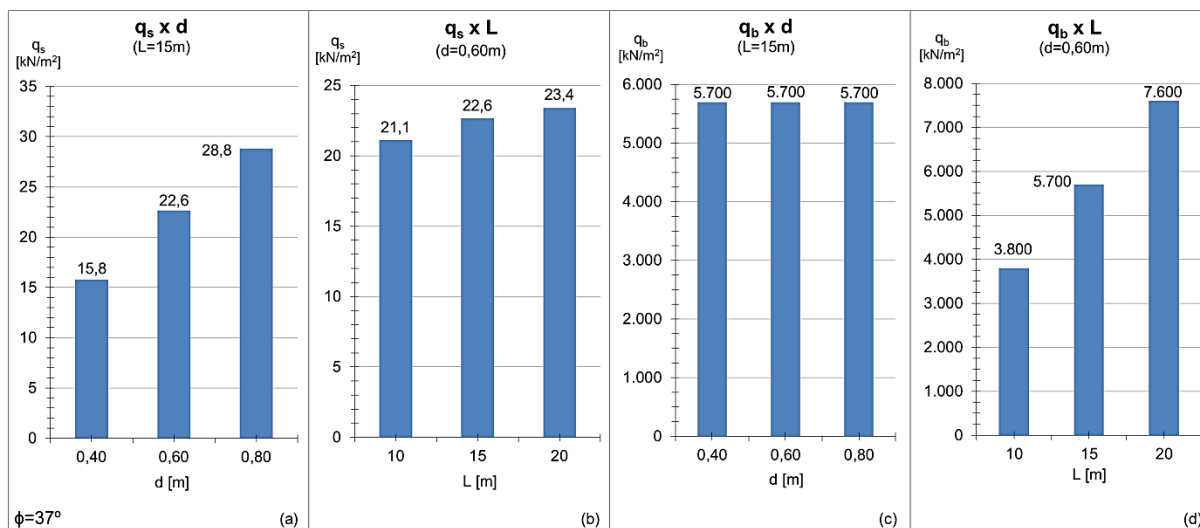
**Quadro 28 – Demais parâmetros assumidos no Caso de Estudo 1 (areia média)**

Parâmetro / Fator	Símbolo	Unidade	Valor
Fator de capacidade de carga	$N_q^{1}$	[-]	25, 28 e 60
Ângulo de atrito entre a estaca e o solo	$\delta^1$	[°]	23,33; 24,67 e 36,00
Fator de profundidade crítica	$k_{dc}^{1}$	[-]	5,75; 6,00 e 7,00

<sup>1</sup>: parâmetros estabelecidos em função do  $\phi'$  (35°, 37° e 39°, respectivamente)

Especificamente em relação à geometria da estaca, a tensão normal só é alterada quando ocorre variação do comprimento, não havendo influência devida à mudança do diâmetro. Por exemplo, em um solo de  $\phi=37^\circ$  (Figura 19), uma estaca de  $L=15\text{m}$  possui tensão normal de  $5.700\text{ kN/m}^2$  para todos os diâmetros estudados (Figura 19c). Enquanto que, para o mesmo solo, em uma estaca de  $d=0,6\text{ m}$  (Figura 19d) a tensão normal é  $3.800\text{ kN/m}^2$ ,  $5.700\text{ kN/m}^2$  (+50%) e  $7.600\text{ kN/m}^2$  (+100%)

para comprimentos de 10 m, 15 m e 20 m, respectivamente. Cabe ressaltar, ainda, que o crescimento da tensão normal foi linearmente proporcional ao comprimento.



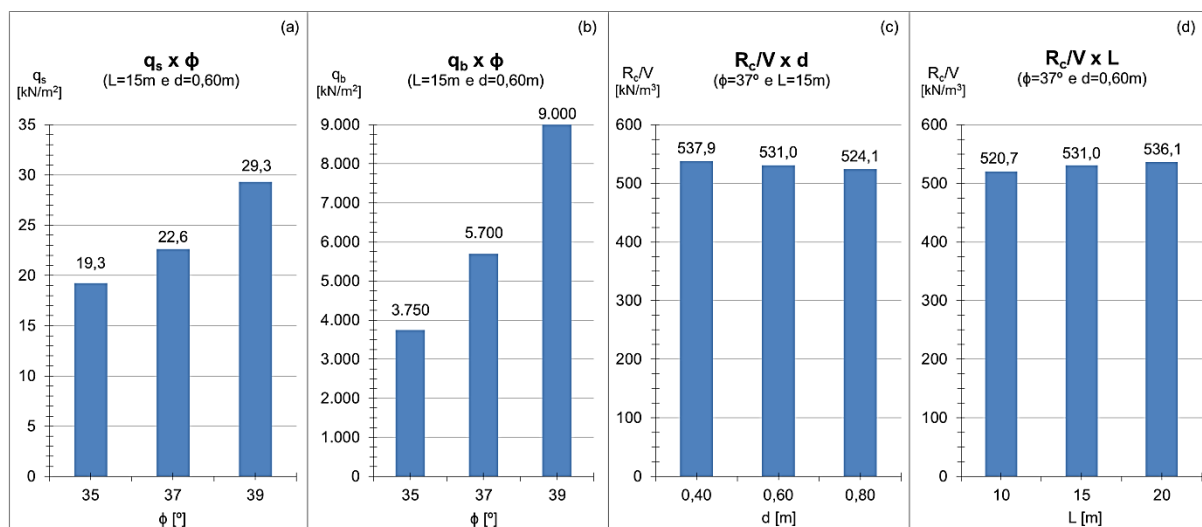
**Figura 19 – Variação das tensões normal e de cisalhamento no solo devida à alteração da geometria de estacas em areia média**

Além disso, o aumento de qualquer um dos dois parâmetros geométricos acarreta acréscimo da tensão de cisalhamento; porém, esse ganho só se mostrou significativo para a alteração do diâmetro. Para o mesmo solo da Figura 19, nas estacas de  $L=15$  m, a tensão de cisalhamento resultante foi de  $15,8$  kN/m<sup>2</sup>,  $22,6$  kN/m<sup>2</sup> (+43,5%) e  $28,8$  kN/m<sup>2</sup> (+82,6%) para diâmetros de  $0,4$  m,  $0,6$  m e  $0,8$  m, respectivamente (Figura 19a). Enquanto que, nas estacas de  $d=0,6$  m, a tensão normal foi de  $21,1$  kN/m<sup>2</sup>,  $22,6$  kN/m<sup>2</sup> (+7,3%) e  $23,4$  kN/m<sup>2</sup> (+11,0%) para comprimentos de  $10$  m,  $15$  m e  $20$  m, respectivamente (Figura 19b).

O acréscimo do ângulo de atrito faz aumentar ambas as parcelas de resistência, sendo, no entanto, mais favorável à resistência de ponta. No exemplo de fundação ilustrado na Figura 20 ( $L=15$  m e  $d=0,6$  m), a tensão na ponta resultante é de  $3.750$  kN/m<sup>2</sup>,  $5.700$  kN/m<sup>2</sup> (+52,0%) e  $9.000$  kN/m<sup>2</sup> (+140%), para ângulos de atrito de  $35^\circ$ ,  $37^\circ$  e  $39^\circ$ , respectivamente (Figura 20a). Ao passo que, para o mesmo modelo de estaca sujeita à mesma variação do ângulo de atrito, a tensão no fuste foi de  $19,3$  kN/m<sup>2</sup>,  $22,6$  kN/m<sup>2</sup> (+17,6%) e  $29,3$  kN/m<sup>2</sup> (+52,3%) (Figura 20b)

Ainda, em relação à capacidade de carga total, observou-se que o aumento do diâmetro acarretou a diminuição da eficiência da estaca. Tendo como exemplo as estacas em solo com  $\phi=37^\circ$  e de  $L=15$  m (Figura 20c), a capacidade de carga por

volume escavado foi de 537,9 kN/m<sup>3</sup>, 531,0 kN/m<sup>3</sup> (-1,3%) e 524,1 kN/m<sup>3</sup> (-2,6%) para diâmetros de 0,4 m, 0,6 m e 0,8 m, respectivamente. Entretanto, para o mesmo solo, foi observado ganho de eficiência da estaca consoante o aumento do comprimento; por exemplo, as estacas de d=0,60 m apresentaram 520,7 kN/m<sup>2</sup>, 531,0 kN/m<sup>3</sup> (+2,0%) e 536,1 kN/m<sup>3</sup> (+3,0%) para comprimentos de 10 m, 15 m e 20 m, respectivamente (Figura 20d).



**Figura 20 – Variação das tensões no solo pela alteração do ângulo de atrito (a e b) e da capacidade de carga por volume pela alteração geométrica da estaca (c e d) em areia média**

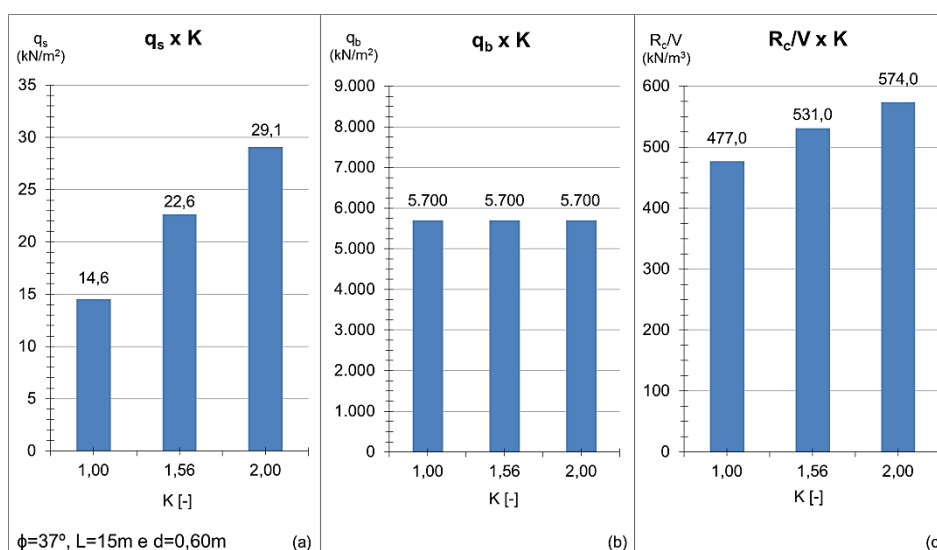
Além do mais, os comportamentos extremos foram observados nos seguintes casos: a estaca menos eficiente entre todos os modelos analisados foi a de L=10 m, d=0,8 m e  $\phi=35^\circ$ , cuja capacidade de carga por volume escavado foi de 361,7 kN/m<sup>3</sup>; ainda, foi justamente esta a estaca que apresentou a maior contribuição da capacidade de carga total por atrito lateral (35,4%). Enquanto que a estaca mais eficiente (811,4 kN/m<sup>3</sup>) foi a de L=20m, d=0,4m e  $\phi=39^\circ$ , sendo também a que apresentou a maior contribuição da resistência total pela base (78,6%). Ou seja, quanto menor o diâmetro e maior o comprimento e o ângulo de atrito, mais haverá contribuição da resistência total pela base e mais eficiente será a estaca.

Portanto, devido ao fato de a resistência pela ponta ser sempre mais significativa do que a por atrito lateral em todos os casos de estudo, em uma situação de necessidade de acréscimo da capacidade resistente da fundação, conclui-se que, em termos de capacidade de carga por volume escavado, é sempre mais válido aumentar o comprimento do que o diâmetro da estaca, independente do



ângulo de atrito do solo. Todavia, deve-se também levar em consideração o custo da execução; quanto mais profunda a escavação, mais inviável técnica e economicamente será a fundação. Por isso, para todos os efeitos, deve-se também realizar um estudo econômico antes de se determinar a melhor opção construtiva.

Em relação à variação do coeficiente de impulso lateral, não foi observada qualquer influência sobre a tensão normal (Figura 21b); entretanto, para a fundação num solo de  $\phi=37^\circ$ , com  $L=15$  m e  $d=0,6$  m, a tensão de cisalhamento foi de 14,6 kN/m<sup>2</sup>, 22,7 kN/m<sup>2</sup> (+56,0%) e 29,1 kN/m<sup>2</sup> (+100,0%) para valores de  $K=1,00$ ,  $K=1,56$  e  $K=2,00$ , respectivamente (Figura 21a). Além disso, o acréscimo do coeficiente de impulso aumenta a capacidade de carga por volume escavado; como pode ser visto na Figura 21c, para o mesmo modelo de fundação, obteve-se 477,0 kN/m<sup>3</sup>, 531,0 kN/m<sup>3</sup> (+11,3%) e 574,0 kN/m<sup>3</sup> (+20,3%), para  $K=1,00$ ,  $K=1,56$  e  $K=2,00$ , respectivamente.



**Figura 21 – Variação das tensões no solo e da capacidade de carga por volume escavado de estacas devida à alteração coeficiente de impulso lateral em areia média**

Conclui-se que quanto maior o coeficiente de impulso, maior a contribuição da capacidade resistente devido ao atrito lateral e maior a eficiência da estaca. Ainda, pode-se observar que o crescimento da tensão de cisalhamento foi linearmente proporcional à variação do coeficiente de impulso lateral. Por fim, as mesmas conclusões são válidas para os demais valores de comprimento, diâmetro e ângulo de atrito.

#### 4.2.1.2 Caso de Estudo 2 – areia média sobre areia densa

Para os modelos de análise do Caso de Estudo 2 foi considerado um solo heterogêneo de areia média sobre areia densa, em que somente a estratigrafia foi considerada como variável. Além disso, as combinações de espessuras das camadas foram feitas de modo que a soma fosse sempre igual a 20m (comprimento da maior estaca). O limite de sondagem foi considerado a profundidade de 30m, de modo que o solo entre as profundidades de 20m e 30m foi sempre tomado como areia densa.

Os parâmetros adotados para este caso de estudo estão dispostos no Quadro 29, A razão entre as espessuras das camadas de solos estão indicadas no Quadro 30. Os resultados gerados através do programa de análise geotécnica estão apresentados na Tabela C.1 do Anexo C.

**Quadro 29 – Demais parâmetros assumidos no Caso de Estudo 2 (areia média e areia densa)**

Parâmetro / Fator	Símbolo	Unidade	Areia média	Areia Densa
Ângulo de atrito efetivo	$\phi'$	[°]	35	40
Fator de capacidade de carga	$N_q$	[-]	25	72
Ângulo de atrito entre a estaca e o solo	$\delta$	[°]	23,33	26,67
Fator de profundidade crítica	$k_{dc}^1$	[-]	5,75	5,75 <sup>1</sup>

<sup>1</sup>: como só é possível entrar com um valor para ambos os solos, adotou-se o menor  $k_{dc}$  entre eles

**Quadro 30 – Combinações da estratigrafia do solo**

L1	L2	L1/L2
[m]	[m]	[-]
5,00	15,00	0,33
6,67	13,33	0,50
10,00	10,00	1,00
13,33	6,67	2,00
15,00	5,00	3,00

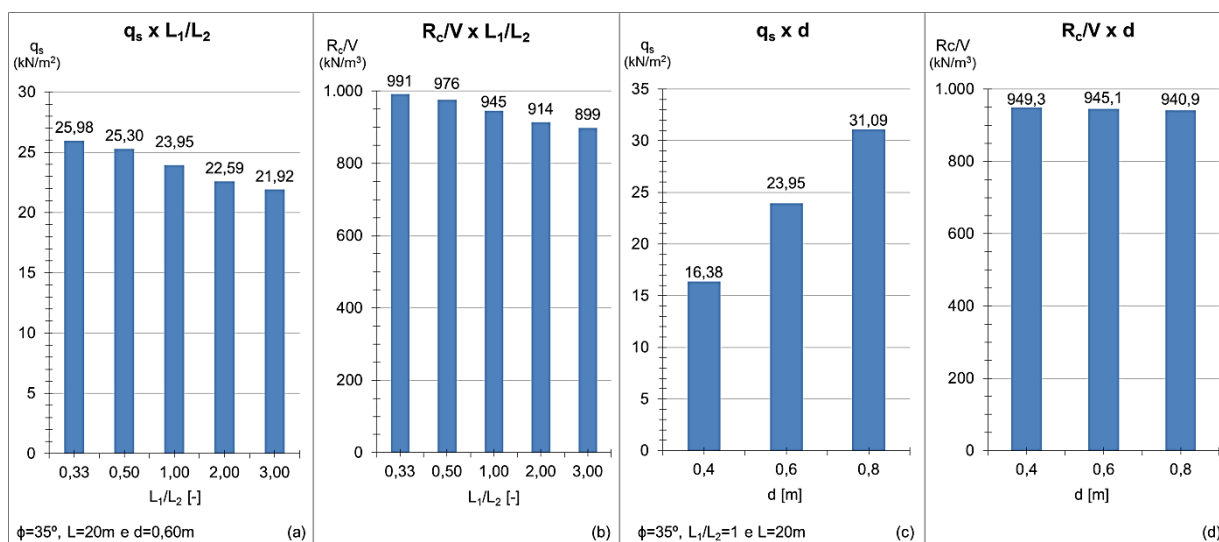
L<sub>1</sub>: areia média    L<sub>2</sub>: areia densa

A análise da influência da estratigrafia do solo nas tensões normais da estaca foi ignorada neste estudo, pois o tipo de solo existente à base da estaca é o fator mais relevante para a determinação da resistência de ponta. Por exemplo, analisando dois casos em que L=10 m: para a razão  $L_1/L_2=0,33$ , a base da estaca está sobre a camada de areia densa ( $N_q=72$  e  $q_b=7.855$  kN/m<sup>2</sup>). Por outro lado, para  $L_1/L_2=3,00$ , a base está apoiada sobre a areia média ( $N_q=25$  e  $q_b=2.500$  kN/m<sup>2</sup>).

Em ambos os casos a base da estaca se encontra abaixo da profundidade crítica – que na situação mais favorável à resistência é de 4,6 m. Ainda, considerando que a diferença entre os pesos específicos dos solos não é significativa, em ambos os casos, as bases das estacas estão praticamente sob a mesma tensão geostática efetiva (51,5 kPa e 60,7 kPa, respectivamente), de modo que a variação observada entre a capacidade de carga axial dos dois modelos se deve quase que unicamente ao fator de capacidade de carga dos solos ( $N_q$ ).

Todavia, as tensões normais obtidas para ambos os casos são muito diferentes; ou seja, não há como comparar o efeito da variação da espessura das camadas na resistência de ponta, pois ora ela está apoiada num tipo de solo ora em outro e este é o fator predominante para a diferença observada nos resultados, não havendo, portanto, sentido em comparar a estratigrafia do solo, que neste caso influencia somente a tensão geostática atuante sob a base da estaca.

Entretanto, o aumento da espessura da camada de areia média levou à redução da tensão de cisalhamento (Figura 22a), à diminuição da capacidade de carga por volume escavado (Figura 22b), assim como ao aumento da contribuição da resistência total pela base (Tabela 1 e Tabela 2).



**Figura 22 – Variação da capacidade de carga axial pela alteração da estratigrafia e geometria de estacas em solo de areia média sobre areia densa**

Notou-se ainda que para o mesmo comprimento de estaca, quanto maior a espessura da camada de areia média, menor é a capacidade de carga por volume

escavado (Tabela 1). Ademais, observou-se que, para o mesmo diâmetro de estaca, quanto maior a espessura da camada de areia média, menor é a capacidade de carga por volume escavado (Tabela 2). Por fim, a influência da geometria da estaca nos resultados é a mesma do que a para areia média (a eficiência aumenta com o comprimento e diminui com o diâmetro).

**Tabela 1 – Variação da capacidade de carga axial de estacas com a alteração da estratigrafia e diâmetro, em solo de areia média sobre areia densa**

L <sub>1</sub> /L <sub>2</sub>	L	d	q <sub>s</sub>	R <sub>c</sub> /V	R <sub>s</sub> /R <sub>c</sub>	R <sub>b</sub> /R <sub>c</sub>
-	[m]	[m]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[%]	[%]
0,33	20	0,4	17,735	995,534	17,81%	82,19%
		0,6	25,977	991,360	17,47%	82,53%
		0,8	33,802	987,189	17,12%	82,88%
0,50	20	0,4	17,283	980,076	17,63%	82,37%
		0,6	25,298	975,908	17,28%	82,72%
		0,8	32,897	971,736	16,93%	83,07%
1,00	20	0,4	16,381	949,264	17,26%	82,74%
		0,6	23,946	945,096	16,89%	83,11%
		0,8	31,094	940,924	16,52%	83,48%
2,00	20	0,4	15,479	918,451	16,85%	83,15%
		0,6	22,594	914,283	16,47%	83,53%
		0,8	29,291	910,112	16,09%	83,91%
3,00	20	0,4	15,027	903,001	16,64%	83,36%
		0,6	21,915	898,829	16,25%	83,75%
		0,8	28,386	894,659	15,86%	84,14%

**Tabela 2 – Variação da capacidade de carga axial de estacas com a alteração da estratigrafia e comprimento, em solo de areia média sobre areia densa**

L <sub>1</sub> /L <sub>2</sub>	L	d	q <sub>s</sub>	R <sub>c</sub> /V	R <sub>s</sub> /R <sub>c</sub>	R <sub>b</sub> /R <sub>c</sub>
-	[m]	[m]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[%]	[%]
0,33	10	0,6	22,069	932,581	15,78%	84,22%
	15	0,6	24,674	971,767	16,93%	83,07%
	20	0,6	25,977	991,360	17,47%	82,53%
0,50	10	0,6	20,712	901,676	15,31%	84,69%
	15	0,6	23,770	951,164	16,66%	83,34%
	20	0,6	25,298	975,908	17,28%	82,72%
1,00	10	0,6	18,008	840,052	14,29%	85,71%
	15	0,6	21,967	910,081	16,09%	83,91%
	20	0,6	23,946	945,096	16,89%	83,11%
2,00	10	0,6	18,008	370,053	32,44%	67,56%
	15	0,6	20,164	868,998	15,47%	84,53%
	20	0,6	22,594	914,283	16,47%	83,53%
3,00	10	0,6	18,008	370,053	32,44%	67,56%
	15	0,6	19,259	848,395	15,13%	84,87%
	20	0,6	21,915	898,829	16,25%	83,75%

#### 4.2.2 Solos argilosos

No estudo da capacidade de carga axial em solos argilosos, foram realizadas análises das condições de drenagem do solo, da variação dos parâmetros geométricos da estaca, assim como dos mecânicos do solo, nomeadamente o ângulo de atrito interno e coeficiente de impulso lateral para a condição drenada, bem como a coesão e módulo de deformabilidade para a condição não drenada. Para os modelos de análise do Caso de Estudo 3 e Caso de Estudo 4, foi considerado um solo homogêneo de argila mole e argila dura, respectivamente, cujos parâmetros adotados estão dispostos no Quadro 31.

**Quadro 31 – Demais parâmetros assumidos no Caso de Estudo 3 e Caso de Estudo 4**

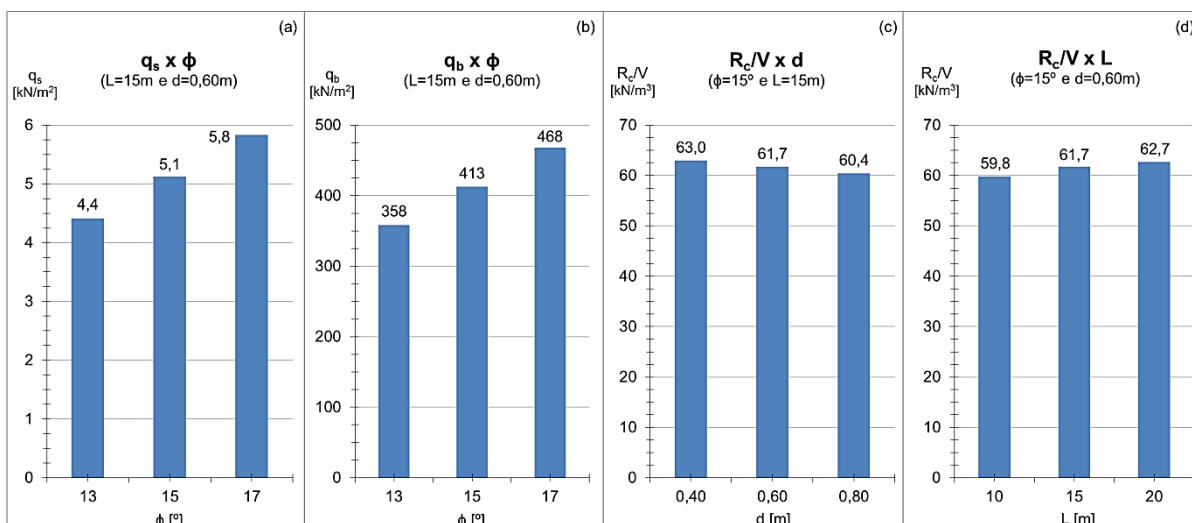
Parâmetro / Fator	Símbolo	Unid.	Argila mole	Argila dura
Fator de adesão	$\alpha$	[-]	0,55	0,55
Fator de capacidade de carga	$N_q^1$	[-]	2,50; 2,88 e 3,27	8,00, 10,00 e 14,00
Ângulo de atrito entre estaca e solo	$\delta^1$	[°]	9,75; 11,25 e 12,75	21,00; 22,50; 24,00
Profundidade crítica	$k_{dc}^1$	[-]	5,00	5,00

<sup>1</sup>: parâmetros estabelecidos em função do  $\phi'$  (13°, 15° e 17°, respectivamente)

##### 4.2.2.1 Caso de Estudo 3 – argila mole em condições drenadas

Os resultados gerados através do programa de análise geotécnica para os modelos de estudo de solo composto por argila mole em condição drenada estão apresentados na Tabela C.4 (ângulo de atrito variável) e na Tabela C.5 (coeficiente de impulso lateral variável) do Anexo C.

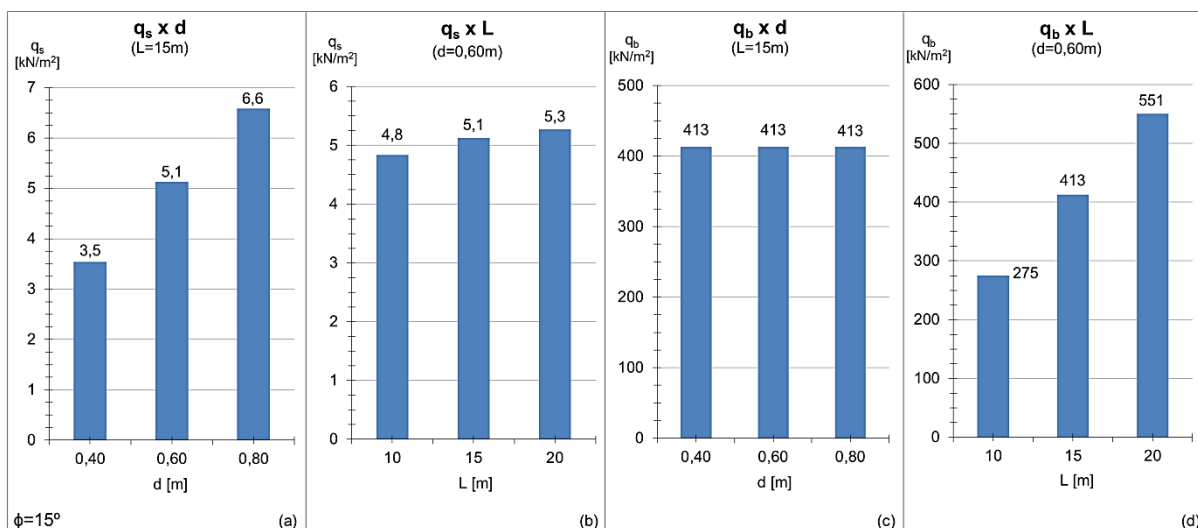
Observou-se que o aumento do ângulo de atrito interno acarretou acréscimos similares da tensão de cisalhamento e da tensão normal da estaca. Como exemplo, uma estaca de  $L=15$  m e  $d=0,6$  m, a tensão no fuste é  $4,41$  kN/m<sup>2</sup>,  $5,13$  kN/m<sup>2</sup> (+16,2%) e  $5,83$  kN/m<sup>2</sup> (+32,2%), para ângulos de 13°, 15° e 17°, respectivamente (Figura 23a); enquanto que, para os mesmos ângulos, a tensão na ponta é de  $358$  kN/m<sup>2</sup>,  $413$  kN/m<sup>2</sup> (+15,4%) e  $468$  kN/m<sup>2</sup> (+30,8%) – ver Figura 23b.



**Figura 23 – Variação das tensões pela alteração do ângulo de atrito (a e b) e da capacidade de carga por volume pela alteração geométrica da estaca (c e d) em argila mole drenada**

Em relação à geometria, notou-se que o acréscimo do diâmetro elevou significativamente a tensão de cisalhamento, todavia não gerou qualquer efeito sobre a tensão normal. Por exemplo, uma estaca de  $L=15$  m em solo com  $\phi=15^\circ$ , a tensão de cisalhamento é de 3,54 kN/m<sup>2</sup>, 5,13 kN/m<sup>2</sup> (+44,6%) e 6,58 kN/m<sup>2</sup> (+85,7%) para diâmetros de 0,4 m, 0,6 m e 0,8 m, respectivamente (Figura 24a); ao passo que para todos os diâmetros citados, a tensão normal é de 413 kN/m<sup>2</sup> (Figura 24c). Em contrapartida, o aumento do diâmetro reduziu a capacidade de carga por volume escavado – 63,0 kN/m<sup>3</sup>, 61,7 kN/m<sup>3</sup> (-2,0%) e 60,4 kN/m<sup>3</sup> (-4,0%) – Figura 23c).

Além disso, o acréscimo no comprimento da estaca gerou aumento linear da tensão normal, mas não gerou efeito significativo sobre a tensão cisalhante. Por exemplo, uma estaca de  $d=0,6$  m em solo com  $\phi=15^\circ$ , para comprimentos de 10 m, 15 m e 20 m, obteve-se tensões normais de 275 kN/m<sup>2</sup>, 413 kN/m<sup>2</sup> (+50,0%) e 551 kN/m<sup>2</sup> (+100,0%), respectivamente – Figura 24d. Ao passo que, para os mesmos casos, a tensão de cisalhamento foi de 4,84 kN/m<sup>2</sup>, 5,13 kN/m<sup>2</sup> (+5,9%) e 5,27 kN/m<sup>2</sup> (+8,8%) – Figura 24b, e a capacidade de carga por volume escavado foi de 59,8 kN/m<sup>3</sup>, 61,7 kN/m<sup>3</sup> (+3,2%) e 62,7 kN/m<sup>3</sup> (+4,8%) – Figura 23d.



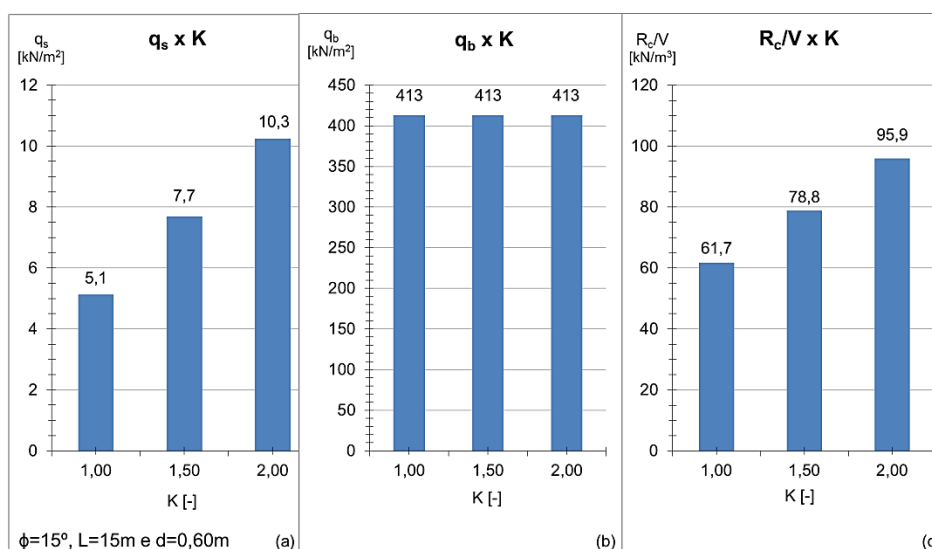
**Figura 24 – Variação das tensões normal e de cisalhamento devida à alteração da geometria de estacas em argila mole drenada**

Além do mais, os comportamentos extremos ocorreram nos seguintes casos: a estaca menos eficiente foi a de  $L=10$  m,  $d=0,8$  m e  $\phi=13^\circ$ , cuja capacidade de carga por volume escavado foi de  $50,0 \text{ kN/m}^3$ , sendo também a que apresentou a menor contribuição da capacidade de carga total por atrito lateral (52,3%). Enquanto que a estaca mais eficiente ( $72,2 \text{ kN/m}^3$ ) foi a de  $L=20$  m,  $d=0,4$  m e  $\phi=17^\circ$ , sendo esta a que apresentou a maior contribuição da resistência por atrito lateral (56,8%). Ou seja, quanto menor o diâmetro e maiores o comprimento e o ângulo de atrito, mais há contribuição da resistência por atrito lateral e mais eficiente é a estaca.

Portanto, devido ao fato de a resistência por atrito lateral ser sempre mais significativa do que pela ponta em todos os casos de estudo, em uma situação de necessidade de acréscimo de resistência da fundação, conclui-se que, em termos de capacidade de carga por volume escavado, é sempre mais válido aumentar o comprimento do que o diâmetro da estaca, independente do ângulo de atrito do solo. Todavia, como já supracitado, deve-se também levar em consideração o custo da execução antes de se determinar a melhor opção construtiva.

Em relação à variação do coeficiente de impulso lateral, chegaram-se às mesmas conclusões e observações feitas para o caso de solo composto por areia média. Ou seja, não foi observada qualquer influência do coeficiente de impulso lateral sobre a tensão normal da estaca (Figura 25b), mas notou-se crescimento da tensão de cisalhamento linearmente proporcional.

Ainda, o acréscimo do coeficiente de impulso aumentou a capacidade de carga por volume escavado: para as estacas de  $L=15$  m e  $d=0,60$  m, obteve-se  $61,7$   $\text{kN/m}^3$ ,  $78,8$   $\text{kN/m}^3$  (+27,7%) e  $95,9$   $\text{kN/m}^3$  (+55,4%) para  $K=1,0$ ,  $K=1,5$  e  $K=2,0$ , respectivamente (Figura 25c). Conclui-se, novamente, que quanto maior o coeficiente de impulso, maior a contribuição da capacidade resistente devido ao atrito lateral e maior a eficiência da estaca. Por fim, as mesmas observações são válidas para os demais valores de comprimento e diâmetro.



**Figura 25 – Variação das tensões no solo e da capacidade de carga por volume escavado de estacas devida à alteração coeficiente de impulso lateral em argila mole drenada**

#### 4.2.2.2 Caso de Estudo 3 – argila mole em condições não drenadas

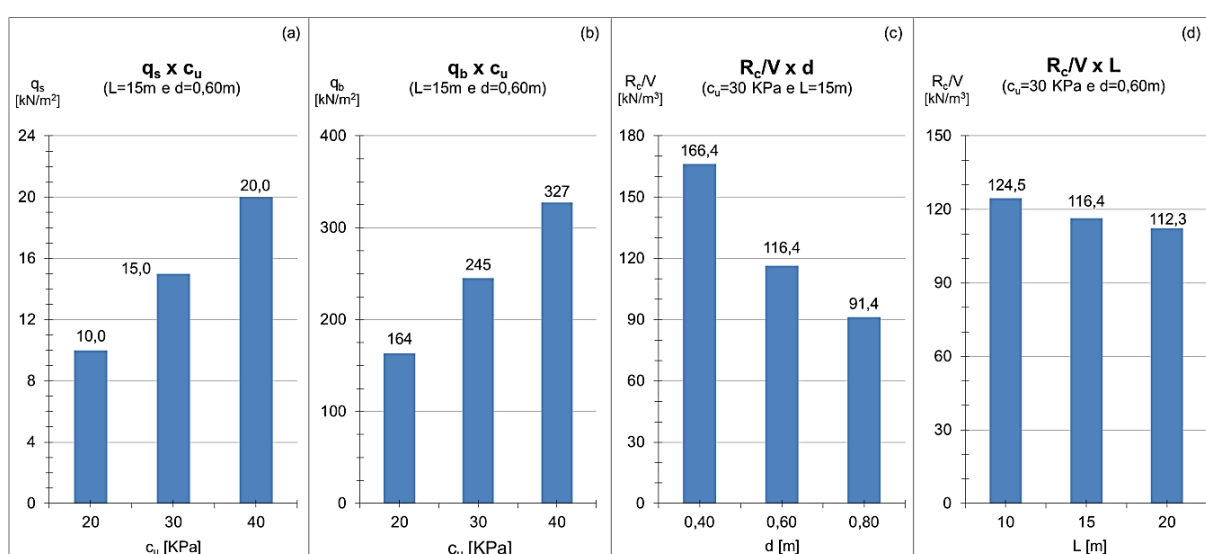
Os resultados gerados através do programa de análise geotécnica para os modelos de estudo de solo composto por argila mole em condição não drenada estão apresentados na Tabela C.6 (coesão variável) do Anexo C. Além do mais, neste tipo de solo, verificou-se que não há qualquer influência da variação do módulo de deformabilidade na capacidade resistente vertical.

Observou-se que o acréscimo da coesão não drenada do solo acarretou aumento tanto da tensão de cisalhamento quanto da tensão normal da estaca. Por exemplo, uma estaca de  $L=15$  m e  $d=0,6$  m, a tensão de cisalhamento é de  $10,0$   $\text{kN/m}^2$ ,  $15,0$   $\text{kN/m}^2$  (+50,0%) e  $20,0$   $\text{kN/m}^2$  (+100,0%), para coesões de 20 kPa, 30

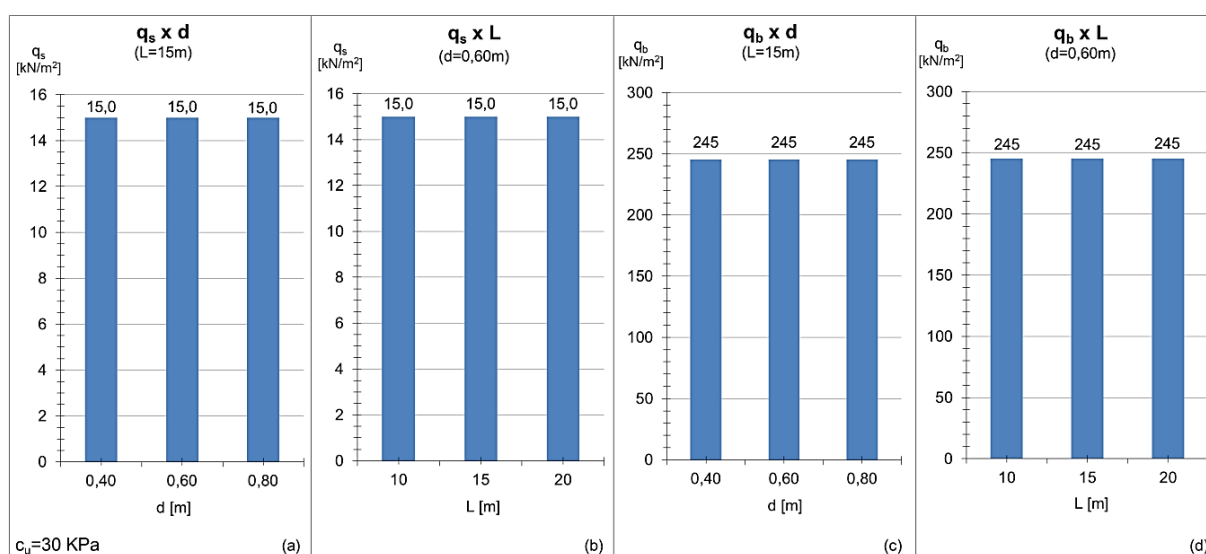


kPa e 40 kPa, respectivamente (Figura 26a); enquanto que, para os mesmos valores de coesão, a tensão normal obtida é de 163,6 kN/m<sup>2</sup>, 245,4 kN/m<sup>2</sup> (+50,0%) e 327,3 kN/m<sup>2</sup> (+100,0%), respectivamente (Figura 26c).

Logo, o acréscimo da coesão não drenada resultou em aumentos idênticos de ambas as parcelas de resistência de maneira linear; ainda, o aumento deste parâmetro fez elevar linearmente a capacidade de carga por volume escavado – 77,6 kN/m<sup>3</sup>, 116,4 kN/m<sup>3</sup> (+50,0%) e 155,2 kN/m<sup>3</sup> (+100,0%), para coesões de 20 kPa, 30 kPa e 40 kPa, respectivamente.



**Figura 26 – Variação das tensões pela alteração da coesão (a e b) e da capacidade de carga por volume pela alteração geométrica da estaca (c e d) em argila mole não drenada**



**Figura 27 – Variação das tensões normal e de cisalhamento devida à alteração da geometria de estacas em argila mole não drenada**

Em relação à geometria, notou-se que a variação do diâmetro e do comprimento da estaca não gerou qualquer efeito sobre a tensão de cisalhamento nem sobre a tensão normal. Por exemplo, em solo com  $c_u=30$  kPa, para todos os diâmetros e comprimentos de estacas analisados, a tensão de cisalhamento é de  $15,0$  kN/m<sup>2</sup> (Figura 27 a e b) e a tensão normal é de  $245$  kN/m<sup>2</sup> (Figura 27 c e d).

Ainda, para o mesmo solo, o aumento do comprimento reduziu a capacidade de carga por volume escavado –  $124,5$  kN/m<sup>3</sup>,  $116,4$  kN/m<sup>3</sup> (-6,6%) e  $112,3$  kN/m<sup>3</sup> (9,9-%), para comprimentos de 10 m, 15 m e 20 m, respectivamente (Figura 26d). Entretanto, o acréscimo do diâmetro reduziu significativamente a capacidade de carga por volume escavado –  $166,4$  kN/m<sup>3</sup>,  $116,4$  kN/m<sup>3</sup> (-30,1%) e  $91,4$  kN/m<sup>3</sup> (-45,1%), para diâmetros de 0,4 m, 0,6 m e 0,8 m, respectivamente (Figura 26d).

Além do mais, os comportamentos extremos ocorreram nos seguintes casos: a estaca menos eficiente foi a de  $L=20$  m,  $d=0,8$  m e  $c_u=20$  kPa, cuja capacidade de carga por volume escavado foi de  $58,2$  kN/m<sup>3</sup>; enquanto que a estaca mais eficiente ( $232,7$  kN/m<sup>3</sup>) foi a de  $L=10$ m,  $d=0,4$ m e  $c_u=40$  kPa. Ou seja, quanto menores o diâmetro e o comprimento e maior a coesão do solo, mais eficiente será a estaca.

Por fim, observou-se que em todos os casos analisados, a capacidade resistente da estaca se deu majoritariamente devido ao atrito lateral. A estaca que mais transferiu esforços pelo fuste foi a de  $L=10$  m,  $d=0,4$  m e  $c_u=20$  kPa (92,4%), enquanto a que apresentou maior transferência de carga pela base foi a de  $L=20$  m,  $d=0,8$  m e  $c_u=40$  kPa (24,7%). Logo, quanto menor o comprimento, o diâmetro e a coesão, mais há transferência de esforços por atrito lateral; porém, o modo de transferência da carga não influencia necessariamente a eficiência da estaca.

Conclui-se que a coesão é o único fator que influenciou efetivamente a resistência axial da estaca em solo de argila mole não drenada. Além disso, o aumento das dimensões da estaca gerou redução da capacidade de carga por volume escavado. Portanto, em uma situação de necessidade de acréscimo da capacidade resistente da fundação, analisando-se as estacas isoladamente, a solução mais apropriada seria utilizar as menores dimensões possíveis e aumentar o número de estacas.

Todavia, conforme destacado na revisão teórica, o agrupamento normalmente gera redução da capacidade de carga axial das estacas isoladas, sendo que esta solução só seria vantajosa para blocos cujo espaçamento entre as estacas resulte em eficiência de grupo próxima do valor unitário (Quadro 12). Além disso, na prática, a coesão do solo aumenta com a profundidade; logo, a tendência é de haver ganho

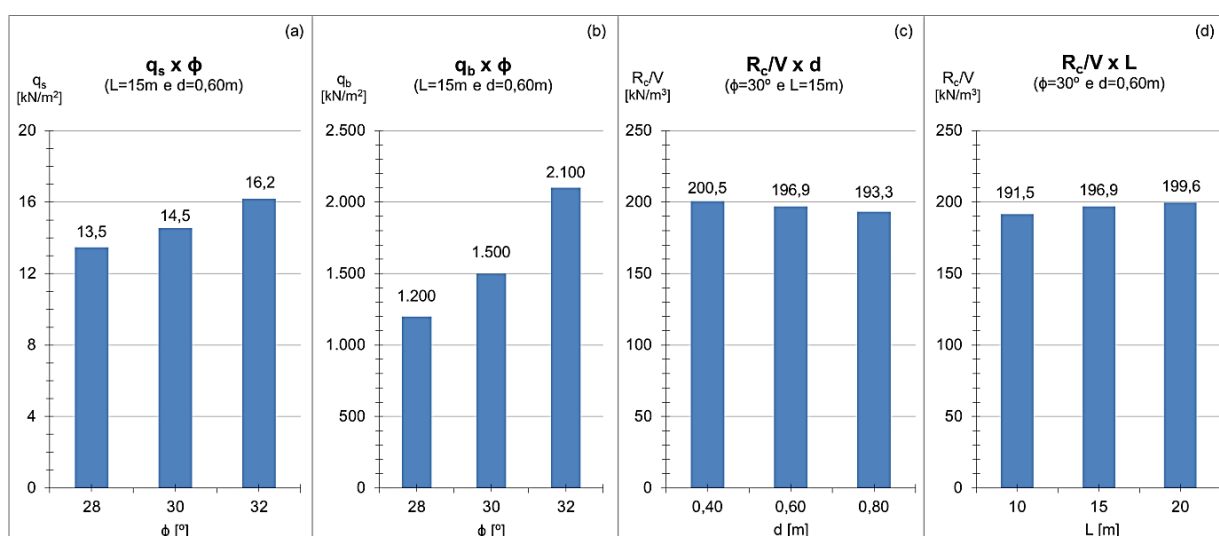
de resistência com o aumento do comprimento da estaca, o que não foi observado neste estudo, pois se considerou a coesão média do solo.

Por esses motivos, antes de se definir a solução construtiva mais apropriada, recomenda-se um estudo mais aprofundado para se definir qual desses fatores (efeito de grupo ou ganho de resistência não drenada com a profundidade) é o mais relevante para a estimativa da capacidade de carga neste tipo de solo.

#### 4.2.2.3 Caso de Estudo 4 – argila dura em condições drenadas

Os resultados gerados através do programa de análise geotécnica para os modelos de estudo de solo composto por argila dura em condição drenada estão apresentados na Tabela C.7 (ângulo de atrito variável) e na Tabela C.8 (coeficiente de impulso lateral variável) do Anexo C.

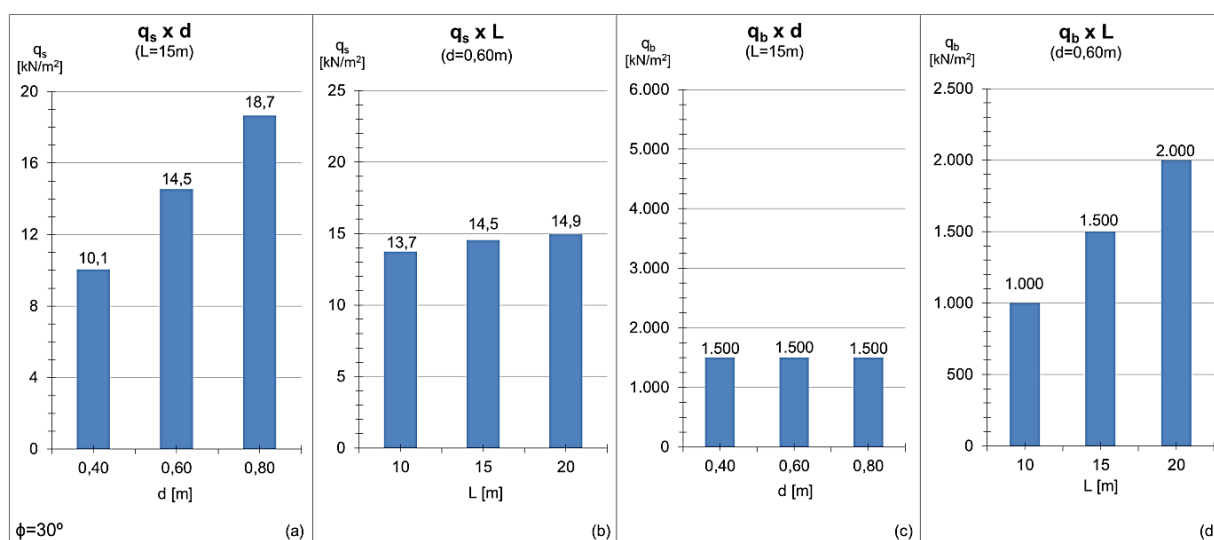
Observou-se que o acréscimo do ângulo de atrito interno do solo acarretou aumento tanto da tensão de cisalhamento quanto da tensão normal da estaca. Por exemplo, nas estacas de  $L=15$  m e  $d=0,6$  m, a tensão de cisalhamento é de 13,47  $\text{kN/m}^2$ , 14,54  $\text{kN/m}^2$  (+7,9%) e 16,18  $\text{kN/m}^2$  (+20,1%), para ângulos de  $28^\circ$ ,  $30^\circ$  e  $32^\circ$ , respectivamente (Figura 28a); enquanto que, para os mesmos ângulos, a tensão normal é de 1.200  $\text{kN/m}^2$ , 1.500  $\text{kN/m}^2$  (25,0+%) e 2.100  $\text{kN/m}^2$  (+75,0%), respectivamente (Figura 28b).



**Figura 28 – Variação das tensões pela alteração do ângulo de atrito (a e b) e da capacidade de carga por volume pela alteração geométrica da estaca (c e d) em argila dura drenada**

Logo, em termos percentuais, o acréscimo do ângulo de atrito resultou em aumento mais significativo à resistência de ponta. Ainda, o aumento do ângulo de atrito fez elevar a capacidade de carga por volume escavado – 169,8 kN/m<sup>3</sup>, 196,9 kN/m<sup>3</sup> (+16,0%) e 247,9 kN/m<sup>3</sup> (+46,0%).

O acréscimo do diâmetro não causou qualquer efeito sobre a tensão normal: 1.500 kN/m<sup>2</sup> para todos os diâmetros analisados (Figura 29c); todavia, aumentou significativamente a tensão de cisalhamento: para as estacas com  $\phi=35^\circ$  e L=15 m, obteve-se 10,05 kN/m<sup>2</sup>, 14,54 kN/m<sup>2</sup> (+44,6%) e (+85,7%), para diâmetros de 0,4 m, 0,6 m e 0,8 m, respectivamente (Figura 29a). Ainda, o aumento diâmetro gerou redução da capacidade de carga por volume escavado: 200,5 kN/m<sup>3</sup>, 196,9 kN/m<sup>3</sup> (-1,8%) e 193,3 kN/m<sup>3</sup> (-3,6%).



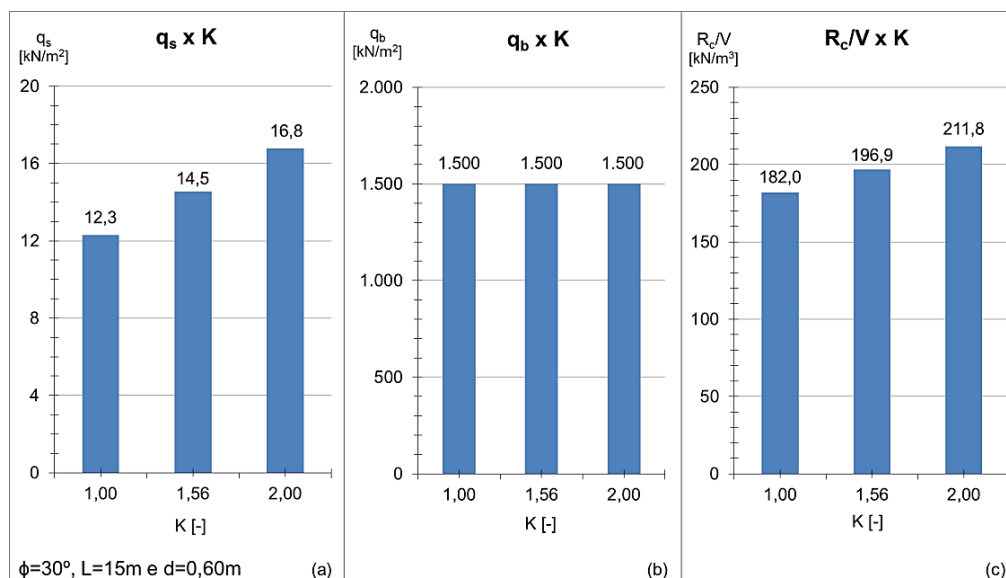
**Figura 29 – Variação das tensões normal e de cisalhamento devida à alteração da geometria de estacas em argila dura drenada**

Além disso, a tensão normal cresce de maneira linear com variação do comprimento: para  $\phi=35^\circ$  e d=0,60 m, obteve-se 1.000 kN/m<sup>2</sup>, 1.500 kN/m<sup>2</sup> (+50%) e 2.000 kN/m<sup>2</sup> (+100%) para comprimentos de 10 m, 15 m e 20 m, respectivamente (Figura 29d). Entretanto, não se nota efeito significativo na tensão de cisalhamento: para os mesmos comprimentos citados, a tensão de cisalhamento foi de 13,73 kN/m<sup>2</sup>, 14,54 kN/m<sup>2</sup> (5,9%) e 14,94 kN/m<sup>2</sup> (+8,8%). Ainda, o acréscimo do comprimento implicou ligeiro aumento da capacidade de carga por volume escavado: 191,5 kN/m<sup>3</sup>, 196,9 kN/m<sup>3</sup> (+2,8%) e 199,6 kN/m<sup>3</sup> (+4,2%) – Figura 28d.

Além do mais, os comportamentos extremos se deram nos seguintes casos: a estaca menos eficiente foi a de  $L=10$  m,  $d=0,8$  m e  $\phi=28^\circ$ , cuja capacidade de carga por volume escavado foi de  $159,8$   $\text{kN/m}^3$ . Enquanto que a estaca mais eficiente ( $254,1$   $\text{kN/m}^3$ ) foi a de  $L=20$  m,  $d=0,4$  m e  $\phi=32^\circ$ . Ou seja, quanto menor o diâmetro e maiores o comprimento e o ângulo de atrito, mais eficiente será a estaca.

Observou-se ainda que a transferência de esforços ao solo se deu ora majoritariamente pelo fuste ora pela base da estaca, de modo que quanto menor o comprimento e maiores o ângulo de atrito e o diâmetro e da estaca, mais haverá contribuição da resistência pela ponta; porém, o modo de transferência da carga não influencia necessariamente a eficiência da estaca.

Portanto, em uma situação de necessidade de acréscimo da capacidade resistente da fundação, conclui-se que, em termos de capacidade de carga por volume escavado, é sempre mais válido aumentar o comprimento do que o diâmetro da estaca, independente do ângulo de atrito do solo. Todavia, como já supracitado, deve-se também levar em consideração o custo da execução antes de se determinar a melhor opção construtiva.



**Figura 30 – Variação das tensões no solo e da capacidade de carga por volume escavado de estacas devida à alteração coeficiente de impulso lateral em argila dura drenada**

Em relação à variação do coeficiente de impulso lateral, chegaram-se às mesmas conclusões e observações feitas para o caso de solo composto por areia média, que estão reiteradas a seguir.

Não foi observada qualquer influência do coeficiente de impulso lateral sobre a tensão normal da estaca (Figura 30b). Todavia, notou-se crescimento da tensão de cisalhamento linearmente proporcional à variação do coeficiente de impulso lateral (Figura 30a). Ainda, o acréscimo do coeficiente de impulso aumentou a capacidade de carga por volume escavado: obteve-se, respectivamente, 182,0 kN/m<sup>3</sup>, 196,9 kN/m<sup>3</sup> (+8,2%) e 211,8 kN/m<sup>3</sup> (+16,4%) – ilustrado na Figura 30c.

Conclui-se, da mesma forma, que quanto maior o coeficiente de impulso, maior a contribuição da capacidade resistente devido ao atrito lateral e maior a eficiência da estaca. Por fim, as mesmas observações são válidas para os demais valores de comprimento e diâmetro.

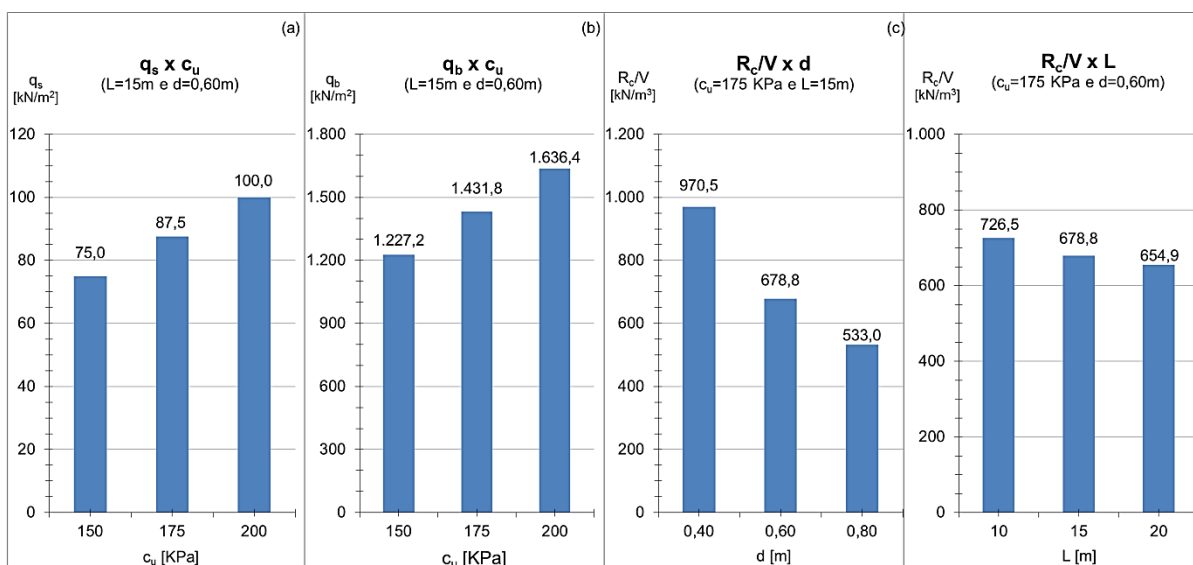
#### 4.2.2.4 Caso de Estudo 4 – argila dura em condições não drenadas

Os resultados gerados através do programa de análise geotécnica para os modelos de estudo de solo composto por argila dura em condição não drenada estão apresentados na

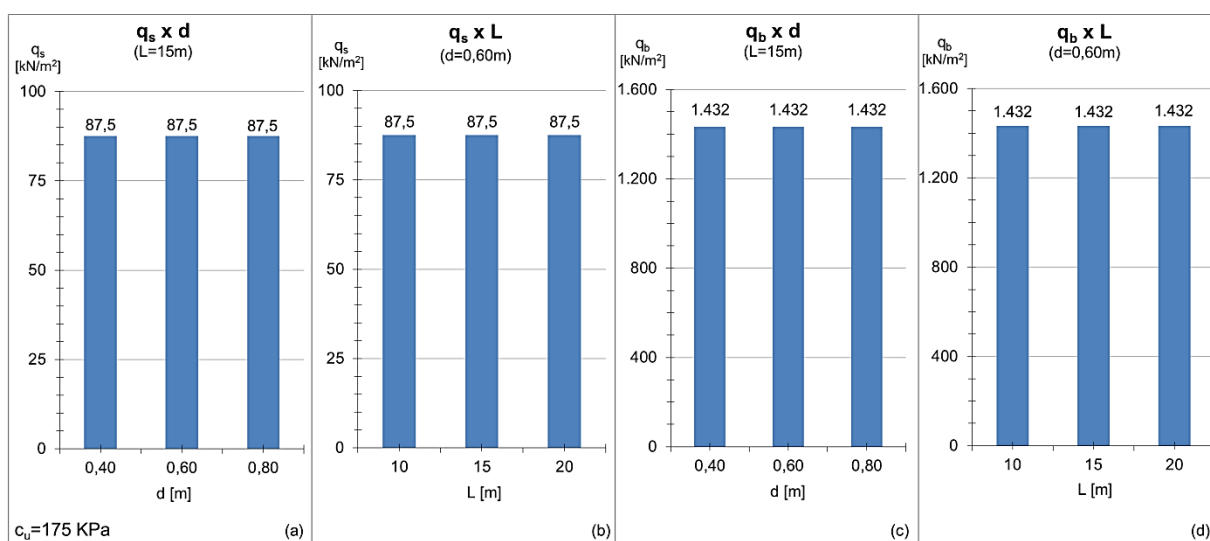
Tabela C.9 (coesão variável) do Anexo C. Além do mais, neste tipo de solo, verificou-se que não há qualquer influência do módulo de deformabilidade na capacidade resistente vertical. Ainda, todas as observações e conclusões feitas para este tipo de solo foram idênticas às do caso de argila mole não drenada e estão reiteradas a seguir.

Em relação à variação da coesão do solo, a mesma conclusão: o acréscimo da coesão resultou em aumentos lineares de ambas as parcelas de resistência (tensão normal e de cisalhamento, vide Figura 31), bem como da capacidade de carga por volume escavado. Quanto à geometria, novamente a mesma observação: a variação do diâmetro e do comprimento da estaca não gerou qualquer efeito sobre a tensão de cisalhamento nem sobre a tensão normal (ver Figura 32).

Mais uma vez, os comportamentos extremos ocorreram em modelos análogos: a estaca menos eficiente foi a de L=20 m, d=0,8 m e  $c_u=150$  kPa, cuja capacidade de carga por volume escavado é de 436,4 kN/m<sup>3</sup>; enquanto que a mais eficiente (232,7 kN/m<sup>3</sup>) foi a de L=10m, d=0,4m e  $c_u=200$  kPa. Ou seja, quanto menores o diâmetro e o comprimento e maior a coesão, mais eficiente é a estaca.



**Figura 31 – Variação das tensões pela alteração da coesão (a e b) e da capacidade de carga por volume pela alteração geométrica da estaca (c e d) em argila dura não drenada**



**Figura 32 – Variação das tensões normal e de cisalhamento devida à alteração da geometria de estacas em argila dura não drenada**

Igualmente, em todos os casos analisados a transferência de esforços se deu majoritariamente por atrito lateral. A estaca que mais transferiu esforços pelo fuste foi a de  $L=10$  m,  $d=0,4$  m e  $c_u=150$  kPa (92,4%), enquanto a que apresentou maior transferência de carga pela base foi a de  $L=20$  m,  $d=0,8$  m e  $c_u=200$  kPa (24,7%). Logo, quanto menor o comprimento, o diâmetro e a coesão, mais há transferência de esforços por atrito lateral; porém, o modo de transferência da carga não influencia necessariamente a eficiência da estaca.

Conclui-se, semelhantemente, que a coesão é o único fator que influenciou efetivamente a capacidade de carga axial da estaca em solo de argila dura não drenada. Além disso, o aumento das dimensões da estaca gerou redução da capacidade de carga por volume escavado. Portanto, em uma situação de necessidade de acréscimo da capacidade resistente da fundação, analisando-se as estacas isoladamente, a solução mais apropriada seria utilizar as menores dimensões possíveis e aumentar o número de estacas.

Por fim, são feitas as mesmas ressalvas: antes de se definir a solução construtiva mais apropriada, recomenda-se um estudo mais aprofundado do efeito de grupo e do ganho de resistência não drenada com a profundidade, a fim de se determinar qual desses fatores é o mais relevante para a estimativa da capacidade de carga neste tipo de solo.

### 4.3 ASSENTAMENTO

A análise do assentamento foi feita através de dois métodos: segundo Poulos & Davis (1980) e Masopust (1994). Enquanto Poulos & Davis (1980) assumem uma relação linear da curva carga-assentamento, Masopust (1994) considera que esta relação não é linear. Em ambas as abordagens, a capacidade de carga é estimada com base no assentamento crítico da estrutura (assentamento correspondente à ruptura da fundação) ou então limitada a 25 mm, por questões construtivas.

#### 4.3.1 Método de Poulos & Davis (1980)

Nos modelos de estudo do assentamento em solos arenosos, foram realizadas análises da influência dos parâmetros mecânicos do solo, nomeadamente o ângulo de atrito interno e coeficiente de impulso lateral; enquanto que em solos argilosos, foram feitas análises da variação do ângulo de atrito interno e do coeficiente de impulso lateral em condição drenada, bem como da coesão em condição não drenada. Ainda, adotou-se assentamento limite de 25 mm; todavia, em



caso de estacas de ponta, observou-se ganho de resistência pela base para assentamentos significativamente superiores, mas que não seriam aceitáveis às estruturas na prática.

Ademais, fizeram-se comparações dos resultados para os casos de estacas de ponta e de estaca flutuante. Por fim, optou-se por não realizar a análise da influência da variação geométrica da estaca na capacidade de carga nem na carga de mobilização da resistência lateral, pois já foi feito anteriormente um estudo semelhante para a capacidade de carga axial.

Em relação ao assentamento, não foi possível observar padrão de comportamento da variação da geometria nos resultados obtidos, de modo que a única conclusão possível é que o assentamento aumenta conforme o acréscimo de diâmetro e comprimento da estaca.

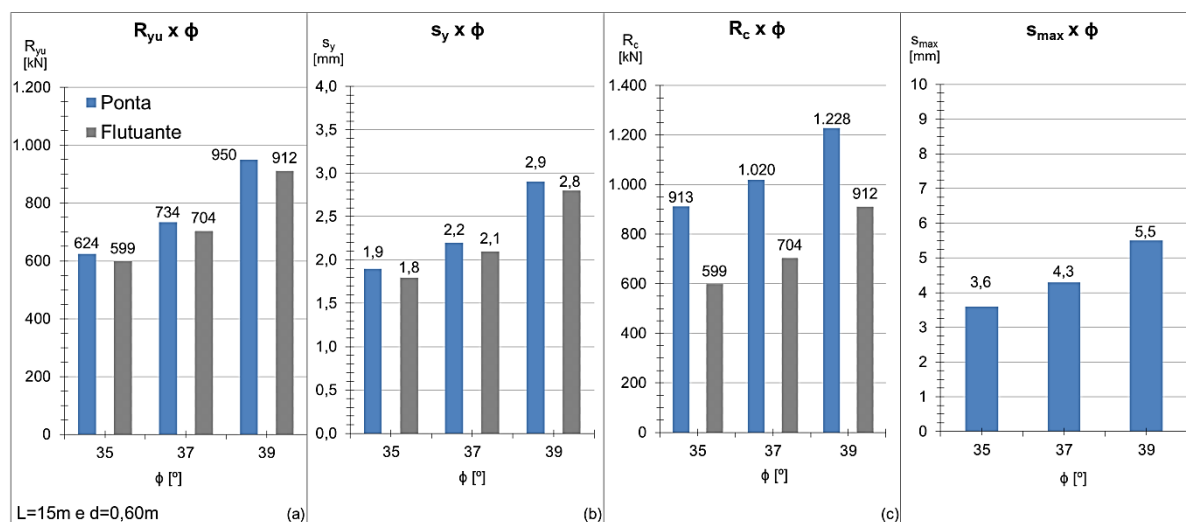
#### 4.3.1.1 Caso de Estudo 1 – areia média

Os resultados gerados através do programa de análise geotécnica para os modelos de estudo com solo composto por areia média estão apresentados na Tabela D.2 (ângulo de atrito variável) e Tabela D.3 (coeficiente de impulso variável).

Notou-se que o aumento do ângulo de atrito gerou, em termos percentuais, os mesmos incrementos de resistência lateral e de assentamento, tanto para estacas flutuantes, quanto para estacas de ponta. Por exemplo, em uma estaca de ponta de  $L=15$  m e  $d=0,6$  m, a carga de mobilização da resistência lateral ( $R_{yu}$ ) é de 623,77 kN, 733,56 kN (+17,6%) e 949,77 kN (+52,3%) para ângulos de 35°, 37° e 39° (Figura 33a); enquanto que os seus respectivos assentamentos de mobilização da resistência lateral ( $s_y$ ) foram 1,90 mm, 2,20 mm (+17,6%) e 2,90 mm (+52,3%) – vide Figura 33b. O mesmo padrão de variação percentual foi observado para os assentamentos máximos de estacas flutuantes ( $s_{max}$ ), cujos valores foram o dobro daqueles obtidos para  $s_y$  (Figura 33d).

Além disso, percebeu-se ligeira redução da capacidade de carga de ponta consoante o acréscimo do ângulo de atrito. Porém, esse comportamento se deve ao fato de haver a limitação do assentamento a 25 mm e essa parcela de resistência tende a crescer com a deformação do solo, influenciando dessa maneira os

resultados obtidos. Caso não houvesse a limitação do assentamento, a capacidade de carga de ponta experimentaliria incrementos percentuais de 52,7% ( $\phi=37^\circ$ ) e 142,0% ( $\phi=39^\circ$ ).



**Figura 33 – Esforços e deformações de estacas em areia média com ângulo de atrito variável pelo método de Poulos.**  $R_{yu}$ : carga de mobilização da resistência lateral;  $s_y$ : assentamento de mobilização da resistência lateral;  $R_c$ : capacidade de carga total;  $s_{max}$ : assentamento máximo.

Por sua vez, o acréscimo do coeficiente de impulso lateral fez aumentar a carga de mobilização lateral de maneira linear, tanto em estacas flutuantes quanto em estacas de ponta; tendo como exemplo a estaca flutuante de  $L=15\text{ m}$  e  $d=0,6\text{ m}$  (Figura 34), obteve-se  $R_{yu}$  de 452,56 kN, 704,43 kN (+56,0%) e 905,13 kN (+100%), para coeficientes de impulso de 1,00, 1,56 e 2,00, respectivamente. Além disso, as taxas de crescimento para o  $s_y$  e  $s_{max}$  também obedeceram à proporção linear.

Por fim, observou-se que em todos os casos a carga de mobilização do atrito lateral e seu respectivo assentamento ( $s_y$ ) são ligeiramente maiores para estacas de ponta se comparadas às flutuantes. Notou-se que essa variação resultados depende do comprimento e do diâmetro das estacas, porém, não dependem do ângulo de atrito do solo. Por exemplo, para estacas de  $L=15\text{ m}$ , a diferença percentual entre os resultados é de 2,59% ( $d=0,4\text{ m}$ ), 4,14% ( $d=0,6\text{ m}$ ) e 5,41% ( $d=0,8\text{ m}$ ) para todos os ângulos de atrito, como apresentado na Tabela 3; padrões de variação podem ser observados para os demais comprimentos de estacas.

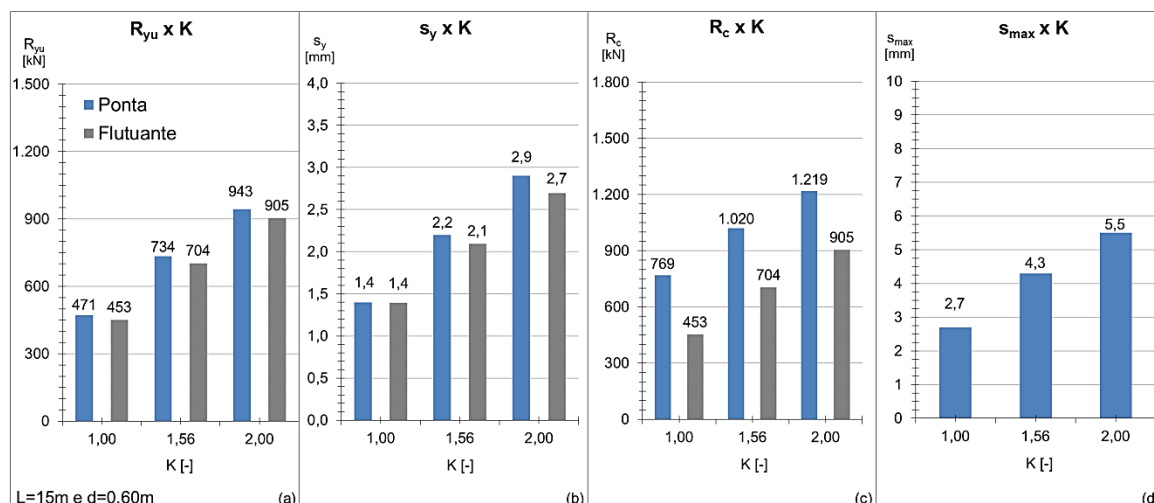


Figura 34 – Esforços e deformações de estacas em areia média com coeficiente de impulso lateral variável (método de Poulos)

Tabela 3 – Comparação da carga de mobilização do atrito lateral e seu respectivo assentamento entre estacas flutuantes e estacas de ponta ( $\phi=37^\circ$ )

L [m]	d [m]	$\Delta R_{yu} = \Delta s_y$				
		Areia média	Argila mole drenada	Argila dura drenada	Argila mole não drenada	Argila dura não drenada
10	0,40	4,13%	5,54%	5,05%	6,40%	5,83%
	0,60	6,02%	7,39%	6,91%	8,56%	8,00%
	0,80	7,34%	8,65%	8,18%	7,34%	9,50%
15	0,40	2,59%	3,76%	3,27%	4,34%	3,77%
	0,60	4,14%	5,53%	5,05%	6,40%	5,83%
	0,80	5,41%	6,77%	6,29%	7,84%	7,28%
20	0,40	2,00%	3,19%	2,64%	3,68%	3,04%
	0,60	2,91%	4,12%	3,64%	4,75%	4,20%
	0,80	4,14%	5,53%	5,05%	6,40%	5,83%

#### 4.3.1.2 Caso de Estudo 2 – areia média sobre areia densa

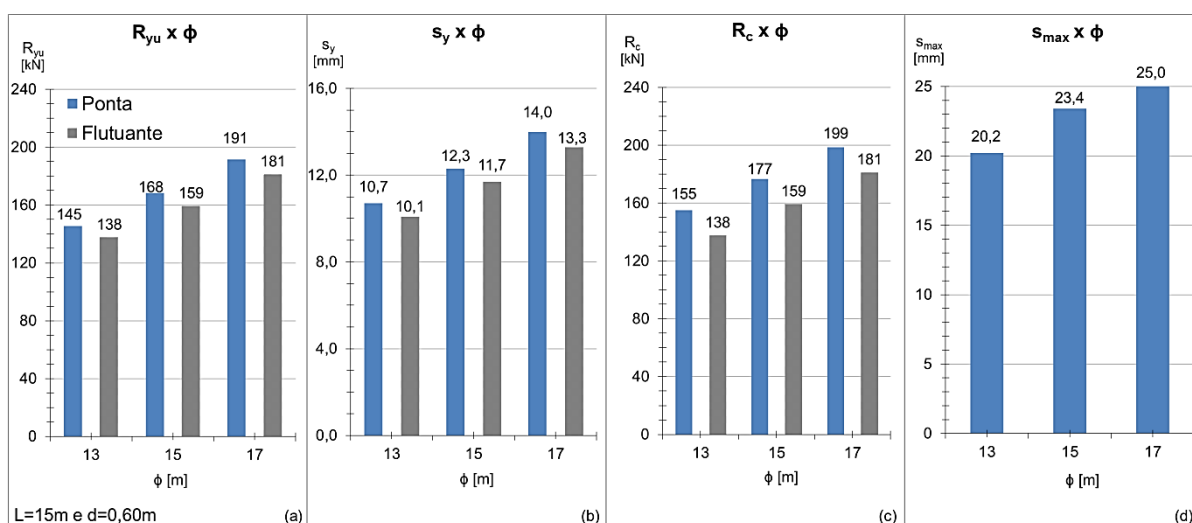
Os resultados gerados através do programa de análise geotécnica para o assentamento de estacas em solo heterogêneo composto por areia média sobre areia densa não foram analisados, pois se percebeu a existência de dados espúrios em alguns dos modelos de estudo, conforme destacado na Tabela D.1 do Anexo D.

Sem nenhum motivo aparente, algumas das estacas de ponta (descatadas em negrito na tabela) tiveram a sua capacidade de carga de base ignorada pelo programa ( $R_b=0$ ). Todavia, é justamente essa a parcela de resistência mais relevante em solos arenosos, ainda mais considerando que se trata de estacas de ponta. Nota-se ainda que, nesses casos, os resultados são idênticos para as estacas de ponta e flutuantes, o que não condiz com o comportamento esperado.

#### 4.3.1.3 Caso de Estudo 3.1 – argila mole em condições drenadas

Os resultados gerados através do programa de análise geotécnica para os modelos de estudo com solo homogêneo composto por argila mole drenada estão apresentados na Tabela D.4 (ângulo de atrito variável) e na Tabela D.5 (coeficiente de impulso lateral variável) do Anexo D.

Notou-se que o acréscimo do ângulo de atrito gerou o mesmo padrão de comportamento observado para solo de areia média, em relação aos incrementos de resistência lateral e de assentamento, tanto para estacas flutuantes, quanto para estacas de ponta. Tanto a carga quanto o assentamento de mobilização da resistência lateral foram acrescidos em 15,8% ( $\phi=15^\circ$ ) e 31,7% ( $\phi=17^\circ$ ) quando comparados aos resultados obtidos para o ângulo de atrito de  $13^\circ$ . A mesma taxa de variação percentual foi observada para os assentamentos limites de estacas flutuantes, cujos valores foram o dobro daqueles obtidos para o  $s_y$  (ver Figura 35).



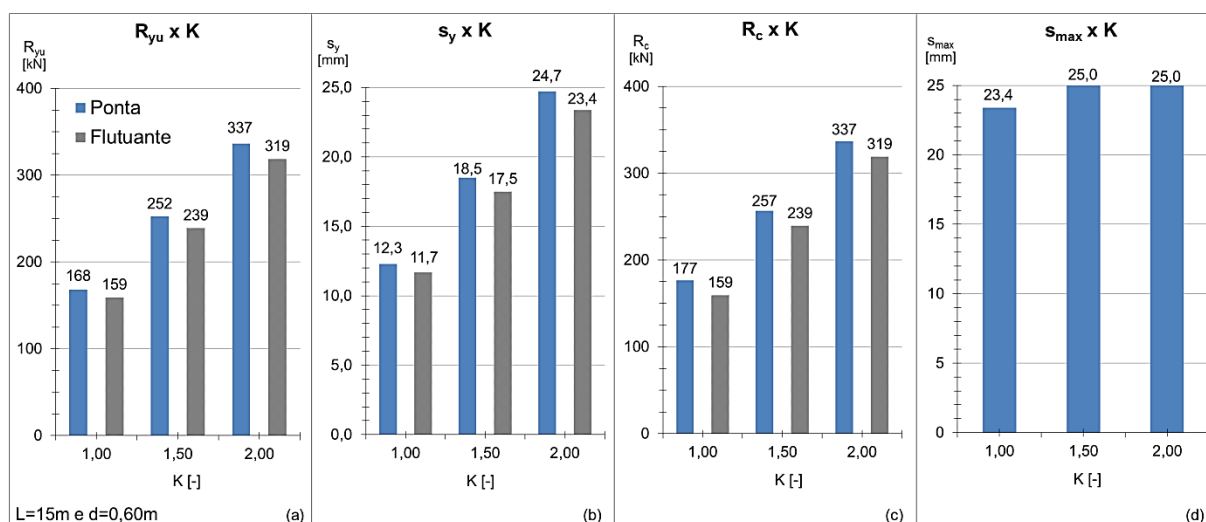
**Figura 35 – Esforços e deformações de estacas em argila mole drenada com ângulo de atrito variável (método de Poulos)**

Além disso, assim como no caso de solo de areia média, houve redução da capacidade de carga de ponta consoante o acréscimo do ângulo de atrito. Porém, novamente, esse comportamento se deve ao fato de haver a limitação do assentamento a 25 mm, influenciando assim os resultados obtidos. Caso não

houvesse essa limitação, o aumento do ângulo de atrito geraria incrementos de 15,4% ( $\phi=15^\circ$ ) e 30,7% ( $\phi=17^\circ$ ).

Ademais, o acréscimo do coeficiente de impulso lateral também fez aumentar a carga de mobilização lateral de maneira linear, tanto em estacas flutuantes quanto em estacas de ponta. Além disso, as taxas de crescimento para o  $s_y$  e o  $s_{max}$  também obedeceram à proporção linear: aumento de 50,0% ( $K=1,5$ ) e 100,0% ( $K=2,0$ ) se comparados aos resultados para  $K=1,0$ , como ilustrado na Figura 36.

Por fim, observou-se que, assim como em areia média, em todos os casos a carga de mobilização do atrito lateral e seu respectivo assentamento ( $s_y$ ) são ligeiramente maiores para estacas de ponta se comparadas às flutuantes. Notou-se que essa variação resultados depende do comprimento e do diâmetro das estacas, porém, não dependem do ângulo de atrito do solo (vide Tabela 3).



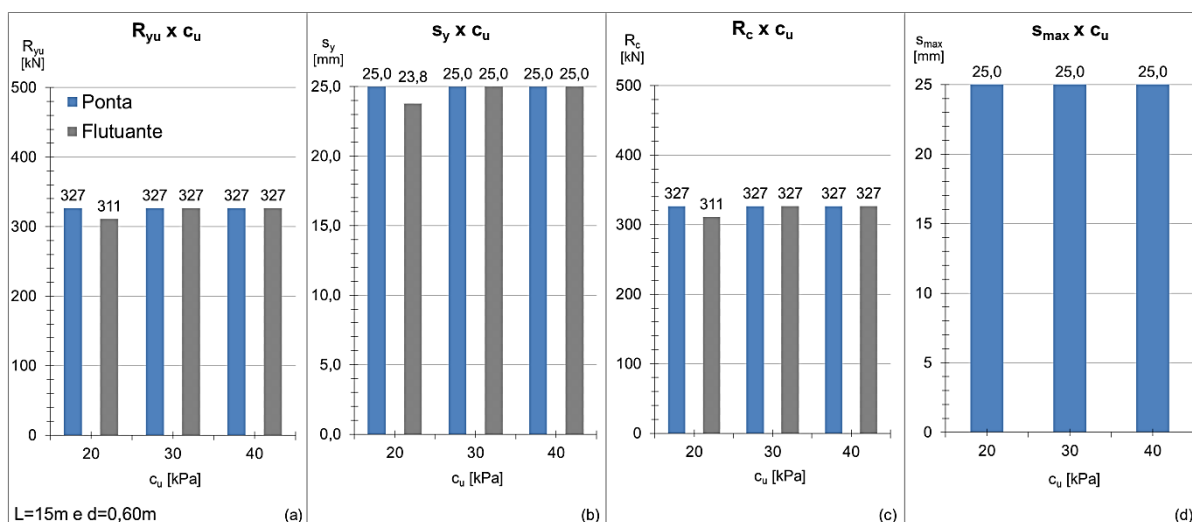
**Figura 36 – Esforços e deformações de estacas em argila mole drenada com ângulo de atrito variável (método de Poulos)**

#### 4.3.1.4 Caso de Estudo 3.2 – argila mole em condições não drenadas

Os resultados gerados através do programa de análise geotécnica para os modelos de estudo com solo homogêneo composto por argila mole não drenada estão apresentados na Tabela D.4 (coesão variável) do Anexo D.

Devido ao fato de o assentamento observado na maioria dos modelos de estudo serem muito próximos do assentamento limite (conforme ilustrado na Figura

37), em muitos casos não se constatou variação da carga de mobilização da resistência lateral com o acréscimo da coesão, pois o assentamento já havia atingido o limite estipulado (25 mm). Por isso, neste caso específico, aumentou-se o assentamento limite para 100 mm a fim de tornar possível a análise dos resultados, mesmo que esse valor não seja aceitável na prática para boa parte das construções.



**Figura 37 – Esforços e deformações de estacas em argila mole não drenada com coesão variável (método de Poulos)**

Nesse sentido, tanto a carga quanto o assentamento de mobilização da resistência lateral foram acrescidos em 50,0% ( $c_u=30$  kPa) e 100,0% ( $c_u=40$  kPa) quando comparados aos resultados obtidos para a coesão de 20 kPa; ou seja, houve aumento linearmente proporcional à coesão. Estende-se a mesma observação tanto ao assentamento de mobilização da resistência lateral quanto ao assentamento máximo das estacas. Cabe ressaltar ainda que o assentamento máximo de estacas flutuantes é o dobro de seu respectivo  $s_y$ .

Além disso, assim como nos demais casos de estudo, houve redução da capacidade de carga de ponta consoante o acréscimo da coesão. Porém, mais uma vez, esse comportamento se deve ao fato de haver a limitação do assentamento a 25 mm. Caso o assentamento não fosse um fator delimitante, haveria também acréscimo da capacidade de carga de ponta linearmente proporcional à coesão.

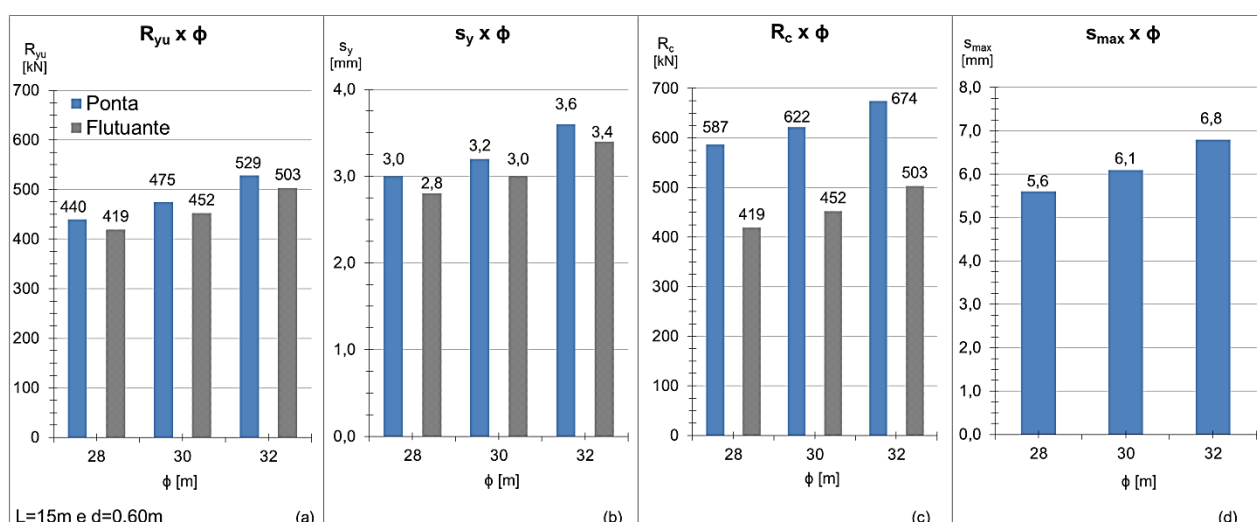
Por fim, observou-se que, tal como nos demais casos de estudo, a carga de mobilização do atrito em condições não drenadas e seu respectivo assentamento ( $s_y$ ) são ligeiramente maiores para estacas de ponta se comparadas às flutuantes.

Notou-se que essa variação resultados depende do comprimento e do diâmetro das estacas, porém, não dependem da coesão do solo (vide Tabela 3).

#### 4.3.1.5 Caso de Estudo 4.1 – argila dura em condições drenadas

Os resultados gerados através do programa de análise geotécnica para os modelos de estudo com solo homogêneo composto por argila dura estão apresentados na Tabela D.8 (ângulo de atrito variável) e na Tabela D.9 (coeficiente de impulso variável) do anexo D.

Notou-se que o acréscimo do ângulo de atrito também gerou padrão de comportamento no que se refere aos incrementos de resistência lateral e de assentamento de estacas flutuantes e estacas de ponta. Tanto a carga quanto o assentamento de mobilização da resistência lateral foram acrescidos em 7,9% ( $\phi=30^\circ$ ) e 20,1% ( $\phi=32^\circ$ ) quando comparados aos resultados obtidos para  $\phi=28^\circ$  - conforme mostrado na Figura 38. A mesma variação percentual foi observada para os assentamentos máximos de estacas flutuantes, cujos valores foram o dobro daqueles obtidos para o assentamento de mobilização do atrito lateral.

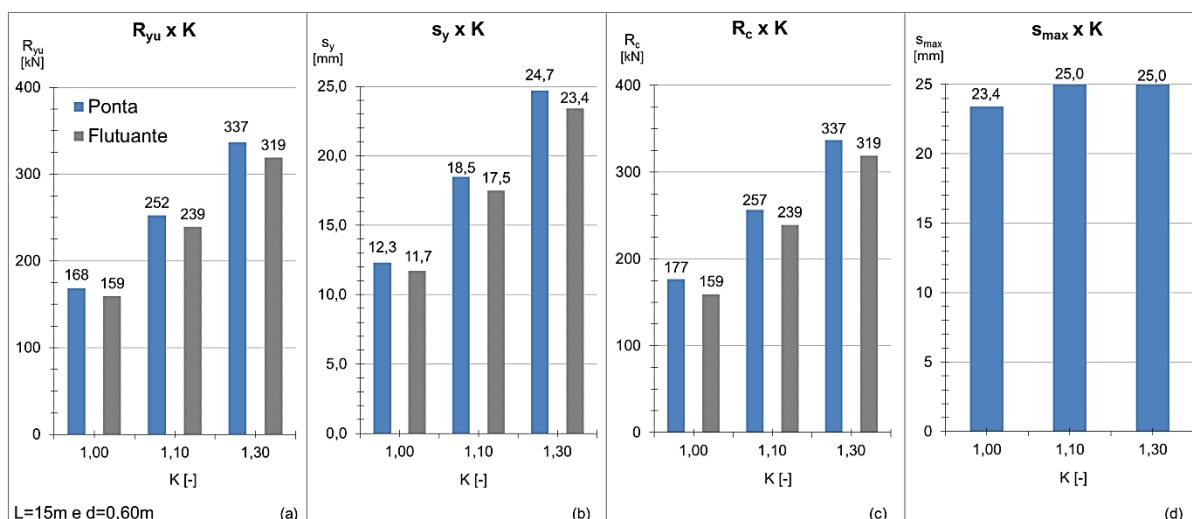


**Figura 38 – Esforços e deformações de estacas em argila dura drenada com ângulo de atrito variável (método de Poulos)**

Além disso, assim como no caso de solo de areia média, percebeu-se ligeira redução da capacidade de carga de ponta consoante o acréscimo do ângulo de atrito. Porém, esse comportamento se deve ao fato de haver a limitação do assentamento a 25 mm e essa parcela de resistência tende a crescer com a deformação do solo, influenciando dessa maneira os resultados obtidos. Caso não houvesse a limitação do assentamento, a capacidade de carga de ponta experimentaria incrementos percentuais de 16,0% ( $\phi=30^\circ$ ) e 43,8% ( $\phi=32^\circ$ ).

Ademais, o acréscimo do coeficiente de impulso lateral também fez aumentar a carga de mobilização lateral de maneira linear, tanto em estacas flutuantes quanto em estacas de ponta, como ilustrado na Figura 39. Além disso, as taxas de crescimento para o  $s_y$  e  $s_{max}$  também obedeceram à proporção linear: aumento de 18,2% ( $K=1,3$ ) e 36,4% ( $K=1,5$ ) se comparados aos resultados obtidos para  $K=1,1$ .

Por fim, observou-se que, tal como nos demais casos de estudo, a carga de mobilização do atrito lateral e seu respectivo assentamento ( $s_y$ ) são ligeiramente maiores para estacas de ponta se comparadas às flutuantes. Notou-se que essa variação resultados depende do comprimento e do diâmetro das estacas, porém, não dependem do ângulo de atrito do solo (ver Tabela 3).



**Figura 39 – Esforços e deformações de estacas em argila dura drenada com ângulo de atrito variável (método de Poulos)**



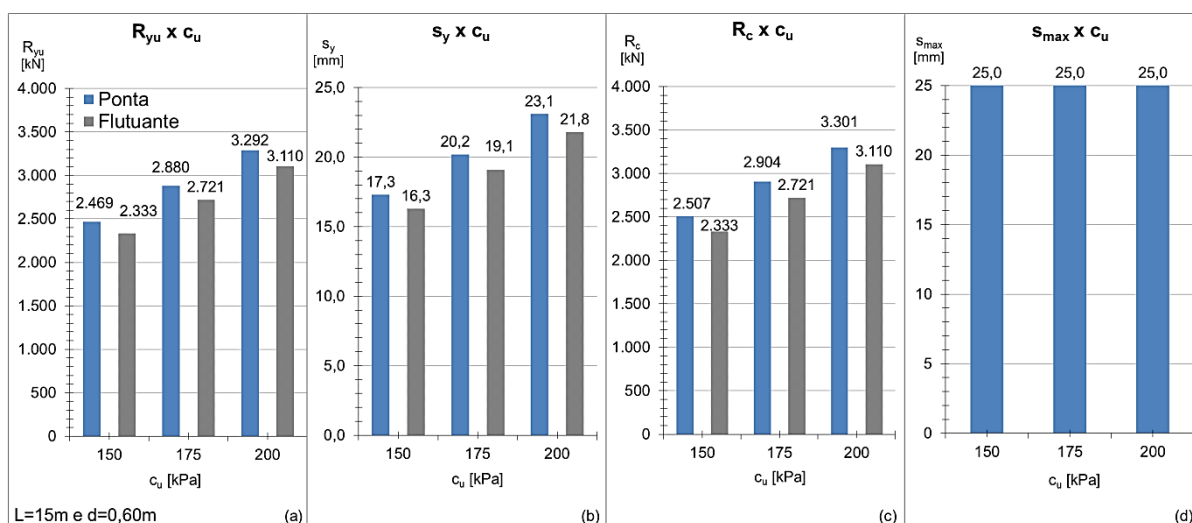
#### 4.3.1.6 Caso de Estudo 4.2 – argila dura em condições não drenadas

Os resultados gerados através do programa de análise geotécnica para os modelos de estudo com solo homogêneo composto por argila dura não drenada estão apresentados na Tabela D.10 (coesão variável).

Assim como no caso de argila mole não drenada, tanto  $R_{yu}$ , quanto  $s_y$  e  $s_{max}$  são linearmente proporcionais à coesão do solo. Como pode ser visto na Figura 40, percebeu-se acréscimo de 16,67% ( $c_u=175$  kPa) e de 33,33% ( $c_u=200$  kPa) quando comparados aos resultados obtidos para a coesão de 150 kPa.

Além disso, houve redução da capacidade de carga de ponta consoante o acréscimo da coesão. Porém, esse comportamento se deve mais uma vez ao fato de haver a limitação do assentamento a 25 mm. Tal como para argila mole não drenada, na hipótese de o assentamento não ser um fator delimitante, haveria também acréscimo da capacidade de carga de ponta linearmente proporcional ao aumento da coesão do solo.

Por fim, observou-se que, tal como nos demais casos de estudo, a carga de mobilização do atrito lateral e seu respectivo assentamento ( $s_y$ ) são ligeiramente maiores para estacas de ponta se comparadas às flutuantes. Notou-se que essa variação resultados depende do comprimento e do diâmetro das estacas, porém, não dependem da coesão do solo (vide Tabela 3).



**Figura 40 – Esforços e deformações de estacas em argila dura não drenada com coesão variável (método de Poulos)**

### 4.3.2 Método de Masopust (1994)

Nos modelos de estudo do assentamento, foram realizadas análises da influência dos parâmetros geométricos da estaca. Além do mais, o próprio método de abordagem assume assentamento limite de 25 mm, não sendo possível alterá-lo.

Em relação aos parâmetros mecânicos do solo, verificou-se que este método de análise somente considera como variável o módulo de elasticidade para a estimativa do assentamento da fundação. Assim, não foram percebidas influências nos resultados devidas à variação do ângulo de atrito, coesão, coeficiente de impulso lateral, módulo de reação horizontal ou qualquer outro parâmetro do solo. Conseqüentemente, o assentamento também não depende das condições de drenagem de solos argilosos – uma vez que foi assumido o mesmo módulo de elasticidade para as condições drenadas e não drenadas.

Algumas constatações sobre o padrão de comportamento do assentamento das estacas puderam ser feitas através de análise gráfica, que serão apresentadas a seguir, tomando como base para estas conclusões a curva carga-assentamento de um estudo de caso qualquer (Figura 41).

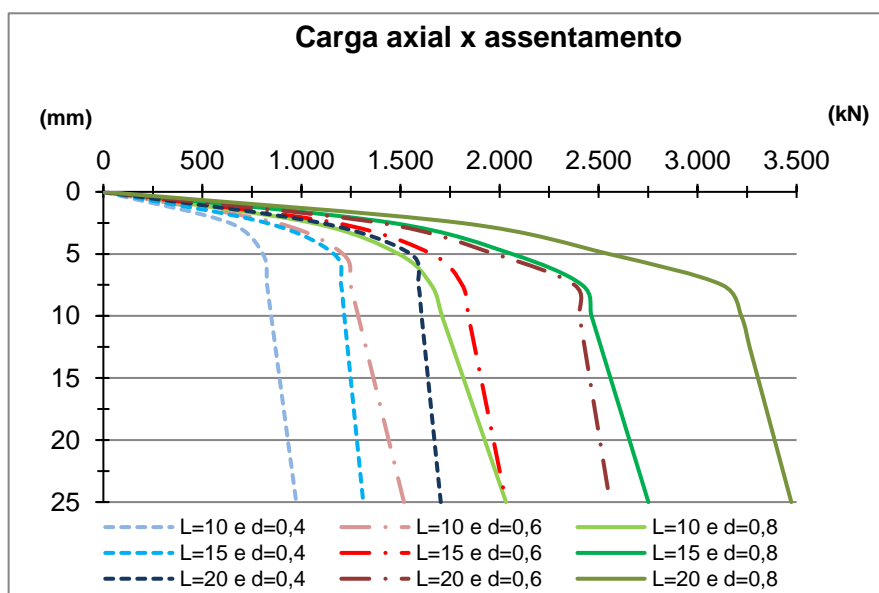


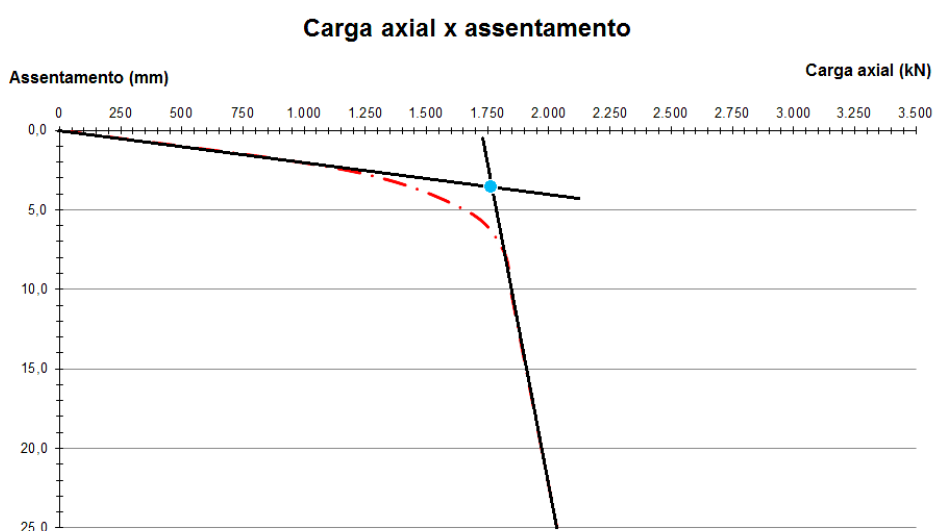
Figura 41 – Exemplo de comportamento da curva carga-assentamento (Masopust, 1994)

Pode-se observar que o assentamento cresce de maneira aproximadamente linear até atingir uma determinada carga crítica, a partir da qual ocorre aumento

abrupto da deformação do solo. Conforme apresentado no capítulo 2, isso se deve ao fato de que inicialmente há maior mobilização da resistência lateral da estaca, cujo assentamento resultante é baixo. A partir da mobilização total da resistência lateral, todo o incremento de carga axial é transferido à base, cujo assentamento resultante é significativamente superior.

Além disso, é possível aproximar a curva carga-assentamento a duas retas tangentes: a primeira delas partindo da origem do gráfico e a segunda começando na coordenada do assentamento limite (25 mm), conforme ilustrado na Figura 42. Tendo como base esta consideração, o ponto de interseção entre as retas tangentes (indicado na Figura 42) foi assumido como a coordenada carga crítica vs. assentamento crítico da fundação ( $N_{cr}$ ;  $s_{cr}$ ).

Por este motivo, a análise dos resultados também será feita com referência a esta coordenada aproximada. Contudo, esta verificação não poderá ser realizada para argila mole, pois o próprio programa de cálculo limita a curva carga-assentamento para deformação de 25 mm, cujo valor não pode ser alterado; e devido ao fato de em argilas moles serem observados assentamentos de mobilização lateral significativamente superiores a 25 mm, esse comportamento característico da curva não é percebido.

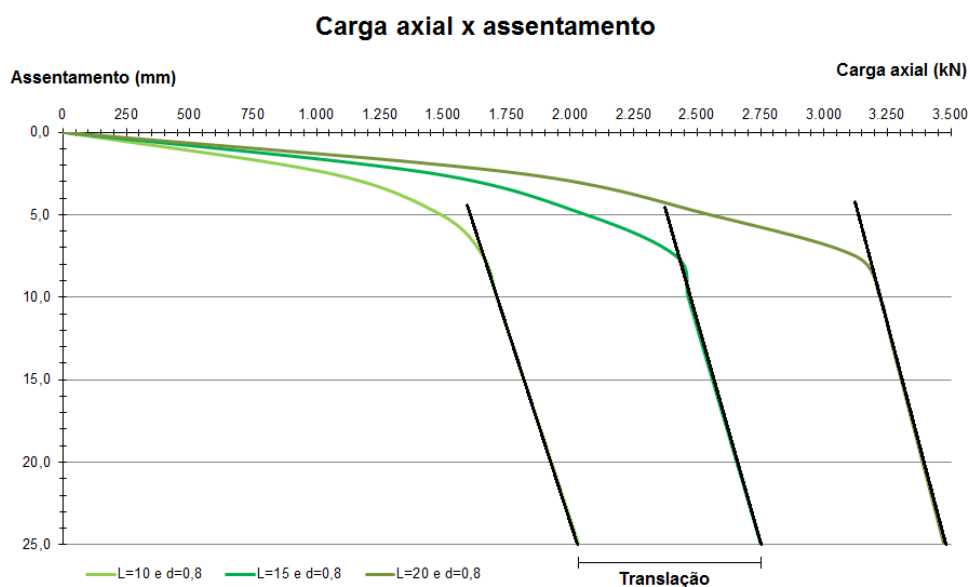


**Figura 42 – Exemplo de aproximação da curva carga-assentamento em retas tangentes**

Ainda, conforme demonstrado na Figura 43, notou-se que, para estacas de mesmo diâmetro, as inclinações das retas tangentes à curva carga-assentamento

são aproximadamente iguais; isto é, as retas são praticamente paralelas umas às outras. Partindo deste pressuposto, percebe-se que a variação do comprimento das estacas é traduzida em translação das retas tangentes. Dessa maneira, constata-se que a inclinação da curva carga-assentamento é principalmente dependente do diâmetro da estaca, enquanto que o comprimento influencia, sobretudo, na amplitude horizontal da curva.

Finalmente, devido ao fato de o único parâmetro mecânico do solo considerado como variável por esta abordagem ser o módulo de elasticidade, conclui-se que a comparação dos resultados entre os estudos de caso nada mais é do que uma comparação direta da variação do próprio módulo de elasticidade, de modo que a alteração da geometria da estaca implica os mesmos padrões de comportamento, independentemente do tipo de solo.



**Figura 43 – Demonstração do paralelismo das retas tangentes à curva carga-assentamento**

#### 4.3.2.1 Caso de Estudo 1 – areia média

Os resultados gerados através do programa de análise geotécnica para os modelos de estudo em solo homogêneo composto por areia média ( $E_{def}=50$  MPa) estão apresentados na Tabela 4 e na Figura 44.

Tabela 4 – Assentamento das estacas em areia média segundo Masopust (1994)

$E_{\text{solo}}$ [MPa]	L [m]	d [m]	$R_{yu}$ [kN]	$s_y$ [mm]	$R_{bu}$ [kN]	$R_c$ [kN]	$N_{cr.}$ [kN]	$s_{cr.}$ [mm]
50	10	0,40	795,83	3,90	210,53	973,56	785	2,8
		0,60	1.205,29	4,70	385,05	1.517,53	1.175	3,2
		0,80	1.621,56	5,90	539,07	2.032,96	1.565	3,4
	15	0,40	1.185,68	5,20	159,41	1.311,99	1.175	3,2
		0,60	1.790,61	5,80	315,79	2.032,61	1.765	3,6
		0,80	2.403,03	6,80	478,71	2.751,72	2.345	3,9
	20	0,40	1.575,38	5,20	161,23	1.703,37	1.565	3,4
		0,60	2.375,44	7,20	256,75	2.557,90	2.345	3,9
		0,80	3.183,31	7,80	421,05	3.473,17	3.125	4,1

$R_{yu}$ : carga de mobilização do atrito lateral     $s_y$ : assentamento resultante para  $R_{yu}$   
 $R_{bu}$ : capacidade de carga última de ponta     $R_c$ : capacidade de carga total

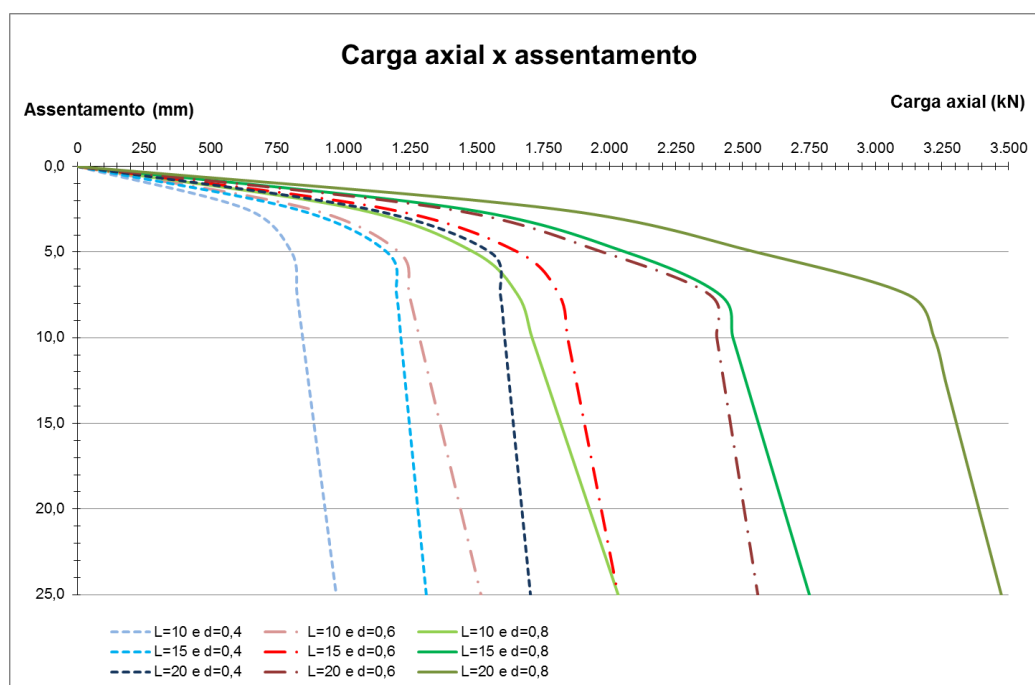


Figura 44 – Curva carga-ssentamento das estacas em areia média segundo Masopust (1994)

Como pode ser visto na Tabela 5, o aumento do comprimento da estaca acarreta insignificante redução da carga de mobilização do atrito lateral por volume escavado; para todos os comprimentos analisados,  $R_{yu}/V \approx 630 \text{ kN/m}^3$  para  $d=0,4 \text{ m}$ . Em contrapartida, o aumento do diâmetro da estaca reduz significativamente este parâmetro, onde é possível perceber padrão de redução independentemente do comprimento da estaca –  $\Delta R_{yu}/V \approx -33\%$  para  $d=0,6 \text{ m}$  e  $\Delta R_{yu}/V \approx -49\%$  para  $d=0,8 \text{ m}$ , quando comparados aos resultados para as estacas de  $d=0,4 \text{ m}$ .

Nota-se, ainda, que o acréscimo do comprimento e do diâmetro da estaca reduz tanto a capacidade de carga última de ponta por volume escavado ( $R_{bu}/V$ ),

como a capacidade de carga total por volume ( $R_c/V$ ) e o assentamento de mobilização do atrito lateral por volume ( $s_y/V$ ).

**Tabela 5 – Variação do assentamento das estacas em areia média segundo Masopust (1994)**

L [m]	d [m]	$R_{yu}/V$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\Delta R_{yu}/V$ [%]	$R_{bu}/V$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$R_c/V$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$s_y/V$ [mm/m <sup>3</sup> ]
10	0,40	633,30	-	167,53	633,30	3,10
	0,60	426,28	-32,7	136,18	536,72	1,66
	0,80	322,60	-49,1	107,24	404,44	1,17
15	0,40	629,02	-	84,57	696,03	2,76
	0,60	422,20	-32,9	74,46	479,26	1,37
	0,80	318,71	-49,3	63,49	364,96	0,90
20	0,40	626,82	-	64,15	677,75	2,07
	0,60	420,07	-33,0	45,40	452,34	1,27
	0,80	316,65	-49,5	41,88	345,48	0,78

Em relação às coordenadas críticas, percebe-se que a carga crítica cresce de maneira linear tanto com o aumento do diâmetro quanto do comprimento da estaca. Nota-se também certo padrão de crescimento do assentamento crítico, em que tanto o acréscimo do diâmetro quanto do comprimento geram incrementos de aproximadamente 14% (L=15 m e d=0,6 m) e 21% (L=20 m e d=0,8 m), quando comparados às menores dimensões analisadas (L=10 m e d=0,4 m).

#### 4.3.2.2 Caso de Estudo 3 – argila mole

Os resultados gerados através do programa de análise geotécnica para os modelos de estudo em solo homogêneo composto por argila mole ( $E_{def}=2\text{MPa}$ ) estão apresentados na Tabela 6 e Figura 45.

Como pode ser visto na Tabela 6, o aumento do comprimento da estaca acarreta insignificante redução da carga de mobilização do atrito lateral por volume escavado; por exemplo, para todos os comprimentos analisados,  $R_{yu}/V \approx 460 \text{ kN/m}^3$  para  $d=0,4 \text{ m}$ . Em contrapartida, o aumento do diâmetro da estaca reduz significativamente este parâmetro, em que se percebe padrão de redução independentemente do comprimento da estaca –  $\Delta R_{yu}/V=-33,2\%$  para  $d=0,6 \text{ m}$  e  $\Delta R_{yu}/V=-49,8\%$  para  $d=0,8 \text{ m}$ , quando comparados aos resultados para  $d=0,4 \text{ m}$ .

Tabela 6 – Assentamento das estacas em argila mole segundo Masopust (1994)

$E_{\text{solo}}$ [MPa]	L [m]	d [m]	$R_{yu}$ [kN]	$s_y$ [mm]	$R_{bu}$ [kN]	$R_c$ [kN]	$R_{yu}/V$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\Delta R_{yu}/V$ [%]	$R_{bu}/V$ [kN/]	$R_c/V$ [kN/m]	$s_y/V$ [mm/m <sup>3</sup> ]
2,0	10	0,4	582,07	67,20	8,98	566,93	463,2	-	7,15	451,1	53,48
		0,6	875,28	80,10	16,6	838,53	309,5	-33,2	5,90	296,5	28,33
		0,8	1.169,1	99,00	23,6	1.099,3	232,6	-49,8	4,70	218,7	19,70
	15	0,4	871,35	85,40	7,14	854,11	462,2	-	3,79	453,1	45,31
		0,6	1.309,6	100,7	13,4	1.268,8	308,8	-33,2	3,18	299,1	23,74
		0,8	1.749,2	115,6	20,6	1.674,3	232,0	-49,8	2,74	222,0	15,33
	20	0,4	1.160,5	81,20	7,54	1.143,5	461,7	-	3,00	455,0	32,31
		0,6	1.743,6	120,9	11,3	1.700,2	308,3	-33,2	2,00	300,6	21,38
		0,8	2.328,3	134,3	17,9	2.249,7	231,6	-49,8	1,79	223,7	13,36

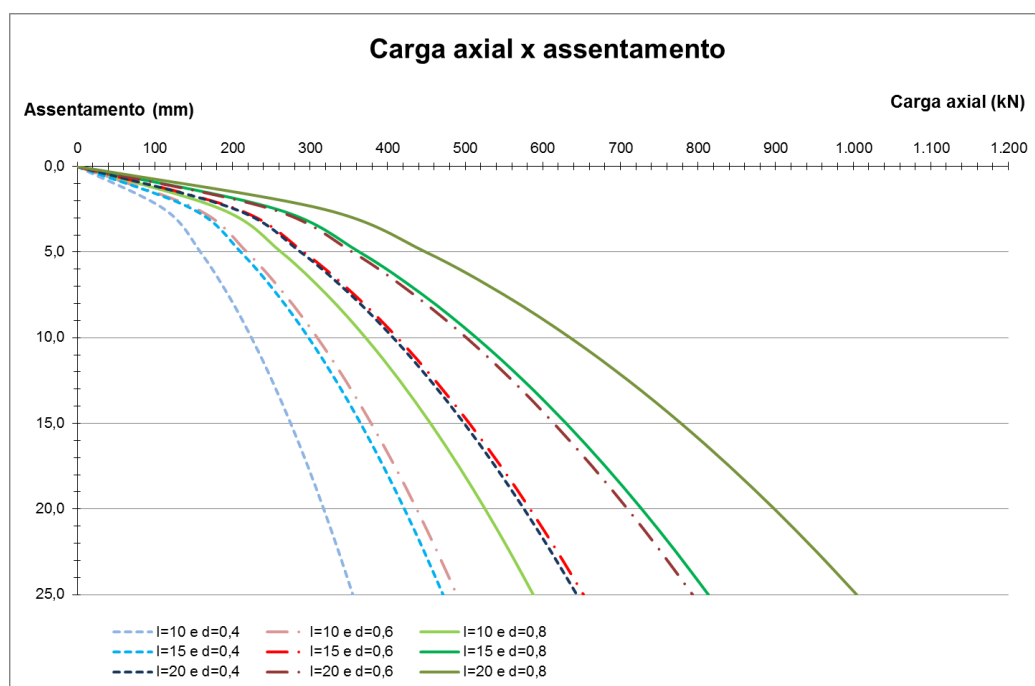


Figura 45 – Curva carga-ssentamento das estacas em argila mole segundo Masopust (1994)

Nota-se que o acréscimo do comprimento da estaca reduz a capacidade de carga última de ponta por volume escavado ( $R_{bu}/V$ ), porém aumenta a capacidade de carga total por volume ( $R_c/V$ ); ao passo que o acréscimo do diâmetro reduz ambos os parâmetros de resistência. Por fim, observou-se que tanto o acréscimo do comprimento quanto do diâmetro reduz significativamente o assentamento de mobilização do atrito lateral por volume escavado ( $s_y/V$ ).

Em relação às coordenadas críticas, como supracitado, o próprio programa de cálculo limita a curva carga-assentamento a 25 mm e devido ao fato de em argilas moles serem observados assentamentos de mobilização lateral significativamente superiores, esse comportamento característico da curva não é percebido.

## 4.3.2.3 Caso de Estudo 4 – argila dura

Os resultados gerados através do programa de análise geotécnica para os modelos de estudo em solo homogêneo composto por argila dura ( $E_{def}=20$  MPa) estão apresentados na Tabela 7 e na Figura 46.

Tabela 7 – Assentamento das estacas em argila dura segundo Masopust (1994)

$E_{solo}$ [MPa]	L [m]	d [m]	$R_{yu}$ [kN]	$s_y$ [mm]	$R_{bu}$ [kN]	$R_c$ [kN]	$N_{cr.}$ [kN]	$s_{cr.}$ [mm]
20,0	10	0,40	1.229,07	13,00	228,62	1.338,98	1.140,00	4,9
		0,60	1.845,08	15,90	411,15	1.995,27	1.710,00	5,5
		0,80	2.456,61	19,90	570,47	2.574,05	2.280,00	5,9
	15	0,40	1.840,36	16,70	180,52	1.900,35	1.710,00	5,5
		0,60	2.765,41	19,50	342,93	2.841,25	2.565,00	6,2
		0,80	3.690,08	22,80	513,45	3.735,97	3.420,00	6,7
	20	0,40	2.450,73	16,00	189,36	2.518,66	2.280,00	5,9
		0,60	3.682,68	23,50	286,91	3.699,43	3.420,00	6,7
		0,80	4.916,29	26,00	457,24	4.898,70	4.560,00	7,1

Tabela 8 – Variação do assentamento das estacas em argila dura segundo Masopust (1994)

L [m]	d [m]	$R_{yu}/V$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\Delta R_{yu}/V$ [%]	$R_{bu}/V$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$R_c/V$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$s_y/V$ [mm/m <sup>3</sup> ]
10	0,40	978,06	-	181,93	1.065,53	10,35
	0,60	652,56	-33,3	145,41	705,68	5,62
	0,80	488,73	-50,0	113,49	512,09	3,96
15	0,40	976,34	-	95,77	1.008,17	8,86
	0,60	652,04	-33,2	80,86	669,92	4,60
	0,80	489,41	-49,9	68,10	495,50	3,02
20	0,40	975,11	-	75,34	1.002,14	6,37
	0,60	651,24	-33,2	50,74	654,20	4,16
	0,80	489,03	-49,8	45,48	487,28	2,59

Como pode ser visto na Tabela 8, o aumento do comprimento da estaca acarreta insignificante redução da carga de mobilização do atrito lateral por volume escavado; por exemplo, para todos os comprimentos analisados,  $R_{yu}/V \approx 975$  kN/m<sup>3</sup> para  $d=0,4$  m. Em contrapartida, o aumento do diâmetro da estaca reduz significativamente este parâmetro, mas percebe-se certo padrão de redução independentemente do comprimento –  $\Delta R_{yu}/V \approx -33\%$  para  $d=0,6$  m e  $\Delta R_{yu}/V \approx -50\%$  para  $d=0,8$  m, se comparados aos resultados de estacas de  $d=0,4$  m.

Nota-se, ainda, que o acréscimo do comprimento e do diâmetro da estaca reduz tanto a capacidade de carga última de ponta por volume escavado ( $R_{bu}/V$ ),



como a capacidade de carga total por volume ( $R_c/V$ ) e o assentamento de mobilização do atrito lateral por volume escavado ( $s_y/V$ ).

Em relação às coordenadas críticas, percebe-se que a carga crítica cresce de maneira linear com o aumento do diâmetro e do comprimento da estaca. Nota-se ainda certo padrão de crescimento do assentamento crítico, em que tanto o acréscimo do diâmetro quanto do comprimento geram incrementos de cerca de 13% ( $L=15$  m e  $d=0,6$  m) e 21% ( $L=20$  m e  $d=0,8$  m), quando comparados às menores dimensões analisadas ( $L=10$  m e  $d=0,4$  m, respectivamente).

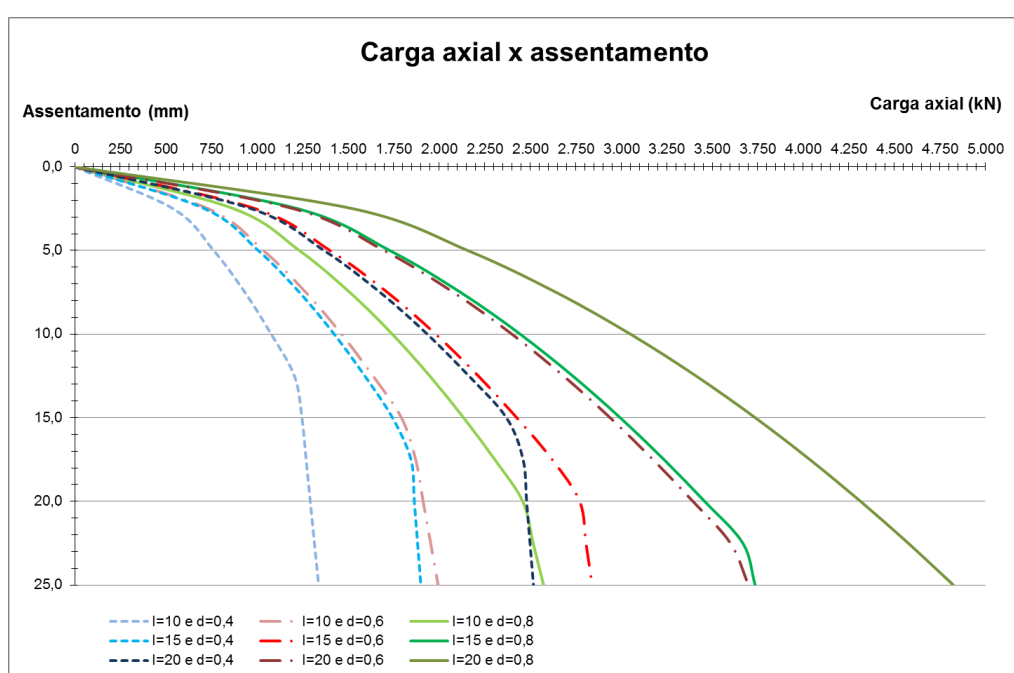


Figura 46 – Curva carga-ssentamento das estacas em argila dura segundo Masopust (1994)

#### 4.4 DISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS E DEFORMAÇÕES DE ESTACAS SUBMETIDAS A CARREGAMENTO TRANSVERSAL PELO MÉTODO P-Y

Nos modelos de estudo, foram feitas análises da distribuição dos esforços e deformações horizontais devidas ao carregamento transversal de estacas. Os resultados fornecidos pelo programa de análise geotécnica foram obtidos mediante a aplicação do método p-y, em que o módulo de reação horizontal do solo ( $k_h$ ) foi estimado com base nas abordagens teóricas citadas no Capítulo 2. Nos casos de

estudo de solo composto por areia ou argila dura, foi utilizado mais de um método para estimar o  $k_h$  e, portanto, foi feita a comparação entre os resultados gerados.

Além disso, analisou-se a influência nos resultados devida à variação dos parâmetros geométricos da fundação (comprimento e diâmetro da estaca e estratigrafia do solo), assim como dos parâmetros mecânicos do solo, nomeadamente aqueles utilizados para a estimativa do  $k_h$ : o coeficiente de reação unitária em solos de areia e argila mole e o módulo de deformabilidade em argila dura. Além disso, não foi notada qualquer interferência devida à alteração do ângulo de atrito, coesão, coeficiente de impulso lateral e condições de drenagem do solo.

Ademais, no programa de cálculo se assume a estaca como sendo um elemento estrutural de barra (bidimensional), em que o domínio foi subdividido em 20 elementos finitos, independentemente das dimensões. Considerando que a cota de arrasamento de todas as estacas se encontra 50 cm acima do solo, o comprimento dos elementos finitos se deu da seguinte maneira: 0,525 m ( $L=10$  m), 0,775 m ( $L=15$  m) e 1,025 m ( $L=20$  m). Logo, os resultados dos esforços horizontais das estacas (detalhadamente apresentados no Anexo E) foram gerados a cada intervalo de comprimento do respectivo elemento finito.

Ainda, a análise dos resultados será feita com base nos seguintes critérios: variação dos valores máximos e mínimos para o módulo de reação horizontal ( $k_h$ ), deslocamento ( $y$ ), rotação ( $\theta$ ), tensão normal lateral ( $p$ ), força cortante ( $V$ ) e momento fletor ( $M$ ) e suas respectivas cotas. Além disso, serão verificadas as cotas críticas dos esforços e deformações citados, isto é, a cota a partir da qual não mais se observa valores significativos (menores ou iguais a  $\pm 10\%$  do valor máximo).

Para todos os casos analisados, os valores máximos de  $y$ ,  $\theta$  e  $V$  ocorreram sempre na cabeça da estaca, ao passo que o módulo de reação horizontal máximo ocorreu invariavelmente no pé da estaca. Logo, só serão verificadas as cotas referentes aos valores máximos de  $p$  e  $M$ ; em relação às cotas dos valores mínimos, exclui-se da análise o módulo de reação horizontal, pois sempre ocorre na cabeça da estaca; quanto às cotas críticas, desconsidera-se novamente os valores de  $k_h$ , pois nunca diminuem com a profundidade.

Por fim, só foi feita a verificação gráfica das cotas dos esforços e deslocamentos máximos, mínimos e críticos; não foi viável a comparação numérica, pois o intervalo entre os nós dos elementos finitos é maior do que a própria variação dos resultados, não havendo, portanto, precisão suficiente para tal análise.

#### 4.4.1 Caso de Estudo 1 – Areia média

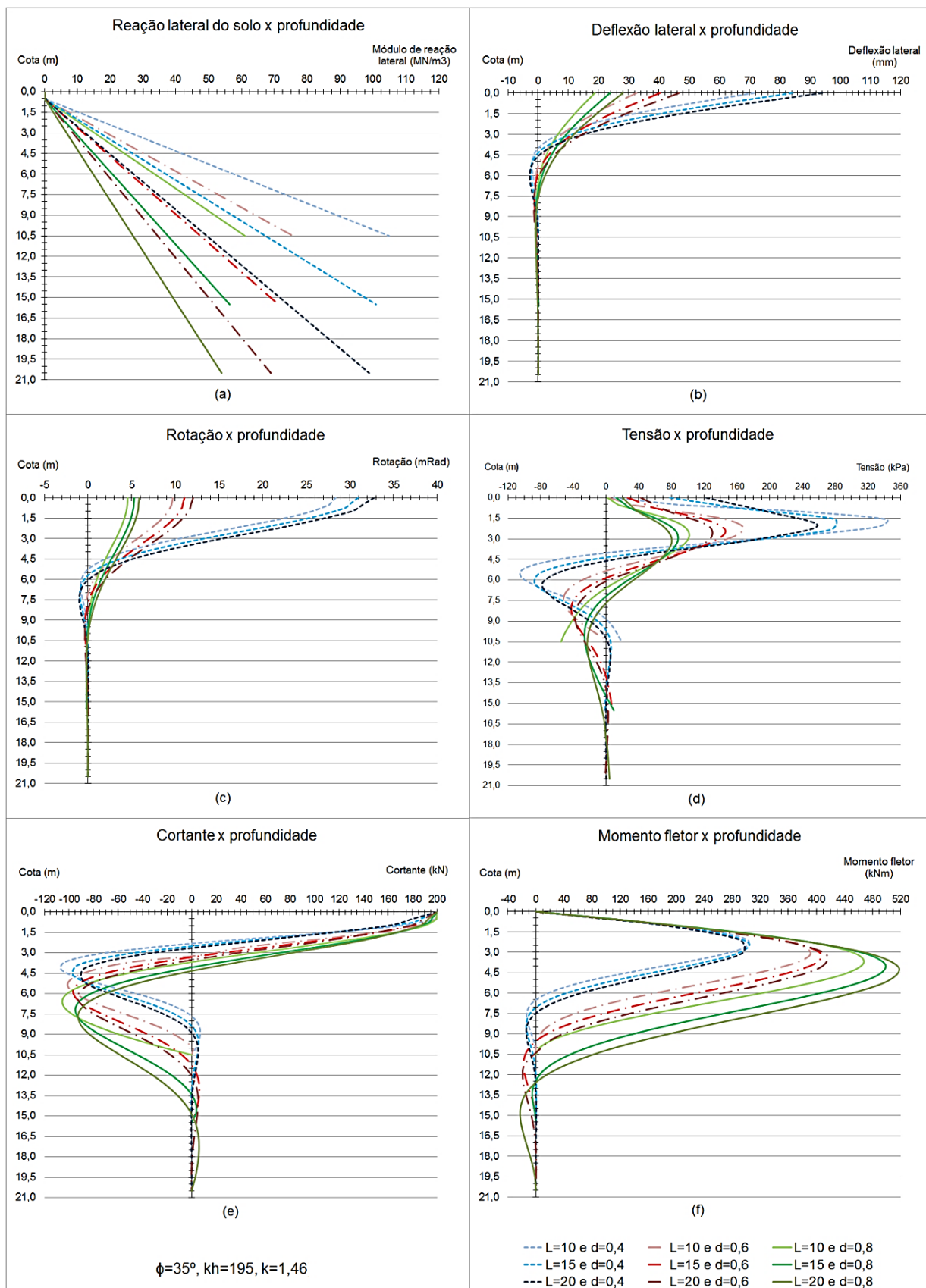
No caso de estudo 1, cujo solo é homogeneamente composto por areia média, foi analisada a influência da variação dos parâmetros geométricos da fundação (vide Figura 47) e do coeficiente de reação unitária do solo (ver Figura 48) exclusivamente pelo método de Bowles (1997). Além disso, para um mesmo modelo de estaca, foram comparados os resultados gerados por este método com os de Matlock & Reese (1956) e CSN 73 1004 – ilustrado na Figura 49.

Percebe-se graficamente a tendência de agrupamento dos esforços e deslocamentos para estacas de diâmetros iguais; isto é, observa-se que os resultados são mais dependentes do diâmetro que do comprimento da estaca; todavia, não se percebe a mesma tendência de agrupamento dos resultados para o módulo de reação horizontal, pois ele depende de ambas as dimensões da estaca.

Ademais, o formato das curvas de distribuição de esforços e deformações tende a ser semelhante para estacas de mesmo diâmetro, sendo que a variação do comprimento é percebida através de ligeira translação do gráfico. Outrossim, verifica-se ligeiro aumento das cotas dos esforços máximos e mínimos com o acréscimo do comprimento e aumento mais significativo com a variação do diâmetro.

Por exemplo, para a estaca da Figura 47, a cota correspondente à tensão normal lateral é de aproximadamente 1,7 m ( $L=10$  m e  $d=0,40$  m), 2 m ( $L=20$  m e  $d=0,40$  m) e 3m ( $L=20$  m e  $d=0,8$  m). Ou seja, para  $d=0,40$  m há acréscimo de 17,6% do valor da cota ao variar o comprimento de 10 m para 20 m; enquanto que para  $L=20$  m, há aumento de 50% ao se alterar o diâmetro de 0,40 m para 0,80 m.

Conforme apresentado na Tabela 9 – pela abordagem de Bowles (1997), nota-se que, independentemente do diâmetro, o aumento do comprimento da estaca implica, de modo geral, crescimento dos valores máximos da deflexão ( $y$ ), rotação ( $\theta$ ) e momento fletor ( $M$ ) e redução do módulo de reação horizontal ( $k_h$ ) e tensão normal lateral ( $p$ ); a única exceção percebida foi em relação ao momento fletor da estaca de  $d=0,40$  m, cujo valor cresce para  $L=15$  m, mas decresce para  $L=20$  m. Quanto aos valores mínimos, o acréscimo do comprimento nem sempre acarreta padrão de comportamento; a tensão normal lateral e a força cortante são os únicos esforços cujos valores sempre diminuem com o acréscimo do comprimento.



**Figura 47 – Distribuição dos esforços horizontais e deformações de estacas em areia média com comprimento e diâmetro variáveis – método de Bowles (1997)**

**Tabela 9 – Variação dos resultados devida à alteração da geometria de estacas em areia média pelo método de Bowles ( $k=195 \text{ MN/m}^3$ )**

Variação dos resultados com a alteração do comprimento (comparados aos valores de $L=10\text{m}$ )											
d	L	Valores Máximos					Valores Mínimos				
		$k_h$	y	$\theta$	p	M	y	$\theta$	p	V	M
[m]	[m]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
0,4	15	-3,8	17,6	9,1	-18,6	0,6	15,5	11,8	-15,8	-9,3	5,4
	20	-5,7	31,3	15,5	-24,6	-2,5	34,0	15,3	-25,9	-17,5	-3,1
0,6	15	-5,8	23,8	13,7	-12,9	3,8	19,8	-12,8	-19,7	-5,5	*
	20	-8,9	43,2	24,0	-24,4	5,2	39,6	-5,1	-28,0	-8,0	8,2
0,8	15	-7,6	26,8	16,5	-13,6	6,5	-18,5	-371,4	-51,9	-9,9	*
	20	-11,6	49,4	28,8	-20,9	10,6	-6,5	-357,1	-58,8	-13,2	329,9
Variação dos resultados com a alteração do diâmetro (comparados aos valores de $d=0,40\text{m}$ )											
L	d	Valores Máximos					Valores Mínimos				
		$k_h$	y	$\theta$	p	M	y	$\theta$	p	V	M
[m]	[m]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
10	0,6	-27,9	-54,5	-65,8	-51,2	29,7	-51,0	-54,1	-50,0	-5,2	-99,8
	0,8	-41,8	-73,8	-84,0	-70,3	54,9	-55,3	-108,2	-47,1	-1,5	-100,0
15	0,6	-29,4	-52,1	-64,3	-47,8	33,9	-49,2	-64,2	-52,4	-1,3	26,4
	0,8	-44,1	-71,7	-82,9	-68,5	64,0	-68,5	-80,0	-69,8	-2,2	-62,7
20	0,6	-30,3	-50,4	-63,3	-51,2	39,9	-48,9	-62,2	-51,5	5,6	41,1
	0,8	-45,4	-70,1	-82,1	-68,9	75,7	-68,8	-81,6	-70,6	3,5	65,4

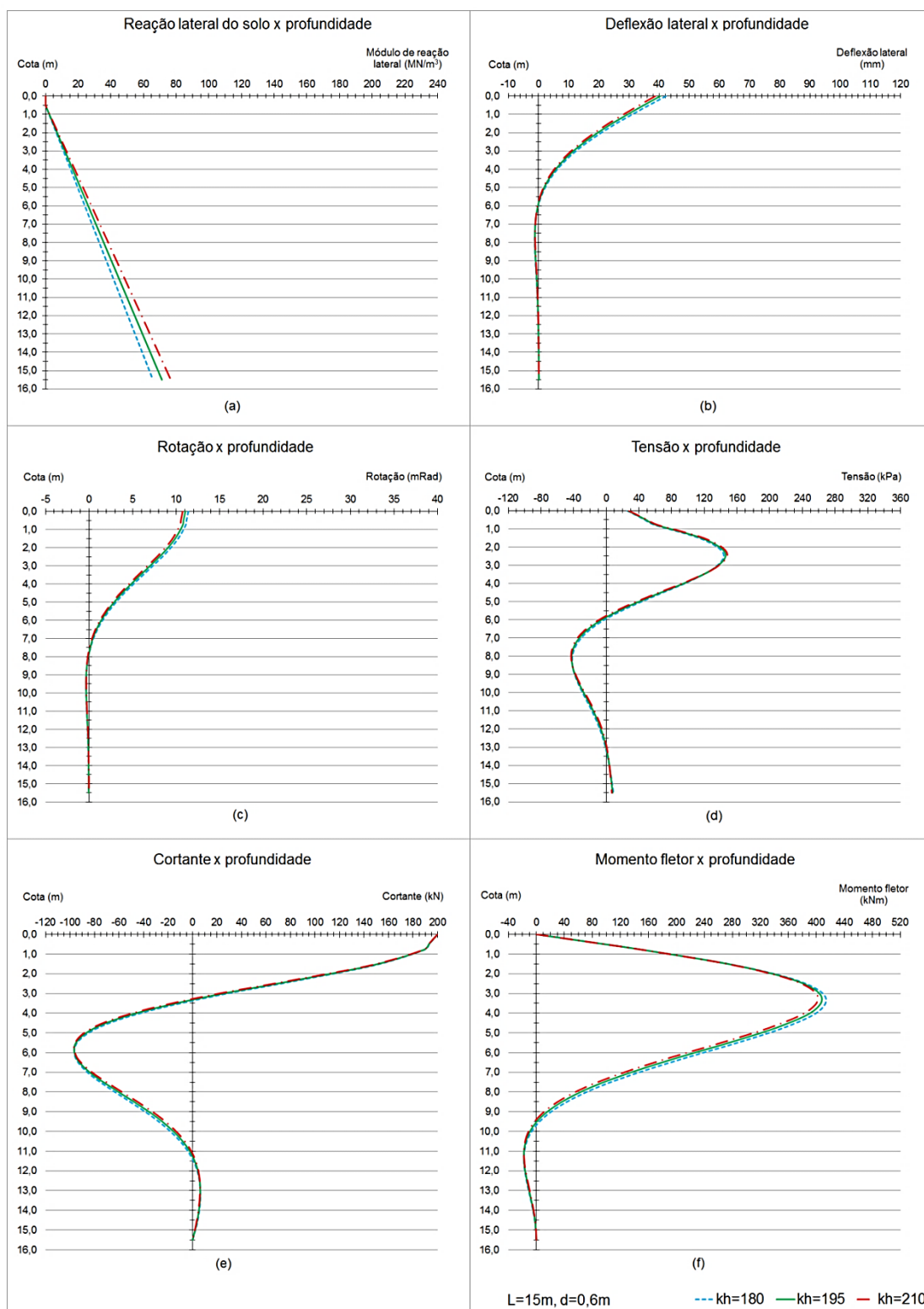
\*: valor de referência nulo; logo, não é possível calcular variação percentual.

Ainda, percebe-se que, independentemente do comprimento, o aumento do diâmetro da estaca acarreta redução de todos os esforços e deslocamentos máximos, com exceção do momento fletor. Quanto aos valores mínimos, o acréscimo do diâmetro, de modo geral, também reduz os resultados obtidos; as exceções a este comportamento são notadas para a força cortante e o momento fletor, que ora aumentam ora diminuem com a alteração do diâmetro.

Quanto ao coeficiente de reação unitária (Figura 48), nota-se graficamente que a sua alteração implica pouca variação das cotas críticas e dos pontos de inflexão das curvas. Na Tabela 10 estão apresentadas as variações percentuais dos esforços e deslocamentos ao se alterar o coeficiente de reação unitária de  $180 \text{ MN/m}^3$  para  $195 \text{ MN/m}^3$  (+8,33%) e  $210 \text{ MN/m}^3$  (+16,67%). Verifica-se que há acréscimo dos valores máximos do módulo de reação e da tensão normal lateral e redução da deflexão, rotação e momento fletor. Não se observou comportamento padrão para os valores mínimos, mas há tendência de diminuição de y,  $\theta$  e M e aumento de p; para a força cortante, ora há aumento ora redução dos resultados.

Ainda, percebeu-se que a variação percentual dos esforços e deslocamentos foi sempre inferior à variação percentual do módulo de reação horizontal, sendo os valores da deflexão e tensão normal lateral os mais sensíveis à variação de  $k_h$ .

Algumas exceções foram observadas, mas sempre para casos em que o valor de referência é muito próximo de 0; logo, qualquer incremento numérico acarreta ganhos percentuais consideráveis.



**Figura 48 – Distribuição dos esforços horizontais e deformações de estacas em areia média com módulo de reação horizontal variável – método de Bowles (1997)**

**Tabela 10 – Variação dos resultados devida à alteração do módulo de reação horizontal de estacas em areia média pelo método de Bowles (comparados aos valores para  $k=180 \text{ MN/m}^3$ )**

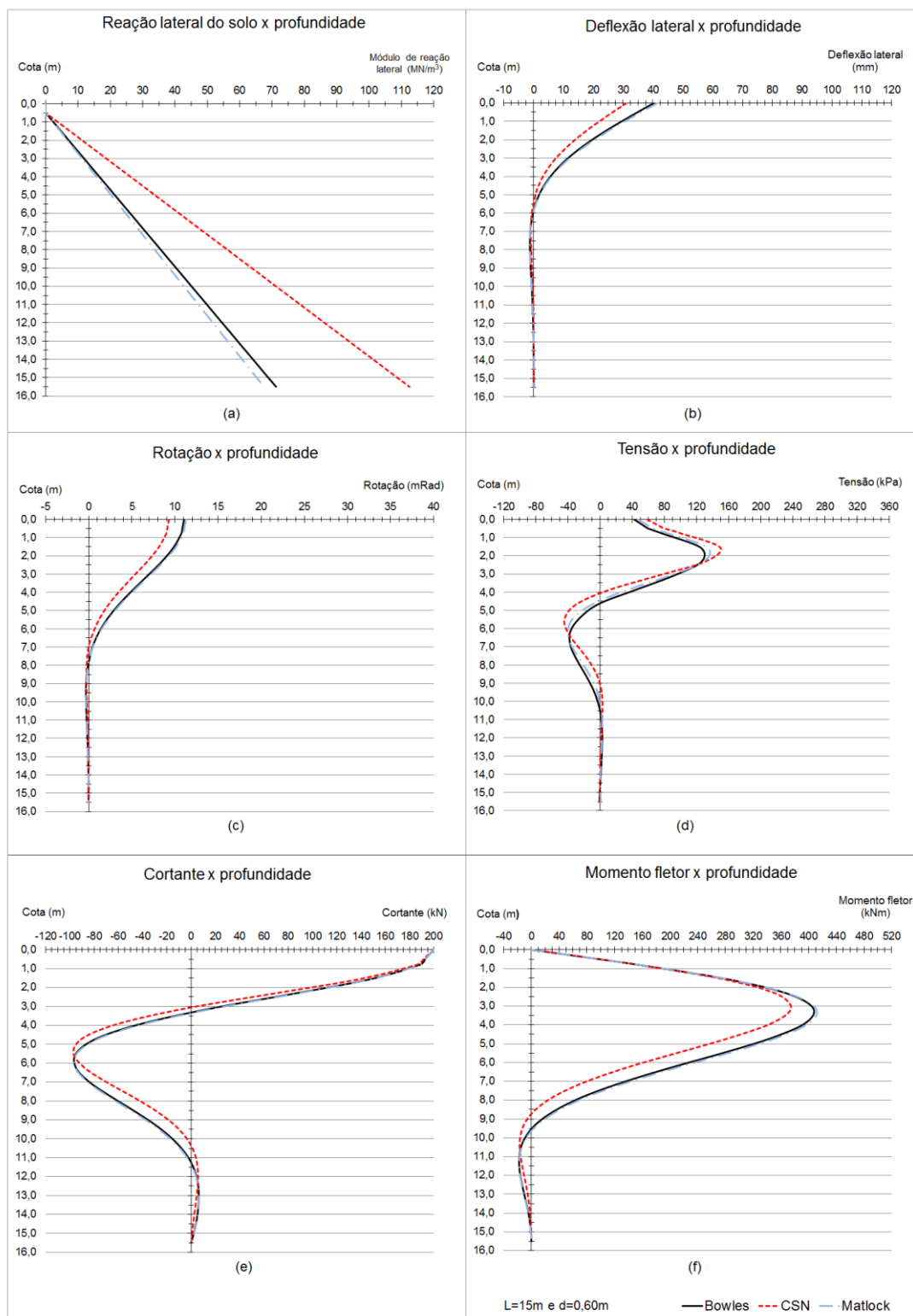
k [MN/m <sup>3</sup> ]	L [m]	d [m]	Valores Máximos					Valores Mínimos				
			k <sub>h</sub> [%]	y [%]	θ [%]	p [%]	M [%]	y [%]	θ [%]	p [%]	V [%]	M [%]
195	10	0,40	8,34	-4,19	-2,77	2,10	-1,01	-3,74	-2,30	0,76	-0,18	-1,07
		0,60	8,33	-4,29	-2,80	1,95	-1,42	-4,72	-2,50	2,35	0,59	*
		0,80	8,32	-4,52	-2,99	1,46	-1,19	-15,60	-41,67	-8,13	-1,54	*
	10	0,40	8,34	-4,42	-2,98	2,04	-1,31	-2,86	-2,06	0,95	-0,68	-2,35
		0,60	8,33	-4,45	-2,99	1,73	-1,27	-4,72	0,00	0,68	-0,55	-1,53
		0,80	8,32	-4,45	-2,93	1,44	-1,32	-3,85	-5,00	1,54	0,69	41,55
	20	0,40	8,33	-4,60	-3,13	1,18	-2,22	-5,15	0,00	2,83	-1,39	-3,91
		0,60	8,33	-4,54	-3,06	0,78	-1,21	-4,73	-5,13	1,96	0,25	-2,55
		0,80	8,34	-4,55	-3,14	1,57	-1,37	-4,44	0,00	1,25	-0,71	-1,61
210	10	0,40	16,67	-7,89	-5,27	4,05	-1,96	-7,94	-3,45	2,40	-0,51	-0,99
		0,60	16,67	-8,11	-5,40	3,76	-2,76	-7,55	-7,50	4,14	0,99	*
		0,80	16,67	-8,53	-5,54	2,84	-2,33	-27,52	-75,00	-15,71	-2,36	*
	10	0,40	16,67	-8,35	-5,64	3,94	-2,54	-5,71	-5,15	1,43	-1,48	-5,42
		0,60	16,65	-8,38	-5,71	3,31	-2,47	-9,45	-2,94	3,31	-0,69	-0,45
		0,80	16,66	-8,42	-5,68	2,76	-2,56	-7,69	-15,00	2,57	1,16	87,26
	20	0,40	16,67	-8,66	-5,97	2,24	-4,29	-9,97	-1,02	5,05	-1,50	-8,32
		0,60	16,66	-8,57	-5,79	1,73	-2,35	-9,46	-7,69	4,75	0,31	-5,77
		0,80	16,67	-8,57	-5,79	3,01	-2,66	-8,89	0,00	3,72	-0,15	-0,13

**Tabela 11 – Comparação dos resultados obtidos pelos diferentes métodos de abordagem teórica para estacas em areia média (variação em relação ao método de Bowles)**

Método	L [m]	d [m]	Valores máximos				Valores mínimos				
			k <sub>h</sub> [%]	y [%]	θ [%]	p [%]	M [%]	y [%]	θ [%]	p [%]	V [%]
Matlock	10	0,40	57,6	34,8	-14,9	15,6	64,6	44,7	-14,8	-2,3	-44,5
		0,60	33,0	20,6	-10,2	8,9	37,6	-5,1	-8,6	-0,6	-100,0
		0,80	19,6	12,3	-5,3	4,4	81,5	342,9	33,0	5,5	*
	15	0,40	25,5	16,4	-5,0	6,4	30,3	15,8	-9,0	1,4	6,6
		0,60	3,1	2,1	-1,1	0,9	3,3	0,0	-0,5	0,4	1,2
		0,80	-9,8	-6,6	3,1	-3,1	-9,3	-15,8	1,7	0,8	70,1
	20	0,40	5,7	3,8	-1,4	2,7	6,2	0,0	-3,3	1,6	4,7
		0,60	-14,4	-9,9	5,8	-4,3	-17,7	-10,8	8,0	-0,6	-4,5
		0,80	-25,7	-17,9	9,3	-9,4	-26,7	-16,7	10,2	1,6	-3,8
CSN	10	0,40	-3,7	-2,4	1,8	-0,9	-4,4	-1,2	1,5	-0,3	-0,1
		0,60	<b>0,5</b>	<b>0,3</b>	<b>-0,2</b>	<b>0,2</b>	0,0	0,0	-0,2	-0,1	-100,0
		0,80	<b>4,8</b>	<b>3,1</b>	<b>-1,5</b>	<b>1,2</b>	18,5	71,4	9,0	1,6	*
	15	0,40	-25,2	-17,7	12,9	-9,1	-25,6	-18,9	12,1	1,8	-9,6
		0,60	-22,8	-15,8	9,3	-7,8	-23,1	-14,7	10,1	1,9	-4,1
		0,80	-20,5	-14,3	6,6	-7,1	-22,7	-26,3	6,7	0,5	148,5
	20	0,40	-38,5	-28,1	8,5	-13,8	-39,1	-28,6	13,2	3,0	-19,8
		0,60	-36,4	-26,2	18,5	-13,1	-37,6	-29,7	18,1	-1,0	-13,5
		0,80	-34,7	-24,7	12,8	-13,8	-37,2	-27,8	17,7	-0,2	-9,1

Por fim, quanto às diferentes abordagens teóricas da distribuição dos esforços e deslocamentos horizontais (Figura 49), tomando como base de comparação os resultados obtidos pelo método de Bowles (1997), percebe-se que para a maioria dos valores máximos e mínimos, o método da CSN 73 1004 gera resultados

numericamente inferiores, exceto para a tensão normal lateral, que geralmente é maior (ver Tabela 11). Verifica-se que os resultados que não seguem esse padrão de comportamento ocorreram nas estacas de  $L=10$  m e diâmetros de 0,6 m e 0,8 m.



**Figura 49 – Comparação entre as abordagens teóricas para a distribuição dos esforços horizontais e deformações de estaca em areia média –  $L=15\text{m}$ ,  $d=0,60\text{m}$ ,  $E=50\text{MPa}$ .**



Além disso, nota-se que para a estaca de  $L=10$  m, os resultados entre os dois métodos são razoavelmente similares; porém, a diferença tende a aumentar para comprimentos superiores. Entretanto, de maneira geral, quanto maior o diâmetro da estaca, menor a diferença entre os resultados. Por fim, em termos percentuais, as maiores disparidades foram percebidas para a deflexão lateral e rotação.

Quanto ao método de Matlock & Reese (1956), os resultados obtidos foram geralmente mais próximos aos de Bowles (1997) do que os da CSN 73 1004, com exceção da deflexão lateral, cujas diferenças foram quase sempre maiores. Contudo, os valores não apresentaram padrão de comportamento notável, sendo ora superiores ora inferiores aos de Bowles. Novamente, em termos percentuais, as maiores disparidades foram percebidas para a deflexão e rotação.

#### 4.4.2 Caso de Estudo 2 – Areia média sobre areia densa

No caso de estudo 2, em que o solo é composto por areia média sobre areia densa, foi analisada a influência da variação da estratigrafia do solo (Tabela 12 e Figura 50), bem como a diferença entre os resultados gerados pelos métodos de análise (Tabela 13 e Figura 50) para modelos cujo  $L=20$  m,  $d=0,60$  m e  $L_1/L_2=1$ .

Na Tabela 12 está apresentada a variação percentual dos resultados ao se alterar a estratigrafia do solo, tomando como base de comparação os valores gerados para os modelos de estacas em que  $L_1/L_2=0,33$ . Na Figura 50 estão apresentados graficamente os resultados de estacas de  $L=20$  m e  $d=0,60$  m para diferentes combinações de espessuras de camadas de solo.

Pode-se observar que variação de espessura das camadas causa insignificante efeito sobre os valores máximos dos esforços e deslocamentos da fundação. Em relação aos valores mínimos, nos casos em que se nota alteração percentual significativa, os valores de referência são muito próximos de 0; assim, conclui-se que a estratigrafia do solo causa pouca influência nos valores mínimos.

Na Tabela 13 está apresentada a comparação dos resultados obtidos através da aplicação das diferentes abordagens teóricas para estimar os esforços e deformações horizontais máximos e mínimos de estacas de  $L=15$  m e  $d=0,60$  m, tomando como referência os resultados gerados pelo método de Bowles (1997).

**Tabela 12 – Variação dos esforços e deslocamentos máximos e mínimos com a alteração da estratigrafia do solo pelo método de Bowles (comparados aos valores para  $L_1/L_2=0,33$ )**

$L_1/L_2$ [-]	L [m]	d [m]	Valores Máximos					Valores Mínimos				
			$k_h$ [%]	$y$ [%]	$\theta$ [%]	$p$ [%]	M [%]	$y$ [%]	$\theta$ [%]	$p$ [%]	V [%]	M [%]
0,50	10	0,40	0,0	0,1	0,1	0,1	0,0	6,8	3,6	-8,3	-0,5	1,6
		0,60	0,0	0,1	0,1	0,0	0,0	5,6	5,7	0,4	-1,3	*
		0,80	0,0	0,1	-0,2	0,3	-0,1	1,4	33,3	0,7	-1,3	*
	15	0,40	0,0	0,1	0,1	0,1	-0,1	6,8	5,4	-8,6	-0,9	6,7
		0,60	0,0	0,0	0,1	0,0	0,0	2,8	3,2	0,7	-1,3	3,4
		0,80	0,0	0,1	0,0	0,4	-0,1	-1,5	-5,9	-1,4	-2,0	-5,2
	20	0,40	0,0	0,1	0,1	0,0	0,0	5,3	4,3	-5,1	-1,4	5,2
		0,60	0,0	0,0	0,0	0,2	0,0	0,0	0,0	-0,4	-1,1	-0,2
		0,80	0,0	0,3	0,0	0,7	-0,3	-2,6	0,0	-1,9	-1,3	-2,5
1,00	10	0,40	-18,7	0,1	0,1	0,1	-0,1	7,9	1,2	-7,1	-0,5	-4,8
		0,60	-18,7	0,2	0,3	0,1	-0,1	13,5	11,4	-6,8	-1,7	*
		0,80	-18,7	0,5	0,2	0,7	-0,3	26,0	133,3	2,2	-2,2	*
	15	0,40	0,0	0,1	0,1	0,1	-0,1	8,2	3,3	-6,7	-0,9	1,8
		0,60	0,0	0,2	0,3	0,1	-0,1	13,2	9,7	-7,9	-2,5	6,9
		0,80	0,0	0,3	0,2	0,4	-0,2	7,5	5,9	-5,0	-3,5	4,6
	20	0,40	0,0	0,2	0,2	0,1	-0,1	11,7	4,3	-5,8	-2,0	6,3
		0,60	0,0	0,2	0,2	0,1	-0,1	12,1	11,8	-9,0	-2,6	11,5
		0,80	0,0	0,4	0,2	0,9	-0,4	2,6	5,9	-3,9	-4,0	3,1
2,00	10	0,40	-18,7	0,1	0,1	0,1	-0,1	7,9	1,2	-7,1	-0,5	-4,8
		0,60	-18,7	0,2	0,3	0,1	-0,1	13,5	11,4	-6,8	-1,7	*
		0,80	-18,7	0,5	0,2	0,7	-0,3	26,0	133,3	2,2	-2,2	*
	15	0,40	0,0	0,1	0,1	0,1	-0,1	8,2	3,3	-6,7	-0,9	1,4
		0,60	0,0	0,2	0,3	0,1	-0,1	14,2	9,7	-7,3	-2,5	1,6
		0,80	0,0	0,4	0,4	0,5	-0,2	11,9	5,9	-7,8	-3,5	-23,4
	20	0,40	0,0	0,2	0,2	0,1	-0,1	11,7	4,3	-5,8	-2,0	5,9
		0,60	0,0	0,3	0,2	0,2	-0,1	13,7	8,8	-8,0	-2,6	6,4
		0,80	0,0	0,5	0,2	1,0	-0,4	9,0	5,9	-10,5	-4,6	2,6
3,00	10	0,40	-18,7	0,1	0,1	0,1	-0,1	7,9	1,2	-7,1	-0,5	-4,8
		0,60	-18,7	0,2	0,3	0,1	-0,1	13,5	11,4	-6,8	-1,7	*
		0,80	-18,7	0,5	0,2	0,7	-0,3	26,0	133,3	2,2	-2,2	*
	15	0,40	-18,7	0,1	0,1	0,1	-0,1	8,2	3,3	-6,7	-0,9	1,4
		0,60	-18,7	0,2	0,3	0,1	-0,1	14,2	9,7	-7,2	-2,5	0,2
		0,80	-18,7	0,4	0,4	0,5	-0,2	11,9	11,8	-7,6	-3,5	-33,2
	20	0,40	0,0	0,2	0,2	0,1	-0,1	11,7	4,3	-5,8	-2,0	5,9
		0,60	0,0	0,3	0,2	0,2	-0,1	13,7	8,8	-8,0	-2,6	6,2
		0,80	0,0	0,5	0,2	1,0	-0,5	10,3	5,9	-10,0	-4,5	-1,5

Acerca do método de Matlock & Reese (1956), os valores do módulo de reação horizontal e tensão normal lateral foram numericamente superiores àqueles obtidos pelo método de Bowles; em contrapartida, os valores da deflexão, rotação e momento fletor foram inferiores. Apesar de os valores do  $k_h$  terem sido substancialmente diferentes, não foi percebida diferença significativa nos esforços e deformações da fundação. Em termos percentuais, a maior divergência de valores máximos ocorreu para a deflexão e rotação, ao passo que para os valores mínimos,

a reação lateral foi a mais discrepantes entre os métodos teóricos – ainda que se notem variações percentuais expressivas para os valores mínimos de  $y$  e  $\theta$ , os resultados numéricos não sofreram variações significativas.

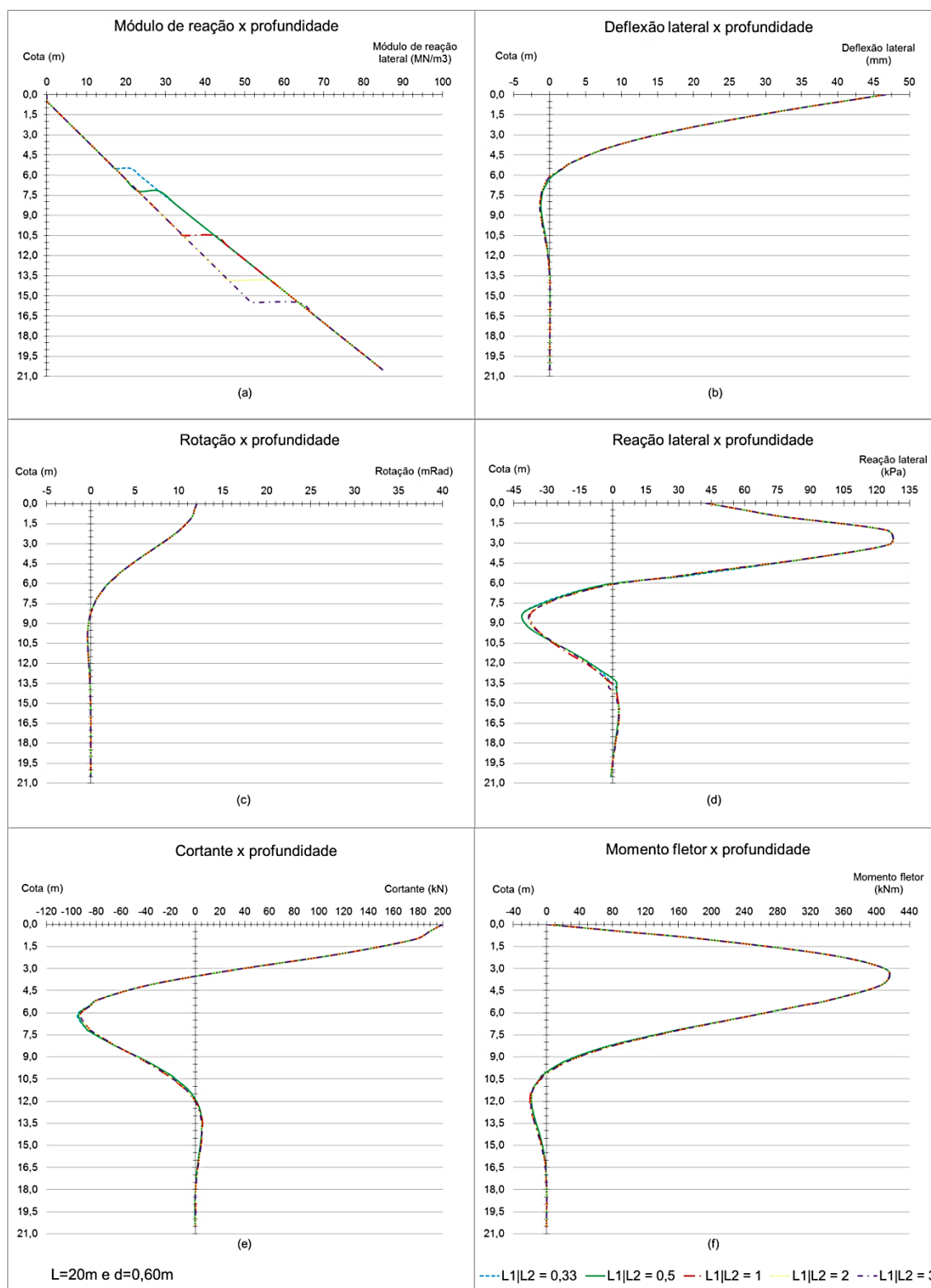
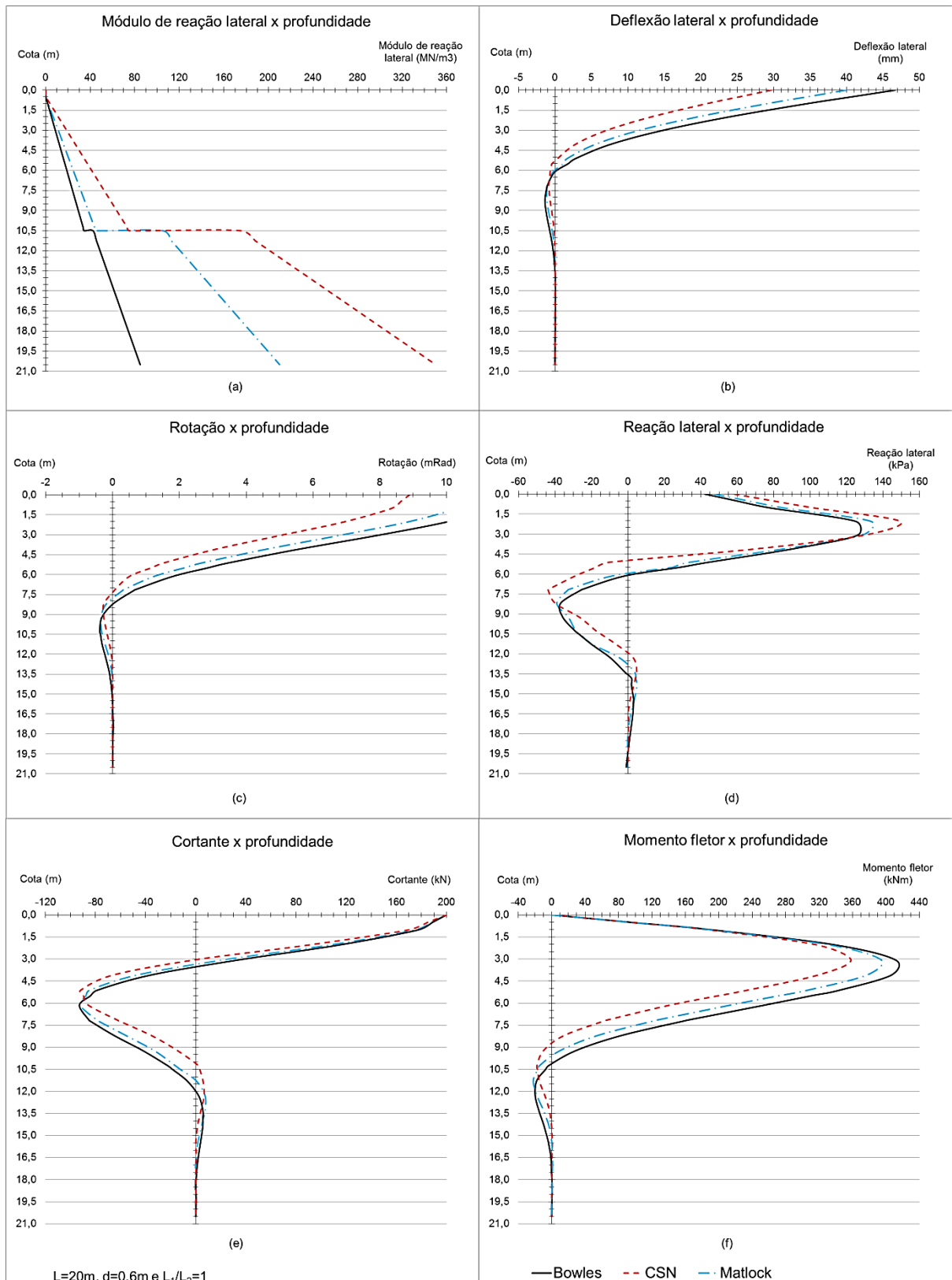


Figura 50 – Distribuição dos esforços horizontais e deformações de estacas em areia média sobre areia densa com estratigrafia variável – método de Bowles (1997)



**Figura 51 – Comparação entre métodos de análise da distribuição dos esforços horizontais e deformações de estacas em areia média sobre areia densa ( $L=20\text{m}$ ,  $d=0,60\text{m}$  e  $L_1/L_2=1$ )**

Quanto ao método da CSN 73 1004, exatamente as mesmas conclusões podem ser feitas, sendo notada ainda maior diferença numérica dos resultados, quando comparados aos do método de Bowles (1997).

**Tabela 13 – Comparação entre os diferentes métodos teóricos para a estimativa dos esforços e deslocamentos máximos e mínimos de estacas em solo de areia média sobre areia densa**

Método	$L_1/L_2$ [-]	Valores máximos					Valores mínimos				
		$k_h$ [%]	$y$ [%]	$\theta$ [%]	$p$ [%]	$M$ [%]	$y$ [%]	$\theta$ [%]	$p$ [%]	$V$ [%]	$M$ [%]
Matlock	0,33	147,61	-14,89	-10,40	5,12	-3,94	-45,97	-26,47	33,50	8,55	-14,79
	0,50	147,61	-14,79	-10,40	5,32	-4,05	-45,97	-29,41	33,79	4,57	-16,30
	1,00	147,61	-14,40	-9,88	5,74	-4,23	-18,71	-7,89	5,55	-0,74	11,80
	2,00	147,61	-14,38	-9,88	5,77	-4,26	-17,73	-10,81	7,92	-0,60	-3,61
	3,00	147,61	-14,38	-9,88	5,77	-4,26	-17,73	-10,81	7,95	-0,60	-4,26
CSN	0,33	312,69	-36,71	-26,71	18,23	-12,85	-58,87	-41,18	47,65	0,20	-26,93
	0,50	312,69	-36,68	-26,54	18,04	-12,85	-54,84	-38,24	41,31	0,40	-19,47
	1,00	312,69	-36,41	-26,22	18,54	-13,08	-36,69	-31,58	18,75	-0,97	-10,44
	2,00	312,69	-36,43	-26,22	18,51	-13,08	-37,59	-29,73	18,09	-0,97	-13,22
	3,00	312,69	-36,43	-26,22	18,51	-13,08	-37,59	-29,73	18,12	-0,97	-13,72

Varição percentual dos resultados, tomando como referência os valores obtidos pela abordagem de Bowles para estacas de  $L=15m$  e  $d=0,60m$ .

#### 4.4.3 Caso de Estudo 3 – Argila mole

No caso de estudo 3, cujo solo é homogeneamente composto por argila mole, foi analisada a influência da variação dos parâmetros geométricos da fundação (ver Figura 52) e do módulo de reação horizontal do solo (ver Figura 53).

Assim como para o caso de areia média, percebe-se graficamente (Figura 52) a tendência de agrupamento dos esforços e deslocamentos para estacas de diâmetros iguais; ou seja, os resultados são mais dependentes do diâmetro do que do comprimento; todavia, não se percebe a mesma tendência de agrupamento dos resultados para o módulo de reação horizontal, pois ele é dependente de ambas as dimensões da estaca.

Novamente, o formato das curvas de distribuição de esforços e deformação tende a ser semelhante para estacas de mesmo diâmetro, sendo que a variação do comprimento é percebida através de ligeira translação do gráfico. Outrossim, verifica-se ligeiro aumento das cotas dos esforços máximos e mínimos com o acréscimo do comprimento e aumento mais significativo com a variação do diâmetro.

Conforme apresentado na Tabela 14, segundo o método de Bowles (1997), nota-se que, independentemente do diâmetro, o aumento do comprimento da estaca implica crescimento dos valores máximos da deflexão ( $y$ ), rotação ( $\theta$ ) e momento fletor ( $M$ ) e redução do módulo de reação ( $k_h$ ) e tensão normal lateral ( $p$ ); a única exceção percebida foi em relação à rotação da estaca de  $d=0,80$  m, cujo valor decresce para  $L=15$  m. Além disso, o acréscimo do comprimento, de maneira geral, implica redução, em módulo, dos esforços e deslocamentos mínimos; as exceções ocorrem para a deflexão e rotação das estacas de  $d=0,40$  m, cujos valores mínimos, em módulo, aumentam com o acréscimo do comprimento.

Ainda, percebe-se que, independentemente do comprimento, o aumento do diâmetro da estaca acarreta redução de todos os esforços e deslocamentos máximos, com exceção do momento fletor, que aumenta. Quanto aos valores mínimos, não é possível constatar padrão de comportamento dos resultados com a alteração do diâmetro. Por fim, nota-se que, em termos percentuais, a variação do módulo de reação horizontal, tensão normal lateral e o momento fletor tende a aumentar quanto maior a dimensão da estaca; porém, não se observa a mesma tendência para a deflexão e rotação, pois ora os valores aumentam ora diminuem.

**Tabela 14 – Variação dos resultados devida à alteração da geometria de estacas em argila mole pelo método de Bowles ( $k=20$  MN/m<sup>3</sup>)**

Variação dos resultados com a alteração do comprimento (comparados aos valores de $L=10$ m)												
d	L	Valores Máximos					Valores Mínimos					
		$k_h$	$y$	$\theta$	$p$	$M$	$y$	$\theta$	$p$	$V$	$M$	
[m]	[m]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	
0,4	15	-3,7	23,4	13,7	-13,1	4,1	<b>18,1</b>	<b>4,1</b>	-18,8	-4,6	*	
	20	-5,7	42,5	24,0	-20,7	6,9	<b>34,1</b>	<b>16,0</b>	-26,4	-8,8	*	
0,6	15	-5,8	19,4	12,2	-20,1	11,9	-70,9	-118,4	-78,9	-24,4	*	
	20	-8,9	41,0	24,7	-26,9	17,0	-66,6	-120,5	-81,6	-26,1	*	
0,8	15	-7,7	1,7	<b>-5,6</b>	-30,7	24,2	-58,2	-81,8	-61,3	-23,4	*	
	20	-11,6	18,6	4,8	-38,7	34,0	-82,8	-106,7	-88,3	-35,5	*	
Variação dos resultados com a alteração do diâmetro (comparados aos valores de $d=0,40$ m)												
L	d	Valores Máximos					Valores Mínimos					
		$k_h$	$y$	$\theta$	$p$	$M$	$y$	$\theta$	$p$	$V$	$M$	
[m]	[m]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]		
10	0,6	-27,9	-50,1	-63,7	-46,5	24,6	111,1	-321,6	98,1	23,8	*	
	0,8	-41,8	-64,3	-79,0	-61,1	34,1	157,7	-428,9	95,1	40,9	*	
15	0,6	-29,4	-51,7	-64,2	-50,9	34,0	-48,0	-60,9	-48,5	-1,9	-100,0	
	0,8	-44,2	-70,6	-82,6	-69,0	60,0	-8,8	-157,4	-7,1	13,2	-100,0	
20	0,6	-30,3	-50,7	-63,5	-50,8	36,3	-47,4	-60,9	-50,4	0,3	-46,1	
	0,8	-45,5	-70,3	-82,3	-70,0	68,1	-67,0	-80,9	-68,9	-0,4	-100,0	

Quanto à alteração do coeficiente de reação unitária (Figura 53), nota-se graficamente considerável variação das cotas críticas e dos pontos de inflexão das curvas. Na Tabela 15 estão apresentadas as variações percentuais dos esforços e deslocamentos ao se alterar o coeficiente de reação unitária de 10 MN/m<sup>3</sup> para 20 MN/m<sup>3</sup> (+100%) e 30 MN/m<sup>3</sup> (+200%).

Tal como para o caso de estudo de areia média, constata-se que há acréscimo dos valores máximos do módulo de reação e da tensão normal lateral e redução da deflexão, rotação e momento fletor. Quanto aos valores mínimos, de modo geral, há tendência de diminuição, em módulo, de todos os esforços e deslocamentos; as exceções a este padrão ocorrem para a reação lateral e força cortante das estacas de L=15 m e d=0,40 m, assim como para as de L=20 m e d=0,40 m e 0,60m.

Por fim, percebeu-se que a variação percentual dos esforços e deslocamentos foi sempre inferior à metade da variação percentual do próprio módulo de reação horizontal, sendo os valores da deflexão e rotação os mais sensíveis à variação de  $k_h$ . Algumas exceções às regras citadas foram observadas, mas sempre para casos em que o valor de referência é muito próximo de 0; logo, qualquer incremento numérico acarreta ganhos percentuais relevantes.

**Tabela 15 – Variação dos resultados devida à alteração do módulo de reação horizontal de estacas em argila mole pelo método de Bowles (comparados aos valores para  $k=10$  MN/m<sup>3</sup>)**

k [MN/m <sup>3</sup> ]	L [m]	d [m]	Valores Máximos					Valores Mínimos				
			$k_h$ [%]	y [%]	$\theta$ [%]	p [%]	M [%]	y [%]	$\theta$ [%]	p [%]	V [%]	M [%]
20	10	0,40	100,0	-32,4	-22,4	13,3	-10,7	-61,9	-192,4	-41,4	-6,0	*
		0,60	99,8	-39,7	-30,4	2,7	-5,4	-59,3	-65,2	-18,6	-8,8	*
		0,80	100,0	-45,3	-39,6	0,1	-2,1	-53,4	-55,3	-6,9	-3,9	*
	15	0,40	100,0	-32,6	-23,0	13,2	-12,3	-34,8	-34,4	<b>10,3</b>	<b>1,8</b>	293,4
		0,60	99,8	-33,4	-23,3	12,0	-11,4	-62,6	-186,8	-42,4	-6,8	*
		0,80	100,0	-37,7	-27,4	4,8	-7,8	-63,8	-73,6	-27,6	-11,8	*
	20	0,40	100,2	-33,1	-23,5	12,4	-12,9	-34,6	-22,9	<b>17,0</b>	<b>0,3</b>	-7,1
		0,60	100,0	-33,2	-23,5	12,7	-12,2	-34,2	-38,0	<b>12,1</b>	<b>1,4</b>	*
		0,80	100,0	-33,8	-23,7	12,3	-11,7	-63,0	-184,3	-42,9	-7,2	*
30	10	0,40	200,1	-45,9	-33,0	23,1	-16,4	-70,2	-197,1	-37,1	-6,0	*
		0,60	199,8	-53,8	-41,6	6,4	-9,9	-77,9	-84,8	-33,7	-15,4	*
		0,80	200,0	-60,5	-53,1	0,6	-4,0	-71,1	-73,4	-13,2	-7,6	*
	15	0,40	200,0	-46,5	-33,9	24,0	-18,4	-48,9	-44,2	<b>18,8</b>	<b>1,7</b>	346,9
		0,60	199,8	-47,2	-34,2	22,5	-17,8	-71,1	-191,2	-38,6	-7,3	*
		0,80	200,3	-51,5	-38,4	11,5	-13,0	-82,6	-93,6	-47,9	-18,0	*
	20	0,40	200,2	-47,1	-34,6	17,9	-20,3	-48,0	-33,9	<b>23,3</b>	<b>1,7</b>	-14,1
		0,60	200,0	-47,2	-34,7	22,9	-19,2	-49,2	-50,7	<b>19,3</b>	<b>1,5</b>	*
		0,80	200,0	-47,7	-34,7	22,2	-18,3	-71,5	-188,2	-39,3	-7,8	*

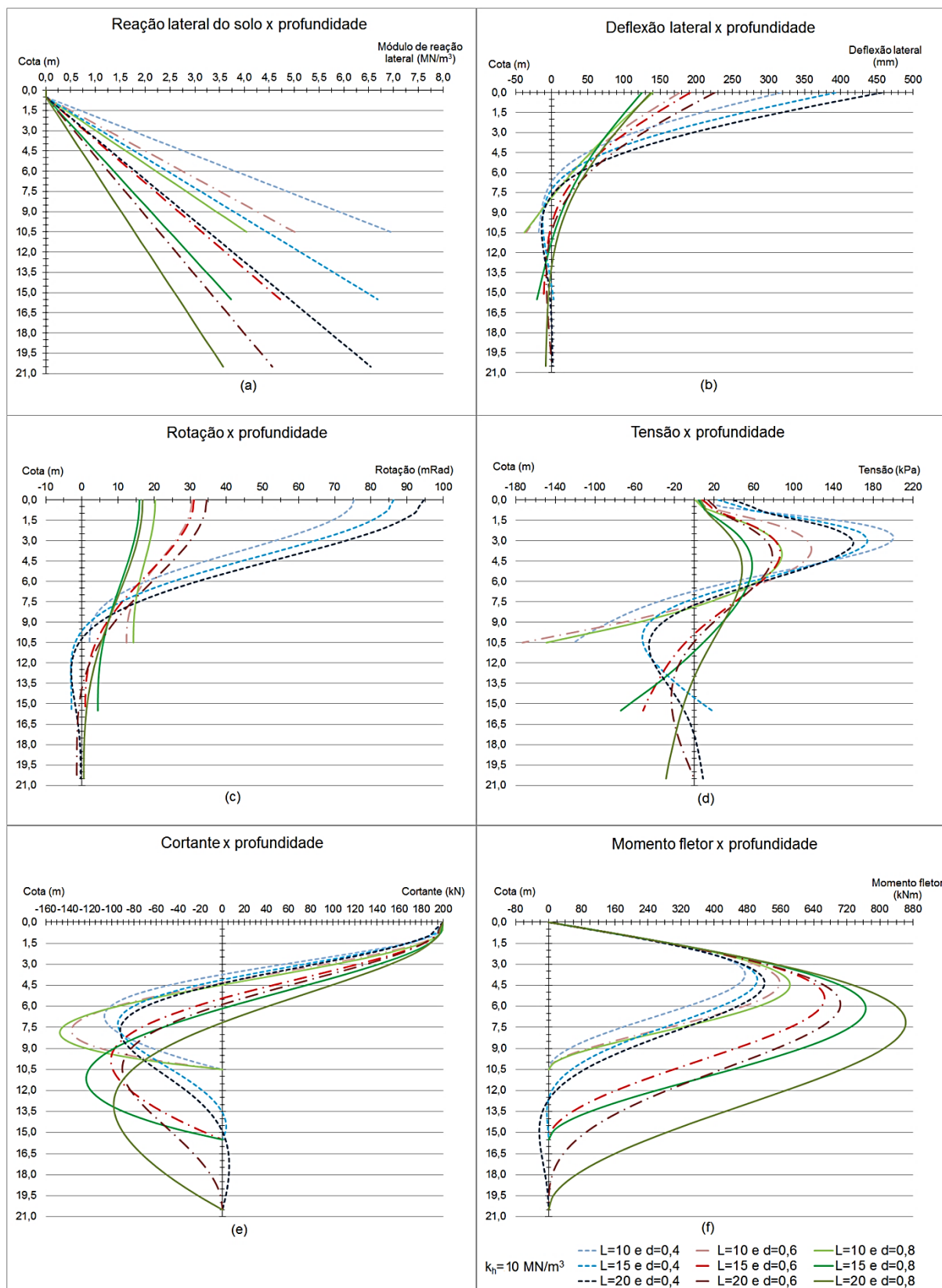
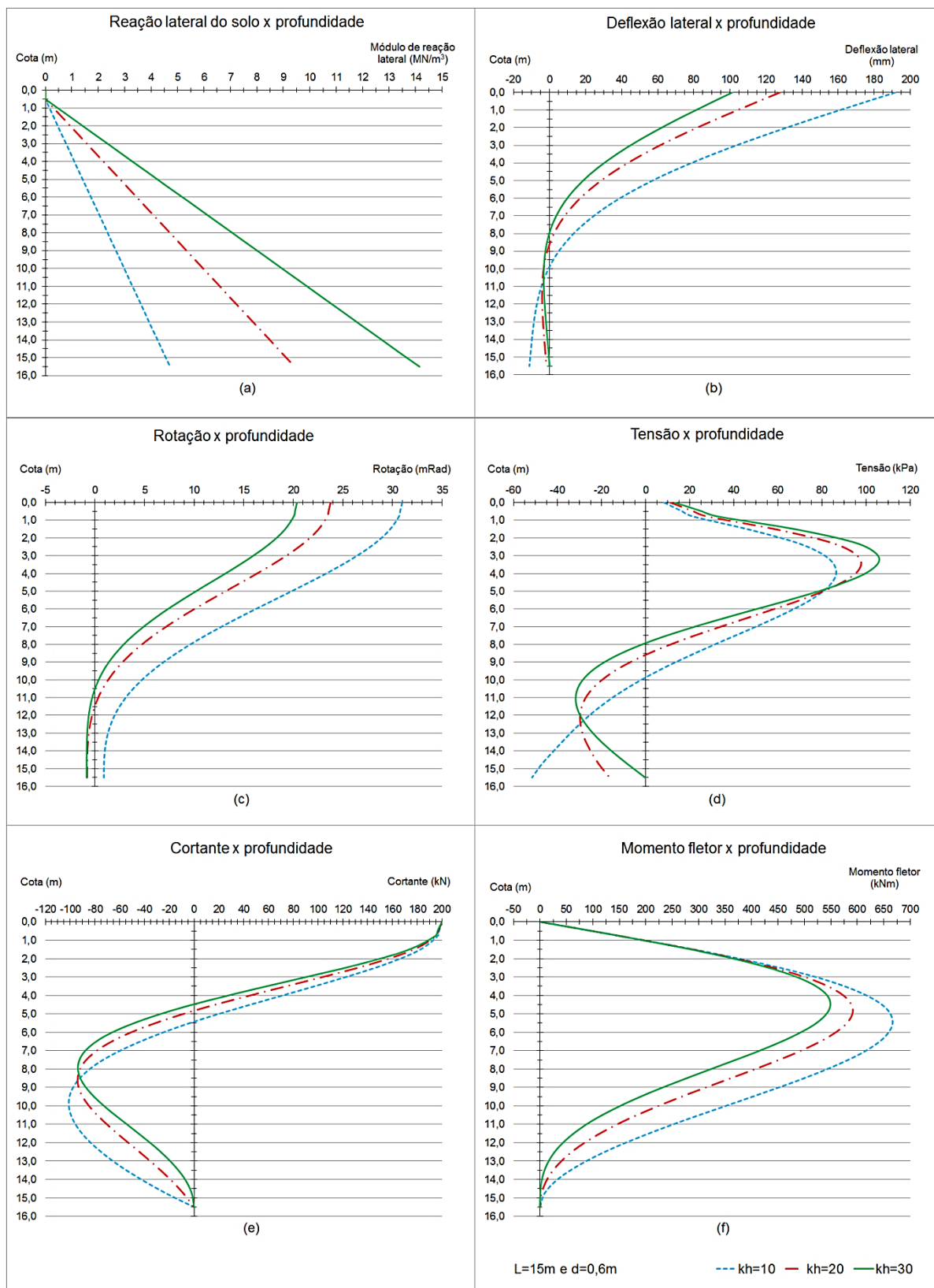


Figura 52 – Distribuição dos esforços horizontais e deformações de estacas em argila mole com comprimento e diâmetro variáveis – método de Bowles (1997)





**Figura 53 – Distribuição dos esforços horizontais e deformações de estacas em argila mole com módulo de reação horizontal variável [MN/m<sup>3</sup>] – método de Bowles (1997)**

#### 4.4.4 Caso de Estudo 4 – Argila dura

No caso de estudo 4, cujo solo é homogeneamente composto por argila dura, foi analisada a influência da variação dos parâmetros geométricos da fundação (ver Figura 54) e do módulo de reação horizontal do solo (ver Figura 55), exclusivamente pelo método de Vesic (1977). Além disso, para um mesmo modelo de estaca, foram comparados os resultados gerados por este método com os de Pochman & Simek (1989) e da CSN 73 1004 – conforme ilustrado na Figura 56.

Assim como para o caso de areia média e argila mole, percebe-se graficamente (Figura 54) a tendência de agrupamento dos esforços e deslocamentos de estacas de mesmo diâmetro. Ou seja, os resultados são mais dependentes do diâmetro que do comprimento. Ademais, o módulo de reação horizontal é independente das dimensões da estaca.

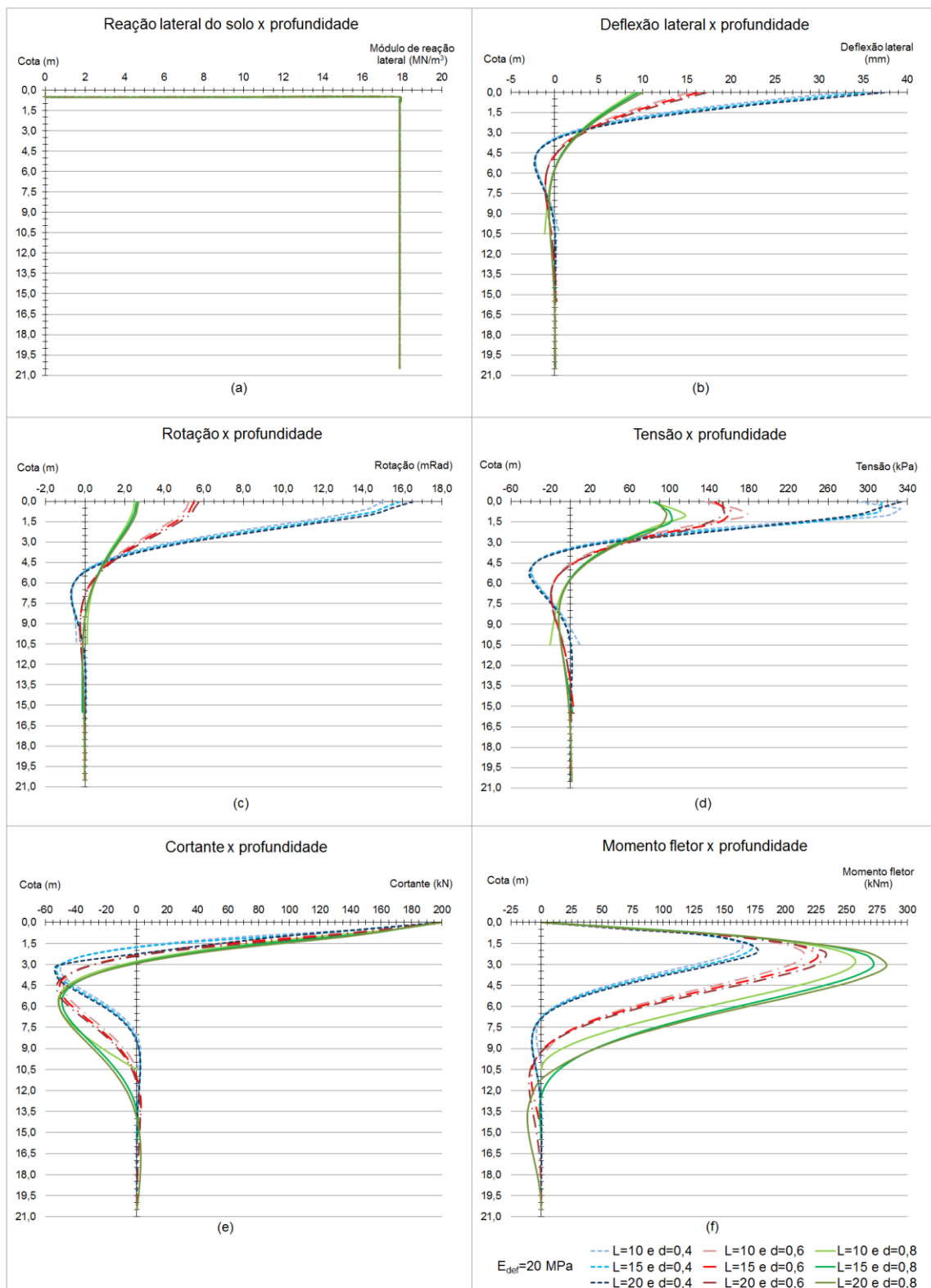
Novamente, o formato das curvas de distribuição de esforços e deformação tende a ser semelhante para estacas de mesmo diâmetro, sendo que a variação do comprimento é percebida através de ligeira translação do gráfico, sendo ainda menos perceptível neste tipo de solo. Outrossim, verifica-se aumento quase imperceptível das cotas dos esforços máximos e mínimos com o acréscimo do comprimento e aumento mais expressivo com a variação do diâmetro.

Conforme discriminado na Tabela 16, segundo o método de Vesic (1977), nota-se que, independentemente do diâmetro, o aumento do comprimento da estaca implica acréscimo dos valores máximos da deflexão ( $y$ ), rotação ( $\theta$ ) e momento fletor ( $M$ ) e redução da tensão normal lateral ( $p$ ). Quanto aos valores mínimos, não é possível verificar padrão de comportamento com a alteração do comprimento, pois ora há aumento ora redução dos valores mínimos.

Ainda, percebe-se que, independentemente do comprimento, o aumento do diâmetro da estaca implica redução de todos os esforços e deslocamentos máximos, com exceção do momento fletor, que aumenta. Além disso, de modo geral, a variação do diâmetro acarreta redução, em módulo, dos valores mínimos; algumas exceções a este padrão foram observadas para a força cortante mínima da estaca de  $L=10$  m e  $d=0,80$  m e para o momento fletor mínimo das estacas de  $L=20$  m.

Por fim, nota-se que, em termos percentuais, a variação da deflexão e da rotação tende a diminuir com o comprimento e a aumentar com o diâmetro.

Contrariamente, a variação da tensão normal lateral e do momento fletor tende, em geral, a aumentar com o acréscimo do comprimento e a diminuir com o diâmetro.



**Figura 54 – Distribuição dos esforços horizontais e deformações de estacas em argila dura com comprimento e diâmetro variáveis – método de Vesic (1977)**

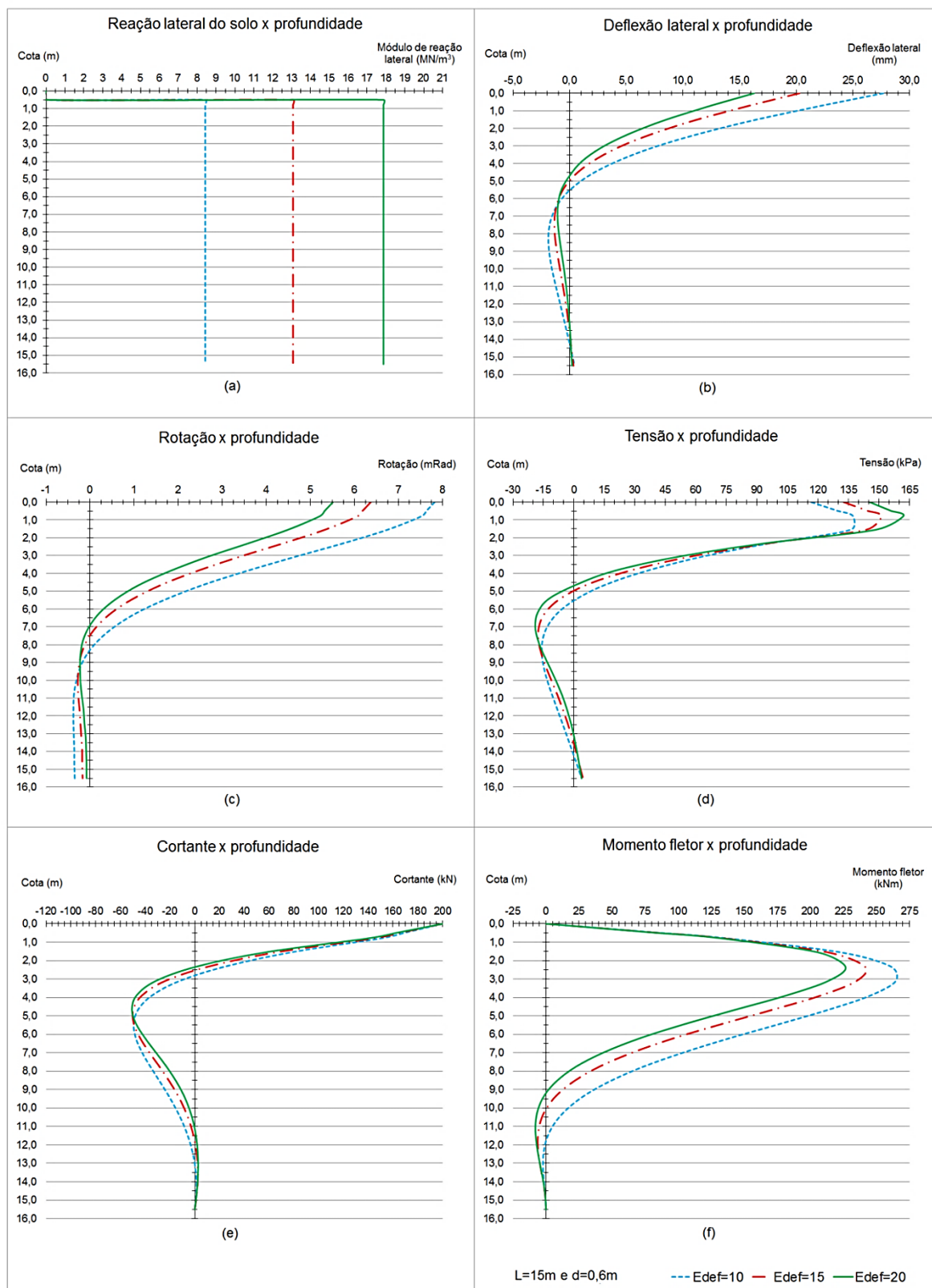
**Tabela 16 – Variação dos resultados devida à alteração da geometria de estacas em argila dura pelo método de Vesic ( $E_{def}=15$  MPa)**

Variação dos resultados com a alteração do comprimento (comparados aos valores de L=10m)											
d	L	Valores Máximos					Valores Mínimos				
		$k_h$	y	$\theta$	p	M	y	$\theta$	p	V	M
[m]	[m]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
0,4	15	0,0	7,6	5,7	-5,6	3,6	2,9	-6,1	2,8	5,0	278,2
	20	0,0	14,2	10,1	-2,2	9,9	1,8	-1,2	1,6	7,1	293,8
0,6	15	0,0	6,2	5,1	-10,5	4,9	-2,9	55,6	-3,2	2,7	*
	20	0,0	12,0	9,6	-14,3	6,9	-1,4	55,6	-1,5	7,7	*
0,8	15	0,0	3,3	3,8	-13,3	7,9	-59,3	-153,1	-59,2	-10,6	*
	20	0,0	8,2	7,6	-18,1	11,9	-58,8	-140,6	-59,1	-6,5	*
Variação dos resultados com a alteração do diâmetro (comparados aos valores de d=0,40m)											
L	d	Valores Máximos					Valores Mínimos				
		$k_h$	y	$\theta$	p	M	y	$\theta$	p	V	M
[m]	[m]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
10	0,6	0,0	-53,0	-65,1	-45,5	31,5	-49,3	-78,0	-49,3	-2,4	-100,0
	0,8	0,0	-71,8	-83,2	-64,3	54,9	-26,8	-139,0	-26,9	<b>9,4</b>	-100,0
15	0,6	0,0	-53,6	-65,3	-48,4	33,2	-52,1	-63,6	-52,2	-4,5	-21,6
	0,8	0,0	-72,9	-83,5	-67,2	61,4	-71,1	-77,9	-71,0	-6,9	-100,0
20	0,6	0,0	-53,9	-65,3	-52,3	27,9	-50,9	-65,4	-50,8	-1,8	<b>30,3</b>
	0,8	0,0	-73,3	-83,6	-70,1	57,7	-70,4	-84,0	-70,5	-4,5	<b>21,4</b>

Quanto à alteração do módulo de deformabilidade do solo, nota-se graficamente (vide Figura 55) considerável variação das cotas críticas e dos pontos de inflexão das curvas. Na Tabela 17 estão apresentadas as variações percentuais dos esforços e deslocamentos ao se alterar o módulo de deformabilidade de 10 MPa para 20 MPa (+100%) e 30 MPa (+200%).

Ademais, constata-se que o aumento do módulo de deformabilidade acarreta acréscimo dos valores máximos do módulo de reação horizontal e da tensão normal lateral, bem como redução da deflexão, rotação e momento fletor. Quanto aos valores mínimos, de maneira geral, há diminuição, em módulo, da deflexão, rotação e momento fletor e aumento da tensão normal lateral e força cortante.

Ainda, verificou-se que a variação percentual dos esforços e deslocamentos foi sempre inferior à metade da variação percentual do próprio módulo de deformabilidade, sendo os valores máximos da deflexão e rotação os mais sensíveis à variação de  $E_{def}$ . Algumas exceções às regras citadas foram observadas, mas sempre para casos em que o valor de referência é muito próximo de 0; logo, qualquer incremento numérico acarreta ganhos percentuais relevantes.



**Figura 55 – Distribuição dos esforços horizontais e deformações de estacas em argila dura com módulo de deformabilidade variável – método de Vesic (1977)**

**Tabela 17 – Variação dos resultados devida à alteração do módulo de deformabilidade de estacas em argila dura pelo método de Vesic (comparados aos valores para  $E_{def}=10$  MPa)**

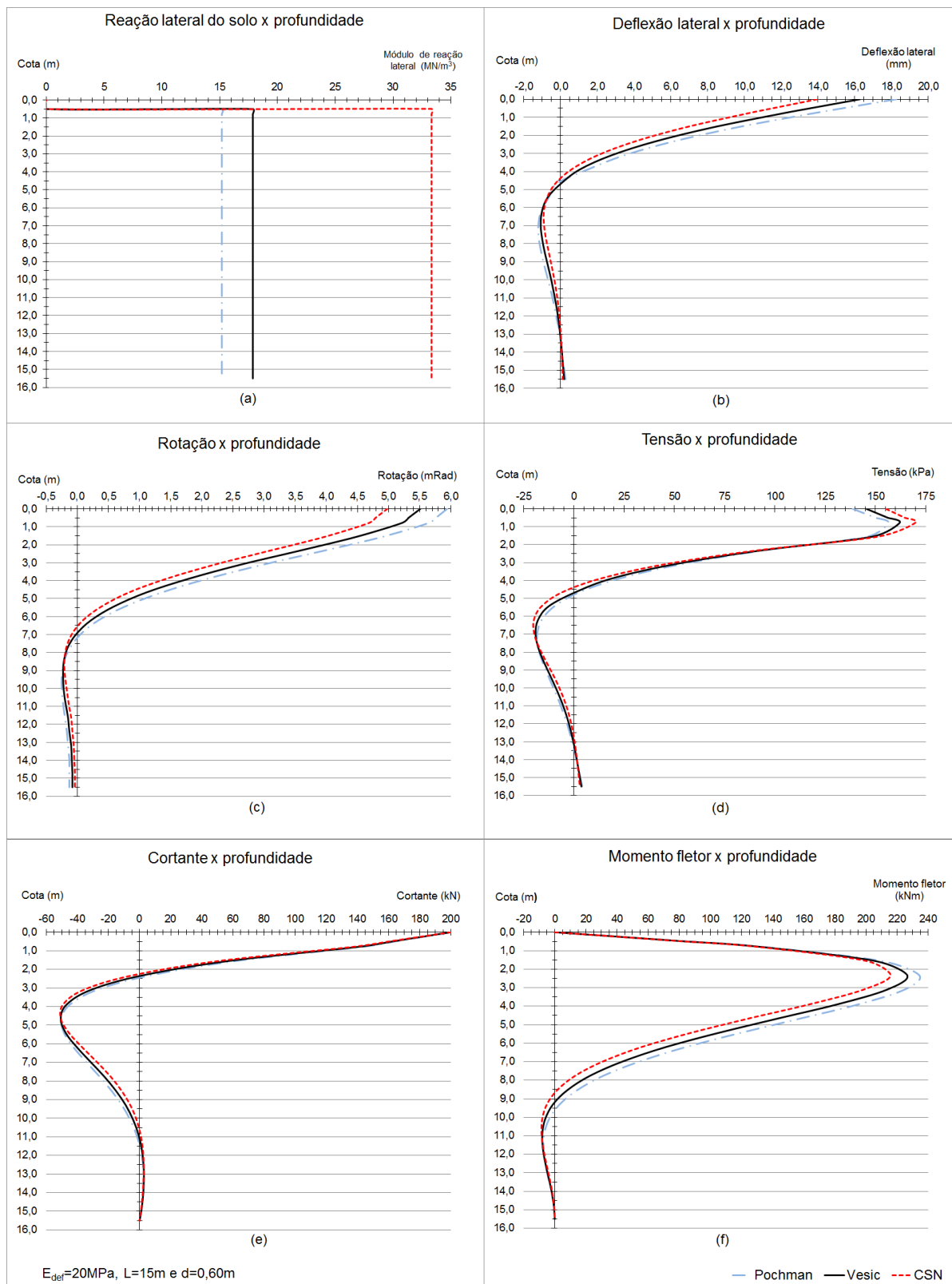
$E_{def}$ [MPa]	L [m]	d [m]	Valores Máximos					Valores Mínimos				
			$k_h$ [%]	y [%]	$\theta$ [%]	p [%]	M [%]	y [%]	$\theta$ [%]	p [%]	V [%]	M [%]
20	10	0,40	55,2	-26,8	-18,6	8,2	-10,1	-28,2	-29,3	11,6	2,2	*
		0,60	55,2	-27,4	-18,8	7,4	-8,7	-51,9	-194,7	-25,3	-4,2	*
		0,80	55,2	-29,2	-20,7	5,9	-6,6	-49,5	-61,9	-21,5	-7,7	*
	15	0,40	55,2	-26,5	-18,4	9,3	-10,9	-27,1	-18,1	13,0	1,9	-7,5
		0,60	55,2	-26,7	-18,5	10,3	-8,8	-28,3	-26,3	10,7	0,7	172,2
		0,80	55,2	-26,9	-18,6	7,2	-8,6	-27,7	-5,6	12,4	0,8	*
	20	0,40	55,2	-26,3	-18,4	14,3	-9,2	-30,4	-19,0	8,0	-0,5	-9,3
		0,60	55,2	-26,5	-18,3	9,4	-10,8	-27,7	-20,0	12,1	3,3	-4,5
		0,80	55,2	-26,7	-18,5	10,1	-8,2	-28,1	-23,5	11,4	2,1	62,0
30	10	0,40	112,0	-41,3	-29,6	15,9	-15,5	-43,0	-43,1	20,8	2,1	*
		0,60	112,0	-41,9	-29,8	13,1	-14,9	-63,1	-236,8	-21,9	-5,0	*
		0,80	112,0	-44,1	-32,2	11,0	-11,4	-71,1	-86,9	-38,9	-12,2	*
	15	0,40	112,0	-40,8	-29,3	17,2	-15,6	-42,7	-27,7	21,2	0,4	-13,1
		0,60	112,0	-41,2	-29,5	18,1	-14,4	-42,8	-39,5	20,6	2,9	246,1
		0,80	112,0	-41,4	-29,6	12,1	-14,9	-42,0	-27,8	22,3	1,6	*
	20	0,40	112,0	-40,7	-29,4	25,7	-16,1	-42,0	-31,0	23,0	-2,9	-17,5
		0,60	112,0	-40,8	-29,3	16,3	-16,1	-42,0	-28,6	22,7	2,0	-10,9
		0,80	112,0	-41,1	-29,4	17,7	-14,3	-43,9	-29,4	19,6	1,9	80,7

Por fim, em relação às diferentes abordagens teóricas da distribuição dos esforços e deslocamentos horizontais (Figura 56), tendo como base de comparação os resultados obtidos pelo método de Vesic (1977), percebe-se que para a maioria dos valores máximos, o método da CSN 73 1004 gera resultados inferiores, exceto para a rotação, que geralmente é maior (vide Tabela 18). Verifica-se, ainda, que os resultados que não seguem este padrão de comportamento ocorreram para as estacas de 0,80 m de diâmetro. Nota-se, também, que quanto maior a dimensão da estaca, mais similares são os resultados gerados pelos métodos.

Quanto ao método de Pochman & Simek (1989), os resultados obtidos foram geralmente mais próximos aos de Vesic (1977) do que os da CSN 73 1004, com exceção das estacas de 0,80 m de diâmetro, cujas diferenças foram sempre maiores. Além disso, em todos os modelos de estacas analisados, os valores máximos obtidos pelo método de Pochman foram superiores para y,  $\theta$  e M e inferiores para  $k_h$  e p, comparativamente aos resultados do método de Vesic (1977).

Além disso, a diferença entre os valores máximos dos métodos se mostrou bastante padronizada, variando pouco com a dimensão da estaca; nesse sentido, a diferença percentual média foi de: -15,0% ( $k_h$ ), +12,2% (y), 7,9% ( $\theta$ ), -3,3% (p) e 3,4% (M). Finalmente, acerca dos valores mínimos, os resultados não apresentaram

padrão de variação notável; mas, de maneira geral, os de Pochman foram, em módulo, superiores aos de Vesic, com exceção da tensão normal lateral.



**Figura 56 – Comparação entre as abordagens teóricas para a distribuição dos esforços horizontais e deformações de estaca em argila dura ( $E_{\text{def}}=20\text{ MPa}$ ,  $L=15\text{ m}$  e  $d=0,60\text{ m}$ )**

**Tabela 18 – Comparação dos resultados obtidos pelos diferentes métodos de abordagem teórica para estacas em areia média (variação em relação ao método de Vesic)**

Método	L [m]	d [m]	Valores máximos					Valores mínimos				
			$k_n$ [%]	$y$ [%]	$\theta$ [%]	$p$ [%]	M	$y$ [%]	$\theta$ [%]	$p$ [%]	V [%]	M [%]
CSN	10	0,40	86,5	-35,5	-25,2	14,4	-12,4	-37,0	-27,3	17,1	2,0	42,0
		0,60	24,3	-14,4	-9,7	3,5	-4,3	-15,1	0,0	5,4	0,5	*
		0,80	-6,7	<b>5,3</b>	<b>3,6</b>	<b>-1,1</b>	<b>1,2</b>	14,0	36,4	6,5	1,2	*
	15	0,40	86,5	-35,2	-25,1	20,9	-11,8	-35,9	-27,9	19,4	4,5	-15,1
		0,60	24,3	-14,2	-9,6	4,8	-4,7	-15,9	-8,7	4,4	-0,2	7,2
		0,80	-6,7	<b>5,1</b>	<b>3,4</b>	<b>-1,0</b>	<b>1,7</b>	4,6	7,7	-1,9	-0,7	-35,9
	20	0,40	86,5	-35,2	-25,3	20,9	-16,9	-39,8	-26,1	12,4	6,2	-12,0
		0,60	24,3	-14,1	-9,7	6,6	-3,9	-16,5	-12,0	4,2	1,4	-6,3
		0,80	-6,7	<b>5,0</b>	<b>3,3</b>	<b>-1,5</b>	<b>1,6</b>	4,7	0,0	-2,7	0,3	0,0
Pochman	10	0,40	-15,0	12,2	7,9	-3,5	3,1	13,9	10,6	-3,3	0,3	-22,2
		0,60	-15,0	12,4	7,8	-2,6	3,5	13,2	-11,5	-3,2	0,6	*
		0,80	-15,0	13,0	8,4	-2,5	2,7	35,1	90,9	15,0	2,8	*
	15	0,40	-15,0	12,0	7,8	-3,9	2,9	14,1	7,4	-2,8	0,9	2,0
		0,60	-15,0	12,1	7,8	-3,5	3,4	12,1	8,7	-4,4	-0,8	-8,8
		0,80	-15,0	12,2	8,0	-2,3	3,9	10,8	15,4	-4,9	-0,9	-100,0
	20	0,40	-15,0	12,0	7,9	-4,8	4,3	10,8	10,1	-5,7	0,9	3,8
		0,60	-15,0	12,0	7,7	-3,1	2,8	12,8	4,0	-3,8	1,0	2,5
		0,80	-15,0	12,1	7,7	-3,4	3,7	12,5	0,0	-3,9	0,5	-2,0



## 5 CONCLUSÕES E ESTUDOS FUTUROS

### 5.1 CONCLUSÕES

Esta dissertação foi desenvolvida com o intuito de se realizar a análise computacional de estruturas de fundações profundas, em que foram levados em consideração diferentes tipos, estratigrafias e parâmetros mecânicos de solos, bem como variadas dimensões da estrutura.

A partir disso, foram propostos 14 modelos de estacas isoladas, escavadas e de concreto armado, em que foram realizadas análises da capacidade de carga axial, do assentamento e da distribuição de esforços e deformações horizontais por diferentes métodos de análise teórica. Verificou-se que essas análises são absolutamente independentes entre si, ou seja, o carregamento transversal não causa efeito sobre a capacidade de carga axial nem sobre o assentamento da estrutura e as recíprocas são igualmente verdadeiras.

Em relação à capacidade de carga axial pelo método da NAVFAC 7.2 DM, em solo composto por areia média, notou-se que quanto menor o diâmetro e maior o comprimento, mais há contribuição da resistência pela base e maior é a capacidade de carga por volume escavado. Além disso, o acréscimo do ângulo de atrito foi mais favorável ao aumento da resistência de ponta do que por atrito lateral.

Quanto a solo composto por areia média sobre areia densa, conclui-se que o aumento da espessura da camada de areia média levou à redução da tensão ao longo do fuste, à diminuição da capacidade de carga por volume, assim como ao aumento da contribuição da resistência pela base.

Em argila mole drenada, o acréscimo do ângulo de atrito resultou em aumentos similares de ambas as parcelas de resistência axial, sendo a resistência por atrito lateral sempre mais significativa. Em argila dura drenada, no entanto, o acréscimo do ângulo de atrito resultou aumento mais significativo da resistência de ponta. Em situação de necessidade de acréscimo da capacidade axial da fundação em solo de argila mole e de argila dura em condições drenadas, é sempre mais válido aumentar o comprimento do que o diâmetro da estaca, em termos de capacidade de carga por volume escavado.

Além disso, tanto em argila mole não drenada quanto em argila dura não drenada, o acréscimo da coesão resultou em aumentos lineares de ambas as parcelas de resistência axial. Notou-se que a variação do diâmetro, do comprimento e do coeficiente de impulso lateral não gerou qualquer efeito sobre a tensão ao longo do fuste nem sobre a tensão na ponta. Além disso, observou-se que a capacidade resistente da estaca se deu majoritariamente por atrito lateral. Por fim, em ambos os tipos de solo, quanto menores o diâmetro e o comprimento, mais eficiente é a estaca; ou seja, em situação de necessidade de acréscimo da capacidade resistente da fundação, a solução mais apropriada seria utilizar as menores dimensões possíveis e aumentar o número de estacas.

Em relação ao coeficiente de impulso lateral, em nenhum tipo de solo foi observada qualquer influência sobre a tensão de ponta, mas em areia média, argila mole drenada e argila dura drenada, notou-se crescimento da tensão cisalhante linearmente proporcional ao  $K$ ; enquanto que em solos argilosos não drenados, a variação deste parâmetro não gerou qualquer efeito sobre a resistência da fundação.

Acerca do assentamento de estacas pelo método de Poulos & Davis (1980), em todos os casos de estudo, não foi possível observar padrão de comportamento da variação da geometria nos resultados. Além disso, o acréscimo do coeficiente de impulso lateral fez aumentar linearmente a carga de mobilização lateral e seu respectivo assentamento, assim como o assentamento máximo da fundação.

Ainda, notou-se que em todos os casos, a carga de mobilização do atrito lateral e seu respectivo assentamento são ligeiramente maiores para estacas de ponta se comparada às flutuantes; percebeu-se que essa variação depende do comprimento e do diâmetro, porém não depende do ângulo de atrito nem da coesão do solo. Cabe ressaltar que o assentamento máximo de estacas flutuantes foi sempre o dobro do assentamento de mobilização do atrito lateral.

Quanto ao método de Masopust (1994), verificou-se que somente se considera como variável o módulo de elasticidade do solo para a estimativa do assentamento da fundação. Assim, não foram percebidas influências nos resultados devidas à variação do ângulo de atrito, coesão, coeficiente de impulso lateral, módulo de reação horizontal ou qualquer outro parâmetro do solo. O assentamento também não depende das condições de drenagem do solo.

Verificou-se graficamente que o assentamento cresce de maneira aproximadamente linear até atingir determinada carga, a partir da qual ocorre

aumento abrupto da deformação do solo. Assim, foi possível aproximar a curva carga-assentamento a duas retas tangentes, cuja interseção foi assumida como sendo a coordenada carga crítica vs. assentamento crítico ( $N_{cr};s_{cr}$ ). Além disso, verificou-se que a carga crítica é linearmente proporcional ao diâmetro e ao comprimento da estaca.

Ainda, notou-se que para estacas de mesmo diâmetro, as retas tangentes às respectivas curva carga-assentamento são aproximadamente paralelas umas às outras. Partindo deste pressuposto, percebe-se que a variação do comprimento das estacas acarreta translação das retas tangentes. Isto é, constatou-se que a inclinação da curva é principalmente dependente do diâmetro da estaca, enquanto que o comprimento influencia, sobretudo, na amplitude horizontal da curva.

Acerca da distribuição dos esforços e deslocamentos horizontais pelo método p-y, não foi notada qualquer interferência devida à alteração do ângulo de atrito, coesão, coeficiente de impulso lateral e condições de drenagem do solo. Percebeu-se que os resultados são mais dependentes do diâmetro que do comprimento da estaca e o formato das curvas de distribuição de esforços e deformações tende a ser semelhante para estacas de mesmo diâmetro, sendo que a variação do comprimento é percebida através de ligeira translação do gráfico.

Para solo composto por areia média segundo o método de Bowles (1997), notou-se que, independentemente do diâmetro, o aumento do comprimento da estaca implica, de modo geral, crescimento dos valores máximos da deflexão ( $y$ ), rotação ( $\theta$ ) e momento fletor ( $M$ ) e redução do módulo de reação horizontal ( $k_h$ ). Ainda, percebeu-se que, independentemente do comprimento, o aumento do diâmetro acarretou redução de todos os esforços e deslocamentos máximos, com exceção do momento fletor.

Quanto ao coeficiente de reação unitária, notou-se graficamente que a sua alteração implica pouca variação das cotas críticas e dos pontos de inflexão das curvas. Verificou-se também acréscimo dos valores máximos do módulo de reação horizontal e da tensão normal lateral e redução da deflexão, rotação e momento fletor. Ainda, percebeu-se que os valores da deflexão e tensão normal lateral os mais sensíveis à variação de  $k_h$ .

Em relação às diferentes abordagens teóricas, tomando como base de comparação os resultados obtidos pelo método de Bowles (1997), percebeu-se que para a maioria dos valores máximos e mínimos, o método da CSN 73 1004 gera

resultados inferiores, exceto para a tensão normal lateral. Quanto ao método de Matlock & Reese (1956), os resultados foram geralmente mais próximos aos do método de Bowles (1997) e as maiores disparidades foram percebidas para  $y$  e  $\theta$ .

Para solo de argila mole segundo o método de Bowles (1997), notou-se que, independentemente do diâmetro, o aumento do comprimento da estaca implicou crescimento dos valores máximos da deflexão, rotação e momento fletor e redução do módulo de reação e da tensão normal lateral. Ademais, percebeu-se que, independentemente do comprimento, o aumento do diâmetro da estaca acarretou redução de todos os esforços e deslocamentos máximos, exceto do momento fletor.

Em relação à alteração do coeficiente de reação unitária, constatou-se acréscimo dos valores máximos do módulo de reação horizontal e da tensão normal lateral e redução da deflexão, rotação e momento fletor. Percebeu-se que a variação percentual dos esforços e deslocamentos foi sempre inferior à metade da variação do próprio  $k_h$ , sendo os valores  $y$  e  $\theta$  os mais sensíveis a este parâmetro.

Por fim, para solo de argila dura pelo método de Vesic (1977), notou-se que, independentemente do diâmetro, o aumento do comprimento da estaca implicou acréscimo dos valores máximos da deflexão, rotação e momento fletor e redução da tensão normal lateral. Ainda, percebe-se que, independentemente do comprimento, o aumento do diâmetro da estaca implicou redução de todos os esforços e deslocamentos máximos, com exceção do momento fletor.

Quanto à alteração do módulo de deformabilidade do solo, notou-se graficamente considerável variação das cotas críticas e dos pontos de inflexão das curvas. Ademais, constatou-se que o aumento de  $E_{def}$  elevou os valores máximos do módulo de reação horizontal e da tensão normal lateral e reduziu a deflexão, rotação e momento fletor. Ainda, verificou-se que a variação percentual dos esforços e deslocamentos foi sempre inferior à metade da variação percentual do próprio módulo de deformabilidade, sendo  $y$  e  $\theta$  os mais sensíveis a este parâmetro.

Finalmente, tendo como base de comparação o método de Vesic (1977), percebeu-se que a maioria dos resultados gerados pelo método da CSN 73 1004 foram inferiores, exceto para a rotação; notou-se também que quanto maior a dimensão da estaca, mais similares são os resultados entre os métodos. Quanto ao método de Pochman & Simek (1989), os resultados foram geralmente mais próximos aos de Vesic (1977), cujas diferenças se mostraram bastante padronizadas em todos os casos e foram geralmente superiores para  $y$ ,  $\theta$  e  $M$  e inferiores para  $k_h$  e  $p$ .

## 5.2 ESTUDOS FUTUROS

Recomenda-se para estudos futuros a análise da distribuição dos esforços e deslocamentos de grupos de estacas submetidas a esforço transversal, com diferentes condições de fronteira e espaçamento entre estacas. Ademais, é interessante averiguar a influência da variação de intensidade da carga horizontal na distribuição de esforços e deslocamentos da fundação. Ainda, indica-se a utilização modelos de estudo com solos mistos, compostos por areia e argila simultaneamente.

Além disso, indica-se a comparação dos resultados deste estudo com modelos computacionais desenvolvidos através de outros programas de análise, a fim de se verificar se há convergência entre eles. Além do mais, seria de grande valia a comparação dos resultados obtidos através dos modelos computacionais a casos práticos, com o intuito de se validar os métodos usados como base teórica.

Outrossim, é importante verificar a influência do efeito do acréscimo da coesão com a profundidade na distribuição dos esforços e deslocamentos horizontais de estacas em solos argilosos. Também, sugere-se a análise econômica da execução de fundações por estacas, com o objetivo de se verificar de fato qual a solução mais apropriada quando há necessidade de acréscimo de resistência da fundação.

Por fim, através dos resultados objetivos neste estudo, destaca-se a possibilidade da elaboração de ábacos adimensionais, relacionando, por exemplo, os esforços horizontais máximos à carga horizontal aplicada, às características geométricas da estaca e aos parâmetros mecânicos do solo.

## REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, G. C. P. **Caracterização Física e Classificação dos Solos**. Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora (MG), 2005.
- ALVES, L. M. **Método dos Elementos Finitos**. Universidade Federal do Paraná, Curitiba (PR), 2007.
- AZEVEDO, A. F. **Método dos Elementos Finitos**. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (Portugal), 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6502: Rochas e Solos: Terminologia**. Rio de Janeiro (RJ), 1995.
- BARROS, M. **Fundações**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo (SP), 2003.
- BOWLES, J. E. **Foundation Analysis and Design**. 5<sup>th</sup> ed. McGraw-Hill International Editions, Singapura, 1996.
- BUDHU, M. **Fundações e Estruturas de Contenção**. LTC, Rio de Janeiro, 2013.
- BUSTAMENTE, M. & GIANESELLI, L. **Pile Bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT**. European Symposium on Penetration Testing, Amsterdã (Holanda), 1982.
- CABETTE, J. F. **Análise dos métodos semi-empíricos utilizados para a estimativa da capacidade de carga de estacas pré-fabricadas com base em resultados de ensaios de carregamento dinâmico**. 2014. 161 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Paulo (SP), 2014.
- CANCIAN, M. A. **Influência do teor de umidade, porosidade e do tempo de aplicação na mistura solo-cimento para pavimento rodoviário de um solo da bacia do Paraná**. Universidade Estadual de Londrina, Londrina (PR), 2013.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 7<sup>a</sup> ed., vol. 1. LTC, Rio de Janeiro (RJ), 2015.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 7<sup>a</sup> ed., vol. 2. LTC, Rio de Janeiro (RJ), 2015.
- CINTRA, J. C. A. & AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. Oficina de Textos, São Paulo (SP), 2010.
- DÉCOURT, L., ALBIERO, J. H., CINTRA, J. C. A. **Fundações Teoria e Prática: Análise e Projeto de Fundações Profundas**, 2<sup>a</sup> ed. Editora Pini, São Paulo (SP), 1998.

FERNANDES, M. M. **Mecânica dos Solos: Conceitos e Princípios Fundamentais**, 3ª ed., vol. 1. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto (Portugal), 2012.

GERSCOVICH, D. M. S. **Recalques em Solos Argilosos**. Universidade do Estado do Rio de Janeiro Faculdade de Engenharia Departamento de Estruturas e Fundações, 2016.

GONÇALVES, C.; BERNARDES, G.P. DE; NEVES, L.F.S. **Estacas pré-fabricadas de concreto: teoria e prática**. São Paulo (SP), Oficina de Textos, 2007.

HACHICH, W. *et al.* **Fundações: Teoria e Prática**, 2ª ed. Editora Pini, São Paulo (SP), 1998.

LOTTI, R. S. *et al.* **Aplicabilidade científica do método dos elementos finitos**, 2006. Disponível em: <<http://www.scielo.br/pdf/dpress/v11n2/a06v11n2>> Acesso em: 25 maio 2018.

MARANGON, M. **Capacidade de Carga dos Solos**, 2013. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/09-MS-Unidade-07-Capacidade-de-Carga-2013.pdf>> Acesso em: 26 junho 2018.

MELHADO *et al.* **Fundações**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo (SP), 2002.

MURTHY, V. N. S. **Geotechnical Engineering – Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering**. Marcel Dekker, Nova Iorque (EUA), 2002.

NAVAL FACILITIES ENGINEERING COMAND – NAVFAC. **Foundations and Earth Structures: Design Manual 7.02**. NAVFAC Publications Transmittal, Alexandria/VA (Estados Unidos), 1986.

NEVES, I. C. **Princípio dos Trabalhos Virtuais**. Instituto Superior Técnico, Lisboa (Portugal), 2002.

PEREIRA, O. J. B. A. **Utilização de Elementos Finitos de Equilíbrio em Refinamento Adaptativo**. Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa (Portugal), 1996.

POULOS, H. G. & DAVIS, E. H. **Pile Foundation Analysis and Design**. Rainbow-Bridge Book Co., Sydney (Australia), 1980.

POTTS, D. M. & ZDRAVKOVIC, L. **Finite element analysis in geotechnical engineering – application**. Thomas Telford Ltda. Londres (Reino Unido), 2002.

PRAKASH, S. & SHARMA, H. D. **Pile Foundations in Engineering Practice**. Wiley-Interscience Publication, Nova Iorque (Estados Unidos da América), 1989.

PRUNUNCIATI, P. L., GARCIA, J. R. & RODRIGUEZ, T. G. Recalques em fundações profundas – análise em estacas hélice contínua. **Revista Eletrônica de Engenharia Civil (REEC)**, v. 14, n. 1, p. 112-123, jan. 2018. Disponível em: <[https://www.revistas.ufg.br/reec/article/download/47915/pdf\\_1](https://www.revistas.ufg.br/reec/article/download/47915/pdf_1)>. Acesso em: 3 out. 2018.

REBELLO, Y. C. P. **Fundações**: Guia Prático de Projeto, Execução e Dimensionamento. Zigurate Editora, São Paulo (SP), 2008.

RUIGROK, J. A. T. **Laterally Loaded Piles** - Models and Measurements. Faculdade de Engenharia Civil e Geociência da Universidade Técnica de Delft, Delft (Países Baixos), 2010.

SANTOS, J. **Estacas sob acções verticais Importância do controlo de qualidade**. Instituto Superior Técnico, Lisboa (Portugal), 2002.

SORIANO, H. L. **Método dos Elementos Finitos em Análise de Estruturas**. Editora da Universidade de São Paulo, São Paulo (SP), 2003.

VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**. McGraw-Hill do Brasil, São Paulo (SP), 1977.

VELLOSO, D.A. & LOPES, F. R. **Fundações**: critérios de projeto, investigações do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. Oficina de Textos, São Paulo (SP), 2010.



## ANEXO A – Ábacos e fórmulas para a estimativa do assentamento de estacas

### A.1 Estimativa do assentamento de estacas isoladas (Poulos & Davis, 1980)

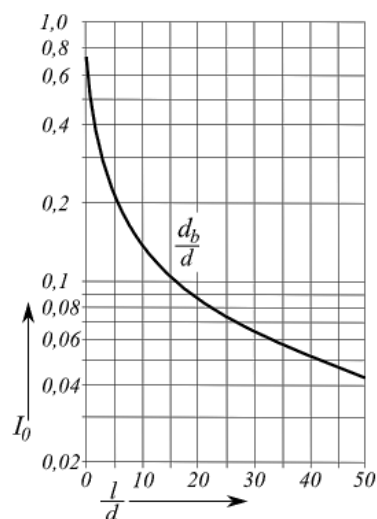


Figura A.1 – Fator de influência do assentamento para estaca incompressível ( $I_0$ )  
 Fonte: <https://www.finesoftware.eu/help/geo5/en/basic-settlement-influence-factor-io-01/>

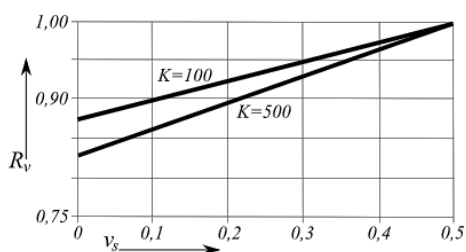


Figura A.2 – Fator de correção do coeficiente de Poisson ( $R_v$ )  
 Fonte: <https://www.finesoftware.com.br/ajuda-online/geo5/pt/fator-de-correcao-para-o-coeficiente-de-poisson-do-solo-rv-01/>

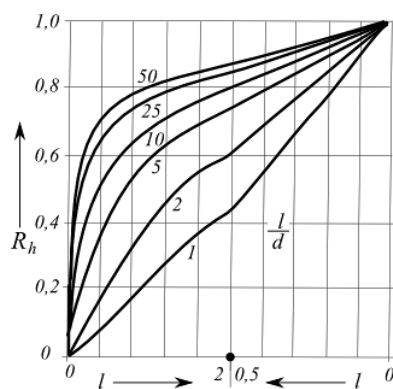


Figura A.3 – Fator de correção da espessura finita da camada de solo da base ( $R_h$ )  
 Fonte: <https://www.finesoftware.eu/help/geo5/en/correction-factor-for-finite-depth-of-layer-on-a-rigid-base-rh-01/>

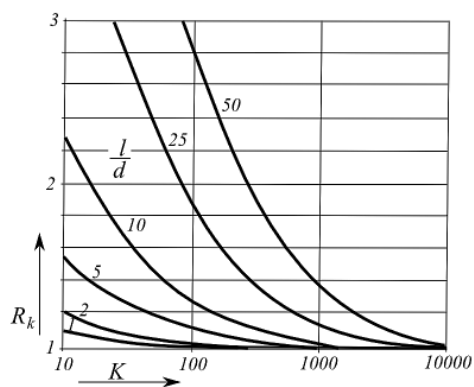


Figura A.4 – Fator de correção da compressibilidade real da estaca ( $R_k$ )

Fonte: <https://www.finesoftware.eu/help/geo5/en/correction-factor-for-pile-compressibility-rk-01/>

$$K = \frac{E_p R_A}{E_s}; \quad R_A = \frac{A_p}{A_{fuste}} \quad (\text{A. 1})$$

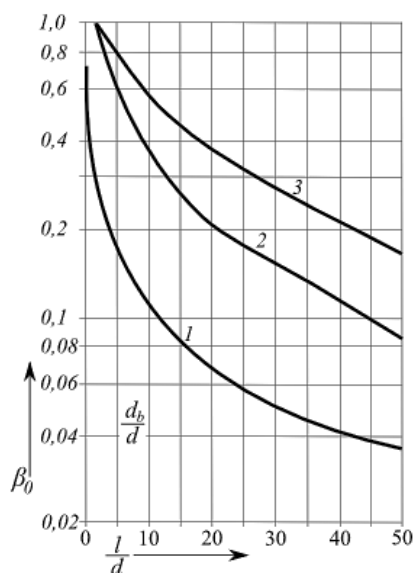


Figura A.5 – Proporção base-carga para estaca incompressível ( $\beta_0$ )

Fonte: <https://www.finesoftware.com.br/ajuda-online/geo5/pt/proporcao-base-carga-para-estacas-incompressiveis-beta0-01/>

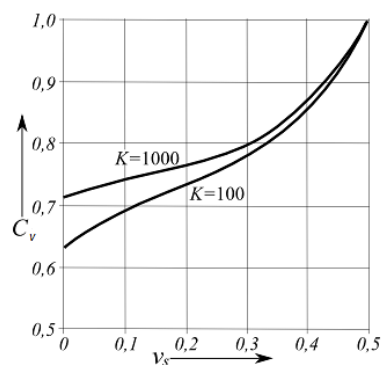


Figura A.6 – Fator de correção do coeficiente de Poisson do solo ( $C_v$ )

Fonte: <https://www.finesoftware.com.br/ajuda-online/geo5/pt/fator-de-correcao-para-o-coeficiente-de-poisson-do-solo-cv-01/>

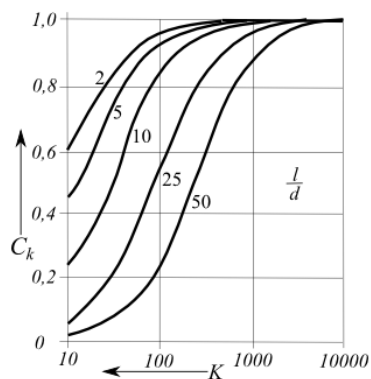


Figura A.7 – Fator de correção da compressibilidade da estaca ( $C_k$ )

Fonte: <https://www.finesoftware.com.br/ajuda-online/geo5/pt/assentamento-de-estacas-de-acordo-com-poulos-01/>

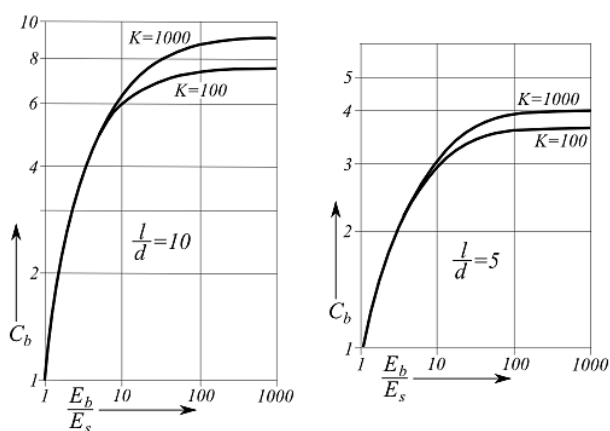


Figura A.8 – Fator de correção da rigidez do estrato de suporte ( $C_b$ )

Fonte: <https://www.finesoftware.com.br/ajuda-online/geo5/pt/fator-de-correcao-para-a-rigidez-do-estrato-de-suporte-cb-01/>

## A.2 Estimativa do assentamento de grupos de estacas (Poulos & Davis, 1980)

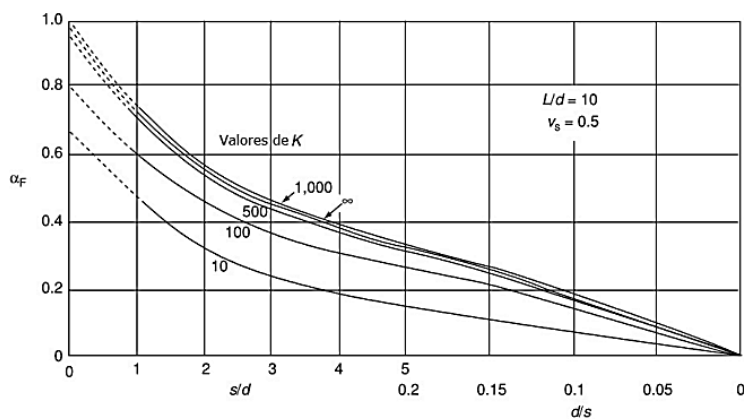


Figura A.9 – Fator de interação vs. espaçamento relativo,  $L/d=10$ ,  $\nu_s=0,5$

Fonte: [https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/18739/18739\\_3.PDF](https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/18739/18739_3.PDF)

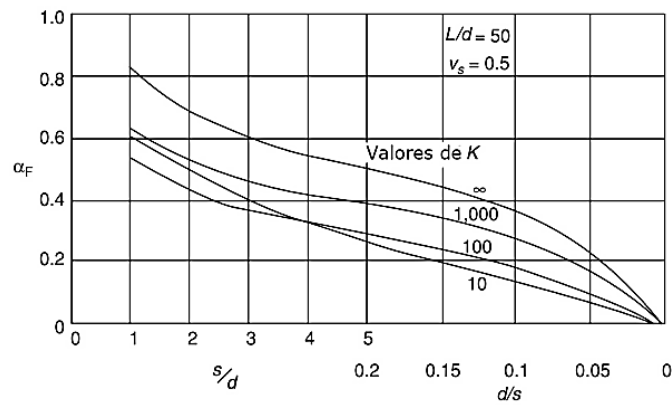


Figura A.10 – Fator de interação vs. espaçamento relativo,  $L/d=25$ ,  $\theta=0,5$   
 Fonte: [https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/18739/18739\\_3.PDF](https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/18739/18739_3.PDF)

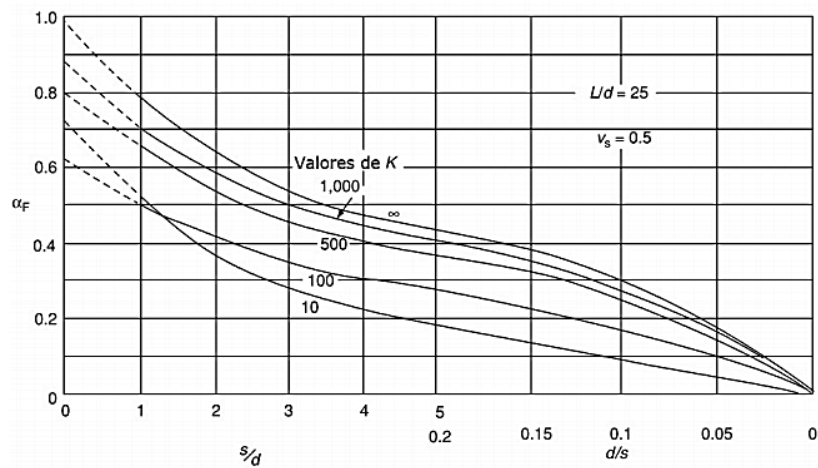


Figura A.11 – Fator de interação vs. espaçamento relativo,  $L/d=50$   
 Fonte: [https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/18739/18739\\_3.PDF](https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/18739/18739_3.PDF)

## ANEXO B – Procedimentos de cálculo e comparação dos métodos de análise da distribuição de esforços horizontais

B.1 Diagramas de esforços e formulações teóricas para a estimativa da capacidade de carga de estacas solicitadas transversalmente pelo método de Broms (1964)

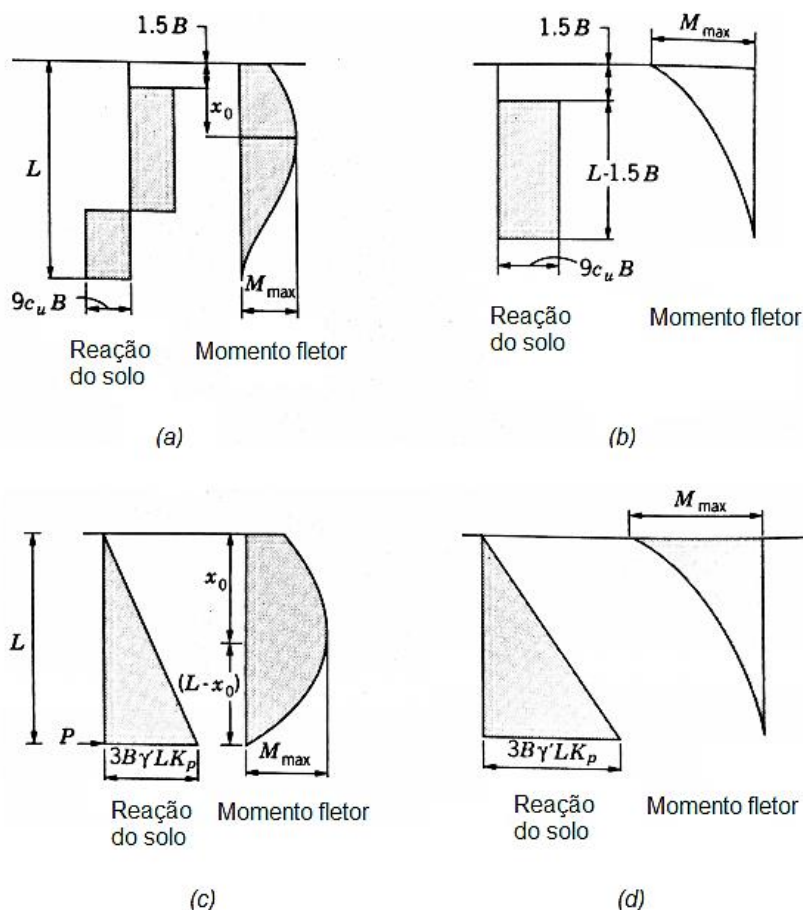


Figura B.1 – Diagrama da reação do lateral solo e do momento fletor de estacas curtas carregadas horizontalmente.

Solos coesivos: (a) cabeça livre e (b) cabeça fixa. Solos não coesivos: (c) cabeça livre e (d) cabeça fixa

Fonte: Prakash & Sharma, 1989. Figura 6.4 (*apud* Broms, 1964)

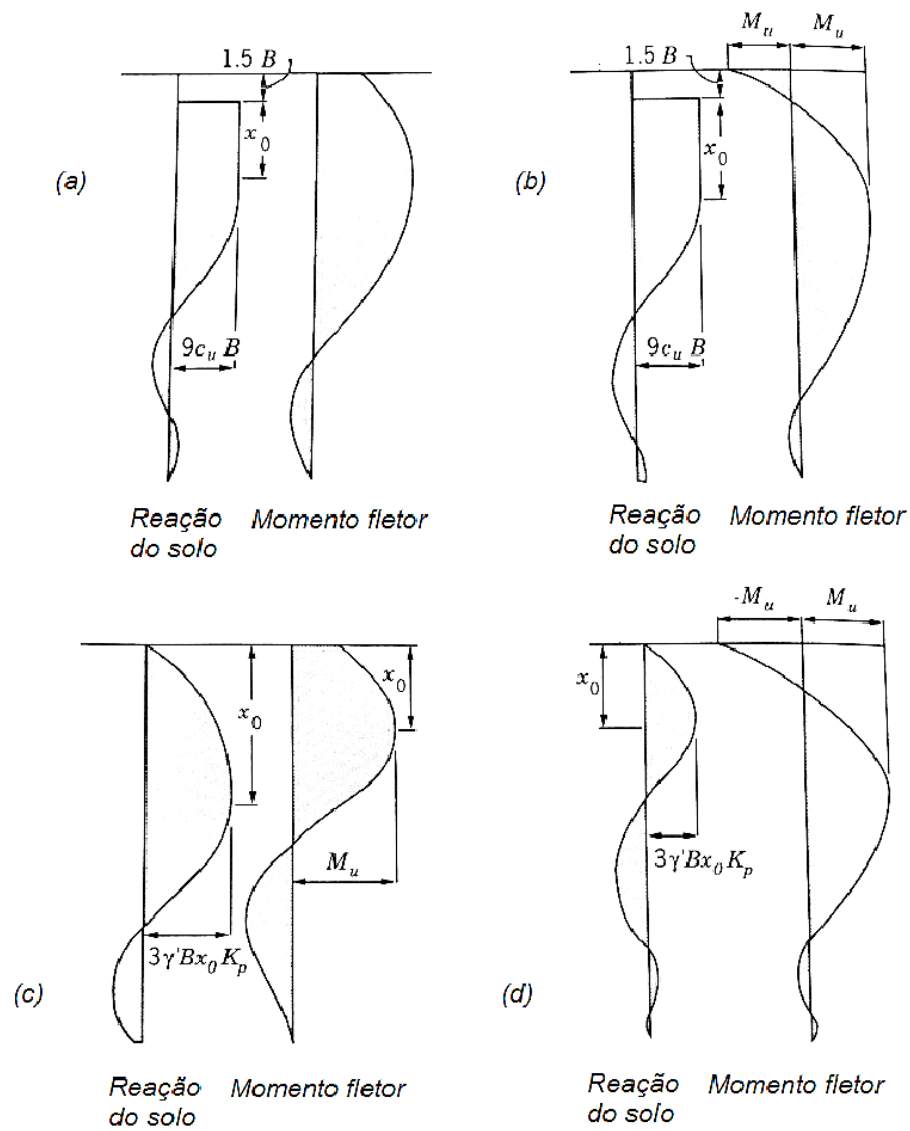


Figura B.2 – Diagramas da reação lateral do solo e do momento fletor de estacas longas carregadas horizontalmente. Solos coesivos: (a) cabeça livre e (b) cabeça fixa; Solos não coesivos: (c) cabeça livre e (d): cabeça fixa  
 Fonte: Prakash & Sharma, 1989. Figura 6.5 (*apud* Broms, 1964)

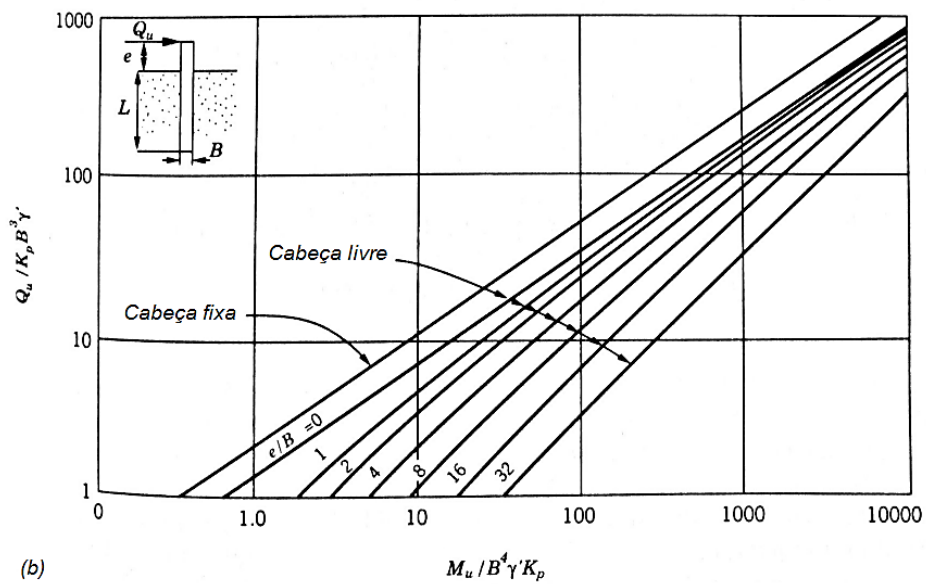
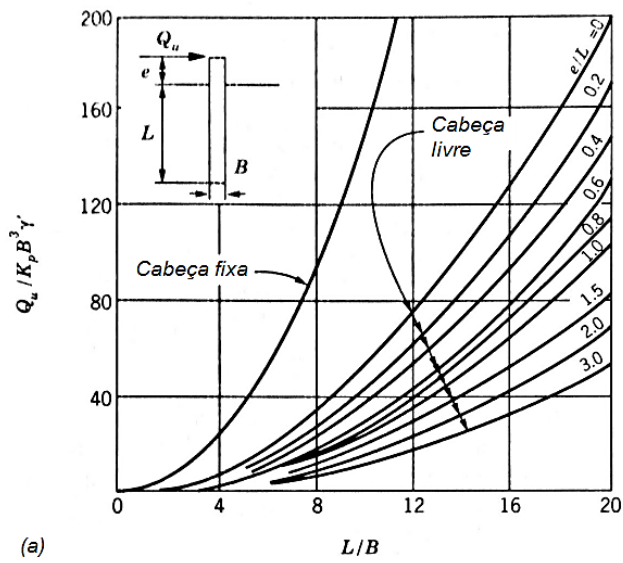


Figura B.3 – Ábacos para a estimativa da capacidade de carga última em solos coesivos: (a) estacas curtas (b) estacas longas.

Fonte: Prakash & Sharma, 1989. Figura 6.28 (*apud* Broms, 1964)

**Quadro B.1 – Formulações de Broms (1964) para a capacidade resistente lateral, conforme as características do solo e da estaca**

Solo	Tipo de Estaca	Condição de Fronteira	$Q_u$ [kN]	$x_0$ [m]	$M_{m\acute{a}x}$ [kNm]	$p$ [kN/m]
Arenoso	Curta	Livre	$\frac{0,5\gamma'L^3BK_p}{e + L'}$	$0,82 \left( \frac{Q_u}{\gamma'BK_p} \right)^{0,5}$	$Q_u(e + 1,5x_0)$	$3\gamma'x_0BK_p$
		Engastada	$1,5 \gamma'L^2BK_p$	-	$\gamma'L^3BK_p$	$3\gamma'L BK_p$
	Longa	Livre	$\frac{M_u}{e + 0,54 \left( \frac{Q_u}{\gamma'BK_p} \right)^{0,5}}$	$0,82 \left( \frac{Q_u}{\gamma'BK_p} \right)^{0,5}$	$Q_u(e + 0,67x_0)$	$3\gamma'x_0BK_p$
		Engastada	$\frac{2M_u}{e + 0,67x_0}$			
Argiloso	Curta	Livre	Figura B.3a	$\frac{Q_u}{9c_uB}$	- Acima do subsolo: $Q_u(e + 1,5B + 0,5x_0)$ - Abaixo do subsolo: $2,25Bc_u(L' - x_0)^2$	$9c_uB$
		Engastada	$9c_uB(L' - 1,5B)$	-	$4,5Bc_u(L'^2 - 2,25B^2)$	
	Longa	Livre	Figura B.3b	$\frac{Q_u}{9c_uB}$	- Acima do subsolo: $Q_u(e + 1,5B + 0,5x_0)$ - Abaixo do subsolo: $2,25Bc_u(L' - x_0)^2$	
		Engastada	$\frac{2M_u}{1,5B + 0,5x_0}$			

Fonte: Prakash & Sharma, 1989 (apud Broms, 1964)

$p$ : reação do subsolo por unidade de comprimento da estaca  
 $K_p$ : coeficiente de empuxo passivo de Rankine

$Q_u$ : capacidade de carga lateral última  
 $M_u$ : momento fletor resistente último

$x_0$ : profundidade onde ocorre o  $M_{m\acute{a}x}$   
 $e$ : extensão da estaca acima do solo

$$M_u = Zf_b = \frac{2I_p}{B} f_b \text{ (seção retangular)} \quad (\text{B.1})$$

$f_b$ : tensão admissível =  $0,6f_{yk}$  (aço) ou  $0,85f_{cd}$  (concreto)



## B.2 Comparação entre os métodos de análise da distribuição dos esforços horizontais

**Quadro B.2 – Resumo comparativo dos métodos de análise de esforços horizontais**

Modelo	Blum	Brinch Hansen	Broms	CLM	Metlock & Reese	P-Y
Ano	1932	1961	1965	1994	1962	1940 -
Validação	✓	✓	✓	✓	×	✓
Uso prático	✓	×	✓		×	✓
<b>MODELO TEÓRICO</b>						
Carga de utilização	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Carga de serviço	×	×	✓	✓	✓	✓
Baseado em testes	×	×	×	×	×	✓
Baseado em método analítico	✓	✓	✓	×	×	✓
Baseado em análise p-y	×	×	×	✓	✓	-
<b>SOLO</b>						
Argila	×	✓	✓	✓	✓	✓
Areia	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Estratificado	×	✓	×	✓	×	✓
Não linear	×	×	×	✓	✓	✓
Influência do tempo	×	×	×	×	×	✓
<b>CARREGAMENTO</b>						
Horizontal	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Momento	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Axial	×	×	×	×	×	✓
Cíclico	×	×	×	×	×	✓
<b>ESTACA</b>						
Rigidez dependente do momento	×	×	×	✓	✓	✓
Rigidez varia com a profundidade	×	×	×	×	×	✓

Fonte: Ruigrok, 2010. Apêndice A, Cap. 9.

## B.3 Procedimento para a determinação das curvas p-y em solos não coesivos segundo Prakash & Sharma (1989, *apud* Cox et al. 1971)

a) Executar ensaios laboratoriais para se determinar o ângulo de atrito interno ( $\phi$ ) e o peso específico do solo ( $\gamma$ ) a ser estudado;

b) Calcular os seguintes parâmetros:

$$\alpha = 0,5\phi \quad (\text{B. 2})$$

$$\beta = 45 + \alpha \quad (\text{B. 3})$$

$$K_0 = 0,4 \quad (\text{B. 4})$$

$$K_A = \tan^2(45 - \alpha) \quad (\text{B. 5})$$

$$p_{cr} = \gamma x \left[ \frac{K_0 x \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (B + x \tan \alpha \tan \beta) + K_0 x \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - K_A B \right] \quad (B.6)$$

$$p_{cd} = K_A B \gamma x (\tan^2 \beta - 1) + K_0 B \gamma x \tan \phi \tan^4 \beta \quad (B.7)$$

$p_{cr}$  é aplicado para cotas entre o nível do solo e a profundidade crítica;

$p_{cd}$  é aplicado para cotas abaixo da profundidade crítica;

A profundidade crítica ( $x_r$ ) é obtida pelo ponto de interseção entre as curvas  $P_{cr}$  e  $P_{cd}$  (Figura B.4).

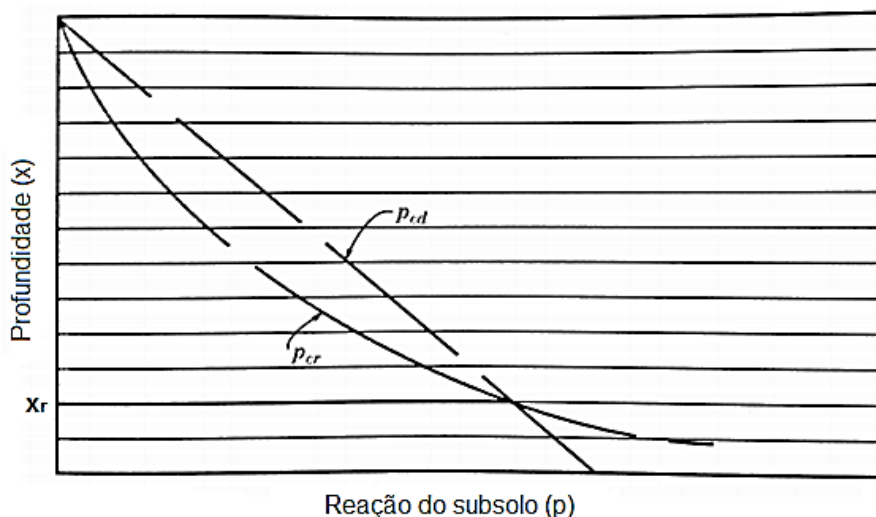


Figura B.4 – Profundidade crítica ( $x_r$ )

Fonte: Prakash & Sharma, 1989. Figura 6.14 (adaptada)

- c) Selecionar um ponto qualquer da estaca e aplicar as equações seguintes, de acordo com a localização deste ponto acima ( $p_c = p_{cr}$ ) ou abaixo ( $p_c = p_{cd}$ ) da profundidade crítica:

$$p_m = B_1 p_c \quad (B.8)$$

$$n = \frac{p_m}{m y_m} \quad (B.13)$$

$$y_m = \frac{B}{60} \quad (B.9)$$

$$C = \frac{p_m}{(y_m)^{1/n}} \quad (B.14)$$

$$p_u = A_1 p_c \quad (B.10)$$

$$y_k = \left( \frac{C}{n_h x} \right)^{n/(n-1)} \quad (B.15)$$

$$y_u = \frac{3B}{60} \quad (B.11)$$

$$p = C y^{1/n} \quad (B.16)$$

$$m = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m} \quad (B.12)$$

$$p_k = C y_k^{1/n} \quad (B.17)$$

- d) Plotar no gráfico  $p$ - $y$  as coordenadas  $k(p_k; y_k)$ ,  $m(p_m; y_m)$  e  $u(p_u; y_u)$ ; traçar uma reta da origem ao ponto  $k$ ; traçar uma parábola entre pontos  $k$  e  $m$  usando a Equação B.6. Por fim, ligar uma reta entre os pontos  $m$  e  $u$ , conforme demonstrado na Figura B.5;

e) Repetir os procedimentos de (a) a (d) para diferentes profundidades.

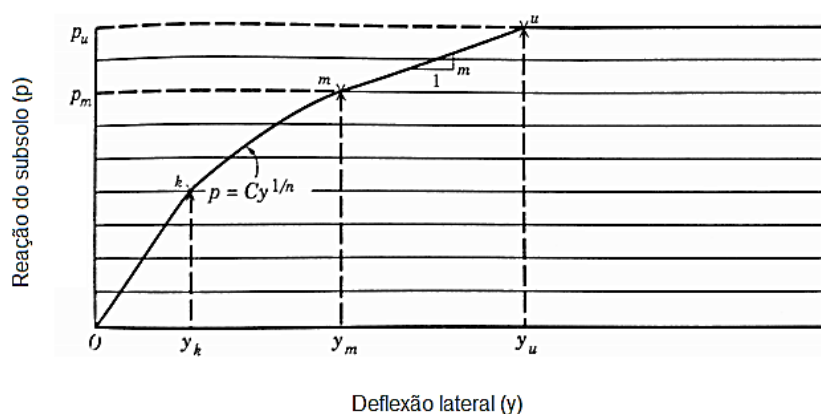


Figura B.5 – Curva p-y

Fonte: Prakash & Sharma, 1989. Figura 6.14 (adaptada)

Quadro B.3 – Valores típicos dos coeficientes A1 e B1

x/B	A1	B1
0	2,85	2,18
1	2,10	1,56
2	1,50	1,04
3	1,05	0,75
4	0,90	0,53
>5	0,88	0,50

Fonte: Prakash & Sharma, 1989. Tabela 6.5 (adaptada)

B.4 Procedimento para a determinação das curvas p-y em argilas moles a rijas, de acordo com Prakash & Sharma (1989, *apud* Matlock & Reese 1970).

- Executar ensaios laboratoriais para se determinar a coesão não drenada ( $c_u$ ) e o peso específico do solo ( $\gamma$ ) a ser estudado;
- Calcular os seguintes parâmetros:

$$x_r = \frac{6B}{\frac{\gamma B}{c_u} + J} \quad (\text{B.18})$$

$$N_c = 3 + \frac{\gamma x}{c_u} + \frac{Jx}{B} \quad \text{para } x < x_r \quad (\text{B.19}) \quad N_c = 9 \quad \text{para } x \geq x_r \quad (\text{B.20})$$

J: fator empírico. J=0,5 (argila mole); J=0,25 (argila dura).

- c) Calcular a resistência última do solo por comprimento de estaca ( $p_u$ ) e a deflexão ( $y_c$ ), em que  $\epsilon_c$  é a deformação da amostra de argila não drenada resultante da tensão máxima do ensaio triaxial.

$$p_u = c_u N_c B \quad (\text{B. 20})$$

$$y_c = 2,5\epsilon_c B \quad (\text{B. 21})$$

Na ausência do ensaio triaxial:  $\epsilon_c=0,005$  (argila frágil ou ativa);  $\epsilon_c=0,02$  (argila não consolidada);  $\epsilon_c=0,01$  (argila normalmente consolidada).

- d) A curva p-y é definida por (Figura B.6):

$$p = 0,5p_u \left(\frac{y}{y_c}\right)^{1/3} \quad (\text{B. 22})$$

- e) Repetir os procedimentos de (a) a (d) para diferentes profundidades.

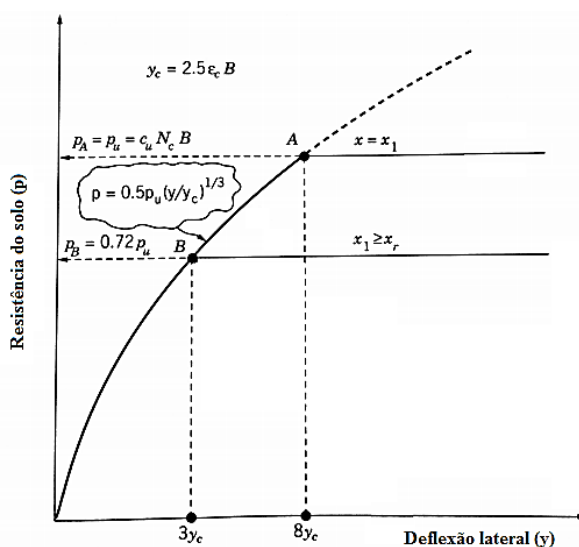


Figura B.6 – Curva p-y para argila mole à rija  
Fonte: Prakash & Sharma, 1989. Figura 6.30 (adaptada)

B.5 Procedimento para a determinação das curvas p-y em argilas duras, de acordo com Prakash & Sharma (1989, *apud* Matlock & Reese 1970).

- a) Obter a relação média mais aproximada possível para a variação da coesão não drenada ( $c_u$ ) e do peso específico efetivo do solo ( $\gamma'$ ) com a profundidade;

b) A resistência última do solo por unidade de comprimento da estaca é dada pelo menor entre os dois valores obtidos pelas seguintes expressões:

$$p_u = \left( 3 + \frac{\gamma'x}{c_u} + \frac{x}{2B} \right) c_u B \quad (\text{B. 23})$$

$$p_u = 9c_u B \quad (\text{B. 24})$$

c) Calcular a deflexão resultante da mobilização da metade da resistência última:

$$y_{50} = 2,5B\varepsilon_{50} \quad (\text{B. 25})$$

d) A curva p-y é definida por:

$$p = 0,5p_u \left( \frac{y}{y_{50}} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (\text{B. 26})$$

$$p = p_u \quad (\text{para } y > 16y_{50}) \quad (\text{B. 27})$$

e) Repetir os procedimentos de (a) a (d) para diferentes profundidades

**B.6 Procedimento para a determinação das curvas p-y em argilas duras sobreconsolidadas (Prakash & Sharma, 1989 *apud* Bhushan *et al.*, 1979)**

Argilas duras sobreconsolidadas apresentam módulo de reação do solo constante com a profundidade. O procedimento para se determinar as curvas p-y deste tipo de solo é o mesmo que o de argilas duras, mas  $p_u$ ,  $y_{50}$  e  $p$  são dados pelas seguintes expressões:

$$p_u = \left( 3 + \frac{\gamma'x}{c_u} + \frac{2x}{B} \right) c_u B \quad (\text{B. 28})$$

$$y_{50} = 2B\varepsilon_{50} \quad (\text{B. 29})$$

$$p = \frac{0,5}{p_u \sqrt{\left( \frac{y}{y_{50}} \right)}} \quad (\text{B. 30})$$

B.7 Ábacos usados na determinação da distribuição dos esforços horizontais em estacas com a cabeça engastada em solos arenosos (Matlock & Reese, 1956)

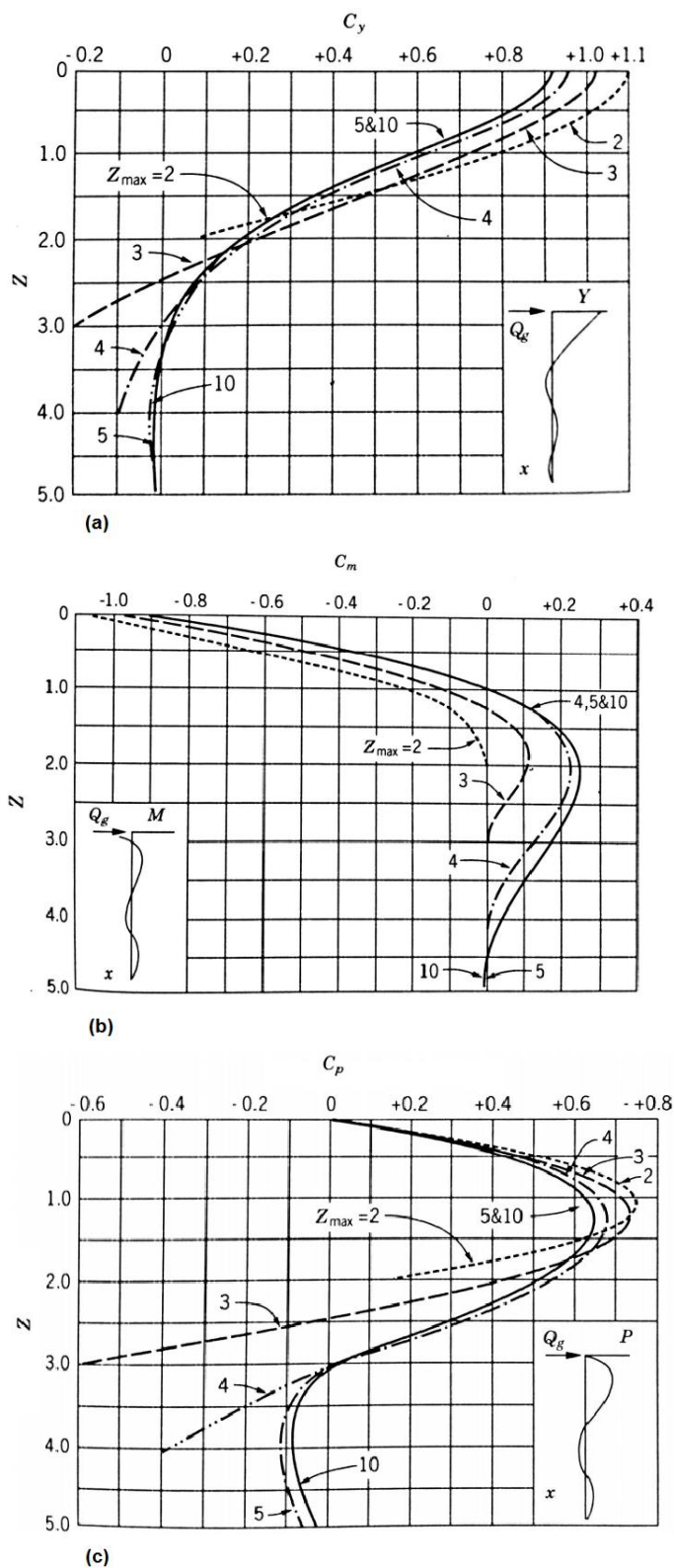


Figura B.7 – Coeficientes usados na estimativa dos esforços horizontais de estacas engastadas em solos arenosos  
 Fonte: Prakash & Sharma, 1989 (apud Matlock & Reese, 1961). Tabelas 6.3 e 6.4 (adaptadas)

B.8 Ábacos usados na determinação da distribuição dos esforços horizontais em estacas com a cabeça livre em solos argilosos (Matlock & Reese, 1956)

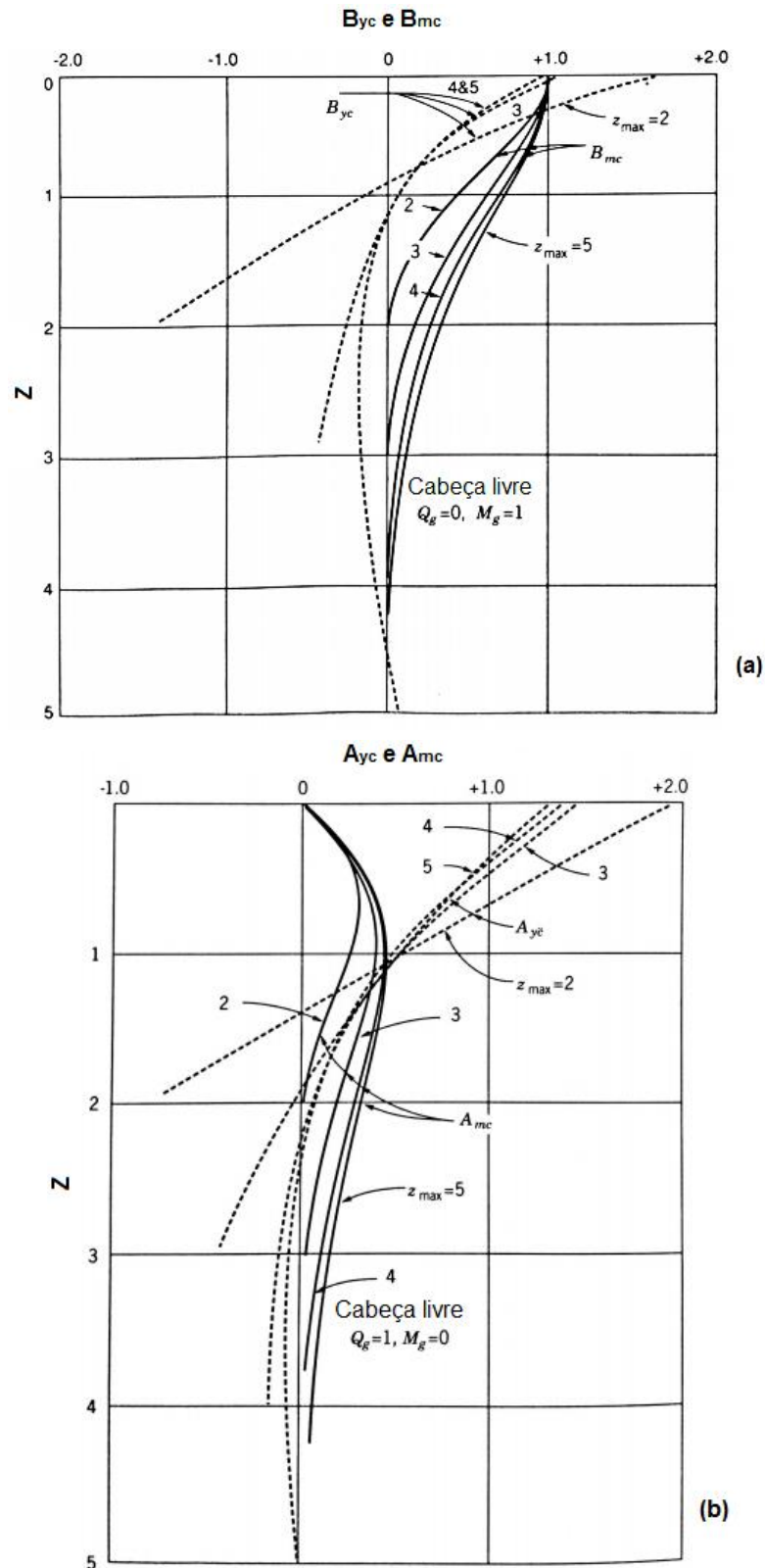


Figura B.8 – Coeficientes usados na estimativa dos esforços horizontais de estacas livres em solos argilosos

Fonte: Prakash & Sharma, 1989. Figura 6.29.

## ANEXO C – Tabelas de resultados da capacidade carga axial de estacas

Tabela C.1 – Capacidade de carga axial de estacas em solo de areia média sobre areia densa com estratigrafia variável

L <sub>1</sub> /L <sub>2</sub> -	L [m]	d [m]	R <sub>s</sub> [kN]	q <sub>s</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	R <sub>b</sub> [kN]	q <sub>b</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	R <sub>c</sub> [kN]	R <sub>c</sub> /V [kN/m <sup>3</sup> ]	R <sub>s</sub> /R <sub>c</sub> [%]	R <sub>b</sub> /R <sub>c</sub> [%]
0,33	10	0,40	195,37	15,5	987,03		1.182,40	940,9	16,5	83,5
		0,60	415,99	22,1	2.220,82	7.855	2.636,81	932,6	15,8	84,2
		0,80	697,61	27,8	3.948,13		4.645,74	924,2	15,0	85,0
	15	0,40	320,55	17,0	1.521,67		1.842,22	977,3	17,4	82,6
		0,60	697,65	24,7	3.423,76	12.109	4.121,41	971,8	16,9	83,1
		0,80	1.198,33	31,8	6.086,69		7.285,02	966,2	16,4	83,6
	20	0,40	445,73	17,7	2.056,32		2.502,05	995,5	17,8	82,2
		0,60	979,30	26,0	4.626,71	16.364	5.606,01	991,4	17,5	82,5
		0,80	1.699,05	33,8	8.225,26		9.924,31	987,2	17,1	82,9
0,50	10	0,40	184,00	14,6	959,56		1.143,56	910,0	16,1	83,9
		0,60	390,42	20,7	2.159,01	7.636	2.549,43	901,7	15,3	84,7
		0,80	652,16	25,9	3.838,24		4.490,40	893,3	14,5	85,5
	15	0,40	309,18	16,4	1.494,20		1.803,38	956,7	17,1	82,9
		0,60	672,08	23,8	3.361,95	11.890	4.034,03	951,2	16,7	83,3
		0,80	1.152,87	30,6	5.976,80		7.129,67	945,6	16,2	83,8
	20	0,40	434,36	17,3	2.028,84		2.463,20	980,1	17,6	82,4
		0,60	953,73	25,3	4.564,90	16.145	5.518,63	975,9	17,3	82,7
		0,80	1.653,59	32,9	8.115,37		9.768,96	971,7	16,9	83,1
1,00	10	0,40	161,34	12,8	904,78		1.066,12	848,4	15,1	84,9
		0,60	339,44	18,0	2.035,75	7.200	2.375,19	840,1	14,3	85,7
		0,80	561,51	22,3	3.619,11		4.180,62	831,7	13,4	86,6
	15	0,40	286,52	15,2	1.439,42		1.725,94	915,6	16,6	83,4
		0,60	621,09	22,0	3.238,70	11.455	3.859,79	910,1	16,1	83,9
		0,80	1.062,23	28,2	5.757,68		6.819,91	904,5	15,6	84,4
	20	0,40	411,70	16,4	1.974,06		2.385,76	949,3	17,3	82,7
		0,60	902,75	23,9	4.441,64	15.709	5.344,39	945,1	16,9	83,1
		0,80	1.562,95	31,1	7.896,25		9.459,20	940,9	16,5	83,5
2,00	10	0,40	161,34	12,8	314,16		475,50	378,4	33,9	66,1
		0,60	339,44	18,0	706,86	2.500	1.046,30	370,1	32,4	67,6
		0,80	561,51	22,3	1.256,64		1.818,15	361,7	30,9	69,1
	15	0,40	263,86	14,0	1.384,64		1.648,50	874,6	16,0	84,0
		0,60	570,11	20,2	3.115,44	11.019	3.685,55	869,0	15,5	84,5
		0,80	971,59	25,8	5.538,56		6.510,15	863,4	14,9	85,1
	20	0,40	389,04	15,5	1.919,28		2.308,32	918,5	16,9	83,1
		0,60	851,76	22,6	4.318,39	15.273	5.170,15	914,3	16,5	83,5
		0,80	1.472,31	29,3	7.677,13		9.149,44	910,1	16,1	83,9
3,00	10	0,40	161,34	12,8	314,16		475,50	378,4	33,9	66,1
		0,60	339,44	18,0	706,86	2.500	1.046,30	370,1	32,4	67,6
		0,80	561,51	22,3	1.256,64		1.818,15	361,7	30,9	69,1
	15	0,40	252,50	13,4	1.357,17		1.609,67	854,0	15,7	84,3
		0,60	544,54	19,3	3.053,63	10.800	3.598,17	848,4	15,1	84,9
		0,80	926,13	24,6	5.428,67		6.354,80	842,8	14,6	85,4
	20	0,40	377,68	15,0	1.891,81		2.269,49	903,0	16,6	83,4
		0,60	826,19	21,9	4.256,57	15.055	5.082,76	898,8	16,3	83,7
		0,80	1.426,85	28,4	7.567,24		8.994,09	894,7	15,9	84,1

R<sub>s</sub>: capacidade de carga por atrito lateral      q<sub>s</sub>: tensão de cisalhamento (atrito lateral)  
 R<sub>b</sub>: capacidade de carga pela ponta      q<sub>b</sub>: tensão normal (ponta)  
 R<sub>c</sub>: capacidade de carga total      V: volume escavado teórico



Tabela C.2 – Capacidade de carga axial de estacas em areia média com ângulo de atrito variável

$\phi_{ef}$ [°]	L [m]	d [m]	$R_s$ [kN]	$q_s$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$R_b$ [kN]	$q_b$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$R_c$ [kN]	$R_c/V$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$R_s/R_c$ [%]	$R_b/R_c$ [%]
35	10	0,40	161,34	12,8	314,16		475,50	378,4	33,9	66,1
		0,60	339,44	18,0	706,86	2.500	1.046,30	370,1	32,4	67,6
		0,80	561,51	22,3	1.256,64		1.818,15	361,7	30,9	69,1
	15	0,40	252,50	13,4	471,24		723,74	384,0	34,9	65,1
		0,60	544,54	19,3	1.060,29	3.750	1.604,83	378,4	33,9	66,1
		0,80	926,13	24,6	1.884,96		2.811,09	372,8	32,9	67,1
	20	0,40	343,65	13,7	628,32		971,97	386,7	35,4	64,6
		0,60	749,64	19,9	1.413,72	5.000	2.163,36	382,6	34,7	65,3
		0,80	1.290,75	25,7	2.513,27		3.804,02	378,4	33,9	66,1
37	10	0,40	189,74	15,1	477,52		667,26	531,0	28,4	71,6
		0,60	397,82	21,1	1.074,42	3.800	1.472,24	520,7	27,0	73,0
		0,80	655,48	26,1	1.910,09		2.565,57	510,4	25,5	74,5
	15	0,40	297,55	15,8	716,28		1.013,83	537,9	29,3	70,7
		0,60	640,39	22,6	1.611,64	5.700	2.252,03	531,0	28,4	71,6
		0,80	1.086,72	28,8	2.865,13		3.951,85	524,1	27,5	72,5
	20	0,40	405,36	16,1	955,04		1.360,40	541,3	29,8	70,2
		0,60	882,96	23,4	2.148,85	7.600	3.031,81	536,1	29,1	70,9
		0,80	1.517,95	30,2	3.820,18		5.338,13	531,0	28,4	71,6
39	10	0,40	245,67	19,5	753,98		999,65	795,5	24,6	75,4
		0,60	507,76	26,9	1.696,46	6.000	2.204,22	779,6	23,0	77,0
		0,80	822,70	32,7	3.015,93		3.838,63	763,7	21,4	78,6
	15	0,40	388,50	20,6	1.130,97		1.519,47	806,1	25,6	74,4
		0,60	829,13	29,3	2.544,69	9.000	3.373,82	795,5	24,6	75,4
		0,80	1.394,02	37,0	4.523,89		5.917,91	784,9	23,6	76,4
	20	0,40	531,33	21,1	1.507,96		2.039,29	811,4	26,1	73,9
		0,60	1.150,49	30,5	3.392,92	12.000	4.543,41	803,5	25,3	74,7
		0,80	1.965,34	39,1	6.031,86		7.997,20	795,5	24,6	75,4

Tabela C.3 – Resistência axial de estacas em areia média com coeficiente de impulso variável ( $\phi=37^\circ$ )

K	L	d	$R_s$	$q_s$	$R_b$	$q_b$	$R_c$	$R_c/V$	$R_s/R_c$	$R_b/R_c$
-	[m]	[m]	[kN]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[%]	[%]
1,00	10	0,40	121,90	9,70	477,52		599,42	477,00	20,3%	79,7%
		0,60	255,58	13,56	1.074,42	3.800	1.330,00	470,39	19,2%	80,8%
		0,80	421,12	16,76	1.910,09		2.331,21	463,78	18,1%	81,9%
	15	0,40	191,17	10,14	716,28		907,45	481,42	21,1%	78,9%
		0,60	411,42	14,55	1.611,64	5.700	2.023,06	477,01	20,3%	79,7%
		0,80	698,17	18,52	2.865,13		3.563,30	472,60	19,6%	80,4%
	20	0,40	260,43	10,36	955,04		1.215,47	483,62	21,4%	78,6%
		0,60	567,26	15,05	2.148,85	7.600	2.716,11	480,31	20,9%	79,1%
		0,80	975,22	19,40	3.820,18		4.795,40	477,01	20,3%	79,7%
1,56	10	0,40	189,74	15,10	477,52		667,26	530,99	28,4%	71,6%
		0,60	397,82	21,11	1.074,42	3.800	1.472,24	520,70	27,0%	73,0%
		0,80	655,48	26,08	1.910,09		2.565,57	510,40	25,5%	74,5%
	15	0,40	297,55	15,79	716,28		1.013,83	537,85	29,3%	70,7%
		0,60	640,39	22,65	1.611,64	5.700	2.252,03	531,00	28,4%	71,6%
		0,80	1.086,72	28,83	2.865,13		3.951,85	524,13	27,5%	72,5%
	20	0,40	405,36	16,13	955,04		1.360,40	541,29	29,8%	70,2%
		0,60	882,96	23,42	2.148,85	7.600	3.031,81	536,14	29,1%	70,9%
		0,80	1.517,95	30,20	3.820,18		5.338,13	530,99	28,4%	71,6%
2,00	10	0,40	243,81	19,40	477,52		721,33	574,02	33,8%	66,2%
		0,60	511,16	27,12	1.074,42	3.800	1.585,58	560,78	32,2%	67,8%
		0,80	842,24	33,51	1.910,09		2.752,33	547,56	30,6%	69,4%
	15	0,40	382,33	20,28	716,28		1.098,61	582,83	34,8%	65,2%
		0,60	822,84	29,10	1.611,64	5.700	2.434,48	574,01	33,8%	66,2%
		0,80	1.396,34	37,04	2.865,13		4.261,47	565,20	32,8%	67,2%
	20	0,40	520,86	20,72	955,04		1.475,90	587,24	35,3%	64,7%
		0,60	1.134,53	30,09	2.148,85	7.600	3.283,38	580,63	34,6%	65,4%
		0,80	1.950,45	38,80	3.820,18		5.770,63	574,02	33,8%	66,2%

Tabela C.4 – Capacidade de carga axial de estacas em argila mole drenada com ângulo de atrito variável

$\phi_{ef}$ [°]	L [m]	d [m]	$R_s$ [kN]	$q_s$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$R_b$ [kN]	$q_b$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$R_c$ [kN]	$R_c/V$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$R_s/R_c$ [%]	$R_b/R_c$ [%]
13	10	0,40	36,96	2,94	29,99		66,95	53,28	55,2	44,8
		0,60	78,53	4,17	67,47	239	146,00	51,64	53,8	46,2
		0,80	131,40	5,23	119,95		251,35	50,00	52,3	47,7
	15	0,40	57,49	3,05	44,98		102,47	54,36	56,1	43,9
		0,60	124,72	4,41	101,21	358	225,93	53,27	55,2	44,8
		0,80	213,52	5,66	179,93		393,45	52,18	54,3	45,7
	20	0,40	78,02	3,10	59,98		138,00	54,91	56,5	43,5
		0,60	170,92	4,53	134,95	477	305,87	54,09	55,9	44,1
		0,80	295,64	5,88	239,90		535,54	53,27	55,2	44,8
15	10	0,40	42,95	3,42	34,60		77,55	61,71	55,4	44,6
		0,60	91,26	4,84	77,85	275	169,11	59,81	54,0	46,0
		0,80	152,70	6,08	138,41		291,11	57,91	52,5	47,5
	15	0,40	66,81	3,54	51,90		118,71	62,98	56,3	43,7
		0,60	144,95	5,13	116,78	413	261,73	61,71	55,4	44,6
		0,80	248,14	6,58	207,61		455,75	60,45	54,4	45,6
	20	0,40	90,67	3,61	69,20		159,87	63,61	56,7	43,3
		0,60	198,63	5,27	155,71	551	354,34	62,66	56,1	43,9
		0,80	343,58	6,84	276,81		620,39	61,71	55,4	44,6
17	10	0,40	48,86	3,89	39,21		88,07	70,08	55,5	44,5
		0,60	103,82	5,51	88,23	312	192,05	67,92	54,1	45,9
		0,80	173,71	6,91	156,86		330,57	65,76	52,5	47,5
	15	0,40	76,00	4,03	58,82		134,82	71,52	56,4	43,6
		0,60	164,89	5,83	132,35	468	297,24	70,08	55,5	44,5
		0,80	282,28	7,49	235,29		517,57	68,64	54,5	45,5
	20	0,40	103,14	4,10	78,43		181,57	72,24	56,8	43,2
		0,60	225,96	5,99	176,47	624	402,43	71,17	56,1	43,9
		0,80	390,85	7,78	313,72		704,57	70,08	55,5	44,5

Tabela C.5 – Resistência axial de estacas em argila mole drenada com coef. de impulso variável ( $\phi=15^\circ$ )

K	L [m]	d [m]	$R_s$ [kN]	$q_s$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$R_b$ [kN]	$q_b$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$R_c$ [kN]	$R_c/V$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$R_s/R_c$ [%]	$R_b/R_c$ [%]
1,00	10	0,40	36,96	3,42	29,99		228,72	182,01	45,1%	54,9%
		0,60	78,53	4,84	67,47	275	501,75	177,46	43,6%	56,4%
		0,80	131,40	6,08	119,95		869,09	172,90	42,2%	57,8%
	15	0,40	57,49	3,54	44,98		348,82	185,05	46,0%	54,0%
		0,60	124,72	5,13	101,21	413	771,95	182,01	45,1%	54,9%
		0,80	213,52	6,58	179,93		1.349,45	178,98	44,1%	55,9%
	20	0,40	78,02	3,61	59,98		468,91	186,57	46,4%	53,6%
		0,60	170,92	5,27	134,95	551	1.042,15	184,29	45,7%	54,3%
		0,80	295,64	6,84	239,90		1.829,81	182,01	45,1%	54,9%
1,50	10	0,40	42,95	5,13	34,60		247,46	196,92	49,2%	50,8%
		0,60	91,26	7,26	77,85	275	541,57	191,54	47,8%	52,2%
		0,80	152,70	9,11	138,41		935,72	186,16	46,3%	53,7%
	15	0,40	66,81	5,32	51,90		377,97	200,52	50,1%	49,9%
		0,60	144,95	7,69	116,78	413	835,20	196,93	49,2%	50,8%
		0,80	248,14	9,87	207,61		1.457,72	193,34	48,3%	51,7%
	20	0,40	90,67	5,41	69,20		508,46	202,31	50,6%	49,4%
		0,60	198,63	7,90	155,71	551	1.128,82	199,62	49,9%	50,1%
		0,80	343,58	10,25	276,81		1.979,72	196,93	49,2%	50,8%
2,00	10	0,40	85,90	6,84	34,60		266,20	211,84	52,8%	47,2%
		0,60	182,53	9,68	77,85	275	581,39	205,62	51,4%	48,6%
		0,80	305,41	12,15	138,41		1.002,35	199,41	49,9%	50,1%
	15	0,40	133,62	7,09	51,90		407,12	215,98	53,7%	46,3%
		0,60	289,90	10,25	116,78	413	898,44	211,84	52,8%	47,2%
		0,80	496,29	13,16	207,61		1.565,99	207,70	51,9%	48,1%
	20	0,40	181,34	7,22	69,20		548,02	218,05	54,1%	45,9%
		0,60	397,27	10,54	155,71	551	1.215,48	214,94	53,5%	46,5%
		0,80	687,16	13,67	276,81		2.129,62	211,84	52,8%	47,2%

Tabela C.6 – Capacidade de carga axial de estacas em argila mole não drenada com coesão variável

$c_u$ [kPa]	L [m]	d [m]	$R_s$ [kN]	$q_s$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$R_b$ [kN]	$q_b$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$R_c$ [kN]	$R_c/V$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$R_s/R_c$ [%]	$R_b/R_c$ [%]
20	10	0,40	125,66	10,00	20,56		146,22	116,36	85,9	14,1
		0,60	188,50	10,00	46,27	164	234,77	83,03	80,3	19,7
		0,80	251,33	10,00	82,25		333,58	66,36	75,3	24,7
	15	0,40	188,50	10,00	20,56		209,06	166,36	90,2	9,8
		0,60	282,74	10,00	46,27	164	329,01	116,36	85,9	14,1
		0,80	376,99	10,00	82,25		459,24	91,36	82,1	17,9
	20	0,40	251,33	10,00	20,56		271,89	108,18	92,4	7,6
		0,60	376,99	10,00	46,27	164	423,26	74,85	89,1	10,9
		0,80	502,65	10,00	82,25		584,90	58,18	85,9	14,1
30	10	0,40	188,50	15,00	30,84		219,34	174,55	85,9	14,1
		0,60	282,74	15,00	69,40	245	352,14	124,54	80,3	19,7
		0,80	376,99	15,00	123,38		500,37	99,55	75,3	24,7
	15	0,40	282,74	15,00	30,84		313,58	249,54	90,2	9,8
		0,60	424,12	15,00	69,40	245	493,52	174,55	85,9	14,1
		0,80	565,49	15,00	123,38		688,87	137,05	82,1	17,9
	20	0,40	376,99	15,00	30,84		407,83	162,27	92,4	7,6
		0,60	565,49	15,00	69,40	245	634,89	112,27	89,1	10,9
		0,80	753,98	15,00	123,38		877,36	87,27	85,9	14,1
40	10	0,40	251,33	20,00	41,13		292,46	232,73	85,9	14,1
		0,60	376,99	20,00	92,53	327	469,52	166,06	80,3	19,7
		0,80	502,65	20,00	164,51		667,16	132,73	75,3	24,7
	15	0,40	376,99	20,00	41,13		418,12	332,73	90,2	9,8
		0,60	565,49	20,00	92,53	327	658,02	232,73	85,9	14,1
		0,80	753,98	20,00	164,51		918,49	182,73	82,1	17,9
	20	0,40	502,65	20,00	41,13		543,78	216,36	92,4	7,6
		0,60	753,98	20,00	92,53	327	846,51	149,70	89,1	10,9
		0,80	1.005,31	20,00	164,51		1.169,82	116,36	85,9	14,1

Tabela C.7 – Capacidade de carga axial de estacas em argila dura drenada com ângulo de atrito variável

$\phi_{ef}$ [°]	L [m]	d [m]	$R_s$ [kN]	$q_s$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$R_b$ [kN]	$q_b$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$R_c$ [kN]	$R_c/V$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$R_s/R_c$ [%]	$R_b/R_c$ [%]
28	10	0,40	112,88	8,98	100,53		213,41	169,83	52,9	47,1
		0,60	239,86	12,72	226,19	800	466,05	164,83	51,5	48,5
		0,80	401,34	15,97	402,12		803,46	159,84	50,0	50,0
	15	0,40	175,59	9,32	150,80		276,39	173,16	63,5	36,5
		0,60	380,96	13,47	339,29	1.200	720,25	169,82	52,9	47,1
		0,80	652,17	17,30	603,19		1.255,36	166,50	52,0	48,0
	20	0,40	238,29	9,48	201,06		439,35	174,81	54,2	45,8
		0,60	522,05	13,85	452,39	1.600	974,44	172,32	53,6	46,4
		0,80	903,01	17,96	804,25		1.707,26	169,82	52,9	47,1
30	10	0,40	121,80	9,69	125,66		247,46	196,92	49,2	50,8
		0,60	258,83	13,73	282,74	1.000	541,57	191,54	47,8	52,2
		0,80	433,07	17,23	502,65		935,72	186,16	46,3	53,7
	15	0,40	189,47	10,05	188,50		377,97	200,52	50,1	49,9
		0,60	411,08	14,54	424,12	1.500	835,20	196,93	49,2	50,8
		0,80	703,74	18,67	753,98		1.457,72	193,34	48,3	51,7
	20	0,40	257,13	10,23	251,33		508,46	202,31	50,6	49,4
		0,60	563,33	14,94	565,49	2.000	1.128,82	199,62	49,9	50,1
		0,80	974,41	19,39	1.005,31		1.979,72	196,93	49,2	50,8
32	10	0,40	135,55	10,79	175,93		311,48	247,87	43,5	56,5
		0,60	287,29	15,24	395,84	1.400	683,13	241,61	42,1	57,9
		0,80	479,28	19,07	703,72		1.183,00	235,35	40,5	59,5
	15	0,40	211,20	11,20	263,89		475,09	252,04	44,5	55,5
		0,60	457,49	16,18	593,76	2.100	1.051,25	247,87	43,5	56,5
		0,80	781,85	20,74	1.055,58		1.837,43	243,70	42,6	57,4
	20	0,40	286,84	11,41	351,86		638,70	254,13	44,9	55,1
		0,60	627,69	16,65	791,68	2.800	1.419,37	251,00	44,2	55,8
		0,80	1.084,42	21,57	1.407,43		2.491,85	247,87	43,5	56,5

Tabela C.8 – Resistência axial de estacas em argila dura drenada com coeficiente de impulso variável

K [°]	L [m]	d [m]	R <sub>s</sub> [kN]	q <sub>s</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	R <sub>b</sub> [kN]	q <sub>b</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	R <sub>c</sub> [kN]	R <sub>c</sub> /V [kN/m <sup>3</sup> ]	R <sub>s</sub> /R <sub>c</sub> [%]	R <sub>b</sub> /R <sub>c</sub> [%]
1,1	10	0,40	103,06	8,20	125,66		228,72	182,01	45,1%	54,9%
		0,60	219,01	11,62	282,74	1.000	501,75	177,46	43,6%	56,4%
		0,80	366,44	14,58	502,65		869,09	172,90	42,2%	57,8%
	15	0,40	160,32	8,51	188,50		348,82	185,05	46,0%	54,0%
		0,60	347,83	12,30	424,12	1.500	771,95	182,01	45,1%	54,9%
		0,80	595,47	15,80	753,98		1.349,45	178,98	44,1%	55,9%
	20	0,40	217,58	8,66	251,33		468,91	186,57	46,4%	53,6%
		0,60	476,66	12,64	565,49	2.000	1.042,15	184,29	45,7%	54,3%
		0,80	824,50	16,40	1.005,31		1.829,81	182,01	45,1%	54,9%
1,3	10	0,40	121,80	9,69	125,66		247,46	196,92	49,2%	50,8%
		0,60	258,83	13,73	282,74	1.000	541,57	191,54	47,8%	52,2%
		0,80	433,07	17,23	502,65		935,72	186,16	46,3%	53,7%
	15	0,40	189,47	10,05	188,50		377,97	200,52	50,1%	49,9%
		0,60	411,08	14,54	424,12	1.500	835,20	196,93	49,2%	50,8%
		0,80	703,74	18,67	753,98		1.457,72	193,34	48,3%	51,7%
	20	0,40	257,13	10,23	251,33		508,46	202,31	50,6%	49,4%
		0,60	563,33	14,94	565,49	2.000	1.128,82	199,62	49,9%	50,1%
		0,80	974,41	19,39	1.005,31		1.979,72	196,93	49,2%	50,8%
1,5	10	0,40	140,54	11,18	125,66		266,20	211,84	52,8%	47,2%
		0,60	298,65	15,84	282,74	1.000	581,39	205,62	51,4%	48,6%
		0,80	499,70	19,88	502,65		1.002,35	199,41	49,9%	50,1%
	15	0,40	218,62	11,60	188,50		407,12	215,98	53,7%	46,3%
		0,60	474,32	16,78	424,12	1.500	898,44	211,84	52,8%	47,2%
		0,80	812,01	21,54	753,98		1.565,99	207,70	51,9%	48,1%
	20	0,40	296,69	11,80	251,33		548,02	218,05	54,1%	45,9%
		0,60	649,99	17,24	565,49	2.000	1.215,48	214,94	53,5%	46,5%
		0,80	1.124,31	22,37	1.005,31		2.129,62	211,84	52,8%	47,2%

Tabela C.9 – Capacidade de carga axial de estacas em argila dura não drenada com coesão variável

c <sub>u</sub> [kPa]	L [m]	d [m]	R <sub>s</sub> [kN]	q <sub>s</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	R <sub>b</sub> [kN]	q <sub>b</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	R <sub>c</sub> [kN]	R <sub>c</sub> /V [kN/m <sup>3</sup> ]	R <sub>s</sub> /R <sub>c</sub> [%]	R <sub>b</sub> /R <sub>c</sub> [%]
150	10	0,40	942,48	75,00	154,22		1.096,70	872,73	85,9%	14,1%
		0,60	1.413,72	75,00	347,00	1.227	1.760,72	622,73	80,3%	19,7%
		0,80	1.884,96	75,00	616,89		2.501,85	497,73	75,3%	24,7%
	15	0,40	1.413,72	75,00	154,22		1.567,94	1.247,73	90,2%	9,8%
		0,60	2.120,58	75,00	347,00	1.227	2.467,58	872,73	85,9%	14,1%
		0,80	2.827,43	75,00	616,89		3.444,32	685,23	82,1%	17,9%
	20	0,40	1.884,96	75,00	154,22		2.039,18	811,36	92,4%	7,6%
		0,60	2.827,43	75,00	347,00	1.227	3.174,43	561,36	89,1%	10,9%
		0,80	3.769,91	75,00	616,89		4.386,80	436,36	85,9%	14,1%
175	10	0,40	1.099,56	87,50	179,93		1.279,49	1.018,19	85,9%	14,1%
		0,60	1.649,34	87,50	404,84	1.432	2.054,18	726,52	80,3%	19,7%
		0,80	2.199,11	87,50	719,71		2.918,82	580,68	75,3%	24,7%
	15	0,40	1.649,34	87,50	179,93		1.829,27	1.455,69	90,2%	9,8%
		0,60	2.474,00	87,50	404,84	1.432	2.878,84	1.018,18	85,9%	14,1%
		0,80	3.298,67	87,50	719,71		4.018,38	799,43	82,1%	17,9%
	20	0,40	2.199,11	87,50	179,93		2.379,04	946,59	92,4%	7,6%
		0,60	3.298,67	87,50	404,84	1.432	3.703,51	654,92	89,1%	10,9%
		0,80	4.398,23	87,50	719,71		5.117,94	509,09	85,9%	14,1%
200	10	0,40	1.256,64	100,00	205,63		1.462,27	1.163,64	85,9%	14,1%
		0,60	1.884,96	100,00	462,67	1.636	2.347,63	830,30	80,3%	19,7%
		0,80	2.513,27	100,00	822,53		3.335,80	663,64	75,3%	24,7%
	15	0,40	1.884,96	100,00	205,63		2.090,59	1.663,64	90,2%	9,8%
		0,60	2.827,43	100,00	462,67	1.636	3.290,10	1.163,63	85,9%	14,1%
		0,80	3.769,91	100,00	822,53		4.592,44	913,64	82,1%	17,9%
	20	0,40	2.513,27	100,00	205,63		2.718,90	1.081,82	92,4%	7,6%
		0,60	3.769,91	100,00	462,67	1.636	4.232,58	748,48	89,1%	10,9%
		0,80	5.026,55	100,00	822,53		5.849,08	581,82	85,9%	14,1%

## ANEXO D – Tabelas de resultados do assentamento de estacas

**Tabela D.1 – Assentamento de estacas em areia média sobre areia densa com estratigrafia variável (método de Poulos)**

L1/L2 [-]	L [m]	d [m]	Estacas de ponta ( $S_{max}=25$ mm)				Estacas flutuantes ( $R_b=0$ )			
			$R_{yu}$ [kN]	$s_y$ [mm]	$R_b$ [kN]	$R_c$ [kN]	$R_{yu}$ [kN]	$s_y$ [mm]	$S_{max}$ [mm]	
0,33	10	0,40	214,91	0,5	0,00	214,91	214,91	0,5	1,1	
		0,60	542,14	1,1	1.635,17	2.177,31	457,59	0,9	1,8	
		0,80	941,36	1,8	2.080,12	3.021,48	767,37	1,4	2,9	
	15	0,40	352,60	0,8	0,00	352,60	352,60	0,8	1,5	
		0,60	773,24	1,2	118,58	891,82	767,41	1,2	2,3	
		0,80	1.462,32	1,9	1.618,57	3.080,89	1.318,16	1,7	3,4	
	20	0,40	497,61	0,8	201,11	698,72	490,30	0,8	1,6	
		0,60	1.084,04	1,5	103,26	1.187,30	1.077,23	1,5	3,0	
		0,80	1.893,96	2,0	280,57	2.174,53	1.868,95	2,0	4,0	
	0,50	10	0,40	202,40	0,6	0,00	202,40	202,40	0,6	1,2
			0,60	549,81	1,3	1.884,53	2.434,34	429,47	1,0	2,0
			0,80	961,83	2,1	2.334,10	3.295,93	717,37	1,6	3,1
15		0,40	340,10	0,8	0,00	340,10	340,10	0,8	1,6	
		0,60	739,28	1,2	0,00	739,28	739,28	1,2	2,4	
		0,80	1.449,98	2,0	1.843,84	3.293,82	1.268,16	1,8	3,5	
20		0,40	485,76	0,9	213,06	698,82	477,80	0,8	1,7	
		0,60	1.050,50	1,6	20,90	1.071,40	1.049,10	1,6	3,1	
		0,80	1.832,74	2,1	151,87	1.984,61	1.818,95	2,0	4,1	
1,00		10	0,40	184,82	0,8	204,21	389,03	177,48	0,8	1,6
			0,60	395,87	1,4	349,42	745,29	373,38	1,4	2,7
			0,80	663,02	2,3	436,87	1.099,89	617,67	2,1	4,2
	15	0,40	315,18	0,9	0,00	315,18	315,18	0,9	1,8	
		0,60	683,20	1,4	0,00	683,20	683,20	1,4	2,7	
		0,80	1.459,59	2,5	2.254,66	3.714,25	1.168,45	2,0	4,0	
	20	0,40	462,51	0,9	242,25	704,76	452,87	0,9	1,8	
		0,60	993,02	1,7	0,00	993,02	993,02	1,7	3,3	
		0,80	1.719,24	2,2	0,00	1.719,24	1.719,24	2,2	4,4	
	2,00	10	0,40	184,82	0,8	204,21	389,03	177,48	0,8	1,6
			0,60	395,87	1,4	349,42	745,29	373,38	1,4	2,7
			0,80	663,02	2,3	436,87	1.099,89	617,67	2,1	4,2
15		0,40	290,25	1,0	0,00	290,25	290,25	1,0	2,0	
		0,60	627,12	1,6	0,00	627,12	627,12	1,6	3,2	
		0,80	1.589,16	3,5	2.556,61	4.145,77	1.068,75	2,4	4,7	
20		0,40	440,14	1,0	282,26	722,40	427,95	0,9	1,9	
		0,60	936,94	1,8	0,00	936,94	936,94	1,8	3,6	
		0,80	1.619,54	2,4	0,00	1.619,54	1.619,54	2,4	4,8	
3,00		10	0,40	184,82	0,8	204,21	389,03	177,48	0,8	1,6
			0,60	395,87	1,4	349,42	745,29	373,38	1,4	2,7
			0,80	663,02	2,3	436,87	1.099,89	617,67	2,1	4,2
	15	0,40	284,93	1,2	141,91	426,84	277,75	1,1	2,3	
		0,60	623,77	1,9	288,96	912,73	598,99	1,8	3,6	
		0,80	1.073,82	2,8	412,74	1.486,56	1.018,75	2,7	5,4	
	20	0,40	429,47	1,0	308,76	738,23	415,45	1,0	1,9	
		0,60	908,81	1,9	0,00	908,81	908,81	1,9	3,8	
		0,80	1.569,54	2,5	0,00	1.569,54	1.569,54	2,5	5,1	

Os valores destacados se referem aos dados espúrios citados no capítulo 4

Tabela D.2 – Assentamento de estacas em areia média com ângulo de atrito variável (método de Poulos)

$\varphi$ [°]	L [m]	d [m]	Estacas de ponta ( $s_{max}=25$ mm)				Estacas flutuantes ( $R_b=0$ )		
			$R_{yu}$ [kN]	$S_y$ [mm]	$R_b$ [kN]	$R_c$ [kN]	$R_{yu}$ [kN]	$S_y$ [mm]	$S_{max}$ [mm]
35	10	0,40	184,82	0,8	201,42	386,24	177,48	0,8	1,6
		0,60	395,87	1,4	349,42	745,29	373,38	1,4	2,7
		0,80	663,02	2,3	436,87	1.099,89	617,67	2,1	4,2
	15	0,40	284,93	1,2	141,91	426,84	277,75	1,1	2,3
		0,60	623,77	1,9	288,96	912,73	598,99	1,8	3,6
		0,80	1.073,82	2,8	412,74	1.486,56	1.018,75	2,7	5,4
	20	0,40	385,58	1,2	146,64	532,22	378,02	1,2	2,3
		0,60	848,64	2,4	217,03	1.065,67	824,60	2,3	4,7
		0,80	1.478,56	3,4	360,71	1.839,27	1.419,83	3,2	6,5
37	10	0,40	217,35	1,0	201,15	418,50	208,72	1,0	1,9
		0,60	463,95	1,7	348,05	812,00	437,60	1,6	3,2
		0,80	773,97	2,6	432,96	1.206,93	721,03	2,5	4,9
	15	0,40	335,78	1,4	141,10	476,88	327,31	1,3	2,7
		0,60	733,56	2,2	286,16	1.019,72	704,43	2,1	4,3
		0,80	1.260,01	3,3	406,09	1.666,10	1.195,39	3,1	6,3
	20	0,40	454,82	1,4	145,69	600,51	445,90	1,4	2,7
		0,60	999,56	2,8	213,66	1.213,22	971,25	2,8	5,5
		0,80	1.738,82	4,0	352,50	2.091,32	1.669,75	3,8	7,6
39	10	0,40	281,41	1,3	199,28	480,69	270,23	1,2	2,5
		0,60	592,18	2,2	342,52	934,70	558,54	2,0	4,1
		0,80	971,42	3,3	422,16	1.393,58	904,97	3,1	6,2
	15	0,40	438,40	1,8	138,87	577,27	427,35	1,7	3,5
		0,60	949,77	2,9	278,72	1.228,49	912,04	2,8	5,5
		0,80	1.616,31	4,3	390,04	2.006,35	1.533,42	4,0	8,1
	20	0,40	596,15	1,8	143,23	739,38	584,46	1,8	3,6
		0,60	1.302,43	3,7	205,81	1.508,24	1.265,54	3,6	7,2
		0,80	2.251,30	5,1	333,92	2.585,22	2.161,87	4,9	9,9

Tabela D.3 – Assentamento de estacas em areia média com coef. de impulso variável (método de Poulos)

K [-]	L [m]	d [m]	Estacas de ponta ( $s_{max}=25$ mm)				Estacas flutuantes ( $R_b=0$ )		
			$R_{yu}$ [kN]	$S_y$ [mm]	$R_b$ [kN]	$R_c$ [kN]	$R_{yu}$ [kN]	$S_y$ [mm]	$S_{max}$ [mm]
1,00	10	0,40	139,64	0,6	205,30	344,94	134,09	0,6	1,2
		0,60	298,07	1,1	359,95	658,02	281,14	1,0	2,1
		0,80	497,25	1,7	455,27	952,52	463,23	1,6	3,1
	15	0,40	215,72	0,9	144,58	360,30	210,28	0,9	1,7
		0,60	471,28	1,4	297,90	769,18	452,56	1,4	2,7
		0,80	809,50	2,1	431,43	1.240,93	767,99	2,0	4,0
	20	0,40	292,20	0,9	149,18	441,38	286,47	0,9	1,7
		0,60	642,18	1,8	224,37	866,55	623,99	1,8	3,5
		0,80	1.117,12	2,5	378,43	1.495,55	1.072,75	2,4	4,9
1,56	10	0,40	217,35	1,0	201,15	418,50	208,72	1,0	1,9
		0,60	463,95	1,7	348,05	812,00	437,60	1,6	3,2
		0,80	773,97	2,6	432,96	1.206,93	721,03	2,5	4,9
	15	0,40	335,78	1,4	141,10	476,88	327,31	1,3	2,7
		0,60	733,56	2,2	286,16	1.019,72	704,43	2,1	4,3
		0,80	1.260,01	3,3	406,09	1.666,10	1.195,39	3,1	6,3
	20	0,40	454,82	1,4	145,69	600,51	445,90	1,4	2,7
		0,60	999,56	2,8	213,66	1.213,22	971,25	2,8	5,5
		0,80	1.738,82	4,0	352,50	2.091,32	1.669,75	3,8	7,6
2,00	10	0,40	279,28	1,3	197,85	477,13	268,19	1,2	2,4
		0,60	596,14	2,2	338,67	934,81	562,28	2,1	4,1
		0,80	994,49	3,4	415,41	1.409,90	926,46	3,1	6,3
	15	0,40	431,44	1,8	138,36	569,80	420,56	1,7	3,4
		0,60	942,57	2,9	276,89	1.219,46	905,13	2,7	5,5
		0,80	1.619,00	4,3	386,14	2.005,14	1.535,98	4,0	8,1
	20	0,40	584,41	1,8	142,91	727,32	572,94	1,7	3,5
		0,60	1.284,36	3,6	205,18	1.489,54	1.247,98	3,5	7,1
		0,80	2.234,24	5,1	332,04	2.566,28	2.145,49	4,9	9,8

**Tabela D.4 – Assentamento de estacas em argila mole drenada com ângulo de atrito variável (método de Poulos)**

$\phi$ [°]	L [m]	d [m]	Estacas de ponta ( $s_{max}=25$ mm)				Estacas flutuantes ( $R_b=0$ )		
			$R_{yu}$ [kN]	$s_y$ [mm]	$R_b$ [kN]	$R_c$ [kN]	$R_{yu}$ [kN]	$s_y$ [mm]	$s_{max}$ [mm]
13	10	0,40	43,07	4,7	8,98	52,05	40,81	4,5	9,0
		0,60	93,13	8,1	12,14	105,27	86,72	7,6	15,1
		0,80	157,65	12,7	10,93	168,58	145,10	11,7	23,4
	15	0,40	65,87	6,2	6,95	72,82	63,48	5,9	11,9
		0,60	145,36	10,7	9,54	154,90	137,74	10,1	20,2
		0,80	251,76	15,9	8,43	260,19	235,80	14,9	25,0
	20	0,40	88,91	5,9	8,45	97,36	86,16	5,8	11,5
		0,60	196,52	13,0	6,80	203,32	188,75	12,5	25,0
		0,80	344,56	19,0	5,36	349,92	326,49	18,0	25,0
15	10	0,40	49,86	5,5	8,65	58,51	47,24	5,2	10,4
		0,60	107,81	9,4	11,21	119,02	100,39	8,8	17,5
		0,80	182,49	14,7	9,14	191,63	167,97	13,6	25,0
	15	0,40	76,25	7,1	6,59	82,84	73,49	6,9	13,7
		0,60	168,27	12,3	8,41	176,68	159,44	11,7	23,4
		0,80	291,44	18,4	6,12	297,56	272,96	17,2	25,0
	20	0,40	102,92	6,9	8,03	110,95	99,73	6,7	13,3
		0,60	227,50	15,0	5,63	233,13	218,50	14,4	25,0
		0,80	398,86	22,0	2,71	401,57	377,94	20,8	25,0
17	10	0,40	56,72	6,2	8,31	65,03	53,74	5,9	11,8
		0,60	122,64	10,7	10,28	132,92	114,20	10,0	19,9
		0,80	207,60	16,8	7,33	214,93	191,08	15,4	25,0
	15	0,40	86,74	8,1	6,23	92,97	83,60	7,8	15,6
		0,60	191,42	14,0	7,28	198,70	181,38	13,3	25,0
		0,80	331,54	20,9	3,77	335,31	310,51	19,6	25,0
	20	0,40	117,08	7,8	7,61	124,69	113,45	7,6	15,2
		0,60	258,79	17,1	4,47	263,26	248,56	16,4	25,0
		0,80	453,74	25,0	0,02	453,76	429,93	23,7	25,0

**Tabela D.5 – Assentamento de estacas em argila mole drenada com coeficiente de impulso lateral variável (método de Poulos)**

L [m]	d [m]	K [-]	Estacas de ponta ( $s_{max}=25$ mm)				Estacas flutuantes ( $R_b=0$ )		
			$R_{yu}$ [kN]	$s_y$ [mm]	$R_b$ [kN]	$R_c$ [kN]	$R_{yu}$ [kN]	$s_y$ [mm]	$s_{max}$ [kN]
15	0,60	1,00	168,27	12,3	8,41	176,68	159,44	11,7	23,4
		1,50	252,41	18,5	4,15	256,56	239,17	17,5	25,0
		2,00	336,54	24,7	0,19	336,73	318,89	23,4	25,0

**Tabela D.6 – Assentamento de estacas em argila mole não drenada com coesão variável e assentamento limite de 100 mm (método de Poulos)**

L [m]	d [m]	$c_u$ [kPa]	Estacas de ponta ( $s_{max}=100$ mm)					Estacas flutuantes ( $R_b=0$ )		
			$R_{yu}$ [kN]	$s_y$ [mm]	$R_b$ [kN]	$R_c$ [kN]	$s_{max}$ [mm]	$R_{yu}$ [kN]	$s_y$ [mm]	$s_{max}$ [mm]
15	0,60	20	330,92	25,3	30,99	361,91	90,2	311,02	23,8	47,6
		30	496,38	38,0	29,63	526,01	100,0	466,53	35,7	71,4
		40	661,84	50,7	23,58	685,42	100,0	622,04	47,6	95,2

Tabela D.7 – Assentamento de estacas em argila mole não drenada com coesão variável (método de Poulos)

C <sub>u</sub> [kPa]	L [m]	d [m]	Estacas de ponta (S <sub>max</sub> =25 mm)				Estacas flutuantes (R <sub>b</sub> =0)		
			R <sub>yu</sub> [kN]	S <sub>y</sub> [mm]	R <sub>b</sub> [kN]	R <sub>c</sub> [kN]	R <sub>yu</sub> [kN]	S <sub>y</sub> [mm]	S <sub>max</sub> [mm]
20	10	0,40	147,08	16,9	2,58	149,66	138,23	15,9	25,0
		0,60	225,10	20,5	2,54	227,64	207,35	18,9	25,0
		0,80	296,75	25,0	0,00	296,75	276,46	23,3	25,0
	15	0,40	216,34	21,1	1,00	217,34	207,35	20,2	25,0
		0,60	326,53	25,0	0,00	326,53	311,02	23,8	25,0
		0,80	379,96	25,0	0,00	379,96	379,96	25,0	25,0
	20	0,40	286,63	20,0	1,41	288,04	276,46	19,3	25,0
		0,60	362,31	25,0	0,00	362,31	362,31	25,0	25,0
		0,80	435,37	25,0	0,00	435,37	435,37	25,0	25,0
30	10	0,40	217,69	25,0	0,00	217,69	207,35	23,8	25,0
		0,60	274,54	25,0	0,00	274,54	274,54	25,0	25,0
		0,80	296,75	25,0	0,00	296,75	296,75	25,0	25,0
	15	0,40	256,24	25,0	0,00	256,24	256,24	25,0	25,0
		0,60	326,53	25,0	0,00	326,53	326,53	25,0	25,0
		0,80	379,96	25,0	0,00	379,96	379,96	25,0	25,0
	20	0,40	358,79	25,0	0,00	358,79	358,79	25,0	25,0
		0,60	362,31	25,0	0,00	362,31	362,31	25,0	25,0
		0,80	435,37	25,0	0,00	435,37	435,37	25,0	25,0
40	10	0,40	217,69	25,0	0,00	217,69	217,69	25,0	25,0
		0,60	274,54	25,0	0,00	274,54	274,54	25,0	25,0
		0,80	296,75	25,0	0,00	296,75	296,75	25,0	25,0
	15	0,40	256,24	25,0	0,00	256,24	256,24	25,0	25,0
		0,60	326,53	25,0	0,00	326,53	326,53	25,0	25,0
		0,80	379,96	25,0	0,00	379,96	379,96	25,0	25,0
	20	0,40	358,79	25,0	0,00	358,79	358,79	25,0	25,0
		0,60	362,31	25,0	0,00	362,31	362,31	25,0	25,0
		0,80	435,37	25,0	0,00	435,37	435,37	25,0	25,0

Tabela D.8 – Assentamento de estacas em argila dura drenada com âng. de atrito variável (método de Poulos)

φ [°]	L [m]	d [m]	Estacas de ponta (S <sub>max</sub> =25 mm)				Estacas flutuantes (R <sub>b</sub> =0)		
			R <sub>yu</sub> [kN]	S <sub>y</sub> [mm]	R <sub>b</sub> [kN]	R <sub>c</sub> [kN]	R <sub>yu</sub> [kN]	S <sub>y</sub> [mm]	S <sub>max</sub> [mm]
28	10	0,40	130,43	1,3	104,32	234,75	124,16	1,3	2,5
		0,60	282,08	2,3	164,16	446,24	263,85	2,2	4,3
		0,80	477,61	3,7	190,92	668,53	441,47	3,4	6,8
	15	0,40	199,47	1,7	80,85	280,32	193,14	1,7	3,3
		0,60	440,21	3,0	146,96	587,17	419,05	2,8	5,6
		0,80	762,55	4,5	190,48	953,03	717,39	4,2	8,4
	20	0,40	269,06	1,7	91,26	360,32	262,12	1,6	3,3
		0,60	595,17	3,6	116,39	711,56	574,26	3,5	7,0
		0,80	1.043,46	5,3	175,51	1.218,97	993,31	5,0	10,0
30	10	0,40	140,75	1,4	105,66	246,41	133,98	1,3	2,7
		0,60	304,38	2,5	164,58	468,96	284,71	2,3	4,7
		0,80	515,37	4,0	190,59	705,96	476,38	3,7	7,3
	15	0,40	215,24	1,9	80,80	296,04	208,41	1,8	3,6
		0,60	475,01	3,2	146,59	621,60	452,19	3,0	6,1
		0,80	822,84	4,8	189,03	1.011,87	774,11	4,6	9,1
	20	0,40	290,33	1,8	91,14	381,47	282,85	1,8	3,5
		0,60	642,23	3,9	115,51	757,74	619,66	3,8	7,6
		0,80	1.125,96	5,7	173,20	1.299,16	1.071,85	5,4	10,8
32	10	0,40	156,64	1,6	106,04	262,68	149,11	1,5	3,0
		0,60	337,86	2,8	164,82	502,68	316,02	2,6	5,2
		0,80	570,35	4,4	189,70	760,05	527,20	4,1	8,1
	15	0,40	239,92	2,1	80,61	320,53	232,32	2,0	4,0
		0,60	528,65	3,6	145,66	674,31	503,24	3,4	6,8
		0,80	914,16	5,4	186,35	1.100,51	860,03	5,1	10,1
	20	0,40	323,87	2,0	90,81	414,68	315,52	2,0	3,9
		0,60	715,60	4,4	113,91	829,51	690,46	4,2	8,4
		0,80	1.253,09	6,3	169,21	1.422,30	1.192,86	6,0	12,0



Tabela D.9 – Assentamento de estacas em argila dura drenada com coeficiente de impulso variável (método de Poulos)

K	L	d	Estacas de ponta ( $S_{max}=25$ mm)				Estacas flutuantes ( $R_b=0$ )		
			$R_{yu}$	$S_y$	$R_b$	$R_c$	$R_{yu}$	$S_y$	$S_{max}$
[–]	[m]	[m]	[kN]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]
1,10	10	0,40	119,09	1,2	107,48	226,57	113,37	1,1	2,3
		0,60	257,55	2,1	169,12	426,67	240,91	2,0	4,0
		0,80	436,08	3,4	198,41	634,49	403,09	3,1	6,2
	15	0,40	182,12	1,6	82,23	264,35	176,35	1,5	3,1
		0,60	401,94	2,7	151,05	552,99	382,62	2,6	5,1
		0,80	696,25	4,1	197,88	894,13	655,02	3,9	7,7
	20	0,40	245,66	1,5	92,62	338,28	239,33	1,5	3,0
		0,60	543,42	3,3	119,49	662,91	524,33	3,2	6,4
		0,80	952,74	4,8	182,44	1.135,18	906,95	4,6	9,1
1,30	10	0,40	140,75	1,4	105,66	246,41	133,98	1,3	2,7
		0,60	304,38	2,5	164,58	468,96	284,71	2,3	4,7
		0,80	515,37	4,0	190,59	705,96	476,38	3,7	7,3
	15	0,40	215,24	1,9	80,80	296,04	208,41	1,8	3,6
		0,60	475,01	3,2	146,59	621,60	452,19	3,0	6,1
		0,80	822,84	4,8	189,03	1.011,87	774,11	4,6	9,1
	20	0,40	290,33	1,8	91,14	381,47	282,85	1,8	3,5
		0,60	642,23	3,9	115,51	757,74	619,66	3,8	7,6
		0,80	1.125,96	5,7	173,20	1.299,16	1.071,85	5,4	10,8
1,50	10	0,40	162,40	1,6	103,87	266,27	154,59	1,6	3,1
		0,60	351,21	2,9	160,10	511,31	328,51	2,7	5,4
		0,80	594,66	4,6	182,90	777,56	549,67	4,2	8,5
	15	0,40	248,35	2,1	79,39	327,74	240,48	2,1	4,2
		0,60	548,09	3,7	142,17	690,26	521,75	3,5	7,0
		0,80	949,43	5,6	180,31	1.129,74	893,21	5,3	10,5
	20	0,40	335,00	2,1	89,66	424,66	326,36	2,0	4,1
		0,60	741,03	4,5	111,57	852,60	714,99	4,4	8,7
		0,80	1.299,19	6,5	164,09	1.463,28	1.236,75	6,2	12,5

Tabela D.10 – Assentamento de estacas em argila dura não drenada com coesão variável (método de Poulos)

$C_u$	L	d	Estacas de ponta ( $S_{max}=25$ mm)				Estacas flutuantes ( $R_b=0$ )		
			$R_{yu}$	$S_y$	$R_b$	$R_c$	$R_{yu}$	$S_y$	$S_{max}$
kPa	[m]	[m]	[kN]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]
150	10	0,40	1.097,18	11,5	45,01	1.142,19	1.036,73	10,9	21,8
		0,60	1.679,55	14,4	61,53	1.741,08	1.555,09	13,3	25,0
		0,80	2.270,39	18,3	51,28	2.321,67	2.073,45	16,7	25,0
	15	0,40	1.613,74	14,6	27,18	1.640,92	1.555,09	14,0	25,0
		0,60	2.468,66	17,3	38,60	2.507,26	2.332,63	16,3	25,0
		0,80	3.336,70	20,5	32,96	3.369,66	3.110,18	19,1	25,0
	20	0,40	2.136,57	13,9	31,10	2.167,67	2.073,45	13,5	25,0
		0,60	3.240,73	20,6	18,06	3.258,79	3.110,18	19,8	25,0
		0,80	4.388,73	23,1	12,91	4.401,64	4.146,90	21,8	25,0
175	10	0,40	1.280,05	13,5	38,58	1.318,63	1.209,51	12,7	25,0
		0,60	1.959,47	16,8	47,65	2.007,12	1.814,27	15,5	25,0
		0,80	2.648,79	21,3	28,11	2.676,90	2.419,03	19,5	25,0
	15	0,40	1.882,70	17,0	20,85	1.903,55	1.814,27	16,4	25,0
		0,60	2.880,10	20,2	24,14	2.904,24	2.721,40	19,1	25,0
		0,80	3.892,82	23,9	8,00	3.900,82	3.628,54	22,3	25,0
	20	0,40	2.492,67	16,2	24,59	2.517,26	2.419,03	15,8	25,0
		0,60	3.780,85	24,1	3,89	3.784,74	3.628,54	23,1	25,0
		0,80	4.756,03	25,0	0,00	4.756,03	4.756,03	25,0	25,0
200	10	0,40	1.462,91	15,4	32,16	1.495,07	1.382,30	14,5	25,0
		0,60	2.239,40	19,2	33,77	2.273,17	2.073,45	17,7	25,0
		0,80	3.027,19	24,4	4,93	3.032,12	2.764,60	22,2	25,0
	15	0,40	2.151,66	19,4	14,52	2.166,18	2.073,45	18,7	25,0
		0,60	3.291,55	23,1	9,68	3.301,23	3.110,18	21,8	25,0
		0,80	4.070,92	25,0	0,00	4.070,92	4.070,92	25,0	25,0
	20	0,40	2.848,76	18,6	18,09	2.866,85	2.764,60	18,0	25,0
		0,60	3.929,13	25,0	0,00	3.929,13	3.929,13	25,0	25,0
		0,80	4.756,03	25,0	0,00	4.756,03	4.756,03	25,0	25,0

**ANEXO E – Tabelas de resultados da distribuição dos esforços e deformações horizontais de estacas**

**Tabela E.1 – Valores máximos e mínimos e cota crítica de esforços e deformações horizontais de estacas em areia média (método de Bowles)**

k	L	d	Valores máximos					Valores mínimos					Cota dos valores críticos				
			k <sub>h</sub>	y	θ	p	M	y	θ	p	V	M	y	θ	p	V	M
[MN/m <sup>3</sup> ]	[m]	[m]	[MN/m <sup>3</sup> ]	[mm]	[mRad]	[kPa]	[kNm]	[mm]	[mRad]	[kPa]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
180	10	0,40	96,81	74,76	29,20	335,39	305,05	-2,14	-0,87	-103,13	-106,76	-13,14	3,15	4,73	7,88	6,83	6,30
		0,60	69,83	34,05	10,00	163,76	397,21	-1,06	-0,40	-50,73	-100,40	0,00	4,20	6,30	9,98	8,93	8,40
		0,80	56,34	19,69	4,69	100,19	473,55	-1,09	0,12	-59,78	-106,56	0,00	5,25	7,88	-	10,50	9,45
	15	0,40	93,17	88,17	31,91	273,19	307,71	-2,45	-0,97	-86,70	-97,33	-14,03	3,88	5,43	8,53	7,75	6,98
		0,60	65,76	42,23	11,39	143,00	411,74	-1,27	-0,34	-41,42	-95,92	-17,59	4,65	6,98	11,63	10,08	9,30
		0,80	52,05	24,94	5,46	86,58	504,82	-0,78	-0,20	-26,04	-93,88	-3,61	6,20	8,53	13,95	12,40	10,85
	20	0,40	91,25	98,58	33,86	255,33	301,11	-2,91	-0,98	-74,92	-89,21	-13,82	4,10	5,13	9,23	8,20	7,18
		0,60	63,61	48,89	12,43	125,20	417,00	-1,48	-0,39	-36,65	-92,71	-19,23	5,13	7,18	12,30	11,28	9,23
		0,80	49,78	29,42	6,05	79,17	524,62	-0,90	-0,18	-22,34	-91,68	-22,33	6,15	9,23	15,38	13,33	11,28
195	10	0,40	104,88	71,63	28,39	342,42	301,97	-2,06	-0,85	-103,91	-106,57	-13,00	3,15	4,73	7,88	6,83	5,78
		0,60	75,65	32,59	9,72	166,95	391,55	-1,01	-0,39	-51,92	-100,99	-0,03	4,20	5,78	9,98	8,93	7,88
		0,80	61,03	18,80	4,55	101,65	467,90	-0,92	0,07	-54,92	-104,92	0,00	5,25	7,35	-	10,50	9,45
	15	0,40	100,94	84,27	30,96	278,77	303,69	-2,38	-0,95	-87,52	-96,67	-13,70	3,88	4,65	8,53	7,75	6,98
		0,60	71,24	40,35	11,05	145,47	406,50	-1,21	-0,34	-41,70	-95,39	-17,32	4,65	6,98	11,63	10,08	8,53
		0,80	56,38	23,83	5,30	87,83	498,17	-0,75	-0,19	-26,44	-94,53	-5,11	5,43	7,75	-	12,40	10,85
	20	0,40	98,85	94,05	32,80	258,35	294,42	-2,76	-0,98	-77,04	-87,97	-13,28	4,10	5,13	9,23	8,20	7,18
		0,60	68,91	46,67	12,05	126,18	411,96	-1,41	-0,37	-37,37	-92,94	-18,74	5,13	7,18	12,30	11,28	9,23
		0,80	53,93	28,08	5,86	80,41	517,42	-0,86	-0,18	-22,62	-91,03	-21,97	6,15	9,23	15,38	13,33	11,28
210	10	0,40	112,95	68,86	27,66	348,97	299,06	-1,97	-0,84	-105,61	-106,22	-13,01	3,15	4,73	7,88	6,83	5,78
		0,60	81,47	31,29	9,46	169,91	386,23	-0,98	-0,37	-52,83	-101,39	0,00	4,20	5,78	9,98	8,93	7,88
		0,80	65,73	18,01	4,43	103,04	462,50	-0,79	0,03	-50,39	-104,04	0,00	5,25	7,35	-	10,50	9,45
	15	0,40	108,70	80,81	30,11	283,95	299,90	-2,31	-0,92	-87,94	-95,89	-13,27	3,88	4,65	8,53	7,75	6,20
		0,60	76,71	38,69	10,74	147,74	401,56	-1,15	-0,33	-42,79	-95,26	-17,51	4,65	6,20	11,63	10,08	8,53
		0,80	60,72	22,84	5,15	88,97	491,91	-0,72	-0,17	-26,71	-94,97	-6,76	5,43	7,75	-	12,40	10,85
	20	0,40	106,46	90,04	31,84	261,04	288,18	-2,62	-0,97	-78,70	-87,87	-12,67	4,10	5,13	9,23	8,20	7,18
		0,60	74,21	44,70	11,71	127,36	407,20	-1,34	-0,36	-38,39	-93,00	-18,12	5,13	7,18	12,30	10,25	9,23
		0,80	58,08	26,90	5,70	81,55	510,65	-0,82	-0,18	-23,17	-91,54	-22,30	6,15	8,20	15,38	13,33	11,28

**Tabela E.2 – Comparação entre os métodos de análise para os valores máximos e mínimos e cota crítica de esforços e deformações horizontais de estacas em solo de areia média (E=50 MPa)**

Método	L [m]	d [m]	Valores máximos					Valores mínimos					Cota dos valores críticos				
			$k_h$ [MN/m <sup>3</sup> ]	y [mm]	$\theta$ [mRad]	p [kPa]	M [kNm]	y [mm]	$\theta$ [mRad]	p [kPa]	V [kN]	M [kNm]	y [m]	$\theta$ [m]	p [m]	V [m]	M [m]
Matlock	10	0,4	45,00	112,88	38,28	291,57	349,22	-3,39	-1,23	-88,49	-104,13	-7,21	3,67	5,25	-	7,88	6,83
		0,6	45,00	43,36	11,72	149,93	426,39	-1,39	-0,37	-47,48	-100,40	0,00	4,73	6,83	-	9,98	8,93
		0,8	45,00	22,49	5,11	96,27	488,31	-1,67	0,31	-73,06	-110,74	0,00	5,78	8,40	-	10,50	9,45
	15	0,4	67,50	105,80	36,05	264,90	323,16	-3,10	-1,10	-79,62	-97,99	-14,60	3,88	5,43	9,30	8,53	6,98
		0,6	67,50	41,61	11,28	143,81	410,03	-1,25	-0,34	-41,48	-95,77	-17,53	4,65	6,98	11,63	10,08	8,53
		0,8	67,50	21,50	4,95	90,54	482,80	-0,68	-0,16	-26,90	-95,33	-8,69	5,43	7,75	-	11,63	10,85
	20	0,4	90,00	99,38	34,04	254,79	302,25	-2,93	-0,98	-74,52	-89,41	-13,90	4,10	5,13	9,23	8,20	7,18
		0,6	90,00	39,96	10,86	133,46	394,43	-1,16	-0,33	-40,36	-92,38	-17,89	1,61	7,18	11,28	10,25	9,23
		0,8	90,00	20,87	4,81	87,88	468,55	-0,63	-0,15	-24,93	-92,52	-21,14	6,15	8,20	13,33	12,30	10,25
CSN	10	0,4	112,50	69,01	27,70	348,62	299,21	-1,97	-0,84	-105,45	-106,25	-12,99	3,15	4,73	7,88	6,83	5,78
		0,6	75,00	32,74	9,75	166,61	392,17	-1,01	-0,39	-51,80	-100,93	0,00	4,20	5,78	9,98	8,93	7,88
		0,8	56,25	19,71	4,69	100,16	473,65	-1,09	0,12	-59,87	-106,59	0,00	5,25	7,88	-	10,5	9,45
	15	0,4	168,75	63,00	25,48	314,72	276,14	-1,77	-0,77	-98,09	-98,44	-12,38	3,10	4,65	7,75	6,98	6,20
		0,6	112,50	31,15	9,30	159,07	374,78	-0,93	-0,29	-45,93	-97,25	-16,61	4,65	6,20	10,85	9,30	7,75
		0,8	84,38	18,94	4,54	93,65	462,98	-0,58	-0,14	-28,21	-94,97	-12,70	5,43	7,75	-	11,63	10,08
	20	0,4	225,00	57,81	23,57	280,40	253,68	-1,68	-0,70	-87,20	-90,64	-10,65	3,07	5,13	8,20	7,18	6,15
		0,6	150,00	29,67	8,89	149,54	358,06	-0,88	-0,26	-44,14	-92,05	-16,21	4,10	6,15	10,25	9,23	8,20
		0,8	112,50	18,33	4,41	90,72	445,81	-0,54	-0,13	-26,63	-90,89	-19,98	5,13	7,18	13,33	11,28	10,25
Bowles	10	0,4	104,88	71,63	28,39	342,42	301,97	-2,06	-0,85	-103,91	-106,57	-13,00	3,15	4,73	7,88	6,83	5,78
		0,6	75,65	32,59	9,72	166,95	391,55	-1,01	-0,39	-51,92	-100,99	-0,03	4,20	5,78	9,98	8,93	7,88
		0,8	61,03	18,80	4,55	101,65	467,90	-0,92	0,07	-54,92	-104,92	0,00	5,25	7,35	-	10,50	9,45
	15	0,4	100,94	84,27	30,96	278,77	303,69	-2,38	-0,95	-87,52	-96,67	-13,70	3,88	4,65	8,53	7,75	6,98
		0,6	71,24	40,35	11,05	145,47	406,50	-1,21	-0,34	-41,70	-95,39	-17,32	4,65	6,98	11,63	10,08	8,53
		0,8	56,38	23,83	5,30	87,83	498,17	-0,75	-0,19	-26,44	-94,53	-5,11	5,43	7,75	-	12,40	10,85
	20	0,4	98,85	94,05	32,80	258,35	294,42	-2,76	-0,98	-77,04	-87,97	-13,28	4,10	5,13	9,23	8,20	7,18
		0,6	68,91	46,67	12,05	126,18	411,96	-1,41	-0,37	-37,37	-92,94	-18,74	5,13	7,18	12,30	11,28	9,23
		0,8	53,93	28,08	5,86	80,41	517,42	-0,86	-0,18	-22,62	-91,03	-21,97	6,15	9,23	15,38	13,33	11,28

Tabela E.3 – Cota de esforços e deformações horizontais máximos e mínimos e cota crítica de estacas em areia média (método de Bowles)

k=195 MN/m <sup>3</sup>		Cota dos valores máximos		Cota dos valores mínimos					Cota dos valores críticos				
L	d	p	M	y	θ	p	V	M	y	θ	p	V	M
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
10	0,40	1,58	2,10	5,25	6,30	5,78	4,20	7,88	3,15	4,73	7,88	6,83	5,78
	0,60	2,10	3,15	6,83	9,45	7,35	5,25	9,98	4,20	5,78	9,98	8,93	7,88
	0,80	2,63	3,67	10,50	9,98	10,5	6,83	0,00	5,25	7,35	-	10,50	9,45
10	0,40	1,55	2,33	5,43	6,98	6,20	4,65	8,53	3,88	4,65	8,53	7,75	6,98
	0,60	2,33	3,10	7,75	9,30	7,75	6,20	11,63	4,65	6,98	11,63	10,08	8,53
	0,80	3,10	3,88	9,30	12,40	10,08	6,98	13,18	5,43	7,75	-	12,40	10,85
20	0,40	2,05	3,07	6,15	7,18	6,15	5,13	9,23	4,10	5,13	9,23	8,20	7,18
	0,60	3,07	3,07	8,20	10,25	8,2	6,15	12,30	5,13	7,18	12,30	11,28	9,23
	0,80	3,07	4,10	10,25	12,30	10,25	8,20	15,38	6,15	9,23	15,38	13,33	11,28

Tabela E.4 – Valores máximos e mínimos e cota crítica de esforços e deformações horizontais de estacas em areia média sobre areia densa (método de Bowles)

L <sub>1</sub> /L <sub>2</sub>	L	d	Valores máximos				Valores mínimos					Cota dos valores críticos						
			k <sub>h</sub>	y	θ	p	M	y	θ	p	V	M	y	θ	V	p	M	
-	[m]	[m]	[MN/m <sup>3</sup> ]	[mm]	[mRad]	[kPa]	[kNm]	[mm]	[mRad]	[kPa]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	
-	10	0,40	129,08	71,54	28,35	341,97	302,13	-1,91	-0,84	-111,85	-107,07	-13,66	3,15	4,73	7,88	6,83	5,78	
		0,60	93,10	32,51	9,69	166,77	391,91	-0,89	-0,35	-55,73	-102,72	0,00	4,20	5,78	9,98	8,93	7,88	
		0,80	75,11	18,70	4,54	100,98	469,51	-0,73	0,03	-53,75	-107,26	0,00	5,25	7,17	-	10,50	9,45	
	0,33	15	0,40	124,23	84,15	30,92	278,41	303,90	-2,20	-0,92	-93,78	-97,51	-13,51	3,88	4,65	8,53	7,75	6,20
			0,60	87,67	40,27	11,02	145,31	406,86	-1,06	-0,31	-44,95	-97,81	-17,29	4,65	6,98	11,63	10,08	8,53
			0,80	69,39	23,74	5,28	87,40	499,36	-0,67	-0,17	-28,60	-98,00	-7,65	5,43	7,75	-	12,40	10,50
	20	0,40	121,66	93,89	32,73	258,15	294,81	-2,47	-0,94	-81,77	-89,81	-12,54	4,10	5,13	9,23	8,20	7,17	
		0,60	84,81	46,55	12,02	125,96	412,44	-1,24	-0,34	-40,63	-95,39	-17,71	5,13	7,17	12,30	10,25	9,23	
		0,80	66,38	27,93	5,85	79,61	519,80	-0,78	-0,17	-25,10	-95,32	-22,85	6,15	8,20	15,38	13,33	11,28	
0,50	10	0,40	129,08	71,62	28,39	342,34	302,00	-2,04	-0,87	-102,61	-106,50	-13,88	3,15	4,73	7,88	6,83	5,78	
		0,60	93,10	32,54	9,70	166,72	391,90	-0,94	-0,37	-55,98	-101,39	-0,38	4,20	5,78	9,98	8,93	7,88	
		0,80	75,11	18,72	4,53	101,24	469,00	-0,74	0,04	-54,11	-105,91	0,00	5,25	7,17	-	10,50	9,45	
	15	0,40	124,23	84,25	30,96	278,67	303,74	-2,35	-0,97	-85,75	-96,63	-14,42	3,88	4,65	8,53	7,75	<b>6,98</b>	
		0,60	87,67	40,28	11,03	145,28	406,83	-1,09	-0,32	-45,26	-96,56	-17,87	4,65	6,98	11,63	10,08	8,53	
		0,80	69,39	23,77	5,28	87,78	498,62	-0,66	-0,16	-28,20	-96,04	-7,25	5,43	7,75	-	12,40	10,50	
	20	0,40	121,66	93,96	32,77	258,11	294,72	-2,60	-0,98	-77,57	-88,52	-13,19	4,10	5,13	9,23	8,20	7,17	
		0,60	84,81	46,57	12,02	126,19	412,28	-1,24	-0,34	-40,45	-94,35	-17,67	5,13	7,17	12,30	10,25	9,23	
		0,80	66,38	28,01	5,85	80,19	518,27	-0,76	-0,17	-24,62	-94,06	-22,29	6,15	8,20	15,38	13,33	11,28	

L <sub>1</sub> /L <sub>2</sub>	L	d	Valores máximos					Valores mínimos					Cota dos valores críticos				
			k <sub>h</sub>	y	θ	p	M	y	θ	p	V	M	y	θ	V	p	M
-	[m]	[m]	[MN/m <sup>3</sup> ]	[mm]	[mRad]	[kPa]	[kNm]	[mm]	[mRad]	[kPa]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1,00	10	0,40	104,88	71,63	28,39	342,42	301,97	-2,06	-0,85	-103,91	-106,57	-13,00	3,15	4,73	7,88	6,83	5,78
		0,60	75,65	32,59	9,72	166,95	391,55	-1,01	-0,39	-51,92	-100,99	0,00	4,20	5,78	9,98	8,93	7,88
		0,80	61,03	18,80	4,55	101,65	467,90	-0,92	0,07	-54,92	-104,92	0,00	5,25	<b>7,35</b>	-	10,50	9,45
	15	0,40	124,23	84,27	30,96	278,77	303,69	-2,38	-0,95	-87,50	-96,67	-13,75	3,88	4,65	8,53	7,75	<b>6,98</b>
		0,60	87,67	40,35	11,05	145,44	406,54	-1,20	-0,34	-41,39	-95,33	-18,49	4,65	6,98	11,63	10,08	8,53
		0,80	69,39	23,80	5,29	87,74	498,46	-0,72	-0,18	-27,17	-94,61	-8,00	5,43	7,75	-	12,40	10,50
	20	0,40	121,66	94,05	32,80	258,35	294,42	-2,76	-0,98	-77,02	-87,97	-13,33	4,10	5,13	9,23	8,20	7,17
		0,60	84,81	46,66	12,05	126,13	412,01	-1,39	-0,38	-36,96	-92,87	-19,74	5,13	7,17	12,30	<b>10,50</b>	9,23
		0,80	66,38	28,05	5,86	80,32	517,78	-0,80	-0,18	-24,11	-91,50	-23,55	6,15	8,20	15,38	13,33	11,28
2,00	10	0,40	104,88	71,63	28,39	342,42	301,97	-2,06	-0,85	-103,91	-106,57	-13,00	3,15	4,73	7,88	6,83	5,78
		0,60	75,65	32,59	9,72	166,95	391,55	-1,01	-0,39	-51,92	-100,99	0,00	4,20	5,78	9,98	8,93	7,88
		0,80	61,03	18,80	4,55	101,65	467,90	-0,92	0,07	-54,92	-104,92	0,00	5,25	<b>7,35</b>	-	10,50	9,45
	15	0,40	124,23	84,27	30,96	278,77	303,69	-2,38	-0,95	-87,52	-96,67	-13,70	3,88	4,65	8,53	7,75	<b>6,98</b>
		0,60	87,67	40,35	11,05	145,47	406,50	-1,21	-0,34	-41,67	-95,39	-17,56	4,65	6,98	11,63	10,08	8,53
		0,80	69,39	23,83	5,30	87,83	498,18	-0,75	-0,18	-26,37	-94,54	-5,86	5,43	7,75	-	12,40	<b>10,85</b>
	20	0,40	121,66	94,05	32,80	258,35	294,42	-2,76	-0,98	-77,04	-87,97	-13,28	4,10	5,13	9,23	8,20	7,17
		0,60	84,81	46,67	12,05	126,18	411,96	-1,41	-0,37	-37,36	-92,95	-18,84	5,13	7,17	12,30	<b>10,50</b>	9,23
		0,80	66,38	28,08	5,86	80,39	517,48	-0,85	-0,18	-22,46	-90,98	-23,45	6,15	<b>9,23</b>	15,38	13,33	11,28
3,00	10	0,40	104,88	71,63	28,39	342,42	301,97	-2,06	-0,85	-103,91	-106,57	-13,00	3,15	4,73	7,88	6,83	5,78
		0,60	75,65	32,59	9,72	166,95	391,55	-1,01	-0,39	-51,92	-100,99	0,00	4,20	5,78	9,98	8,93	7,88
		0,80	61,03	18,80	4,55	101,65	467,90	-0,92	0,07	-54,92	-104,92	0,00	5,25	<b>7,35</b>	-	10,50	9,45
	15	0,40	100,94	84,27	30,96	278,77	303,69	-2,38	-0,95	-87,52	-96,67	-13,70	3,88	4,65	8,53	7,75	<b>6,98</b>
		0,60	71,24	40,35	11,05	145,47	406,50	-1,21	-0,34	-41,70	-95,39	-17,32	4,65	6,98	11,63	10,08	8,53
		0,80	56,38	23,83	5,30	87,83	498,17	-0,75	-0,19	-26,44	-94,53	-5,11	5,43	7,75	-	12,40	<b>10,85</b>
	20	0,40	121,66	94,05	32,80	258,35	294,42	-2,76	-0,98	-77,04	-87,97	-13,28	4,10	5,13	9,23	8,20	7,17
		0,60	84,81	46,67	12,05	126,18	411,96	-1,41	-0,37	-37,37	-92,94	-18,80	5,13	7,17	12,30	<b>10,50</b>	9,23
		0,80	66,38	28,08	5,86	80,41	517,43	-0,86	-0,18	-22,60	-91,03	-22,51	6,15	<b>9,23</b>	15,38	13,33	11,28

Continuação da Tabela E.3

**Tabela E.5 – Comparação dos métodos de análise dos esforços e deformações horizontais máximos e mínimos e cota crítica de estacas em solo de areia média sobre areia densa ( $L_1/L_2=3$ )**

Método	L [m]	d [m]	Valores máximos						Valores mínimos						Cota dos valores críticos				
			$k_h$ [MN/m <sup>3</sup> ]	y [mm]	$\theta$ [mRad]	p [kPa]	M [kNm]	$z_{Mmax}$ [m]	y [mm]	$\theta$ [mRad]	p [kPa]	V [kN]	M [kNm]	$z_{Mmin}$ [m]	y [m]	$\theta$ [m]	V [m]	p [m]	M [m]
Matlock	10	0,4	45,00	112,88	38,28	291,57	349,22	2,63	-3,39	-1,23	-88,49	-104,13	-7,21	8,93	3,67	5,25	-	7,88	6,83
		0,6	45,00	43,36	11,72	149,93	426,39	3,15	-1,39	-0,37	-47,48	-100,40	0,00	0,00	4,73	6,83	-	9,98	8,93
		0,8	45,00	22,49	5,11	96,27	488,31	3,67	-1,67	0,31	-73,06	-110,74	0,00	0,00	5,50	8,40	-	10,50	9,45
	15	0,4	67,50	105,80	36,05	264,90	323,16	2,33	-3,10	-1,10	-79,62	-97,99	-14,60	9,30	3,88	5,43	9,30	8,53	6,98
		0,6	67,50	41,61	11,28	143,81	410,03	3,10	-1,25	-0,34	-41,48	-95,77	-17,53	11,63	4,65	6,98	11,63	10,08	8,53
		0,8	67,50	21,50	4,95	90,54	482,80	3,88	-0,68	-0,16	-26,90	-95,33	-8,69	13,18	5,43	7,75	-	11,63	10,50
	20	0,4	210,00	99,38	34,04	254,79	302,25	3,07	-2,93	-0,98	-74,52	-89,41	-13,90	9,23	4,10	5,13	9,23	8,20	7,17
		0,6	210,00	39,96	10,86	133,46	394,43	3,07	-1,16	-0,33	-40,34	-92,38	-18,00	11,28	5,13	7,17	11,28	10,25	9,23
		0,8	210,00	20,87	4,81	87,88	468,55	4,10	-0,63	-0,15	-24,91	-92,53	-21,48	13,33	5,50	8,20	13,33	12,30	10,25
CSN	10	0,4	112,50	69,01	27,70	348,62	299,21	2,10	-1,97	-0,84	-105,45	-106,25	-12,99	7,35	3,15	4,73	7,88	6,83	5,78
		0,6	75,00	32,74	9,75	166,61	392,17	3,15	-1,01	-0,39	-51,80	-100,93	0,00	0,00	4,20	5,78	9,98	8,93	7,88
		0,8	56,25	19,71	4,69	100,16	473,65	3,67	-1,09	0,12	-59,87	-106,59	0,00	0,00	5,25	7,88	-	10,50	9,45
	15	0,4	393,75	63,00	25,48	314,72	276,14	2,33	-1,77	-0,77	-98,09	-98,44	-12,38	7,75	3,10	4,65	7,75	6,98	6,20
		0,6	262,50	31,15	9,30	159,07	374,79	3,10	-0,92	-0,29	-45,89	-97,25	-16,78	10,08	4,65	6,20	10,50	9,30	7,75
		0,8	196,88	18,93	4,54	93,64	463,02	3,88	-0,58	-0,14	-27,96	-95,03	-15,31	12,40	5,43	7,17	-	11,63	10,08
	20	0,4	525,00	57,81	23,57	280,40	253,68	2,05	-1,68	-0,70	-87,20	-90,64	-10,65	7,18	3,07	5,13	8,20	7,17	6,15
		0,6	350,00	29,67	8,89	149,54	358,06	3,07	-0,88	-0,26	-44,14	-92,04	-16,22	10,25	4,10	6,15	10,25	9,23	8,20
		0,8	262,50	18,33	4,41	90,72	445,81	4,10	-0,54	-0,13	-26,61	-90,91	-20,28	13,33	5,13	7,17	13,33	11,28	10,25
Bowles	10	0,4	104,88	71,63	28,39	342,42	301,97	2,10	-2,06	-0,85	-103,91	-106,57	-13,00	7,88	3,15	4,73	7,88	6,83	5,78
		0,6	75,65	32,59	9,72	166,95	391,55	3,15	-1,01	-0,39	-51,92	-100,99	0,00	0,00	4,20	5,78	9,98	8,93	7,88
		0,8	61,03	18,80	4,55	101,65	467,90	3,67	-0,92	0,07	-54,92	-104,92	0,00	0,00	5,25	7,35	-	10,50	9,45
	15	0,4	100,94	84,27	30,96	278,77	303,69	2,33	-2,38	-0,95	-87,52	-96,67	-13,70	8,53	3,88	4,65	8,53	7,75	6,98
		0,6	71,24	40,35	11,05	145,47	406,50	3,10	-1,21	-0,34	-41,70	-95,39	-17,32	11,63	4,65	6,98	11,63	10,08	8,53
		0,8	56,38	23,83	5,30	87,83	498,17	3,88	-0,75	-0,19	-26,44	-94,53	-5,11	13,18	5,43	7,75	-	12,40	10,85
	20	0,4	121,66	94,05	32,80	258,35	294,42	3,07	-2,76	-0,98	-77,04	-87,97	-13,28	9,23	4,10	5,13	9,23	8,20	7,17
		0,6	84,81	46,67	12,05	126,18	411,96	3,07	-1,41	-0,37	-37,37	-92,94	-18,80	12,30	5,13	7,17	12,30	10,50	9,23
		0,8	66,38	28,08	5,86	80,41	517,43	4,10	-0,86	-0,18	-22,60	-91,03	-22,51	15,38	6,15	9,23	15,38	13,33	11,28

Tabela E.6 – Cota de esforços e deformações horizontais máximos e mínimos e cota crítica de estacas em areia média sobre densa (método de Bowles)

k=195 MN/m <sup>3</sup>		Cota dos valores máximos		Cota dos valores mínimos					Cota dos valores críticos				
L	d	p	M	y	θ	p	V	M	y	θ	p	V	M
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
10	0,40	1,58	2,10	5,25	6,30	5,78	4,20	7,88	3,15	4,73	7,88	6,83	5,78
	0,60	2,10	3,15	6,83	9,45	7,35	5,25	0,00	4,20	5,78	9,98	8,93	7,88
	0,80	2,63	3,68	10,50	9,98	10,50	6,83	0,00	5,25	7,35	-	10,50	9,45
10	0,40	1,55	2,33	5,43	6,98	6,20	4,65	8,53	3,88	4,65	8,53	7,75	6,98
	0,60	2,33	3,10	7,75	9,30	7,75	6,20	11,63	4,65	6,98	11,63	10,08	8,53
	0,80	3,10	3,88	9,30	11,63	10,85	6,98	13,18	5,43	7,75	-	12,40	10,50
20	0,40	2,05	3,08	6,15	7,17	6,15	5,13	9,23	4,10	5,13	9,23	8,20	7,17
	0,60	3,08	3,08	8,20	10,25	8,20	6,15	12,30	5,13	7,17	12,30	10,50	9,23
	0,80	3,07	4,10	10,25	12,30	11,28	8,20	14,35	6,15	8,20	15,38	13,33	11,28

Tabela E.7 – Cota de esforços e deformações horizontais máximos e mínimos e cota crítica de estacas em argila mole (método de Bowles)

k=10 MN/m <sup>3</sup>		Cota dos valores máximos		Cota dos valores mínimos					Cota dos valores críticos				
L	d	p	M	y	θ	p	V	M	y	θ	p	V	M
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
10	0,40	2,63	3,68	10,50	10,50	10,50	6,83	0,00	5,25	7,88	-	10,50	9,45
	0,60	3,68	4,20	10,50	10,50	10,50	7,88	0,00	-	-	-	10,50	9,45
	0,80	4,20	4,20	10,50	9,98	10,50	7,88	0,00	-	-	-	10,50	9,45
10	0,40	3,10	3,88	9,30	12,40	10,08	6,98	13,95	6,20	8,53	-	12,40	10,85
	0,60	3,88	5,43	15,50	15,50	15,50	10,08	0,00	7,75	11,63	-	15,50	13,95
	0,80	4,65	6,20	15,50	15,50	15,50	10,85	0,00	-	-	-	15,50	13,95
20	0,40	3,08	4,10	10,25	12,30	10,25	8,20	15,38	6,15	9,23	15,38	13,33	11,28
	0,60	4,10	6,15	14,35	19,47	14,35	10,25	0,00	8,20	11,28	19,47	17,43	16,40
	0,80	5,13	7,18	20,50	19,47	20,50	13,33	0,00	10,25	15,38	-	20,50	18,45

Tabela E.8 – Valores máximos e mínimos e cota crítica de esforços e deformações horizontais de estacas em argila mole (método de Bowles)

k	L	d	Valores máximos					Valores mínimos					Cota dos valores críticos						
			k <sub>h</sub>	y	θ	p	M	z <sub>Mmax</sub>	y	θ	p	V	M	z <sub>Mmin</sub>	y	θ	p	V	M
[MN/m <sup>3</sup> ]	[m]	[m]	[MN/m <sup>3</sup> ]	[mm]	[mRad]	[kPa]	[kNm]	[m]	[mm]	[mRad]	[kPa]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
10	10	0,4	6,94	317,67	75,29	199,86	474,53	3,67	-17,94	2,10	-121,28	-106,84	0,00	0,00	5,25	7,88	-	10,50	9,45
		0,6	5,01	177,57	30,41	117,84	557,80	4,20	-35,49	12,34	-173,05	-136,44	0,00	0,00	-	-	-	10,50	9,45
		0,8	4,04	140,08	20,27	87,89	580,54	4,20	-37,87	14,26	-148,95	-147,35	0,00	0,00	-	-	-	10,50	9,45
	10	0,4	6,68	393,04	86,25	174,00	502,62	3,88	-12,39	-3,08	-52,37	-94,12	-3,92	13,95	6,20	8,53	-	12,40	10,85
		0,6	4,72	191,76	30,99	86,42	666,73	5,43	-11,23	0,91	-51,60	-100,88	0,00	0,00	7,75	11,63	-	15,50	13,95
		0,8	3,73	125,01	15,92	58,15	765,99	6,20	-20,38	4,40	-74,10	-122,95	0,00	0,00	-	-	-	15,50	13,95
	20	0,4	6,54	457,21	94,64	159,90	520,13	4,10	-14,03	-2,92	-44,76	-91,30	-22,14	15,38	6,15	9,23	15,38	13,33	11,28
		0,6	4,56	225,72	34,54	78,47	703,10	6,15	-7,33	-1,42	-23,16	-90,64	0,00	0,00	8,20	11,28	19,47	17,43	16,40
		0,8	3,57	137,26	16,81	48,06	862,60	7,18	-8,20	0,51	-28,51	-98,32	0,00	0,00	10,25	15,38	-	20,50	18,45
20	10	0,4	13,88	214,63	58,40	226,48	423,84	3,15	-6,84	-1,94	-71,10	-100,43	0,00	0,00	4,73	6,30	-	9,98	8,93
		0,6	10,01	107,00	21,18	121,06	527,91	4,20	-14,44	4,30	-140,83	-124,38	0,00	0,00	-	-	-	10,50	9,45
		0,8	8,08	76,64	12,24	88,00	568,47	4,20	-17,63	6,38	-138,70	-141,55	0,00	0,00	-	-	-	10,50	9,45
	15	0,4	13,36	264,82	66,38	196,90	441,03	3,88	-8,08	-2,02	-57,74	-95,83	-15,42	12,40	5,43	6,98	-	10,85	9,30
		0,6	9,43	127,78	23,77	96,75	590,80	4,65	-4,20	-0,79	-29,73	-93,97	0,00	0,00	6,98	9,30	-	13,95	13,18
		0,8	7,46	77,93	11,55	60,96	705,86	5,43	-7,37	1,16	-53,62	-108,47	0,00	0,00	8,53	-	-	15,50	13,95
	20	0,4	13,09	305,86	72,42	179,68	453,23	4,10	-9,17	-2,25	-52,36	-91,58	-20,56	13,33	5,13	8,20	13,33	11,28	10,25
		0,6	9,12	150,89	26,41	88,47	617,66	5,13	-4,82	-0,88	-25,97	-91,87	-11,09	17,43	7,18	10,25	-	15,38	13,33
		0,8	7,14	90,92	12,83	53,97	761,97	6,15	-3,03	-0,43	-16,29	-91,23	0,00	0,00	9,23	12,30	-	18,45	17,43
30	10	0,4	20,83	171,74	50,46	246,04	396,75	3,15	-5,34	-2,04	-76,25	-100,46	0,00	0,00	4,20	6,30	9,98	8,93	8,40
		0,6	15,02	82,10	17,75	125,39	502,36	4,20	-7,84	1,88	-114,71	-115,42	0,00	0,00	5,78	-	-	10,50	9,45
		0,8	12,12	55,28	9,51	88,40	557,12	4,20	-10,95	3,80	-129,22	-136,12	0,00	0,00	-	-	-	10,50	9,45
	15	0,4	20,04	210,36	56,98	215,82	409,89	3,10	-6,33	-1,72	-62,23	-95,75	-17,52	11,63	4,65	6,98	11,63	10,08	8,53
		0,6	14,15	101,31	20,38	105,83	548,22	4,65	-3,25	-0,83	-31,70	-93,52	0,00	0,00	6,20	9,30	14,73	13,18	12,40
		0,8	11,20	60,61	9,80	64,84	666,55	5,43	-3,54	0,28	-38,63	-100,85	0,00	0,00	7,75	11,63	-	15,50	13,95
	20	0,4	19,63	241,71	61,88	188,56	414,45	3,07	-7,30	-1,93	-55,17	-92,85	-19,01	12,30	5,13	7,18	12,30	11,28	9,23
		0,6	13,68	119,22	22,57	96,41	568,01	5,13	-3,72	-0,70	-27,63	-91,96	-19,16	16,40	7,18	9,23	-	14,35	12,30
		0,8	10,71	71,81	10,97	58,74	704,49	6,15	-2,34	-0,45	-17,32	-90,61	0,00	0,00	8,20	11,28	19,47	17,43	16,40



**Tabela E.9 – Valores máximos e mínimos e cota crítica de esforços e deformações horizontais de estacas em argila dura (método de Vesic)**

E [MPa]	L [m]	d [m]	Valores máximos					Valores mínimos					Cota dos valores críticos						
			$k_h$ [MN/m <sup>3</sup> ]	y [mm]	$\theta$ [mRad]	p [kPa]	M [kNm]	$z_{Mmax}$ [m]	y [mm]	$\theta$ [mRad]	p [kPa]	V [kN]	M [kNm]	$z_{Mmin}$ [m]	y [m]	$\theta$ [m]	p [m]	V [m]	M [m]
10	10	0,4	7,17	62,33	23,01	280,24	201,61	2,10	-4,29	-1,28	-30,72	-48,35	0,00	0,00	<b>3,68</b>	<b>5,25</b>	<b>7,35</b>	<b>7,35</b>	<b>7,35</b>
		0,6	7,17	29,71	8,07	153,55	259,21	2,63	-3,95	0,44	-28,34	-51,96	0,00	0,00	-	<b>7,88</b>	-	<b>9,45</b>	<b>8,93</b>
		0,8	7,17	18,48	4,02	102,65	295,97	3,15	-4,95	1,12	-35,49	-60,10	0,00	0,00	-	-	-	<b>9,98</b>	<b>9,45</b>
	15	0,4	7,17	66,64	24,24	259,26	211,65	2,33	-4,30	-1,03	-30,85	-50,39	-8,45	10,85	<b>3,88</b>	<b>5,43</b>	<b>7,75</b>	<b>7,75</b>	<b>7,75</b>
		0,6	7,17	31,07	8,44	133,12	275,51	3,10	-2,12	-0,44	-15,22	-48,60	-0,93	13,95	<b>4,65</b>	<b>6,98</b>	<b>10,85</b>	<b>10,08</b>	<b>10,08</b>
		0,8	7,17	18,19	4,00	87,30	332,11	3,88	-1,29	-0,15	-9,25	-48,31	0,00	0,00	<b>6,20</b>	<b>9,30</b>	<b>12,40</b>	<b>12,40</b>	<b>12,40</b>
	20	0,4	7,17	70,58	25,28	252,90	218,72	2,05	-4,42	-1,06	-31,65	-52,65	-9,27	10,25	<b>4,10</b>	<b>6,15</b>	<b>8,20</b>	<b>8,20</b>	<b>8,20</b>
		0,6	7,17	32,62	8,77	128,00	286,38	3,08	-2,09	-0,37	-14,96	-50,65	-11,27	14,35	<b>5,13</b>	<b>7,18</b>	<b>11,28</b>	<b>10,25</b>	<b>10,25</b>
		0,8	7,17	18,98	4,15	79,47	341,94	4,10	-1,27	-0,20	-9,11	-49,51	-4,05	16,40	<b>6,15</b>	<b>9,23</b>	<b>13,33</b>	<b>12,30</b>	<b>12,30</b>
15	10	0,4	11,12	45,62	18,73	299,46	182,26	2,10	-3,11	-0,93	-34,55	-49,06	-1,19	8,93	3,15	4,73	<b>6,83</b>	<b>6,83</b>	<b>6,83</b>
		0,6	11,12	21,49	6,54	164,74	238,37	2,63	-1,68	-0,09	-18,63	-49,07	0,00	0,00	4,20	<b>6,30</b>	-	<b>8,93</b>	8,40
		0,8	11,12	13,00	3,16	108,29	278,59	3,15	-2,60	0,48	-28,86	-55,85	0,00	0,00	-	-	-	<b>9,98</b>	8,93
	15	0,4	11,12	48,99	19,78	283,87	189,25	2,33	-3,09	-0,85	-34,38	-51,99	-8,24	9,30	3,10	4,65	7,75	6,98	6,98
		0,6	11,12	22,76	6,87	146,03	248,78	2,33	-1,53	-0,31	-16,98	-49,57	-4,88	12,40	<b>4,65</b>	6,20	9,30	<b>9,30</b>	<b>9,30</b>
		0,8	11,12	13,29	3,26	93,71	302,82	3,10	-0,91	-0,18	-10,13	-48,17	0,00	0,00	<b>5,43</b>	7,75	10,85	<b>10,85</b>	<b>11,63</b>
	20	0,4	11,12	52,00	20,62	289,10	199,59	2,05	-3,20	-0,84	-35,53	-53,50	-8,44	9,23	3,07	5,13	7,18	7,18	<b>7,18</b>
		0,6	11,12	23,98	7,15	140,27	257,01	3,08	-1,52	-0,31	-16,90	-51,78	-10,92	13,33	4,10	<b>7,18</b>	<b>10,25</b>	9,23	<b>9,23</b>
		0,8	11,12	13,91	3,38	87,61	313,43	3,08	-0,91	-0,14	-10,14	-50,13	-9,20	15,38	5,13	<b>8,20</b>	<b>12,30</b>	11,28	<b>11,28</b>
20	10	0,4	15,19	36,58	16,19	321,21	169,44	1,58	-2,46	-0,73	-37,32	-49,60	-3,15	8,40	3,15	4,73	6,30	6,30	6,30
		0,6	15,19	17,17	5,65	173,42	221,94	2,63	-1,20	-0,23	-18,30	-48,25	0,00	0,00	4,20	5,78	8,40	8,40	8,40
		0,8	15,19	10,23	2,70	113,21	263,99	2,63	-1,54	0,21	-23,35	-52,95	0,00	0,00	-	8,40	-	9,45	8,93
	15	0,4	15,19	39,41	17,13	301,96	176,79	1,55	-2,51	-0,73	-38,17	-51,67	-7,65	8,53	3,10	4,65	6,98	6,98	6,20
		0,6	15,19	18,26	5,94	156,41	234,32	2,33	-1,20	-0,25	-18,23	-50,35	-7,26	11,63	3,88	6,20	9,30	8,53	8,53
		0,8	15,19	10,65	2,82	98,24	282,85	3,10	-0,72	-0,15	-11,00	-48,41	0,00	0,00	4,65	7,75	10,85	10,08	10,85
	20	0,4	15,19	41,88	17,84	317,95	185,36	2,05	-2,56	-0,76	-38,89	-52,24	-7,85	9,23	3,07	5,13	7,18	7,18	6,15
		0,6	15,19	19,28	6,19	149,32	237,69	2,05	-1,23	-0,26	-18,75	-51,94	-10,35	12,30	4,10	6,15	9,23	9,23	8,20
		0,8	15,19	11,17	2,92	93,73	293,67	3,07	-0,72	-0,12	-11,01	-50,78	-11,04	14,35	5,13	7,18	11,28	11,28	10,25

**Tabela E.10 – Comparação entre os métodos de análise dos valores máximos e mínimos e cota crítica de esforços e deformações horizontais de estacas em argila dura (E=20 MPa)**

Método	L [m]	d [m]	Valores máximos						Valores mínimos						Cota dos valores críticos				
			$k_h$ [MN/m <sup>3</sup> ]	y [mm]	$\theta$ [mRad]	p [kPa]	M [kNm]	$z_{Mmax}$ [m]	y [mm]	$\theta$ [mRad]	p [kPa]	V [kN]	M [kNm]	$z_{Mmin}$ [m]	y [m]	$\theta$ [m]	p [m]	V [m]	M [m]
Vesic	10	0,4	17,87	32,61	15,01	333,00	164,41	1,58	-2,16	-0,66	-38,59	-49,47	-4,05	7,88	3,15	4,20	6,30	6,30	5,78
		0,6	17,87	15,28	5,24	178,08	214,38	2,10	-1,06	-0,26	-18,90	-47,94	0,00	0,00	3,67	5,78	7,88	7,88	7,88
		0,8	17,87	9,05	2,49	116,06	256,98	2,63	-1,14	0,11	-20,30	-51,49	0,00	0,00	-	7,88	-	9,45	8,93
	15	0,4	17,87	35,19	15,89	314,32	171,82	1,55	-2,20	-0,68	-39,27	-51,22	-7,50	8,53	3,10	4,65	6,98	6,20	6,20
		0,6	17,87	16,29	5,51	162,02	226,55	2,33	-1,07	-0,23	-19,06	-50,74	-7,96	10,85	3,88	6,20	8,53	8,53	8,53
		0,8	17,87	9,49	2,61	100,55	272,19	3,10	-0,65	-0,13	-11,57	-48,86	-1,31	13,18	4,65	6,98	10,08	10,08	10,08
	20	0,4	17,87	37,40	16,54	334,13	177,77	2,05	-2,31	-0,69	-41,24	-51,78	-7,56	8,20	3,07	5,13	7,18	6,15	6,15
		0,6	17,87	17,22	5,75	154,12	231,23	2,05	-1,09	-0,25	-19,50	-51,42	-10,10	11,28	4,10	6,15	9,23	8,20	8,20
		0,8	17,87	9,96	2,71	97,03	283,07	3,07	-0,64	-0,12	-11,46	-50,54	-11,26	14,35	5,13	7,18	11,28	10,25	10,25
CSN	10	0,4	33,33	21,02	11,23	381,05	144,08	1,58	-1,36	-0,48	-45,19	-50,46	-5,75	7,35	2,63	3,68	5,25	5,25	5,25
		0,6	22,22	13,08	4,73	184,38	205,24	2,10	-0,90	-0,26	-19,92	-48,17	0,00	0,00	3,68	5,25	7,35	7,35	7,88
		0,8	16,67	9,53	2,58	114,82	260,04	2,63	-1,30	0,15	-21,61	-52,13	0,00	0,00	-	7,88	-	9,45	8,93
	15	0,4	33,33	22,80	11,90	379,98	151,60	1,55	-1,41	-0,49	-46,87	-53,53	-6,37	6,98	2,33	3,88	5,43	5,43	5,43
		0,6	22,22	13,97	4,98	169,77	215,87	2,33	-0,90	-0,21	-19,90	-50,63	-8,53	10,85	3,88	5,43	8,53	7,75	7,75
		0,8	16,67	9,97	2,70	99,57	276,76	3,10	-0,68	-0,14	-11,35	-48,50	-0,84	13,95	4,65	6,98	10,85	10,08	10,08
	20	0,4	33,33	24,24	12,36	404,07	147,74	2,05	-1,39	-0,51	-46,36	-55,00	-6,65	7,18	3,08	4,10	6,15	6,15	5,13
		0,6	22,22	14,79	5,19	164,32	222,28	2,05	-0,91	-0,22	-20,32	-52,13	-9,46	11,28	4,10	6,15	8,20	8,20	8,20
		0,8	16,67	10,46	2,80	95,61	287,62	3,08	-0,67	-0,12	-11,15	-50,69	-11,26	14,35	5,13	7,18	11,28	10,25	10,25
Pochman	10	0,4	15,19	36,58	16,19	321,21	169,44	1,58	-2,46	-0,73	-37,32	-49,60	-3,15	8,40	3,15	4,73	6,30	6,30	6,30
		0,6	15,19	17,17	5,65	173,42	221,94	2,63	-1,20	-0,23	-18,30	-48,25	0,00	0,00	4,20	5,78	8,40	8,40	8,40
		0,8	15,19	10,23	2,70	113,21	263,99	2,63	-1,54	0,21	-23,35	-52,95	0,00	0,00	-	8,40	-	9,45	8,93
	15	0,4	15,19	39,41	17,13	301,96	176,79	1,55	-2,51	-0,73	-38,17	-51,67	-7,65	8,53	3,10	4,65	6,98	6,98	6,20
		0,6	15,19	18,26	5,94	156,41	234,32	2,33	-1,20	-0,25	-18,23	-50,35	-7,26	11,63	3,88	6,20	9,30	8,53	8,53
		0,8	15,19	10,65	2,82	98,24	282,85	3,10	-0,72	-0,15	-11,00	-48,41	0,00	0,00	4,65	7,75	10,85	10,08	10,85
	20	0,4	15,19	41,88	17,84	317,95	185,36	2,05	-2,56	-0,76	-38,89	-52,24	-7,85	9,23	3,07	5,13	7,18	7,18	6,15
		0,6	15,19	19,28	6,19	149,32	237,69	2,05	-1,23	-0,26	-18,75	-51,94	-10,35	12,30	4,10	6,15	9,23	9,23	8,20
		0,8	15,19	11,17	2,92	93,73	293,67	3,07	-0,72	-0,12	-11,01	-50,78	-11,04	14,35	5,13	7,18	11,28	11,28	10,25

Tabela E.11 – Cota de esforços e deformações horizontais máximos e mínimos e cota crítica de estacas em argila dura (método de Vesic)

$E_{def}=20 \text{ MPa}$		Cota dos valores máximos		Cota dos valores mínimos					Cota dos valores críticos				
L	d	p	M	y	$\theta$	p	V	M	y	$\theta$	p	V	M
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
10	0,40	0,53	1,58	5,25	6,83	5,25	3,15	7,88	3,15	4,20	6,30	6,30	5,78
	0,60	1,05	2,10	6,83	9,45	6,83	4,73	0,00	3,67	5,78	7,88	7,88	7,88
	0,80	1,05	2,63	10,50	9,98	10,50	5,78	0,00	-	7,88	-	9,45	8,93
10	0,40	0,00	1,55	5,43	6,98	5,43	3,10	8,53	3,10	4,65	6,98	6,20	6,20
	0,60	0,78	2,33	6,98	9,30	6,98	4,65	10,85	3,88	6,20	8,53	8,53	8,53
	0,80	1,55	3,10	8,53	11,63	8,53	5,43	13,18	4,65	6,98	10,08	10,08	10,08
20	0,40	0,00	2,05	5,13	7,18	5,13	3,07	8,20	3,07	5,13	7,18	6,15	6,15
	0,60	1,02	2,05	7,18	9,23	7,18	5,13	11,28	4,10	6,15	9,23	8,20	8,20
	0,80	1,02	3,07	8,20	11,28	8,20	6,15	14,35	5,13	7,18	11,28	10,25	10,25