



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

VICTOR HUGO FERNANDES BONAN

**ESTUDO EXPERIMENTAL DO EFEITO DE GRUPO DE ESTACAS ESCAVADAS
EM PERFIL DE SOLO GRANULAR**

FORTALEZA

2017

VICTOR HUGO FERNANDES BONAN

ESTUDO EXPERIMENTAL DO EFEITO DE GRUPO DE ESTACAS ESCAVADAS EM
PERFIL DE SOLO GRANULAR

Dissertação apresentada à Coordenação do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura.

FORTALEZA

2017

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação

Universidade Federal do Ceará

Biblioteca Universitária

Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

B687e Bonan, Victor Hugo Fernandes.
Estudo experimental do efeito de grupo de estacas escavadas em perfil de solo granular / Victor Hugo Fernandes Bonan. – 2017.
172 f. : il. color.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Geotecnia, Fortaleza, 2017.
Orientação: Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura.

1. Estaca escavada. 2. Grupo de estacas. 3. Capacidade de carga. 4. Recalque. 5. Efeito de grupo. I.
Título.

CDD 624.15

VICTOR HUGO FERNANDES BONAN

ESTUDO EXPERIMENTAL DO EFEITO DE GRUPO DE ESTACAS ESCAVADAS EM
PERFIL DE SOLO GRANULAR

Dissertação apresentada à Coordenação do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovada em: 27 / 04 / 2017.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto
Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN)

Aos meus Heróis, Antonio C. C. Bonan (*in
memoriam*) e Angela Marta F. S. B. Meus Pais.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por ser meu melhor amigo, me amar incondicionalmente, enfrentar comigo todos os obstáculos e por não me deixar desistir.

Aos meus pais, Bonan e Marta, que com muito amor, me ensinaram os melhores valores, acreditaram em mim e me incentivaram.

À minha esposa, Lorrainy Bonan, meu amor, por ser a minha companheira de todos os momentos, por ser a minha amiga, por sempre me dar forças para lutar, por acreditar em mim, e por aceitar compartilhar a sua vida com a minha para construir a nossa.

Ao meu irmão "brother", Bonan Filho, por sempre estar presente em todos os momentos, sendo além de irmão um grande amigo.

Ao meu orientador, Dr. Alfran Sampaio Moura, grande professor e grande pessoa. Muito obrigado por suas análises minuciosas e sugestões de grande valia para a conclusão desse sonho.

Aos professores: Adriano Frutuoso da Silva, Anderson Borghetti Soares, Francisco Chagas da Silva Filho e Silvrano Adonias Dantas Neto pelos conhecimentos transmitidos durante o curso de mestrado.

Aos senhores Silvio Gentil, Artur Façanha, Justiniano Camurça, Alexandre Paiva, Jefferson de Matos e Davi Torquato pelo apoio prestado para o início e término deste sonho.

Aos meus amigos Carlos Philiply e Fernando Aguiar pela ajuda prestada para execução dos trabalhos de campo.

Aos colegas de mestrado: Amanda Vieira, Alexandre Lima, Deyvid Elias, Diego Brito, Elis Lopes, Fernando Monteiro, Gislene Veríssimo, Grover Ayala, Henrique Petisco, Icaro Bastos, Igor Alencar, Jochezan Costa, Jose Melchior, Marcela Moreira, Pedro Menezes, Samuel Brandão e Yago de Matos, pelo companheirismo durante o mestrado, obrigado por toda a ajuda e pelos momentos que compartilhamos.

Aos membros do laboratório de geotecnia: Roberto Cordeiro, Anselmo Clemente e Ciroca por toda ajuda e apoio durante os ensaios de laboratório, nas aulas das disciplinas, e de campo, utilizados para elaboração desta dissertação.

À empresa JBM Construtora, nas pessoas do Gustavo Teixeira Limaverde e do Cesar Míto, por seu apoio, durante a etapa prática deste trabalho.

À empresa Fort Solos, na pessoa do Germano, por seu apoio, durante a etapa prática deste trabalho.

À empresa Rocha Brasil Engenharia, na pessoa do Yuri, por seu apoio, durante a etapa prática deste trabalho.

Ao professor Eduardo Cabral e ao funcionário do laboratório Helano pelo auxílio na determinação do Traço do concreto e seu controle tecnológico.

À UFC, pelo apoio financeiro à pesquisa.

À Shirley e a Neuza da secretaria do POSDEHA, pela atenção e eficiência na solução dos assuntos burocráticos e por seu atendimento de qualidade.

Aos professores Osvaldo de Freitas Neto e Francisco Chagas da Silva Filho por aceitarem avaliar o trabalho realizado e pela contribuição.

“Os que se encantam com a prática sem a ciência são como os timoneiros que entram no navio sem timão nem bússola, nunca tendo certeza do seu destino”

Leonardo da Vinci

RESUMO

Um projeto de fundações deve atender, no mínimo, aos seguintes requisitos básicos: a) deformações aceitáveis sob as condições de trabalho; b) segurança adequada ao colapso do solo de fundações; e c) segurança adequada ao colapso dos elementos estruturais. Ao utilizar estacas para concepção de um projeto, dependendo da distância entre elas, o comportamento de uma interfere no da outra. Isso ocorre tanto em termos de capacidade de carga como com relação aos recalques. Pesquisas sobre o efeito de grupo de estacas em solos típicos de Fortaleza são escassos, justificando e motivando trabalhos sobre o assunto. O objetivo da presente pesquisa é avaliar o efeito de grupo de estacas escavadas em perfis de solo granular, típicos aos que ocorrem no subsolo da cidade de Fortaleza. Para isso, inicialmente, foi realizada uma revisão bibliográfica sobre o tema. Posteriormente, foram executadas 26 estacas, em um terreno situado no interior do campus da UFC (Campo experimental de geotecnia e fundações da UFC), isoladas e em grupos de 2 e 4 estacas, variando-se o espaçamento entre elas. O subsolo foi caracterizado a partir da coleta de resultados de ensaios geotécnicos que foram realizados anteriormente no local. Além disso, foi realizado um furo de sondagem à percussão (SPT), que tiveram seus índices de resistência (N_{SPT}) corrigidos em função de estimativas realizadas da eficiência. Posteriormente, foram realizadas provas de carga estática (PCE) nas estacas executadas. Os resultados da capacidade de carga e dos recalques das estacas executadas, isoladas e em grupos, foram comparados com previsões realizadas a partir de métodos consagrados pela literatura. Foi observado, através das PCEs realizadas, que as estacas executadas trabalham apenas por atrito lateral. Verificou-se ainda efeito de grupo em todos os espaçamentos investigados.

Palavras-chave: Estaca escavada. Grupo de estacas. Capacidade de carga. Recalque. Efeito de grupo.

ABSTRACT

A foundations project must meet at least the following basic requirements: a) acceptable deformations under the working conditions; B) adequate security to the foundation soil collapse; and (c) adequate safety for the structural elements collapse. When using piles to design a project, depending on the distance between them, the behavior of one interferes with the other. This occurs both in terms of load capacity and settlement. Research on the group effect in typical soils of Fortaleza is scarce, justifying and motivating research on the subject. The aim of this research is to evaluate the group effect of excavated piles on granular soil profiles, typical of those that occur in the subground of the city of Fortaleza. For this, a bibliographic review was initially carried out on the subject. Subsequently, 26 piles were performed on a site, inside the campus of UFC (Experimental Field of Geotechnics and Foundations of UFC), isolated and in groups of 2 and 4 piles, varying the spacing between them. The subsoil was characterized from the collection of geotechnical test results that were previously performed at the site. In addition, a Standard Penetration Test (SPT) was performed, which had its resistance indexes (N_{SPT}) corrected in function of efficiency estimates. Subsequently, Static Load Tests (SLT) on piles were carried out. The results of the static load tests on the executed piles, isolated and in groups, were compared with estimations made from methods established in the literature. It was observed that the executed piles work only by lateral friction. It was verified Group effect at all spacings investigated.

Keywords: Excavated pile. Pile group. Load capacity. Settlement. Group effect.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1:	Variáveis utilizadas no método de Poulos e Davis (1980).....	34
Figura 2.2:	Fatores I_0 , R_k , R_h , R_v do método de Poulos e Davis (1980).....	36
Figura 2.3:	Fator R_b para o método de Poulos e Davis (1980). (a) para $L/B=75$; (b) para $L/B=50$; (c) para $L/B=25$; (d) para $L/B=10$; (e) para $L/B=5$	37
Figura 2.4:	Parcelas de recalque da estaca.....	39
Figura 2.5:	Diagrama de esforço normal da estaca.....	39
Figura 2.6:	Propagação de tensões devido à reação da ponta.....	41
Figura 2.7:	Propagação de tensões devido às cargas laterais.....	42
Figura 2.8:	Camadas de solo superior e inferior e modos de deformação no modelo de Randolph (1977).....	44
Figura 2.9:	Comparação da massa de solo mobilizada pelo carregamento de uma estaca isolada (a) e de um grupo de estacas (b).....	48
Figura 2.10:	Variação da eficiência em grupo de estacas em areia.....	52
Figura 2.11:	Resultados de ensaios em modelo de grupos de estacas instrumentadas....	53
Figura 2.12:	Variação da eficiência de grupo em função do espaçamento/ diâmetro.....	54
Figura 2.13:	Ensaio em modelos de grupos de estacas em argila.....	55
Figura 2.14:	Eficiência efeito de grupo em estacas.....	57
Figura 2.15:	Fator de capacidade de carga para fundações em argila ($\theta=0$).....	59
Figura 2.16:	Método da NBR 6122 (ABNT, 2010).....	60
Figura 2.17:	Esquema de tensões impostas ao solo por uma estaca isolada e por um grupo de estacas.....	61
Figura 2.18:	Esquema de cálculo pelo radier fictício, com sugestões para profundidade do radier.....	64
Figura 2.19:	Método da estaca equivalente.....	65
Figura 2.20:	Esquema da solução de Mindlin (1936).....	67
Figura 2.21:	Valores de α_f para diferentes razões de L/d e $\nu = 0,5$ para estacas flutuantes.....	68
Figura 2.22:	Valores de N_h , N_B e N_v	69
Figura 2.23:	Valores de α_E para estacas de ponta.....	70
Figura 2.24:	Fator de redução de interação para estacas de ponta.....	71
Figura 2.25:	Efeito de distribuição de E_s no método de fator de interação.....	71

Figura 2.26: Modelo de distribuição do módulo de elasticidade no solo.....	72
Figura 2.27: Influência do fator de variação de módulo no solo.....	73
Figura 2.28: Método de Aoki e Lopes (1975).....	77
Figura 2.29: Fatores de incremento na capacidade de carga das estacas e do bloco devido a interação bloco/estacas.....	80
Figura 3.1: Localização do campo experimental de geotecnia da UFC.....	82
Figura 3.2: Localização das estacas e ensaios.....	83
Figura 3.3: Organização dos blocos e estacas.....	86
Figura 3.4: Corte esquemático dos blocos de coroamento e estacas.....	87
Figura 3.5: Vista do local na concretagem das estacas.....	88
Figura 3.6: Escavação de um bloco com 4 estacas.....	89
Figura 3.7: Vistas da escavação dos blocos de coroamento.....	89
Figura 3.8: Regularização dos blocos de coroamento.....	90
Figura 3.9: Vista dos blocos de coroamento de 2 estacas com suas armaduras.....	91
Figura 3.10: Vista dos blocos de coroamento com 1 estaca e 4 estacas.....	92
Figura 3.11: Vista da concretagem dos blocos de coroamento.....	92
Figura 3.12: Vista em planta da concretagem dos blocos de coroamento.....	92
Figura 3.13: Gráfico da porcentagem do f_{ck} de projeto ao longo do tempo.....	94
Figura 3.14: Ilustração das PCEs realizadas em vista e em planta.....	95
Figura 3.15: Caminhão utilizado como sistema de reação.....	95
Figura 3.16: Viga utilizada no sistema de reação.....	96
Figura 3.17: Componentes utilizados no sistema de carga.....	96
Figura 3.18: Equipamentos utilizados no sistema de medição.....	97
Figura 3.19: Realização da PCE no bloco com 4 estacas.....	97
Figura 3.20: Realização da PCE.....	98
Figura 4.1: Curva granulométrica da camada de solo nas profundidades de 1,0 a 1,5m.....	101
Figura 4.2: Curva granulométrica da camada de solo nas profundidade de 1,5 a 2,0m.....	101
Figura 4.3: Ensaio de adensamento, trechos de carga - amostra de 1,0 a 1,5m.....	102
Figura 4.4: Ensaio de adensamento, trechos de carga - amostra de 1,5 a 2,0m.....	102
Figura 4.5: Resultado da sondagem à percussão realizada (SPT).....	103

Figura 4.6:	Prova de carga direta realizada na superfície do terreno do campo experimental de geotecnia da UFC.....	104
Figura 4.7:	Gráfico Rigidez <i>versus</i> Carga da prova de carga direta.....	105
Figura 4.8:	Curva carga x recalque - Bloco 02, estaca isolada sem isopor na ponta.....	106
Figura 4.9:	Curva carga x recalque - Bloco 01, estaca isolada com isopor na ponta.....	107
Figura 4.10:	Comparação das curvas carga x recalque das estacas isoladas com e sem ponta.....	107
Figura 4.11:	Comparação das curvas carga x recalque dos grupos com 2 estacas em função do espaçamento.....	108
Figura 4.12:	Comparação dos recalques medidos dos grupos com 2 estacas e o recalque da estaca isolada com ponta. a) Carga de 19,6 kN/estaca; b) Carga de 39,2 kN/estaca.....	109
Figura 4.13:	Comparação das curvas carga x recalque dos grupos com 4 estacas em função do espaçamento.....	110
Figura 4.14:	Comparação dos recalques medidos dos grupos com 4 estacas e o recalque da estaca isolada para a carga de 19,6kN por estaca.....	111
Figura 4.15:	Perfil de resistência corrigido para uma eficiência de 60%.....	116
Figura 4.16:	Comparação das estimativas da capacidade de carga, Q_{ult} , da estaca isolada.....	117
Figura 4.17:	Comparação das estimativas dos recalques das estacas isoladas para uma carga de 17,2kN ($Q_{ult}/4$)	120
Figura 4.18:	Gráfico ilustrativo dos recalques das estacas isoladas para uma carga de 34,3kN ($Q_{ult}/2$)	121
Figura 4.19:	Espaçamento <i>versus</i> eficiência - grupos de 2 estacas.....	123
Figura 4.20:	Espaçamento <i>versus</i> eficiência - grupos de 4 estacas.....	124
Figura 4.21:	Gráfico de Van der Veen (1953) para determinação de Q_{ult} da estaca isolada com ponta.....	134
Figura 4.22:	Gráfico de Rigidez para o método de Décourt (1996) para determinação de Q_{ult} da estaca isolada com ponta.....	134
Figura 4.23:	Comparação dos valores estimados da capacidade de carga (Q_{ult}) com o valor de referência para a estaca isolada.....	137
Figura 4.24:	Gráfico comparativo dos FS obtidos para estaca isolada.....	137

Figura 4.25: Comparação dos valores estimados de Q_{ult} com o valor de referência para o grupo de 2 estacas e $s/D = 2$	138
Figura 4.26: Comparação dos valores estimados de Q_{ult} com o valor de referência para o grupo de 2 estacas e $s/D = 2,5$	139
Figura 4.27: Comparação dos valores estimados de Q_{ult} com o valor de referência para o grupo de 2 estacas e $s/D = 3$	140
Figura 4.28: Comparação dos valores estimados de Q_{ult} com o valor de referência para o grupo de 2 estacas e $s/D = 4$	140
Figura 4.29: Comparação dos valores estimados de Q_{ult} com o valor de referência para o grupo de 4 estacas e $s/D = 2$	141
Figura 4.30: Comparação dos valores estimados de Q_{ult} com o valor de referência para o grupo de 4 estacas e $s/D = 2,5$	142
Figura 4.31: Comparação dos valores estimados de Q_{ult} com o valor de referência para o grupo de 4 estacas e $s/D = 3$	142
Figura 4.32: Comparação dos valores de Q_{ult} obtidos a partir das PCEs para os grupos de 2 estacas e s/D de 2, 2,5, 3 e 4.....	143
Figura 4.33: Comparação dos valores de Q_{ult} obtidos a partir das PCEs para os grupos de 4 estacas e s/D de 2, 2,5 e 3.....	143
Figura 4.34: Gráfico da eficiência <i>versus</i> o espaçamento para os grupos de 2 e 4 estacas.....	144
Figura 4.35: Comparativo das estimativas de recalque com relação ao valor obtido na PCE da estaca isolada para a carga de 17,2 kN ($Q_{25\%}$).....	145
Figura 4.36: Comparativo das estimativas de recalque com relação ao valor obtido na PCE da estaca isolada para a carga de 34,3 kN ($Q_{50\%}$).....	145
Figura 4.37: Comparação da relação carga x recalque estimadas com o módulo de deformabilidade obtido pela PCD, e as curvas das estacas isoladas.....	146
Figura 4.38: Comparação entre os recalques estimados para o grupo de 2 estacas e s/D igual a 2 em relação ao valor obtido por meio de PCE em um grupo com a mesma configuração e para o carregamento de 17,2 kN por estaca.....	147
Figura 4.39: Comparação entre os recalques estimados para o grupo de 2 estacas e s/D igual a 2 em relação ao valor obtido por meio de PCE em um grupo com a mesma configuração e para o carregamento de 34,3kN por estaca.....	147

Figura 4.40: Comparação entre os recalques estimados para o grupo de 2 estacas e s/D igual a 2,5 em relação ao valor obtido por meio de PCE em um grupo com a mesma configuração e para o carregamento de 17,2kN por estaca.....	148
Figura 4.41: Comparação entre os recalques estimados para o grupo de 2 estacas e s/D igual a 2,5 em relação ao valor obtido por meio de PCE em um grupo com a mesma configuração e para o carregamento de 34,3kN por estaca.....	149
Figura 4.42: Comparação entre os recalques estimados para o grupo de 2 estacas e s/D igual a 3 em relação ao valor obtido por meio de PCE em um grupo com a mesma configuração e para o carregamento de 17,2kN por estaca.....	150
Figura 4.43: Comparação entre os recalques estimados para o grupo de 2 estacas e s/D igual a 3 em relação ao valor obtido por meio de PCE em um grupo com a mesma configuração e para o carregamento de 34,3kN por estaca.....	150
Figura 4.44: Comparação entre os recalques estimados para o grupo de 2 estacas e s/D igual a 4 em relação ao valor obtido por meio de PCE em um grupo com a mesma configuração e para o carregamento de 17,2kN por estaca.....	151
Figura 4.45: Comparação entre os recalques estimados para o grupo de 2 estacas e s/D igual a 4 em relação ao valor obtido por meio de PCE em um grupo com a mesma configuração e para o carregamento de 34,3kN por estaca.....	151
Figura 4.46: Comparação entre os recalques estimados para o grupo de 4 estacas e s/D igual a 2 em relação ao valor obtido por meio de PCE em um grupo com a mesma configuração e para o carregamento de 17,2kN por estaca.....	152
Figura 4.47: Comparação entre os recalques estimados para o grupo de 4 estacas e s/D igual a 2,5 em relação ao valor obtido por meio de PCE em um grupo com a mesma configuração e para o carregamento de 17,2kN por estaca.....	153

Figura 4.48:	Comparação entre os recalques estimados para o grupo de 4 estacas e s/D igual a 3 em relação ao valor obtido por meio de PCE em um grupo com a mesma configuração e para o carregamento de 17,2kN por estaca.....	154
Figura 4.49:	Comparações dos recalques obtidos a partir das PCEs realizadas para os grupos de 2 estacas e s/D de 2, 2,5, 3 e 4. a) Carga de 17,2kN por estaca; b) Carga de 34,3 kN por estaca.....	155
Figura 4.50:	Comparações dos recalques obtidos a partir das PCEs realizadas para os grupos de 4 estacas e s/D de 2, 2,5 e 3 e para a carga de 17,2kN por estaca.....	155
Figura 4.51:	Gráfico da relação entre recalques, ξ , versus o s/D para os grupos de 2 e 4 estacas.....	155
Figura A1:	Resultado da extrapolação da capacidade de carga da estaca isolada com ponta em isopor pelo método proposto por Van Der Veen (1953)..	164
Figura A2:	Resultado da extrapolação da capacidade de carga da estaca isolada com ponta em isopor pelo método proposto por Décourt (1996).....	164
Figura A3:	Resultado da extrapolação da capacidade de carga do grupo de 2 estacas e s/D de 2 pelo método proposto por Van Der Veen (1953).....	165
Figura A4:	Resultado da extrapolação da capacidade de carga do grupo de 2 estacas e s/D de 2 pelo método proposto por Décourt (1996).....	165
Figura A5:	Resultado da extrapolação da capacidade de carga do grupo de 2 estacas e s/D de 2,5 pelo método proposto por Van Der Veen (1953).....	166
Figura A6:	Resultado da extrapolação da capacidade de carga do grupo de 2 estacas e s/D de 2,5 pelo método proposto por Décourt (1996).....	166
Figura A7:	Resultado da extrapolação da capacidade de carga do grupo de 2 estacas e s/D de 3 pelo método proposto por Van Der Veen (1953).....	167
Figura A8:	Resultado da extrapolação da capacidade de carga do grupo de 2 estacas e s/D de 3 pelo método proposto por Décourt (1996).....	167
Figura A9:	Resultado da extrapolação da capacidade de carga do grupo de 2 estacas e s/D de 4 pelo método proposto por Van Der Veen (1953).....	168
Figura A10:	Resultado da extrapolação da capacidade de carga do grupo de 2 estacas e s/D de 4 pelo método proposto por Décourt (1996).....	168

Figura A11:	Resultado da extrapolação da capacidade de carga do grupo de 4 estacas e s/D de 2 pelo método proposto por Van Der Veen (1953).....	169
Figura A12:	Resultado da extrapolação da capacidade de carga do grupo de 4 estacas e s/D de 2 pelo método proposto por Décourt (1996).....	169
Figura A13:	Resultado da extrapolação da capacidade de carga do grupo de 4 estacas e s/D de 2,5 pelo método proposto por Van Der Veen (1953).....	170
Figura A14:	Resultado da extrapolação da capacidade de carga do grupo de 4 estacas e s/D de 2,5 pelo método proposto por Décourt (1996).....	170
Figura A15:	Resultado da extrapolação da capacidade de carga do grupo de 4 estacas e s/D de 3 pelo método proposto por Van Der Veen (1953).....	171
Figura A16:	Resultado da extrapolação da capacidade de carga do grupo de 4 estacas e s/D de 3 pelo método proposto por Décourt (1996).....	171

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1:	Resumo dos fatores associados ao equipamento e sua influência no N_{SPT}	27
Tabela 2.2:	Eficiência média do martelo em relação ao tipo e a forma de liberação adotada em alguns países.....	28
Tabela 2.3:	Propriedades do solo sugeridas por Poulos e Davis (1980).....	38
Tabela 2.4:	Classificação da densidade relativa segundo valores empíricos do SPT N_{70}	38
Tabela 2.5:	Valores de K para o método de Aoki e Velloso (1975).....	43
Tabela 2.6:	Principais fatores intervenientes no efeito de grupo em estacas.....	50
Tabela 3.1:	Resumo das informações geométricas das estacas e blocos.....	87
Tabela 3.2:	Resultados do rompimento dos corpos de prova do concreto com f_{ck} de 20MPa.....	91
Tabela 3.3:	Resultados do rompimento dos corpos de prova do concreto de 30MPa	93
Tabela 3.4:	Porcentagem do f_{ck} de projeto do concreto ao longo do tempo.....	94
Tabela 4.1:	Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização.....	100
Tabela 4.2:	Resumo dos dados obtidos com as curvas de adensamento.....	103
Tabela 4.3:	Resumo dos resultados das PCEs nos grupos de 2 estacas.....	109
Tabela 4.4:	Resumo dos resultados das PCEs nos grupos de 4 estacas.....	110
Tabela 4.5:	Informações do equipamento de sondagem à percussão utilizado.....	112
Tabela 4.6:	Alturas de queda do martelo no 2º e 3º metro.....	113
Tabela 4.7:	Resumo das estimativas da eficiência pela Teoria Newtoniana (DE MELLO, 1971).....	113
Tabela 4.8:	Resumo da estimativa da eficiência por Yokel (1982).....	114
Tabela 4.9:	Resumo da estimativa da eficiência pelo método proposto por Odebrecht (2003), utilizando $\eta_3 = 1 - 0,0042 \cdot l$	114
Tabela 4.10:	Tabela 4.10: Resumo da estimativa da eficiência pelo método proposto por Odebrecht (2003), utilizando $\eta_3 = 0,907 - 0,0066 \cdot l$	114
Tabela 4.11:	Valores de N_{SPT} corrigidos para eficiência de 60%.....	115
Tabela 4.12:	Resumo das estimativas de Q_{ult} , Q_l , e Q_p da estaca isolada.....	117
Tabela 4.13:	Valores do módulo de deformabilidade estimados.....	119

Tabela 4.14: Resumo das estimativas de recalque das estacas isoladas para uma carga de 17,2kN ($Q_{25\%}$).....	120
Tabela 4.15: Resumo das estimativas de recalque das estacas isoladas para uma carga de 34,3kN ($Q_{50\%}$).....	120
Tabela 4.16: Resumo das estimativas das eficiências dos grupos com 2 estacas.....	122
Tabela 4.17: Estimativas de capacidade de carga dos grupos com 2 estacas corrigidos pela eficiência.....	123
Tabela 4.18: Resumo das estimativas das eficiências dos grupos com 4 estacas.....	124
Tabela 4.19: Estimativas de capacidade de carga dos grupos com 4 estacas corrigidos pela eficiência.....	124
Tabela 4.20: Estimativas dos recalques por métodos empíricos dos grupos com 2 estacas para carga de 17,2kN ($Q_{25\%}$) em cada estaca.....	126
Tabela 4.21: Estimativas dos recalques por métodos empíricos dos grupos com 2 estacas para carga de 34,3kN ($Q_{50\%}$) em cada estaca.....	127
Tabela 4.22: Estimativas dos recalques por métodos empíricos dos grupos com 4 estacas para carga de 17,2kN ($Q_{25\%}$) em cada estaca.....	128
Tabela 4.23: Estimativas dos recalques por métodos empíricos dos grupos com 4 estacas para carga de 34,3kN ($Q_{50\%}$) em cada estaca.....	129
Tabela 4.24: Estimativas dos recalques por métodos simplificados dos grupos com 2 estacas para carga de 17,2kN ($Q_{25\%}$) em cada estaca.....	130
Tabela 4.25: Estimativas dos recalques por métodos simplificados dos grupos com 2 estacas para carga de 34,3kN ($Q_{50\%}$) em cada estaca.....	130
Tabela 4.26: Estimativas dos recalques por métodos simplificados dos grupos com 4 estacas para carga de 17,2kN ($Q_{25\%}$) em cada estaca.....	131
Tabela 4.27: Estimativas dos recalques por métodos simplificados dos grupos com 4 estacas para carga de 34,3kN ($Q_{50\%}$) em cada estaca.....	131
Tabela 4.28: Estimativas dos recalques por método analítico (Poulos e Davis, 1980) dos grupos com 2 estacas para carga de 17,2kN ($Q_{25\%}$) em cada estaca.	132
Tabela 4.29: Estimativas dos recalques por método analítico (Poulos e Davis, 1980) dos grupos com 2 estacas para carga de 34,3kN ($Q_{50\%}$) em cada estaca.	132
Tabela 4.30: Estimativas dos recalques por método analítico (Poulos e Davis, 1980) dos grupos com 4 estacas para carga de 17,2kN ($Q_{25\%}$) em cada estaca.	132

Tabela 4.31: Estimativas dos recalques por método analítico (Poulos e Davis, 1980) dos grupos com 4 estacas para carga de 34,3kN ($Q_{50\%}$) em cada estaca.	133
Tabela 4.32: Resumo das medições de Q_{ult} das estacas isoladas e em grupo.....	135
Tabela 4.33: Resumo das medições dos recalques dos grupos em função da quantidade de estacas e do carregamento por estaca.....	136

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	22
1.1	Generalidades	22
1.2	Motivação da pesquisa	23
1.3	Objetivos	24
1.3.1	Objetivo geral	24
1.3.2	Objetivos específicos	24
1.4	Organização da dissertação	24
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	26
2.1	Eficiência de sondagens a percussão (SPT)	26
2.2	Fatores que influenciam a eficiência	26
2.2.1	Metodologias para a estimativa da eficiência de sondagens a percussão (SPT)	30
2.3	Estacas Isoladas	32
2.3.1	Capacidade de Carga	32
2.3.2	Recalque	34
2.3.2.1	<i>Poulos e Davis (1980)</i>	34
2.3.2.2	<i>Aoki (1984)</i>	38
2.3.2.3	<i>Randolph</i>	44
2.3.2.4	<i>Bowles (1996)</i>	47
2.4	Estacas em grupo	48
2.4.1	Efeito de grupo em termos de capacidade de carga	51
2.4.1.1	<i>Eficiências em solos arenosos</i>	52
2.4.1.2	<i>Eficiências em solos argilosos</i>	54
2.4.1.3	<i>Eficiências em estacas escavadas</i>	55
2.4.1.4	<i>Determinação da eficiência por equações empíricas</i>	56
2.4.2	Efeito de grupo em termos de recalque	61
2.4.2.1	<i>Métodos empíricos</i>	62
2.4.2.2	<i>Métodos simplificados</i>	63
2.4.2.3	<i>Métodos analíticos</i>	65
2.4.2.3.1	<i>Solução de Mindlin (1936)</i>	66
2.4.2.3.2	<i>Método de Poulos e Davis (1980)</i>	67
2.4.2.3.3	<i>O método de Aoki e Lopes (1975)</i>	77
2.4.2.3.4	<i>O método de Aoki e Lopes modificado</i>	79

2.5	Contribuição do bloco de coroamento	79
3	MATERIAIS E MÉTODOS	82
3.1	Metodologia	82
3.2	Local do estudo	82
3.3	Coleta de dados	83
3.4	Realização de sondagem à percussão (SPT) e estimativa da eficiência	83
3.5	Execução das estacas isoladas e em grupos	85
3.5.1	<i>Estacas isoladas e em grupo</i>	87
3.5.2	<i>Blocos de coroamento</i>	91
3.6	Provas de Carga Estática	94
3.7	Previsões da capacidade de carga das estacas isoladas e em grupo	98
3.8	Previsões dos recalques das estacas isoladas e em grupo	98
3.9	Comparação das previsões realizadas com os valores medidos nas PCEs	99
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	100
4.1	Resultados e análises de Ensaios Geotécnicos	100
4.1.1	<i>Ensaios de laboratório</i>	100
4.1.1.1	<i>Ensaios de Caracterização</i>	100
4.1.1.2	<i>Ensaios oedométricos</i>	102
4.1.2	<i>Ensaios de campo</i>	103
4.1.2.1	<i>Sondagem à percussão (SPT)</i>	103
4.1.2.2	<i>Prova de carga direta</i>	104
4.1.2.3	<i>Provas de carga estática em estacas</i>	106
4.2	Resultados das previsões realizadas	111
4.2.1	<i>Eficiência da sondagem a percussão realizada</i>	111
4.2.1.1	<i>Caracterização do equipamento utilizado na sondagem à percussão (SPT) realizada</i>	111
4.2.1.2	<i>Alturas de queda do martelo</i>	112
4.2.1.3	<i>Estimativa da eficiência</i>	113
4.2.1.4	<i>Correção do número de golpes da sondagem à percussão (SPT)</i>	115
4.2.2	<i>Previsão da capacidade de carga e do recalque das estacas isoladas</i>	116
4.2.2.1	<i>Capacidade de carga</i>	117
4.2.2.2	<i>Recalque</i>	118
4.2.3	<i>Capacidade de carga e recalque das estacas em grupo</i>	121
4.2.3.1	<i>Capacidade de carga</i>	121

4.2.3.2	<i>Recalque</i>	125
4.3	Determinação da capacidade de carga e dos recalques	133
4.3.1	<i>Estacas Isoladas</i>	133
4.3.2	<i>Estacas em grupo</i>	135
4.4	Comparação dos resultados	136
4.4.1	<i>Capacidade de carga</i>	136
4.4.1.1	<i>Estaca Isolada</i>	136
4.4.1.2	<i>Grupos de estacas</i>	138
4.4.2	<i>Recalque</i>	144
4.4.2.1	<i>Estaca Isolada</i>	144
4.4.2.2	<i>Grupos de estacas</i>	146
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	157
5.1	Conclusões	157
5.2	Sugestões para pesquisas futuras	159
	REFERÊNCIAS	160
	APÊNDICE A - EXTRAPOLAÇÃO DE PROVAS DE CARGA	164

1. INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta: as generalidades, a motivação da pesquisa, a descrição dos objetivos gerais e específicos e a organização da dissertação.

1.1 Generalidades

Entende-se por fundação como a parte do sistema de infraestrutura responsável por transmitir ao solo ou rocha subjacente, as cargas da superestrutura, bem como seu peso próprio (BOWLES, 1997). Os requisitos básicos que um projeto de fundação deve atender são as seguintes:

- a. Deformações aceitáveis sob as condições de trabalho;
- b. Segurança adequada ao colapso do solo de fundação;
- c. Segurança adequada ao colapso dos elementos estruturais.

As fundações são, convencionalmente, divididas em dois grupos: fundações superficiais ou diretas e fundações profundas. Tem-se a seguinte definição para esta última:

Elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0m. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões (ABNT NBR 6122:2010, item 3.7, p. 3).

As estacas quando classificadas em relação ao efeito causado no solo (ou tipo de deslocamento) que provocam ao serem executadas podem ser de deslocamento, sem deslocamento ou de substituição. As estacas de deslocamento são compreendidas pelas estacas cravadas, uma vez que o solo no espaço que a estaca irá ocupar será deslocado. As estacas sem deslocamento são compreendidas pelas estacas escavadas, quando durante a escavação é utilizado métodos com a finalidade reduzir as alterações nas tensões geostáticas (camisa metálica). As estacas de substituição, compreendidas também pelas estacas escavadas, porém, nesta durante a execução há alívio nas tensões geostáticas (VELLOSO E LOPES, 2010).

Segundo Velloso e Lopes (2010), as execuções das estacas escavadas podem causar alterações nas tensões geostáticas do terreno, devido à descompressão do terreno durante a escavação, sendo maior ou menor, dependendo de como será sua execução. Em um extremo estariam as estacas escavadas sem suporte, executado em solos coesivos e acima do nível da água, no qual existe a descompressão e no outro extremo estariam às estacas escavadas com suporte, no qual as camisas metálicas avançam na mesma velocidade de escavação, tornando o alívio nas tensões bastante reduzido. Entre estes dois extremos, existe a possibilidade de execução com auxílio de fluido estabilizante.

De acordo com Scallet (2011), durante a execução da escavação da estaca com trado há um depósito de solo fofo no fundo da estaca, devido à impossibilidade da remoção do mesmo, esse efeito provocará uma redução na capacidade de carga da total da estaca. Pérez (2014), através de provas de carga estática do tipo lenta, estudou o comportamento de estacas, instrumentadas, escavadas a trado com três diâmetros diferentes. O autor apresenta como resultado que a transferência de carga das estacas ocorreu em grande parte pelo fuste ou que seria necessário grandes deslocamentos para mobilizar a base, devido ao solo que fica na ponta da estaca sofrer perturbações durante sua escavação.

A capacidade de carga e o recalque das estacas variam, principalmente, quando as mesmas são executadas isoladas ou em grupo, devido neste segundo, ocorrer uma interação nas diversas estacas que constituem a fundação ao transmitirem ao solo as cargas que lhe serão aplicadas. Esta interação acarreta uma superposição de tensões, modificando a capacidade de carga e o recalque dos grupos de estacas. Com o objetivo de quantificar o efeito de grupo, diversos autores utilizam, principalmente, o espaçamento entre eixos das estacas do mesmo bloco e/ou de blocos vizinhos e as características do solo.

1.2 Motivação da pesquisa

Há poucas pesquisas relacionadas ao efeito de grupo de estacas escavadas em perfis de solos granulares e mais ainda em perfis de solo típicos dos que ocorrem em Fortaleza. Dentro deste contexto, este trabalho tem a motivação de estudar e entender melhor o efeito de grupo, de estacas escavadas em solos granulares.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

Esta pesquisa tem como objetivo geral avaliar experimentalmente, através de provas de carga estática realizadas em grupos de estacas escavadas, o efeito de grupo em perfis de solos granulares, em termos de capacidade de carga e recalque.

1.3.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são os seguintes:

- Comparar estimativas de capacidade de carga de estacas escavadas, isoladas e em grupo, com os resultados obtidos a partir de provas de carga;
- Comparar as estimativas do recalque de estacas escavadas, isoladas e em grupo, para uma mesma carga por estaca, com os resultados obtidos a partir de provas de carga;
- Avaliar a relação entre o espaçamento de grupos de estacas escavadas em solos granulares e a capacidade de carga;
- Avaliar a relação entre o espaçamento de grupos de estacas escavadas em solos granulares e o recalque;
- Avaliar a distribuição de carga em estacas escavadas em perfis de solos granulares.

1.4 Organização da dissertação

Este trabalho está organizado em cinco capítulos. No primeiro capítulo são apresentados: uma abordagem geral sobre o tema, as motivações para realização do trabalho, a descrição dos objetivos geral e específicos, e a organização da dissertação.

O segundo capítulo apresenta a revisão bibliográfica com conceitos fundamentais relacionados à área da pesquisa, abordando, principalmente, os principais métodos para estimar a capacidade de carga e o recalque de estacas isoladas e em grupo.

O terceiro capítulo apresenta a metodologia utilizada na pesquisa, no qual são descritas, detalhadamente, as etapas para o desenvolvimento do trabalho.

O quarto capítulo apresenta os resultados e as análises realizadas na pesquisa.

O quinto capítulo apresenta as conclusões, bem como as sugestões para pesquisas futuras.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Eficiência de sondagens a percussão (SPT)

A sondagem à percussão (SPT), segundo a NBR 6484 (ABNT, 2001), consiste na cravação de um amostrador-padrão em 45cm do metro de solo a ser ensaiado (1,00 – 1,45m, por exemplo), para isso é utilizado um peso (martelo) de 65kg a uma altura de queda de 75cm. Durante a cravação é registrado a quantidade de golpes para cada 15cm, sendo a resistência à penetração do metro de solo estudado (N_{SPT}) a soma da quantidade de golpes dos últimos 30 cm de cravação.

Tal ensaio é o mais conhecido e utilizado método de investigação geotécnica de campo no Brasil, sendo seus resultados usados para o dimensionamento das mais diversas obras geotécnicas. Porém tanto a variabilidade dos equipamentos existentes, quanto a adoção de procedimentos diferentes durante a execução do ensaio influem diretamente nos seus resultados. Dessa forma, com base no exposto, o índice de resistência (N_{SPT}), pode apresentar valores alterados.

Em experimentos realizados foram encontrados variações do índice N_{SPT} em 100% ou mais, quando utilizados equipamentos diferentes em furos adjacentes do solo (ASTM D 1586-08). Norenã (2011) afirma ainda que ao utilizar o mesmo equipamento, no mesmo solo, os valores de N_{SPT} podem apresentar variações de, aproximadamente, 10%.

2.2 Fatores que influenciam a eficiência

Sondagens à percussão (SPT) estão sujeitas a influência de fatores que alteram seus resultados, podendo ser classificados como de natureza humana, de equipamento ou de procedimento. Diversos autores estudaram os fatores intervenientes na eficiência do SPT, dentre os quais destaca-se: Hvorslev (1949), Fletcher (1965), Mohr (1966), Teixeira (1974 e 1977), Palácios (1977), Kovacs (1979), Kovacs *et al.* (1981), Décourt (1989), Belicanta (1985 e 1998), Cavalcante (2002), Odebrecht (2003), Neves (2004), Norenã (2011) e Carvalho (2012).

Neste trabalho será apresentado os fatores citados por Kovacs (1979) e Kovacs *et al.* (1981), sendo: tipo do martelo; altura de queda; circulação de água; tipo e comprimento das hastes; defeitos do amostrador; erros de contagem, medições e anotações; corda; e efeito do tipo de solo. Na Tabela 2.1, segundo Décourt (1989, *apud*, Carvalho, 2012), os fatores

associados ao equipamento e sua influência no N_{SPT} .

Tabela 2.1: Resumo dos fatores associados ao equipamento e sua influência no N_{SPT}

Fator	Efeito no N_{SPT}
Sistema de Martelo	Aumenta/ Diminui
Variações na altura	Aumenta/ Diminui
Uso de cabo de aço em vez de corda	Aumenta
Falta de lubrificação na roldana	Aumenta
Atitude dos operadores	Aumenta/ Diminui
Peso incorreto do martelo	Aumenta/ Diminui
Excentricidade da cabeça de bater	Aumenta
Não utilização de haste-guia	Aumenta
Leitura imprecisa no número de golpes	Aumenta/ Diminui
Limpeza mal feita do furo	Diminui
Falta de cuidado com o nível da lama/ água no furo	Diminui
Diâmetro do furo acima do recomendado (65 - 150 mm)	Diminui
Dimensionamento da bomba	Aumenta/ Diminui
Estabilização apenas com lama ao invés de revestimento (em areias)	Aumenta
Comprimento da haste	Aumenta
Peso da haste	Aumenta/ Diminui
Amostrador deformado ou dentro do revestimento	Aumenta
Peso da cabeça de bater	Aumenta
Pedregulhos "engasgando" o amostrador	Aumenta
Frequência dos golpes	
30 - 40 golpes/ min	Não influi
Se $N_1 60 < 20$. 10 - 20	Aumenta
Se $N_1 60 > 20$. 10 - 20	Diminui
Coxim	
Sem usar	Não altera
Novo	Aumenta
Velho	Diminui
Intervalo de penetração	
0 - 30 ao invés de 15 - 45	Diminui
30 - 60	Aumenta
Diâmetro do amostrador	Aumenta
Não utilização de "liner" no amostrador	Diminui

Fonte: Adaptado de Décourt, 1989, *apud*, Carvalho, 2012.

i. Tipo do martelo

Atualmente existem três grupos de martelos para execução de sondagens à

percussão, sendo: os de queda deslizando com corda sobre roldana (safety, donut e pin-guided), os de queda livre (pilcon, borros e dando) e os automáticos. No Brasil, o martelo, comumente utilizado, é o de operação manual, do tipo pin-guided (pino-guia), com corda de sisal deslizando em roldana fixa (CARVALHO, 2012).

Na Tabela 2.2 são apresentados os diferentes tipos de martelos utilizados pelo mundo, sendo classificado o País, o tipo, a forma de liberação e sua respectiva eficiência.

Tabela 2.2: Eficiência média do martelo em relação ao tipo e a forma de liberação adotada em alguns países

País	Martelo		Eficiência (%)
	Tipo	Forma de liberação	
Argentina	Donut	Cathead	45
Brasil	Pin-guided	Manual	72
China	Donut	Free-fall	60
Colômbia	Donut	Cathead	50
Japão	Donut	Cathead	50
Paraguai	Pin-guided	Manual	71
Inglaterra	Donut	Free-fall	60
	Donut	Cathead	50
EUA	Donut	Cathead	45
	Safety	Cathead	60
	Safety	Free-fall	85
Venezuela	Donut	Cathead	43

Fonte: Décourt, 1989, *apud*, Norenã, 2011.

Yokel (1982) mostrou através da Eq. 2.2, que quando o peso das hastes corresponde a, pelo menos, 75% do peso do martelo é possível que 95% da energia do martelo seja transmitidas as hastes. De acordo com Fairhurst (1961) para longos comprimentos de haste, pode-se considerar que a energia de qualquer martelo é totalmente transferida.

ii. Altura de queda

A energia que o martelo passará ao sistema é diretamente proporcional à altura de queda no instante do impacto, logo qualquer valor diferente de 75cm provocará o aumento da energia ou sua respectiva diminuição. Mesmo que a altura de queda sugerida pela NBR 6484 (ABNT, 2001) seja obedecida, podem existir perdas, por atrito, devido ao posicionamento

errado do martelo.

iii. Circulação de água

A NBR 6484 (ABNT, 2001) sugere que não seja realizada a circulação de água para realização deste ensaio, salvo casos específicos. O motivo de tal recomendação se dá pela destruição da estrutura do solo.

iv. Tipo e comprimento das hastes

Com relação às hastes, os assuntos mais debatidos são sobre a rigidez e o comprimento do sistema, este último por sua vez influência no peso e flambagem. Através do aumento do peso das hastes, provocará uma força maior de cravação no solo. Já o fenômeno da flambagem provoca uma inclinação lateral das hastes, gerando atrito com o solo.

Godoy (1971) analisou diversos ensaios de SPT utilizando hastes de um 1” com 32N/m, 57N/m (A) e 83N/m (B), não encontrando nenhuma diferença nos resultados. Já Gibbs & Holtz (1957, *apud*, Carvalho, 2012) mostrou que para até 20m, o comprimento do conjunto de hastes é aceitável para o ensaio do SPT.

v. Defeitos do amostrador

Os defeitos no amostrador acontecem, normalmente, com sua utilização, gerando danos que modificam o atrito entre o amostrador e o solo, podendo alterar os valores do índice de resistência (N_{SPT}).

vi. Erros de contagem, medições e anotações

Os erros de contagem, medições e anotações são devidos à má qualidade da mão de obra utilizada, pois são provocados devido a medidas errôneas: na contagem do número de golpes e nas marcações erradas dos comprimentos de cravação no solo.

vii. Corda

Com relação à corda utilizada no SPT, os fatores relevantes são o comprimento, o

tipo e idade da corda. Com o aumento do comprimento da corda a energia transmitida ao sistema tende a diminuir, com relação ao tipo as mais utilizadas são de nylon e sisal, porém não foi encontrado estudo comparando a influência dos dois tipos.

Já cordas velhas influem negativamente no resultado do ensaio, pois as mesmas tem a tendência de ser mais flexível, além da mesma tender a aderir no tambor, tardando em sua liberação (CARVALHO, 2012).

viii. Efeito do tipo de solo

O solo que será executado o ensaio pode influir diretamente nos resultados de sondagens à percussão, por exemplo, em areias finas e submersas pode ocorrer o fenômeno da liquefação, enquanto que a presença de pedregulhos pode elevar o N_{SPT} , mascarando o real comportamento do maciço.

2.2.1 Metodologias para a estimativa da eficiência de sondagens a percussão (SPT)

Para a quantificação da eficiência da sondagem a percussão, a literatura disponibiliza diversas metodologias, dentre elas: a de Fairhurst (1961), baseada na teoria Newtoniana (De Mello, 1971); a de Yokel (1982); e o método proposto por Odebrecht (2003). A teoria Newtoniana é apresentada na Eq. (2.1), assim tem-se que:

$$E_i = (e' \cdot W \cdot H_{SPT}) \cdot (1 + \lambda)^2 \cdot \frac{W \cdot W_p}{(W + W_p)^2} \quad (2.1)$$

onde:

E_i : fração da energia total transmitida às hastes;

W: peso do martelo;

H_{SPT} : altura de queda do martelo;

W_p : peso das hastes e do amostrador;

e' : eficiência do martelo, conforme Tabela 2.2;

λ : coeficiente de restituição, que pode ser 0,5 para coxim de madeira e 1,0 quando não é utilizado.

Já Yokel (1982) propôs:

$$e = 1 - \exp\left(-\frac{4 \cdot W_h}{W}\right) \quad (2.2)$$

onde:

W_h : peso das hastes;

e : eficiência da energia transmitida as hastes;

W : peso do martelo.

Segundo Odebrecht (2003), a energia transmitida ao amostrador (E_{trans}) pode ser estimada a partir da seguinte expressão:

$$E_{trans} = \eta_3 \cdot [\eta_1 \cdot (H_{SPT} + \Delta\rho) \cdot W \cdot g + \eta_2 \cdot w_h \cdot g \cdot \Delta\rho] \quad (2.3)$$

onde:

η_1 : eficiência do martelo, que no trabalho de Odebrecht (2003) foi encontrado o valor de 0,764 e no trabalho de Cavalcante (2002) foi encontrado 0,761, valores muito próximos ao indicado na Tabela 2.2 (0,72) para o Brasil;

η_2 : eficiência da composição das hastes, que segundo o trabalho de Cavalcante (2002) pode ser adotado como 1, devido as baixas perdas;

η_3 : eficiência do sistema, que Odebrecht (2003) sugere ser calculado das seguintes maneiras: $1 - 0,0042 \cdot l$ (dados do trabalho de Odebrecht, 2003) e $0,907 - 0,0066 \cdot l$ (dados de Cavalcante (2002) re-analisados por Odebrecht (2003), sendo l o comprimento das hastes. A 1º alternativa parece ser mais coerente, devido a 2º já iniciar a estimativa de η_3 com uma perda de 10%;

H_{SPT} : altura de queda do martelo, que Odebrecht (2003) sugere que seja adotado o valor normatizado (0,75 m), mas este Autor utilizará a altura média medida em campo;

$\Delta\rho$: penetração do amostrador no solo devido a aplicação de um golpe, ou seja, $0,30/N_{SPT}$;

W : massa do martelo;

W_h : massa das hastes;

g : aceleração da gravidade, adotado $9,81\text{m/s}^2$.

De acordo com Cavalcante (2002), a teoria Newtoniana fornece valores próximos aos dos métodos de Schmertman e Palacios (1979) e Yokel (1982).

Devido às citadas perdas, é adotado um índice para a eficiência e , relacionando a energia teórica E_t com a energia medida E_m imediatamente antes do impacto, para isso

utiliza-se a Eq. (2.4).

$$e = \frac{E_m}{E_t} \quad (2.4)$$

Vale mencionar que, nos Estados Unidos grande parte das equações empíricas foram elaboradas adotando: o nível de eficiência em 60%. Já no Brasil a eficiência padrão adotada é de 70%.

Para correção do índice de resistência, utiliza-se a seguinte expressão:

$$N_{padrão} \cdot E_{padrão} = N_m \cdot E_m \quad (2.5)$$

onde:

$N_{padrão}$: número de golpes do N_{SPT} corrigido;

$E_{padrão}$: energia adotada para correção do N_{SPT} ;

N_m : N_{SPT} medido em campo;

E_m : energia medida ou estimada do ensaio de sondagem à percussão (SPT).

2.3 Estacas Isoladas

A verificação de um projeto de fundações parte, normalmente, da determinação da capacidade de carga e dos recalques de uma estaca isolada, para, posteriormente, ser realizado o estudo sobre os grupos de estacas.

2.3.1 Capacidade de Carga

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010) a carga admissível das estacas isoladas deve atender, simultaneamente, e com coeficiente de segurança predeterminado, aos estados limites-limite último e de serviço, ou seja, quando se aplica uma força nas estacas, seu recalque tem que ser compatível com a estrutura. O estudo do recalque e do efeito de grupo em estacas será apresentado nos próximos tópicos.

Segundo Poulos e Davis (1980), para solos granulares, as estacas escavadas tem o pleno desenvolvimento da resistência por atrito lateral para deformações da ordem de 1 a 3%

de seu diâmetro. Já Nienov (2006), diz que para mobilizar a resistência da base é necessário deslocamentos da ordem de 5 a 10% e em certos casos, de até 20%.

Com relação à capacidade de carga das estacas isoladas, pode-se subdividir os métodos de cálculo em: a partir de provas de carga, a partir de métodos semi-empíricos e empíricos e a partir de métodos teóricos (NBR 6122, ABNT 2010).

i) Provas de carga

As provas de carga constituem a forma mais confiável para a determinação da capacidade de carga de uma estaca. Tal método consiste em aplicar esforços estáticos crescentes à estaca e registrar as deformações correspondentes. De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), o fator de segurança que pode ser adotado quando se executa Provas de Carga Estática (PCE) na fase de projeto é 1,6, desde que a carga da PCE seja levada a no mínimo duas vezes a carga admissível em projeto. A NBR 12131 (ABNT, 2006) que estabelece o método de execução da PCE.

ii) Semi-empíricos

Os métodos semi-empíricos são aqueles que utilizam correlações com ensaios de campo para determinar a capacidade de carga. Tais correlações foram elaboradas, normalmente, a partir de resultados do CPT e do SPT e, posteriormente, fazendo a comparação com resultados de provas de carga.

A literatura apresenta diversos métodos, tendo como principais: Aoki e Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Velloso (1981), Teixeira (1996), Aoki e Velloso (1975) com contribuições de Monteiro (1997), Vorcaro-Velloso (2000), entre outros métodos. Para consulta de tais métodos pode-se utilizar do livro de Velloso e Lopes (2010).

Os métodos semi-empíricos que serão utilizados neste trabalho serão: Aoki e Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) com contribuições de Décourt (1996) e Teixeira (1996), apresentados em Velloso e Lopes (2010) e Amann (2010).

iii) Teóricos

Os métodos teóricos ou racionais são aqueles baseados em teorias desenvolvidas na mecânica dos solos, considerando no cálculo todas as nuances dos solos e das fundações

(MOURA, 1997). Neste trabalho não será utilizado nenhum destes métodos, devido a dificuldade de obtenção de parâmetros representativos em profundidade.

2.3.2 Recalque

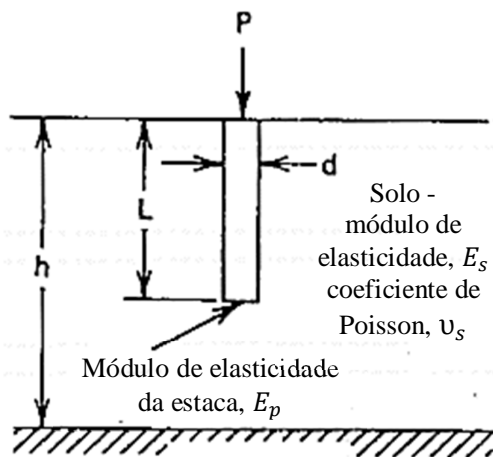
O cálculo dos recalques é um dos requisitos para a realização de um adequado projeto de fundações.

As metodologias para estimar recalques em estacas isoladas podem ser classificadas em três: métodos baseados na Teoria da Elasticidade; métodos numéricos; métodos semi-empíricos. Apresentam-se alguns dos principais métodos para estimativa do recalque de estacas isoladas e que serão utilizados para o desenvolvimento desta pesquisa.

2.3.2.1 Poulos e Davis (1980)

Poulos e Davis (1980) desenvolveram um método para estimar o recalque de estacas isoladas, para isso foi utilizado a solução numérica de Mindlin para calcular a ação da estaca sobre o solo. A previsão do recalque com este método consiste em dividir a estaca em elementos uniformemente carregados, logo em seguida, é imposta a compatibilidade entre os deslocamentos da estaca e os deslocamentos do solo adjacente em cada elemento da estaca. O recalque do solo é obtido considerando a compressibilidade da estaca sob carga axial e os deslocamentos do solo, através das equações de Mindlin. Na Figura 2.1 são definidas algumas variáveis utilizadas na estimativa do recalque.

Figura 2.1: Variáveis utilizadas no método de Poulos e Davis (1980)



Fonte: Adaptado de Poulos e Davis, 1980.

onde:

P: carga aplicada;

L: comprimento da estaca;

h: espessura da camada de solo;

D: diâmetro da estaca;

E_p : módulo de elasticidade do material da estaca;

E_b : módulo de elasticidade da camada resistente de solo;

E_s : módulo de elasticidade do solo;

ν_s : coeficiente de Poisson do solo;

ν_b : coeficiente de Poisson da camada resistente de solo;

Poulos e Davis (1980) sugeriram a Eq. (2.6) para a previsão do recalque. Os valores dos fatores de influência e dos fatores de correção são obtidos graficamente.

$$w = \frac{P \cdot I}{E_s \cdot D} \quad (2.6)$$

onde:

w: recalque devido ao solo;

P: carga aplicada;

D: diâmetro da estaca;

I: fator de influência dado por $I_o \times R_k \times R_h \times R_v \times R_b$, para estacas compressíveis, solo de espessura finita e com ponta em material resistente ou, somente, I_o para estacas incompressíveis em meio elástico semi-infinito com ν_s de 0,50. I_o é obtido através da Figura 2.2;

R_k : fator de correção para compressibilidade da estaca;

R_h : fator de correção para profundidade finita da camada sobre uma base rígida;

R_v : fator de correção para o coeficiente de Poisson do solo (ν_s);

R_b : fator de correção para a base ou ponta em solo mais rígido;

E_s : módulo de elasticidade do solo;

As Figuras 2.2 e 2.3, a seguir, apresentam os gráficos para a determinação dos fatores I_o, R_k, R_h, R_v e R_b do método de Poulos e Davis (1980).

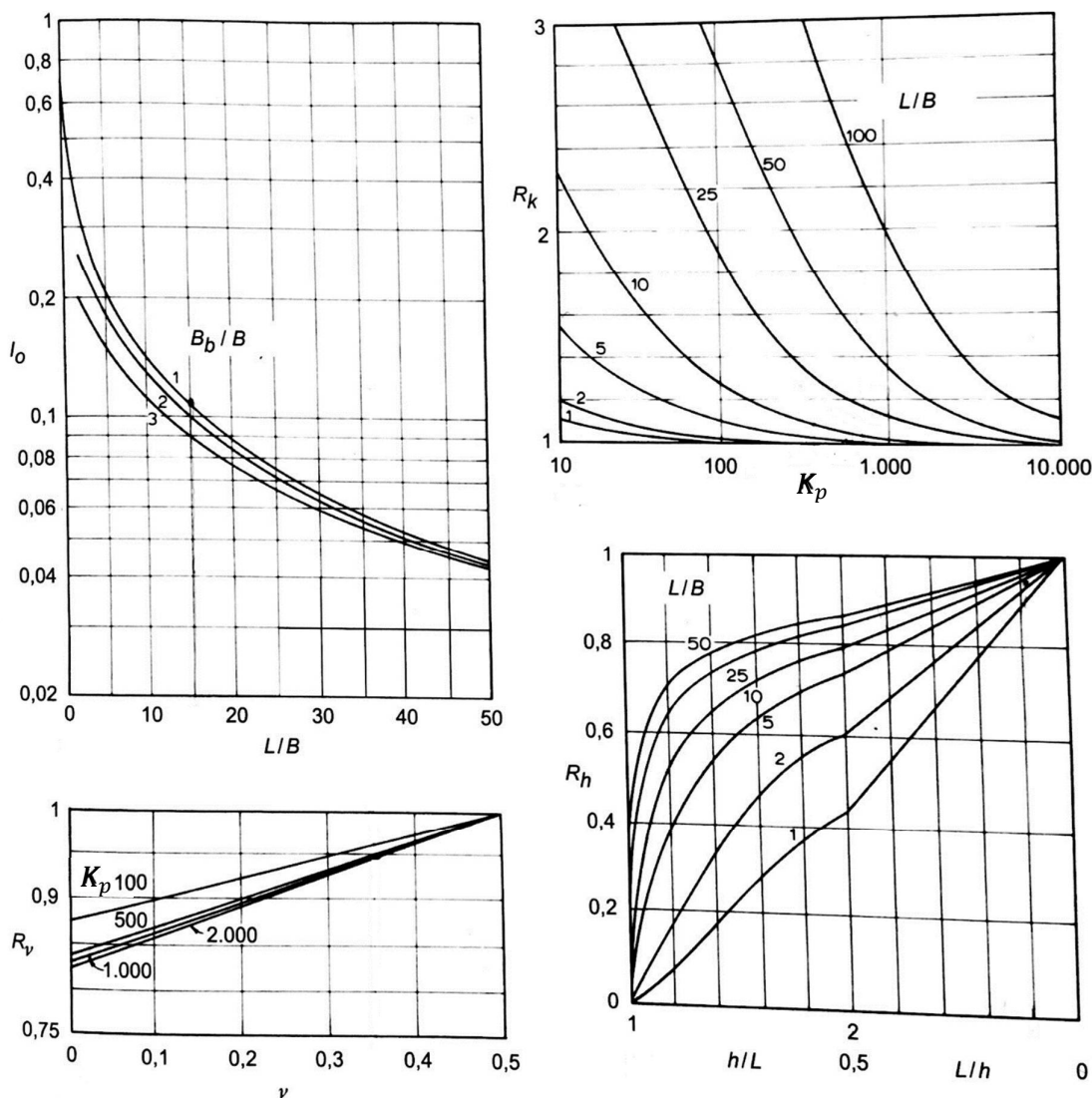
A rigidez relativa do material da estaca (K_p) em relação ao solo pode ser determinada com a Eq. (2.7).

$$K_p = \frac{E_p}{E_s} \cdot R_A \quad (2.7)$$

onde:

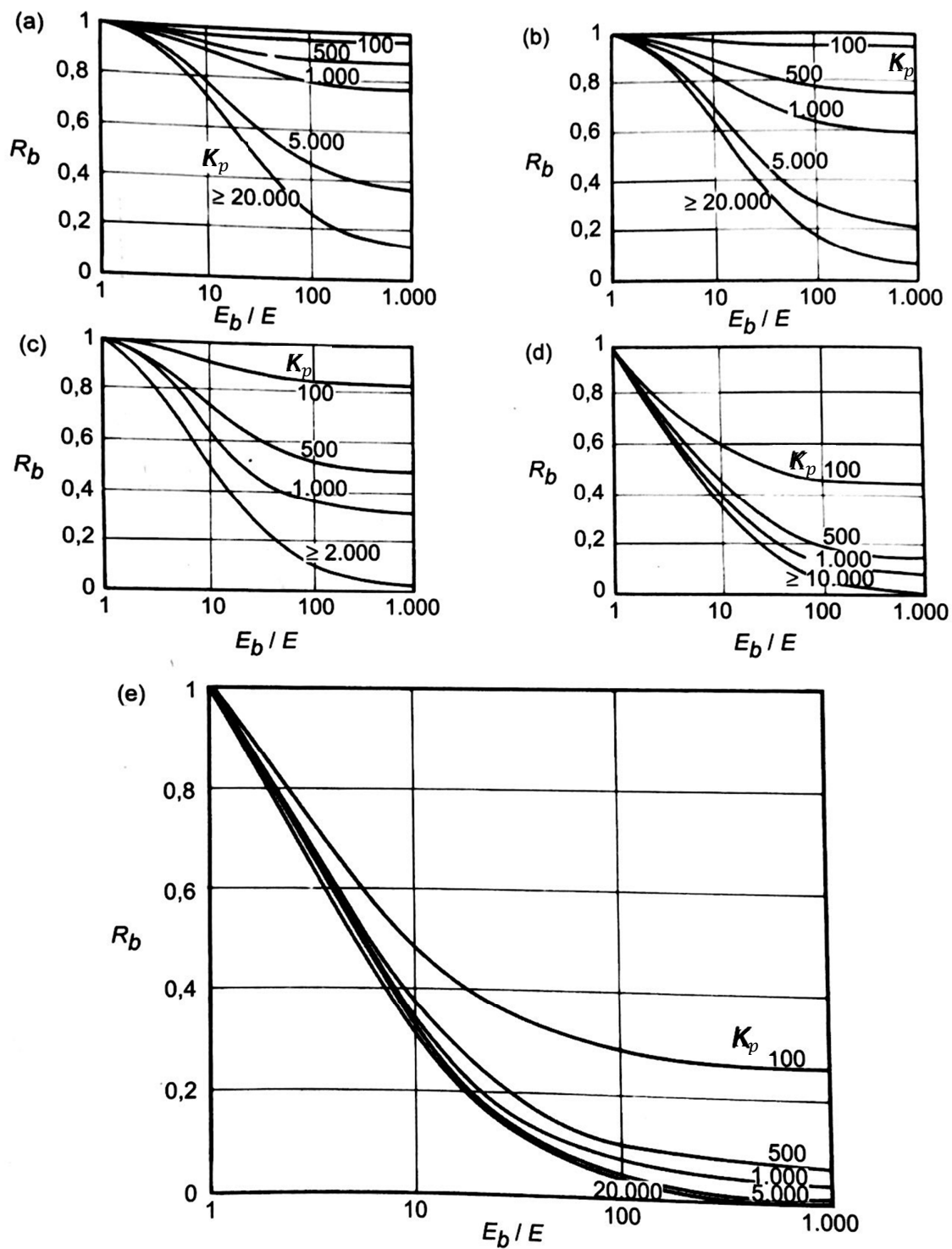
R_A : relação entre a área da estaca e sua área circunscrita, sendo 1 para estacas maciças.

Figura 2.2: Fatores I_0 , R_k , R_h , R_v do método de Poulos e Davis (1980)



Fonte: Poulos e Davis, 1974.

Figura 2.3: Fator R_b para o método de Poulos e Davis (1980). (a) para $L/B=75$; (b) para $L/B=50$; (c) para $L/B=25$; (d) para $L/B=10$; (e) para $L/B=5$



Fonte: Poulos e Davis, 1974.

Após a comparação do método com algumas provas de carga, Poulos e Davis (1980) sugerem os valores das propriedades de deformação da Tabela 2.3. Na falta de ensaios específicos para classificação do solo, pode-se utilizar da Tabela 2.4 sugerida por Bowles (1997).

Tabela 2.3: Propriedades do solo sugeridas por Poulos e Davis (1980)

Solo	Densidade relativa	Consistência / Compacidade	E_s (MPa)	ν_s
Areia	< 0,4	Solto	27,5 - 55MN/m ²	0,3
	0,4 - 0,6	Médio	55 - 70MN/m ²	
	> 0,6	Denso	70 - 110MN/m ²	

Fonte: Poulos e Davis, 1980.

Tabela 2.4: Classificação da densidade relativa segundo valores empíricos do SPT N_{70}

Descrição	Muito solto	Solto	Médio	Denso	Muito Denso	
Densidade Relativa	0	0,15	0,35	0,65	0,85	
SPT N_{70}	finos	1 - 2	3 - 6	7 - 15	16 - 30	?
	médios	2 - 3	4 - 7	8 - 20	21 - 40	> 40
	grosseiros	3 - 6	5 - 9	10 - 25	26 - 45	> 45
γ_s (kN/m ³)	11 - 16	14 - 18	17 - 20	17 - 22	20 - 23	

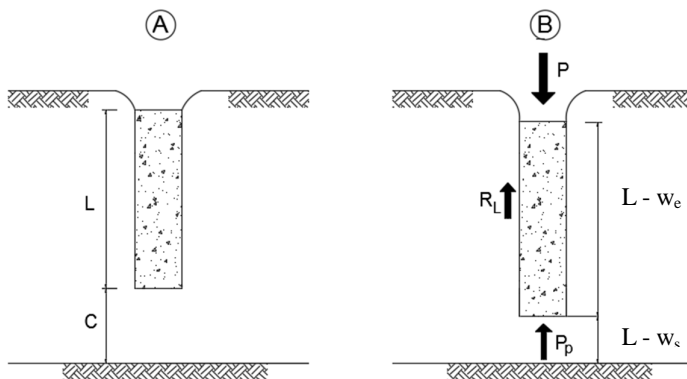
Fonte: Bowles, 1997.

Bowles (1997) comenta que os termos finos, médios e grosseiros, da Tabela 2.4 são subjetivos, devendo então, tais valores serem utilizados com precaução. Vale ressaltar que o N_{SPT} a ser utilizado na referida tabela deve ser corrigido para uma eficiência de 70%.

2.3.2.2 Aoki (1984)

Na Figura 2.4, tem-se: uma estaca qualquer, de comprimento L , com a sua base distante C da superfície do indeslocável e uma carga vertical P no topo dessa estaca que provocará dois tipos de deformações, sendo: o encurtamento elástico estaca, w_e , e as deformações verticais de compressão do solo implícito à base da estaca, até o indeslocável, o que resulta em um recalque da base, w_s . (CINTRA E AOKI, 2010).

Figura 2.4: Parcelas de recalque da estaca



Fonte: Cintra e Aoki, 2010.

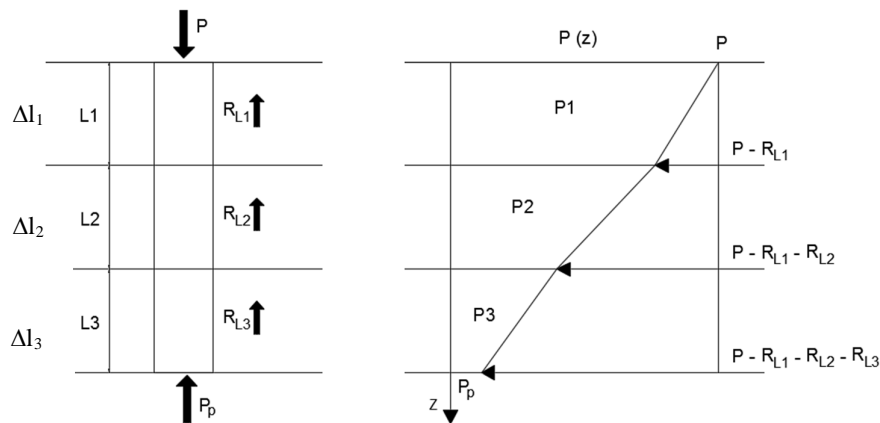
Como resultado o comprimento L será reduzido, $L - w_e$, e a distância C também será reduzida, $C - w_s$. Portanto, o topo da estaca sofrerá um recalque, w , de forma que:

$$W = w_e + w_s \quad (2.8)$$

i) Encurtamento Elástico da Estaca

Para o cálculo do encurtamento elástico da estaca, Cintra e Aoki (2010) recomendam que seja realizado conforme a Figura 2.5 e a Eq. (2.9). Onde R_L é a resistência do fuste na camada considerada.

Figura 2.5: Diagrama de esforço normal da estaca



Fonte: Cintra e Aoki, 2010.

$$w_e = \frac{1}{A \cdot E_p} \cdot \sum (P_i \cdot \Delta l_i) \quad (2.9)$$

onde:

A: área de seção transversal do fuste da estaca;

E_p : módulo de elasticidade do material da estaca, suposto constante;

P_i : força de compressão média aplicada no comprimento Δl_i da estaca;

Δl_i : comprimento da estaca na camada estudada.

Na ausência de valor específico de E_p , os autores sugerem:

$E_p = 28$ a 30 GPa para estaca pré-moldada;

$E_p = 21$ GPa para hélice contínua, Franki e estação;

$E_p = 18$ GPa para Strauss e escavada a seco.

ii) *Recalque do solo*

Pelo princípio da ação e reação, à estaca aplica cargas R_{Li} ao solo, ao longo do contato com o fuste, e transmite a carga P_p ao solo situado junto à sua base. Devido ao seu carregamento, as camadas situadas entre a base da estaca e a superfície do indelocável sofrem deformações que resultam no recalque, w_s , do solo. De acordo com Vesic (1975), esse deslocamento, w_s , pode ser subdividido em duas parcelas, conforme Eq. (2.10).

$$w_s = w_{s,p} + w_{s,L} \quad (2.10)$$

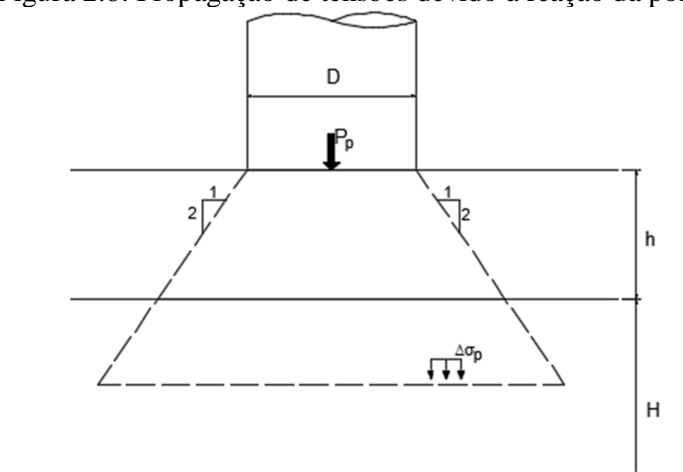
onde:

$w_{s,p}$: recalque devido à reação de ponta;

$w_{s,L}$: recalque relativo à reação às cargas laterais.

Para estimar o recalque, Aoki (1984), utilizou a seguinte metodologia: considera-se a força P_p , vertical para baixo, aplicada ao solo, provocando um acréscimo de tensões numa camada subjacente qualquer, de espessura H, e que h seja a distância vertical do ponto de aplicação da força ao topo dessa camada, de acordo com a Figura 2.6.

Figura 2.6: Propagação de tensões devido à reação da ponta



Fonte: Cintra e Aoki, 2010.

Supondo a propagação de tensões 1:2, o acréscimo de tensões na linha média dessa camada é dado pela Eq. (2.11).

$$\Delta\sigma_p = \frac{4 P_p}{\pi \left(B_b + h + \frac{H}{2} \right)^2} \quad (2.11)$$

onde:

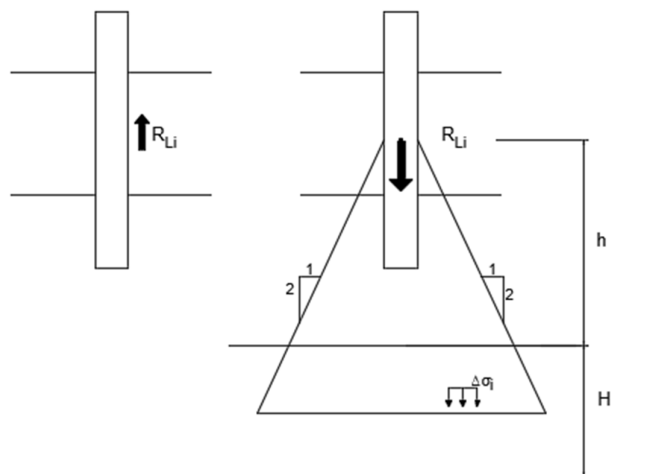
$\Delta\sigma_p$: acréscimo de tensões devido à ponta;

P_p : força aplicada na base da estaca;

B_b : diâmetro da base da estaca.

De maneira análoga, as reações às parcelas de resistência lateral constituem forças aplicadas pela estaca de solo, verticais para baixo, as quais também provocam acréscimo de tensões naquela mesma camada. A Figura 2.7 ilustra essa condição para as forças devido ao fuste, relativa a um segmento intermediário da estaca, considerando seu ponto de aplicação como centroide desse segmento.

Figura 2.7: Propagação de tensões devido às cargas laterais



Fonte: Cintra e Aoki, 2010.

Nessas condições, supondo a propagação de tensões 1:2, a Eq. (2.12) estimará o acréscimo de tensões.

$$\Delta\sigma_i = \frac{4 R_{Li}}{\pi \left(B + h + \frac{H}{2} \right)^2} \quad (2.12)$$

onde:

$\Delta\sigma_i$: acréscimo de tensões devido às cargas laterais;

R_{Li} : força aplicada devido às cargas do fuste;

B : diâmetro do fuste da estaca.

Assim, levando em conta todas as parcelas R_{Li} mais a força P_p , o acréscimo total de tensões, $\Delta\sigma$, na camada será dado pela Eq. (2.13).

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \sum \Delta\sigma_i \quad (2.13)$$

Repetindo esse procedimento, podemos estimar o acréscimo de tensões para cada uma das camadas que quisermos considerar, a partir da base da estaca, até o indeslocável. Finalmente, o recalque devido ao solo, w_s , pode ser estimado, na Eq. (2.14), pela Teoria da Elasticidade Linear.

$$\rho_s = \sum \left(\frac{\Delta\sigma}{E_s} H \right) \quad (2.14)$$

Em que E_s é o módulo de deformabilidade da camada de solo, cujo valor pode ser obtido pela Eq. (2.15), adaptada de Janbu (1963).

$$E_s = E_o \left(\frac{\sigma_o + \Delta\sigma}{\sigma_o} \right)^x \quad (2.15)$$

onde:

E_o : módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca;

σ_o : tensão geostática no centro da camada;

x: expoente que depende da natureza do solo: $x = 0,5$ para materiais granulares e $x = 0$ para argilas duras e rijas (em areias, temos o aumento do módulo de deformabilidade em função do acréscimo de tensões, o que não ocorre nas argilas).

Para avaliação de E_o , Aoki (1984) considera:

$E_o = 6 KN_{spt}$ para estacas cravadas;

$E_o = 4 KN_{spt}$ para estacas do tipo hélice contínua;

$E_o = 3 KN_{spt}$ para estacas escavadas em geral.

Em que K é o coeficiente empírico do método Aoki e Velloso (1975), função do tipo de solo, a seguir apresentado (Tabela 2.5).

Tabela 2.5: Valores de K para o método de Aoki e Velloso (1975)

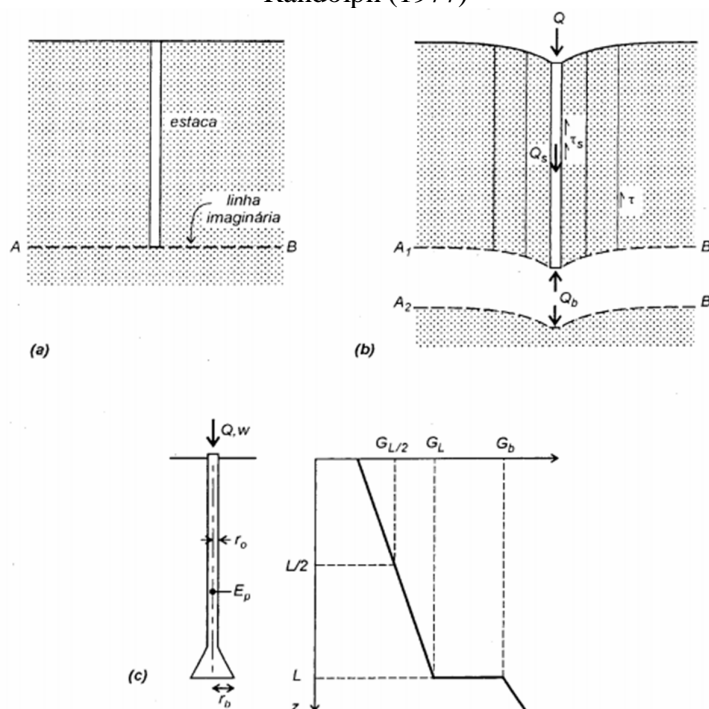
Tipo de solo	K (kgf/cm ²)	Tipo de solo	K (kgf/cm ²)	Tipo de solo	K (kgf/cm ²)
Areia	10	Silte arenoso	5,5	Argila arenosa	3,5
Areia siltosa	8	Silte areno argiloso	4,5	Argila arenossiltosa	3
Areia silto argilosa	7	Silte	4	Argila silto arenosa	3,3
Areia argilossiltosa	5	Silte argilo arenoso	2,5	Argila siltosa	2,2
Areia argilosa	6	Silte argiloso	2,3	Argila	2

Fonte: Aoki e Velloso, 1975, *apud*, Velloso e Lopes, 2010.

2.3.2.3 Randolph

O método apresentado a seguir foi desenvolvido e aprimorado nos trabalhos de Randolph (1977), Randolph e Wroth (1978) e Randolph (1985), sendo utilizado para estimar o recalque de estacas isoladas. A Figura 2.8 ilustra a forma como foram separadas as cargas para este método, sendo tal divisão realizada por uma linha imaginária na base da estaca e, portanto, separando para o critério de cálculo, as deformações da estaca pelo fuste da ponta. Posteriormente é realizada a união desses efeitos (base e fuste), criando as soluções compactas, aproximada para solos heterogêneo e completa (VELLOSO E LOPES, 2010).

Figura 2.8: Camadas de solo superior e inferior e modos de deformação no modelo de Randolph (1977)



Fonte: Randolph (1977, apud, Velloso e Lopes, 2010).

A interação do fuste da estaca com o solo é obtido através da Eq. 2.16.

$$\frac{P_L}{w_{s,L}} = \frac{2 \cdot \pi \cdot L \cdot G_L}{\zeta} \quad (2.16)$$

onde:

P_L : carga aplicada no solo lateral;

$w_{s,L}$: recalque do fuste;

L : comprimento da estaca;

G_L : módulo de elasticidade transversal;

ζ : parâmetro do método, definido pela Eq. 2.17.

$$\zeta = \ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right) \quad (2.17)$$

onde:

r_0 : raio da estaca;

r_m : raio máximo, definido pela Eq. 2.18.

$$r_m = 2,5 \cdot L \cdot (1 - \nu_s) \quad (2.18)$$

onde:

ν_s : coeficiente de Poisson do solo.

Já a interação da ponta da estaca com o solo é dado pela Eq. 2.19.

$$w_{s,p} = \frac{(1 - \nu_s) \cdot P_b}{4 \cdot r_0 \cdot G_b} \quad (2.19)$$

onde:

$w_{s,p}$: recalque da base;

P_b : pressão aplicada na base;

G_b : módulo de elasticidade transversal na base.

Combinando as cargas e recalques do fuste com a base e adotando como sendo uma estaca rígida, ou seja, podendo utilizar-se das Eqs. 2.20 e 2.21, chega-se a relação carga-recalque na cabeça da estaca, conforme Eq. 2.22.

$$W = W_{s,L} + W_{s,p} \quad (2.20)$$

$$P = P_L + P_b \quad (2.21)$$

$$\frac{P}{w \cdot r_0} = \frac{4 \cdot G_b}{(1 - \nu)} + \frac{2 \cdot \pi \cdot L \cdot G_L}{\zeta \cdot r_0} \quad (2.22)$$

Por fim chega-se a três soluções sendo: a compacta (Eq. 2.23) formulada por Randolph e Wroth (1978); a solução aproximada para solo heterogêneo (Eq. 2.24), utilizada para solo de Gibson; e a solução completa (Eq. 2.25), utilizada para solos que possuem um aumento abrupto de G logo abaixo da ponta e para o caso de base alargada (VELLOSO E LOPES, 2010). Assim, tem-se que:

$$\frac{P}{w \cdot r_0 \cdot G} = \left[\frac{\frac{4}{(1-\nu)} + \frac{2 \cdot \pi \cdot L}{\zeta \cdot r_0} \cdot \frac{tgh(\mu \cdot L)}{\mu \cdot L}}{1 + \frac{4}{(1-\nu)} \cdot \frac{1}{\pi \cdot \psi} \cdot \frac{L}{r_0} \cdot \frac{tgh(\mu \cdot L)}{\mu \cdot L}} \right] \quad (2.23)$$

onde:

μ : coeficiente do método de Randolph, definido por: $(1/r_0) \cdot (\frac{2}{\zeta} \cdot \psi)^2$ (entra na equação em radianos, quando multiplicado por L);

Ψ : rigidez relativa, definido por: (E_p/G) , sendo E_p o módulo de elasticidade do material da estaca.

$$\frac{P}{w \cdot r_0 \cdot G_L} = \left[\frac{\frac{4}{(1-\nu)} + \frac{2 \cdot \pi \cdot L}{\zeta \cdot r_0} \cdot \frac{tgh(\mu \cdot L)}{\mu \cdot L} \cdot \rho}{1 + \frac{4}{(1-\nu)} \cdot \frac{1}{\pi \cdot \psi_L} \cdot \frac{L}{r_0} \cdot \frac{tgh(\mu \cdot L)}{\mu \cdot L}} \right] \quad (2.24)$$

onde:

G_L : módulo cisalhante do solo a uma profundidade $z = L$

ρ : $G_{L/2}/G_L$, onde “ $G_{L/2}$ ” é o módulo cisalhante médio do solo no trecho penetrado pela estaca;

Ψ_L : rigidez relativa, definido por: (E_p/G_L) , sendo E_p o módulo de elasticidade do material da estaca.

$$\frac{P}{w \cdot r_0 \cdot G_L} = \left[\frac{\frac{4 \cdot n}{(1-\nu) \cdot \Omega} + \frac{2 \cdot \pi \cdot L}{\zeta \cdot r_0} \cdot \frac{tgh(\mu \cdot L)}{\mu \cdot L} \cdot \rho}{1 + \frac{4 \cdot n}{(1-\nu) \cdot \Omega} \cdot \frac{1}{\pi \cdot \psi_L} \cdot \frac{L}{r_0} \cdot \frac{tgh(\mu \cdot L)}{\mu \cdot L}} \right] \quad (2.25)$$

onde:

Ω : G_L / G_b , onde “ G_b ” é o módulo cisalhante abaixo da ponta da estaca;

n : r_b / r_0 , onde “ r_b ” é o raio da ponta da estaca.

2.2.2.4 Bowles (1996)

Segundo Bowles (1996), os recalques em estacas isoladas podem ser estimados através de três etapas. Na primeira etapa se calcula a compressão axial da estaca, $\Delta H_{s,s}$, em cada segmento de comprimento Δl_i através da força axial média P_{med} em cada segmento de comprimento, com a área média da seção transversal da estaca, A_{med} , e com o módulo de elasticidade, E_p , da estaca, conforme Eq. (2.26).

$$\Delta H_{s,s} = \frac{P_{med} \Delta l_i}{A_{med} E_p} \quad (2.26)$$

Somando os diversos valores obtidos de $\Delta H_{s,s}$, obteremos a compressão axial total da estaca, conforme Eq. (2.27).

$$w_e = \sum \Delta H_{s,s} \quad (2.27)$$

Na segunda etapa, calcula-se o recalque na ponta da estaca de acordo com a Eq. (2.28).

$$\Delta H_{pt} = \Delta q D \frac{1 - \nu_s^2}{E_s} m I_s I_F F_1 \quad (2.28)$$

onde:

$m I_s$: 1 (fator de forma);

I_F : fator de embutimento, sendo 0,55 se $L/D \leq 5$ ou 0,50 se $L/D > 5$;

D : diâmetro da estaca ou menor dimensão da estaca;

ν_s : coeficiente de Poisson do solo (Bowles, 1996, sugere o valor 0,35);

Δq : carga sobre a fundação;

E_s : módulo de elasticidade do solo abaixo da ponta da estaca, podendo ser obtido pelas seguintes relações: SPT: $E_s = 500 (N_{spt} + 15)$ em kPa ou CPT : $E_s = 3 a 6 q_c$ (usar valores de 5,6 se o OCR for maior que 1) em kPa;

F_1 : fator de redução variando entre valores de 0,25 se a resistência lateral reduz a carga de ponta $Q_p \leq 0$; 0,5 se a carga na ponta $Q_p > 0$; 0,75 se houver apenas carga de ponta

O Fator F_1 é utilizado pela razão das cargas na ponta e/ou ao longo do fuste "puxar" o sistema solo-fundação para baixo. Esse método usa a carga axial total, que é conhecida, e o fator F_1 , que é estimado (BOWLES, 1996).

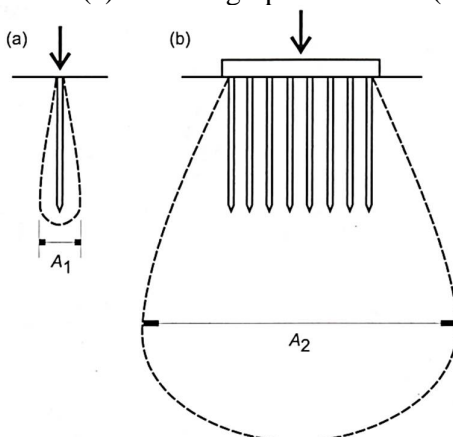
Na terceira etapa, soma-se a compressão axial e o recalque da ponta para obter o recalque total, conforme Eq. (2.29).

$$w = w_e + \Delta H_{pt} \quad (2.29)$$

2.4 Estacas em grupo

A literatura disponibiliza diversas metodologias para a estimativa da capacidade de carga e do recalque de estacas isoladas. Porém, é frequente a adoção de estacas em grupo. Ocorre que quando se executam estacas próximas, com um elemento de ligação no topo (bloco de coroamento, radier ou "cap") tem-se que a capacidade de carga e o recalque do grupo podem ser afetados pela proximidade das estacas, quando comparado a elementos isolados, surgindo o efeito de grupo, conforme ilustrado na Figura 2.9 (VELLOSO E LOPES, 2010).

Figura 2.9: Comparação da massa de solo mobilizada pelo carregamento de uma estaca isolada (a) e de um grupo de estacas (b)



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010) tem-se o seguinte entendimento para o efeito de grupo em estacas: processo de interação dos diversos elementos que constituem uma fundação ao transmitirem ao solo as cargas que lhes são aplicadas. Esta interação acarreta uma superposição de tensões, provocando, normalmente, recalques diferentes de um elemento isolado.

Vesic (1975) comprovou que a eficiência de um grupo de estacas aumenta com o espaçamento entre elas, até um máximo de 3 diâmetros, sendo que a partir de tal valor a capacidade do conjunto começa a se estabilizar. Com a finalidade de reduzir o efeito de grupo (Poulos e Davis, 1980; Bowles, 1997; Braja, 2001) propõem um espaçamento mínimo de eixo a eixo entre estacas de 2,5 a 3,5 diâmetros.

O Canadian Foundation Engineering Manual, CGE (1992), recomenda que o efeito de grupo possa ser desconsiderado para espaçamentos entre estacas superior a 8 diâmetros (entre eixos).

De acordo com Whitaker (1957), grupos de estacas quadrados pouco espaçados possuem seu modo de colapso afetado, pois a ruptura passa a acontecer na área externa do grupo, transformando o solo interno ao estaqueamento e as estacas em um bloco. Já para espaçamentos maiores a ruptura passa a ocorrer no solo adjacente de cada estaca.

De acordo com Chan (2006), a análise solo-estrutura de um grupo de estacas representa um problema de elevada complexidade, devido ao comportamento de tal efeito ser influenciado pelo: método de instalação da estaca (com deslocamento ou com substituição do solo); modo dominante de transferência de carga (estaca flutuante ou de ponta); natureza do maciço de solo de fundação; geometria tridimensional da configuração do grupo; presença (e rigidez) do bloco de coroamento; rigidez relativa do bloco, das estacas e do solo.

Segundo Poulos (1993), existem diversas incertezas na aplicabilidade dos diversos métodos, principalmente, devido à escassez de casos documentados, particularmente para estacas escavadas e estacas hélice contínua. Santana (2008) apresentou em seu trabalho os principais fatores intervenientes no efeito de grupo em estacas, estando os mesmos apresentados na Tabela 2.6.

Tabela 2.6: Principais fatores intervenientes no efeito de grupo em estacas

Variável	Efeito
Número de estacas	O efeito de grupo é tão mais acentuado quanto maior o número de estacas do grupo.
Esbeltez relativa	Quanto mais esbeltas as estacas em um grupo, mais pronunciado é o efeito de grupo.
Coefficiente de Poisson	Quanto menor o coeficiente de Poisson do solo, mais acentuado é o efeito de grupo.
Profundidade relativa	O aumento da profundidade relativa (relação entre espessura da camada compressível e comprimento da estaca) induz maior interação entre as estacas, acentuando o efeito de grupo.
Geometria do grupo	Além do número de estacas de um grupo, sua distribuição tem influência no efeito de grupo, já que interfere na distribuição de tensões no solo.
Compressibilidade relativa estaca-solo	O aumento da compressibilidade relativa estaca-solo ($K=E_p/E_s$) incrementa a interação entre estacas no caso de estacas flutuantes e a reduz no caso de estacas de ponta
Modo de transferência de carga da estaca ao solo	Estacas que transferem mais carga ao solo pelo fuste que pela ponta têm efeito de grupo mais pronunciado
Efeito de instalação da estaca	A instalação de uma estaca altera as propriedades do solo. Esse efeito é ainda pronunciado na instalação de um grupo. Assim o grupo pode ter recalques maiores, ou eventualmente menores, que a estaca isolada submetida a carregamento equivalente.

Fonte: Adaptada de Santana (2008).

Velloso e Lopes (2010) ressaltam que o efeito de grupo é estudado de forma separada em termos de capacidade de carga e em termos de recalque.

No Brasil, diversos trabalhos nesta linha de pesquisa, efeito de grupo, foram elaborados, dentre os quais se destaca:

- i. Garcia (2015) através de provas de carga estática em radier estaqueado, tais estacas são escavadas mecanicamente a trado e possui dimensões de 0,25m de diâmetro por 5m de comprimento. Os blocos de fundação, tipo radier, eram compostos de uma, duas (2x1), três (3Δ) e quatro estacas (2x2), espaçadas em 5D. As eficiências, somente das estacas, encontradas foram de 79,1% (2x1), 69% (3Δ) e 76,1 (2x2);
- ii. Tavares (2012), através de provas de carga estática em radier estaqueado em modelo 1 g, encontrou eficiências de: 30% para espaçamento de 4D em bloco

de 4 estacas, 45% para espaçamento de 3D em bloco de 9 estacas e 44% para espaçamento de 3D em bloco de 16 estacas;

- iii. Duarte (2012) por meio de prova de carga estática, encontrou uma eficiência de, aproximadamente, 128% em sapata estaqueada com 4 estacas do tipo broca de 0,09m de diâmetro por 1,2m de comprimento e espaçamento da ordem de 3,5D;
- iv. Sales (2000), através provas de carga estática em sapata estaqueada com 4 estacas brocas de 0,15m de diâmetro por 5m de comprimento e espaçamento de 5D encontrou eficiência de 100%;
- v. Silva e Cintra (1996) realizaram 6 provas de carga estática, sendo 2 em blocos com estacas isoladas e o restante com as seguintes configurações: 1 bloco de duas estacas (1x2); dois blocos de 3 estacas, sendo 1 em formato de linha (1x3) e o outro em formato triangular (3Δ); e o último com 4 estacas, disposto na forma de quadrado (2x2). As eficiências encontradas com e sem contribuição do bloco de coroamento, respectivamente, são: 1,15 e 0,90 (1x2); 1,17 e 0,92 (1x3); 1,20 e 1,09 (3Δ); 1,07 e 0,97 (2x2). Todas as estacas eram do tipo broca de 0,25m de diâmetro por 6m de comprimento e espaçamentos de 3D.

2.4.1 Efeito de grupo em termos de capacidade de carga

Ao executar um grupo de estacas próximas, tem-se que acontecerá uma interação entre elas e o solo que as circunda, tornando a capacidade de carga diferente da capacidade de carga daquele elemento isolado, tal efeito pode ser benéfico ou maléfico (VELLOSO E LOPES, 2010).

Com a finalidade de determinar a capacidade de carga de um grupo de estacas, é utilizado um coeficiente empírico de eficiência do grupo, η , definido por:

$$\eta = \frac{\text{Capacidade de carga do grupo}}{\sum \text{capacidade de carga isolada das estacas no grupo}} \quad (2.30)$$

Os valores de eficiência documentados na literatura variam, normalmente, de acordo com o efeito causado no solo quando da execução da estaca, do tipo de solo e de seu grau de compactação e do espaçamento entre as estacas.

Cintra e Aoki (2010), enfatizam que a prática corrente de projeto de fundações por estacas não considera os possíveis benefícios da eficiência de grupo superior a 1, pois, ao contabilizar com um aumento na capacidade de carga devido ao efeito de grupo implica na ocorrência de maiores recalques. Portanto, na prática a eficiência adotada é de no máximo 1.

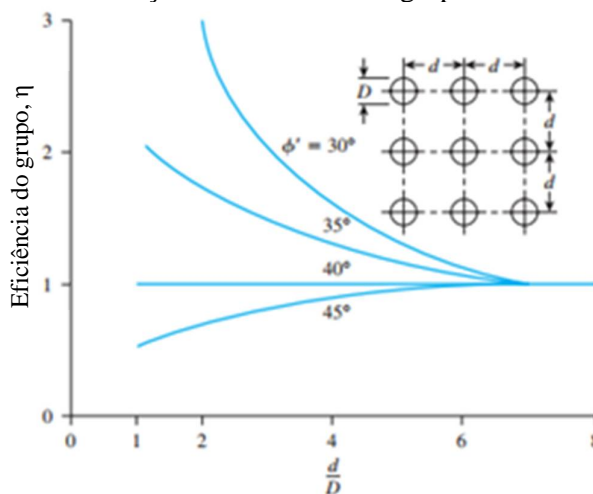
Entretanto, em casos cujo recalque é pequeno, tal incremento de carga devido ao efeito de grupo ($\eta > 1$) geraria projetos mais enxutos, pois embora tal efeito elevasse os recalques, os mesmos ainda, poderiam estar atendendo aos estados limites de segurança e ruptura.

2.4.1.1 Eficiências em solos arenosos

Segundo Kezdi (1957) e Stuart *et al.* (1960), tem-se que para estacas cravadas em areias fofas a eficiência é máxima para espaçamentos entre eixos da ordem de 2 diâmetros, devido ao efeito da compactação causada pela vibração da cravação, voltando a cerca de 1 para espaçamentos entre eixos de 6 diâmetros. Já para estacas cravadas em areias compactas, não foi visto efeito positivo na execução, podendo até causar danos à estaca.

De acordo com os experimentos de Kishida e Meyerhof (1965, *apud*, Braja, 2011) em grupos de estacas de 3 x 3 em solos arenosos, conforme a Figura 2.10, pode ser visto que quanto mais fofa a areia, para uma distância entre eixos de cerca de 2 diâmetros, maior a eficiência do grupo. Na Figura 2.10, pode-se observar que para uma distância de cerca de 7 diâmetros entre eixos da estaca, o efeito de grupo pode ser desconsiderado.

Figura 2.10: Variação da eficiência em grupo de estacas em areia

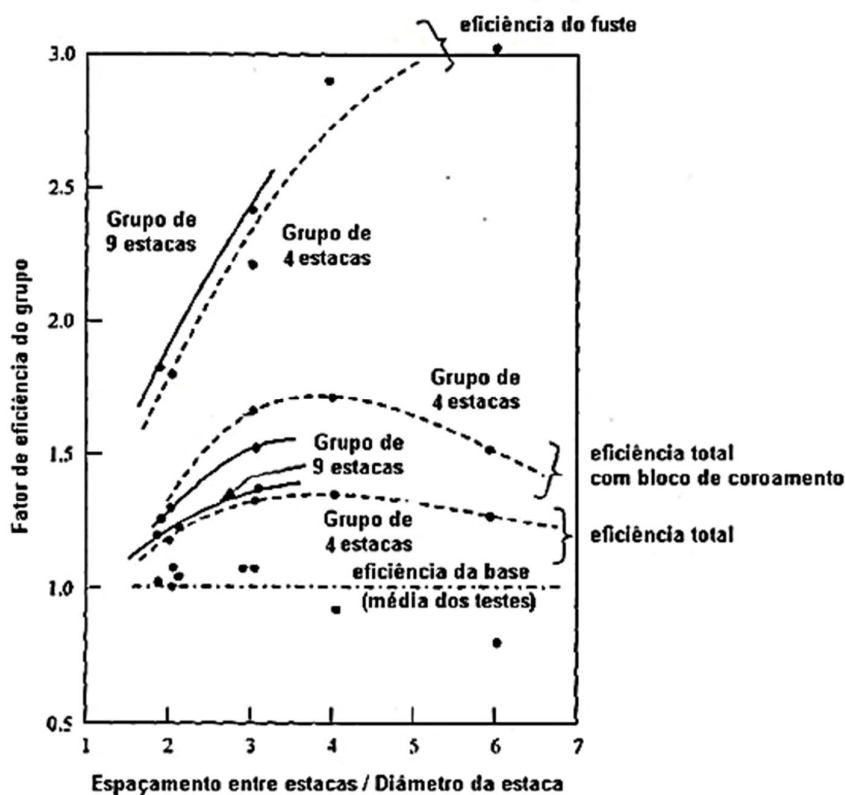


Fonte: Adaptado de Kishida e Meyerhof, 1965, *apud*, Braja, 2011.

Vesic (1969) executou um programa de experimentos em modelo reduzido executado em campo, com grupos de 4 e 9 estacas instrumentadas em solo arenoso, com e sem bloco de coroamento. As estacas eram de 10cm de diâmetro por 1,5m de comprimento, sendo executadas por prensagem com espaçamentos (entre eixos) variando de 2 a 6 diâmetros. Os grupos foram executados em duas situações, sendo: em depósito homogêneo medianamente compacto ($D_r = 65\%$); e em depósito composto por duas camadas, sendo a superior em areia fofa ($D_r = 20\%$) e a inferior em areia compacta ($D_r = 80\%$).

Vesic (1969) comparou a capacidade de carga dos grupos de estacas com a capacidade de carga das estacas isoladas. As eficiências foram avaliadas de forma separada, tendo em vista que os ensaios foram instrumentados, separando as parcelas de capacidade de carga da ponta e do fuste, assim como para estacas com e sem bloco de coroamento. Na Figura 2.11, são apresentados os valores de eficiência do grupo *versus* o espaçamento relativo para o depósito homogêneo, medianamente compacto. Nessa figura, tem-se que os pontos cheios e linhas contínuas indicam a eficiência global, enquanto os pontos vazados e linhas pontilhadas referem às eficiências das parcelas de ponta, do fuste e global (incluindo o bloco de coroamento).

Figura 2.11: Resultados de ensaios em modelo de grupos de estacas instrumentadas



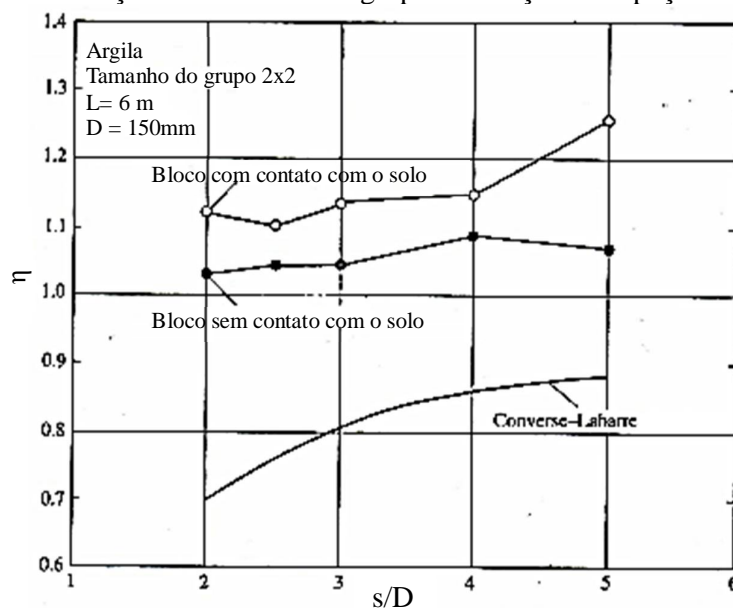
Fonte: Vesic, 1969, *apud*, Freitas, 2010.

2.4.1.2 Eficiências em solos argilosos

De acordo com Withaker (1957) e Sowers *et al.* (1961), tem-se que para estacas cravadas em argila, com espaçamentos entre eixos inferior a 2 diâmetros, ocorre o efeito de grupo, causando uma baixa eficiência. Acima deste espaçamento, os valores de eficiência aumentam, ficando próximos de unidade.

A Figura 2.12 ilustra uma comparação dos resultados de ensaios de campo, em solos argilosos, com a eficiência calculada pela equação de Converse-labarre. Os grupos tinham as seguintes características: 6m de comprimento; 0,15cm de diâmetro; grupo de 2 x 2 estacas (BRAND *et al.*, 1972, apud, BRAJA, 1995).

Figura 2.12: Variação da eficiência de grupo em função do espaçamento/ diâmetro

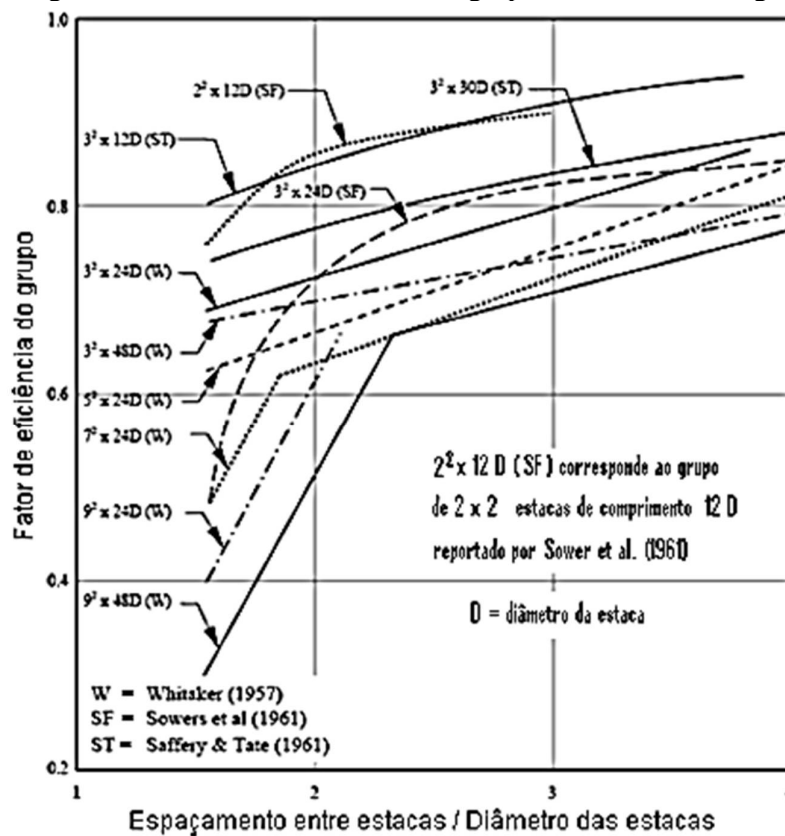


Fonte: Adaptado de Brand *et al.*, 1972, apud, BRAJA, 1995.

Ainda na Figura 2.12, observa-se que os ensaios foram realizados com e sem bloco de coroamento, que a eficiência foi maior que 1 para $s/D \geq 2$ e que, a eficiência com bloco de coroamento foi superior que sem o mesmo. Os resultados encontrados durante os experimentos demonstraram-se superiores aqueles previstos pela equação de Converse-labarre.

De Mello (1969) analisou diversos resultados em modelos de grupos executadas em argila homogêneas, indicando que a eficiência costuma ser menor que 1, sendo função do espaçamento entre as estacas, conforme Figura 2.13.

Figura 2.13: Ensaios em modelos de grupos de estacas em argila



Fonte: Adaptado de De Mello, 1969.

2.4.1.3 Eficiências em estacas escavadas

Velloso e Lopes (2010) ressaltam que deve existir um espaçamento mínimo da ordem de 3 diâmetros (entre eixos) entre estacas escavadas, com a finalidade de permitir um comportamento individual pleno das estacas do ponto de vista da capacidade de carga.

Meyerhof (1976) através de seu trabalho “Capacidade de Carga e Recalques de Fundações Profundas”, sugere que seja adotado para grupos de estacas escavadas em areias, uma eficiência de $2/3$ para espaçamentos (entre eixos) entre estacas de 2 a 4 diâmetros, porém não foi fornecido nenhum ensaio de campo como justificativa. O’Neil (1983), através de resultados experimentais, encontrou um limite inferior de eficiência de 0,7 para grupos em areia. Chan (2006) sugere que seja utilizada uma eficiência de 0,85 para a capacidade de carga do fuste e 1,0 para a capacidade de carga da ponta.

2.4.1.4 Determinação da eficiência por equações empíricas

Foram realizadas algumas propostas com base empírica para a previsão da eficiência em grupos de estacas. Destaca-se que as equações apresentadas foram feitas para condições particulares, devendo ser utilizadas com cautela, pois, em determinadas aplicações, os resultados são muito diferentes. Dentre elas, pode-se citar: a regra de Feld, uma regra de origem incerta, a equação de Converse-labarre, a equação de Los Angeles, a equação de Seiler-Keeney (1944), a equação de Sayed e Bakeer (1992), Terzaghi e Peck (1948), Poulos e Davis (1980) e o método sugerido pela NBR 6122 (2010), cujas formulações são apresentadas a seguir.

i) Regra de Feld

Segundo Poulos e Davis (1980), a capacidade de carga de um grupo de estacas pode ser calculada de acordo com a regra de Feld, a mesma consiste em descontar 1/16 da eficiência de cada estaca, para cada estaca adjacente a ela, não levando em consideração o espaçamento entre as estacas e também não se referindo a um grupo de estacas específico. Dessa forma, pode-se calcular a eficiência do grupo da seguinte maneira:

$$\eta = 1 - \frac{N_1 \cdot \eta_1 + N_2 \cdot \eta_2 + \dots + N_m \cdot \eta_m}{\text{quantidade de estacas}} \quad (2.31)$$

onde:

N_1 a N_m : número de estacas adjacentes;

η_1 a η_m : eficiência de 1/16.

ii) Regra de origem incerta

De acordo com Poulos e Davis (1980), essa regra, de origem incerta, estima que a capacidade de carga estimada em cada estaca é reduzida a uma proporção λ , conforme Eq. (2.32), para cada estaca adjacente.

$$\lambda = \frac{D}{8s} \quad (2.32)$$

onde:

D : diâmetro da estaca;

s : espaçamento entre estacas (eixo a eixo).

iii) Equação de Converse-labarre

Segundo Bowles (1997), a eficiência pode ser estimada pela equação de Converse-labarre, através da Eq. (2.33), ilustrada na Figura 2.14.

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90 \cdot n_1 \cdot n_2} \right] \theta \quad (2.33)$$

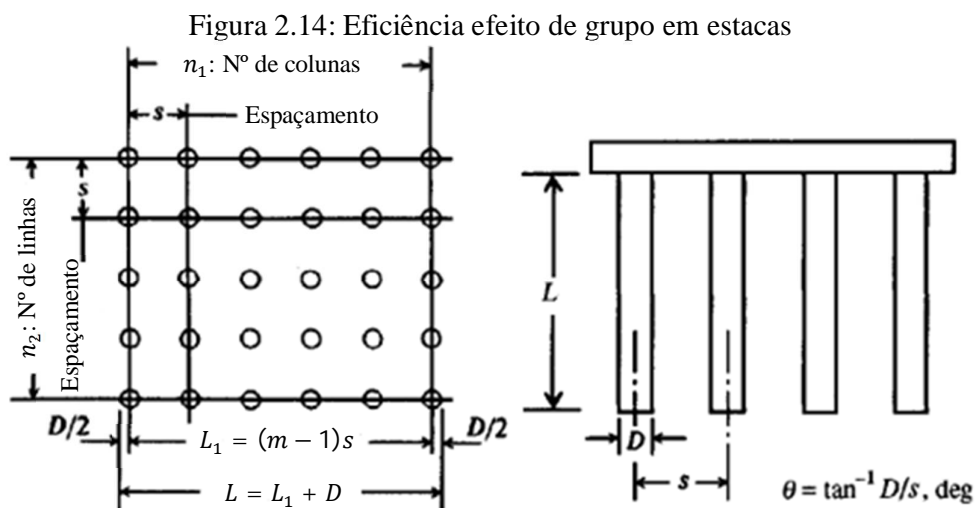
onde:

n_1 : número de colunas;

n_2 : número de linhas;

θ (deg): $\arctg(D/d)$;

D e d : diâmetro da estaca e espaçamento entre estacas (eixo a eixo), respectivamente.



Fonte: Adaptado de Bowles, 1997.

iv) Equação de Los Angeles

Segundo Braja (2011), a eficiência pode ser estimada pela equação de Los Angeles, de forma que:

$$\eta = 1 - \frac{D}{\pi \cdot d \cdot n_1 \cdot n_2} [n_1(n_2 - 1) + n_2(n_1 - 1) + \sqrt{2}(n_1 - 1)(n_2 - 1)] \quad (2.34)$$

onde:

n_1 : número de colunas;

n_2 : número de filas;

D e d: diâmetro da estaca e espaçamento entre as estacas (eixo a eixo).

v) Equação de Seiler-Keeney (1944)

Segundo Braja (2011), a eficiência pode ser estimada pela equação de Seiler-Keeney, assim:

$$\eta = \left\{ 1 - \left[\frac{11d}{7(d^2 - 1)} \right] \left[\frac{n_1 + n_2 - 2}{n_1 + n_2 - 1} \right] \right\} + \frac{0,3}{n_1 + n_2} \quad (2.35)$$

onde:

n_1 : número de colunas;

n_2 : número de filas;

d: espaçamento entre as estacas (eixo a eixo) em ft.

vi) Equação de Sayed e Bakeer (1992)

De acordo com Bowles (1997), a eficiência pode ser obtida pela equação de Sayed e Bakeer (1992), através da Eq. (2.36).

$$\eta = 1 - (1 - \eta'K) \frac{\sum Q_l}{\sum(Q_l + Q_p)} \quad (2.36)$$

onde:

Q_l : capacidade de carga por atrito em cada estaca no grupo, em kN;

Q_p : capacidade de carga na ponta em cada estaca no grupo, em kN;

η' : parâmetro de eficiência geométrico, o qual pode ser calculado de acordo com a equação de Converse-labarre (2.33), dando valores geralmente entre 0,6 e 2,5;

K: fator de interação do grupo (também a ser estimado); varia de 0,4 a cerca de 9,0.

vii) Terzaghi e Peck (1948)

Segundo Poulos e Davis (1980), Terzaghi e Peck (1948) elaboraram um método para a estimativa da capacidade de carga em blocos de estacas, tal previsão pode ser realizada pela Eq. (2.37). Neste método os autores recomendam que seja adotado o menor valor, entre, a soma das capacidades de carga das estacas e o resultado obtido na equação a seguir:

$$P_B = B_r \cdot L_r \cdot c' \cdot N_c + 2(B_r + L_r)L \cdot \bar{c} \quad (2.37)$$

onde:

P_B : capacidade última do grupo;

B_r e L_r : dimensões do bloco retangular de coroamento;

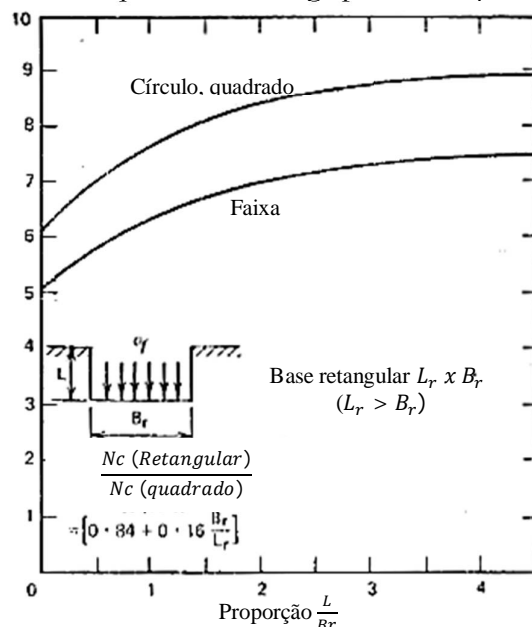
c' : coesão não drenada na base do grupo;

L : comprimento das estacas;

N_c : fator teórico de capacidade de carga correspondente à profundidade L e conforme valores da Figura 2.15;

\bar{c} : média da coesão drenada entre a superfície e profundidade L .

Figura 2.15: Fator de capacidade de carga para fundações em argila ($\theta=0$)



Fonte: Adaptado de Poulos e Davis, 1980.

viii) Poulos e Davis (1980)

Segundo Poulos e Davis (1980), pode-se calcular a eficiência de um grupo de estacas pela Eq. (2.38).

$$\frac{1}{\eta^2} = 1 + \frac{N^2 \cdot P^2}{P_B^2} \quad (2.38)$$

onde:

P : capacidade última da estaca isolada;

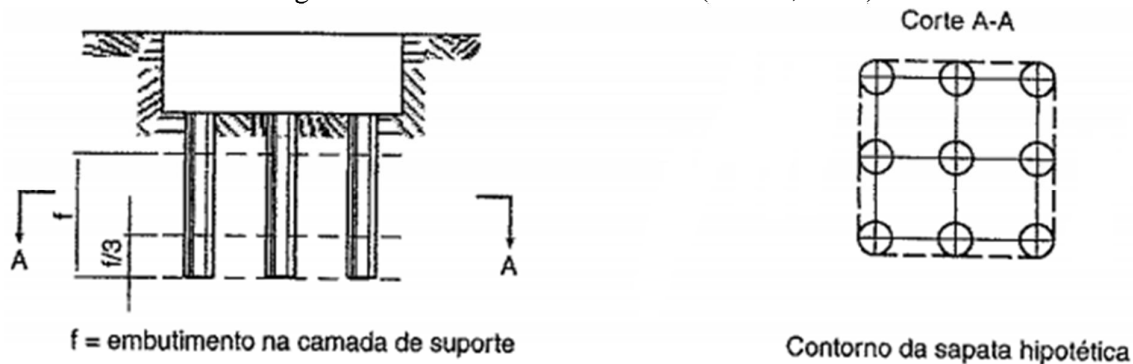
N : número de estacas do grupo;

P_B : capacidade última do grupo obtido por Terzaghi e Peck (1948), conforme a Eq. (2.37).

ix) Método sugerido ABNT NBR 6122:2010

A carga admissível de um grupo de estacas não pode ser superior à de uma sapata hipotética de mesmo contorno que o do grupo a uma profundidade acima da ponta das estacas igual a 1/3 do comprimento de penetração na camada suporte, de acordo com a Figura 2.16. Tal método não deve ser utilizado para blocos com estacas inclinadas (NBR 6122, ABNT 2010).

Figura 2.16: Método da NBR 6122 (ABNT, 2010)

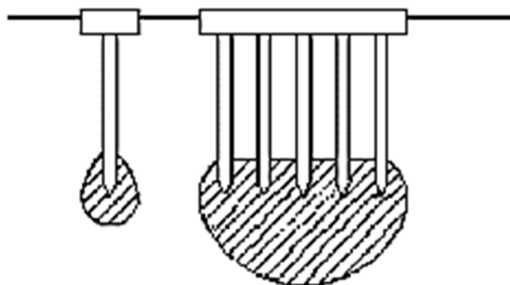


Fonte: NBR 6122, ABNT, 2010.

2.4.2 Efeito de grupo em termos de recalque

Segundo Cintra e Aoki (2010), os grupos de estacas sempre possuem recalques superiores ao de uma estaca isolada, submetida a mesma carga. Já Braja (2011), fala que em geral, os recalques de um grupo de estacas, sob uma carga de trabalho semelhante por estaca, aumentam com a largura do grupo, e com o espaçamento centro a centro das estacas. A comparação das tensões impostas ao solo por uma estaca isolada e por um grupo está ilustrada na Figura 2.17.

Figura 2.17: Esquema de tensões impostas ao solo por uma estaca isolada e por um grupo de estacas



Fonte: Tomlinson, 1994.

Cintra (1987, *apud*, Cintra e Aoki, 2010) menciona que a relação de ξ , definido na Eq. (2.39), quando comparadas, variam, por exemplo, de 1,6 a 4,0. O'Neil (1983) verificou relações de ξ sempre maiores que 1, com exceção de estacas cravadas em areias fofas, devido aos efeitos de compactação que ocorrem durante o cravamento.

$$\xi = \frac{\text{Recalque do grupo de estacas}}{\text{Recalque da estaca isolada}} \quad (2.39)$$

Poulos (1993) classifica as diversas técnicas empregadas para a previsão do recalque em grupo de estacas nas seguintes categorias: empíricas; simplificadas, no qual o grupo é substituído por uma fundação mais simples; e métodos analíticos que consideram a interação da estaca – solo. Tais metodologias serão abordadas a seguir.

2.4.2.1 Métodos empíricos

Iwamoto (2000) cita que tais métodos foram feitos através de ensaios em modelo reduzido ou por protótipos, fazendo com que tais metodologias sejam bem específicas. Velloso e Lopes (2010) destacam que tais proposições foram realizadas para condições particulares, portanto deve-se tomar bastante cuidado ao se utilizar, pois, em determinadas aplicações, os resultados são bem diferentes.

Para solos arenosos, destacam-se as propostas de Skempton (1953), Meyerhof (1959) e Vesic (1969), para as argilas, tem-se Whitaker (1957) e Sowers *et al.* (1961, *apud*, POULOS, 1993). Para qualquer tipo de solo, pode-se utilizar a equação de Fleming *et al.* (1985) com a contribuição de Poulos (1989) (VELLOSO E LOPES, 2010).

i) Skempton (1953)

Para calcular a relação ξ , o método de Skempton (1953), conforme Eq. (2.40) considera apenas a dimensão transversal do grupo de estacas (B_g), em metros (VELLOSO E LOPES, 2010).

$$\xi = \left(\frac{4B_g + 3}{B_g + 4} \right) \quad (2.40)$$

ii) Meyerhof (1959)

Meyerhof (1959) propôs a Eq. (2.41) para o cálculo da relação ξ (VELLOSO E LOPES, 2010).

$$\xi = \zeta \frac{(5 + \zeta/3)}{(1 + 1/n_r)^2} \quad (2.41)$$

onde:

ζ : relação entre o espaçamento das estacas e o diâmetro ($\zeta = s/D$);

n_r : número de linhas de estacas em um bloco quadrado.

iii) Vesic (1969)

Velloso e Lopes (2010) sugerem a utilização da equação de Vesic (1969), conforme Eq. (2.42).

$$\xi = \sqrt{\frac{B_g}{D}} \quad (2.42)$$

onde:

B_g : dimensão transversal do grupo de estacas;

D: largura ou diâmetro de cada estaca.

iv) Fleming et al. (1985)

Velloso e Lopes (2010) propuseram a Eq. (2.43), criada por Fleming *et al.* (1985).

$$\xi = N^y \quad (2.43)$$

onde:

N: número de estacas do grupo;

y: expoente, que varia entre 0,4 e 0,6 para grande parte dos grupos. Poulos (1989, *apud*, Velloso e Lopes, 2010) sugere 0,33 para grupo de estacas flutuantes em areia e 0,5 para estacas em argila.

2.4.2.2 Métodos simplificados

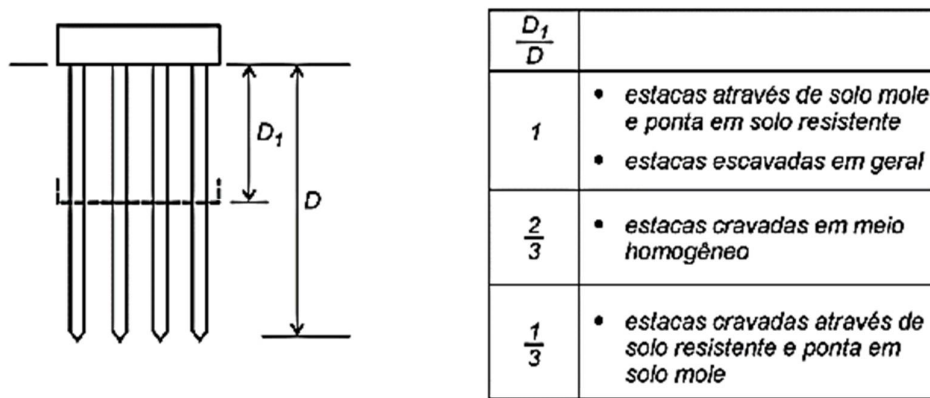
Segundo Poulos (1993), tem-se que em tais métodos o grupo de estacas é substituído por outra fundação mais simples. Dentre os diversos trabalhos existentes, será apresentado o de Terzaghi e Peck (1967) e o de Poulos e Davis (1980). Porém, existem diversos outros, como: Sowers e Sowers (1970), Lee *et al.* (1987) e Randolph (1994).

i) Terzaghi e Peck (1948)

O método simplificado de Terzaghi e Peck (1948), também conhecido pelo artifício do radier fictício, consiste em substituir o grupo de estacas por uma fundação direta a certa altura da base das estacas (dependendo de as estacas trabalharem mais por atrito ou por ponta), conforme Figura 2.18. O objetivo é estimar o acréscimo de tensões em camadas compressíveis abaixo da ponta das estacas para um cálculo convencional de recalques, como uma fundação superficial (VELLOSO E LOPES, 2010).

Chan (2006) adverte que tal método deve ser utilizado apenas como forma de obter uma primeira estimativa da ordem de recalques, tendo em vista não considera, no mínimo, o espaçamento entre as estacas.

Figura 2.18: Esquema de cálculo pelo radier fictício, com sugestões para profundidade do radier



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

O recalque no nível do topo será obtido pela soma dos recalques do radier e da compressão elástica correspondente ao trecho do comprimento da estaca acima do radier equivalente (FREITAS, 2010).

ii) Poulos e Davis (1980)

Poulos e Davis (1980) apresentaram o método da estaca equivalente, que consiste em calcular o recalque médio do grupo de estacas transformando-o em uma estaca circular com área equivalente àquela do grupo (A_g), conforme Eqs. (2.44) e (2.45) e Figura 2.19. Depois de obtida a estaca equivalente, pode-se prosseguir com o cálculo do recalque como se fosse uma estaca isolada (CHAN, 2006).

$$D_{eq} = \sqrt{\left(\frac{4}{\pi} A_s\right)} \quad (2.44)$$

$$E_{eq} = E_s + (E_p - E_s) \left(\frac{A_T}{A_g}\right) \quad (2.45)$$

onde:

D_{eq} : diâmetro equivalente da estaca equivalente;

A_g : área do grupo de estacas;

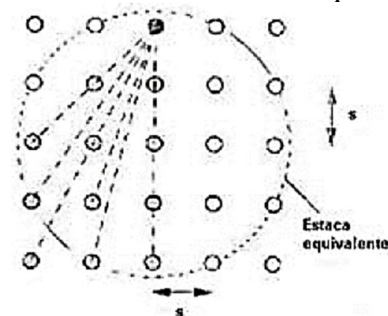
E_{eq} : módulo de elasticidade equivalente;

E_s : módulo de elasticidade do solo;

E_p : módulo de elasticidade da estaca;

A_T : soma das áreas das seções das estacas no grupo.

Figura 2.19: Método da estaca equivalente



Fonte: Randolph, 1994.

Poulos *et al.* (2002) propuseram um fator que varia de 1,13 a 1,27 para ser aplicado no diâmetro equivalente obtido na Eq. (2.44). O maior valor é para ser utilizado em estacas que trabalham predominantemente pelo fuste.

Segundo Randolph (1994), tal metodologia é indicada na previsão de recalques de grupos de estacas pouco espaçadas, já para grupos com estacas mais espaçadas, o autor sugere a utilização da do método do radier fictício.

2.4.2.3 Métodos analíticos

As análises de grupos de estacas, levando em consideração sua interação com o solo, segundo Guo e Randolph (1999), geralmente são realizadas de duas formas:

- Análise direta e completa do grupo;
- Análise do grupo por partes e determinação do comportamento global com base no princípio da superposição.

Para o 1º grupo, tem-se uma análise mais rigorosa, pois não se leva em consideração a não homogeneidade do meio, respeitando a diferença de rigidez entre os vários elementos da fundação e o solo, e naturalmente sua influência sobre o comportamento global do sistema solo-fundação. Essa análise pode ser realizada através de métodos numéricos, como nos trabalhos de Butterfield e Banerjee (1971) e Ottaviani (1975) (SANTANA, 2008).

Para o 2º grupo, será apresentado: o método proposto por Poulos e colaboradores (Poulos, 1968; Poulos e Mattes, 1971; Poulos, 1988) apresentado em Poulos e Davis, (1980), Poulos (1988) e por Velloso e Lopes (2010); e o método de Aoki e Lopes (1975) e Aoki e Lopes modificado, apresentado por Velloso e Lopes (2010) e Santana (2008), respectivamente. Porém, existe também dentre outros, o método de Randolph e Wroth (1979), que resultou no software *Piglet* (SANTANA, 2008).

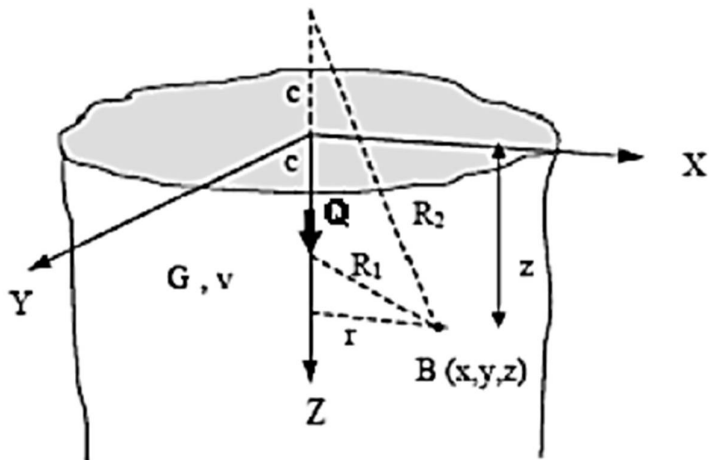
2.4.2.3.1 Solução de Mindlin (1936)

Mindlin (1936) sugeriu um modo de calcular uma carga concentrada aplicada no interior de um meio semi-infinito, elástico, homogêneo e isotrópico. As Eqs. (2.46) e (2.47), utilizadas para cargas verticais, estimam, respectivamente, tensões (σ_z) e recalques (w_z) na direção vertical (z) por ação de uma carga pontual Q , a uma profundidade c , em um meio representado pelas constantes elásticas G e ν , conforme Figura 2.20. As grandezas R_1 e R_2 também indicadas na mesma imagem.

$$\sigma_z = \frac{Q}{8 \cdot \pi \cdot (1 - \nu)} \left[-\frac{(1 - 2 \cdot \nu)(z - c)}{R_1^3} + \frac{(1 - 2 \cdot \nu)(z - c)}{R_2^3} - \frac{3(z - c)^2}{R_1^5} - \frac{3(3 - 4 \cdot \nu) \cdot z \cdot (z + c)^2 - 3 \cdot c(z + c)(5 \cdot z - c) - 30 \cdot c \cdot z \cdot (z + c)^3}{R_2^5} - \frac{30 \cdot c \cdot z \cdot (z + c)^3}{R_2^7} \right] \quad (2.46)$$

$$w_z = \frac{Q}{16 \cdot \pi \cdot G(1 - \nu)} \left[\frac{3 - 4 \cdot \nu}{R_1} + \frac{8(1 - \nu)^2 - (3 - 4 \cdot \nu)}{R_2} + \frac{(z - c)^2}{R_1^3} + \frac{(3 - 4 \cdot \nu)(z - c)^2 - 2cz}{R_2^3} + \frac{6 \cdot c \cdot z(z + c)^2}{R_2^5} \right] \quad (2.47)$$

Figura 2.20: Esquema da solução de Mindlin (1936)



Fonte: Santana, 2008.

2.4.2.3.2 Método de Poulos e Davis (1980)

Fator de interação consiste na relação entre o recalque adicional provocado em uma estaca devido a execução de outra estaca adjacente, pois, tendo em vista a continuidade parcial do solo, esta segunda estaca arrasta a adjacente.

Para obtenção do efeito de grupo em uma das estacas, é realizada uma superposição das ações individuais de todas as estacas adjacentes e, por conseguinte, a solução será obtida impondo a compatibilidade entre os deslocamentos da estaca e do solo. Para a obtenção destes deslocamentos, foi utilizada a equação de Mindlin (1936), que considera o solo como um semi-espaco infinito, homogêneo, isótropo e elástico-linear (VELLOSO E LOPES, 2010).

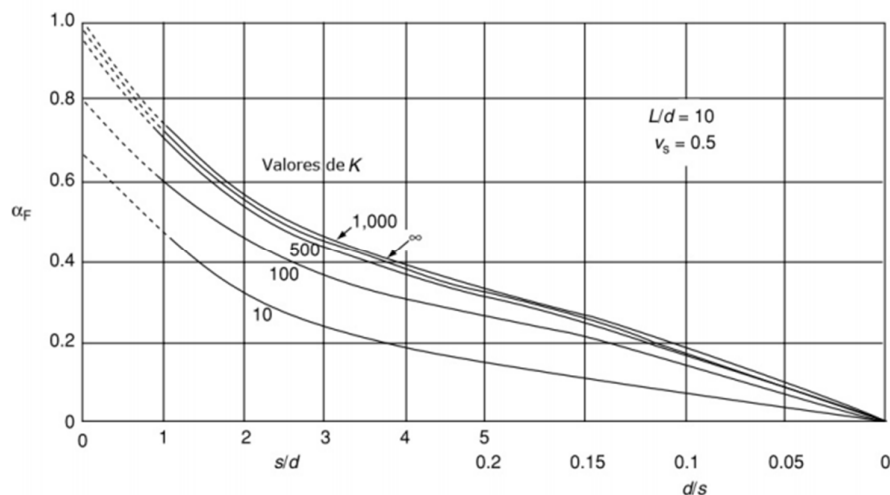
i) Análise para estacas flutuantes – interação entre duas estacas idênticas

A interação entre duas estacas (flutuantes) de um grupo, sendo as mesmas iguais e com o mesmo carregamento, pode ser expressa pelo fator de interação α_f , definido na Eq. (2.48).

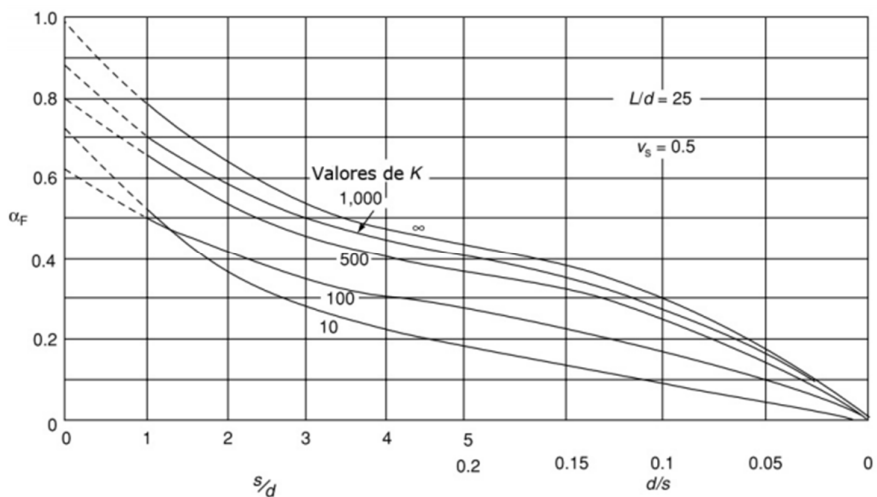
$$\alpha_f = \frac{\text{recalque adicional causado por uma estaca adjacente}}{\text{recalque de uma estaca sob sua própria carga}} \quad (2.48)$$

Os valores de α_f , para estacas (flutuantes) compressíveis e inseridas em um meio semi-infinito ($h/L=\infty$), podem ser obtidos na Figura 2.21 e em Poulos e Davis (1980), em função da relação espaçamento entre estacas / diâmetro das estacas (s/D), do fator de rigidez, K_p , conforme Eq. (2.7), e do modo de transferência de carga da estaca (fuste ou ponta) para diferentes valores da razão L/B .

Figura 2.21: Valores de α_f para diferentes razões de L/d e $\nu = 0,5$ para estacas flutuantes



Nota: Para relações de L/D de 10 e coeficiente de Poisson do solo de 0,5.



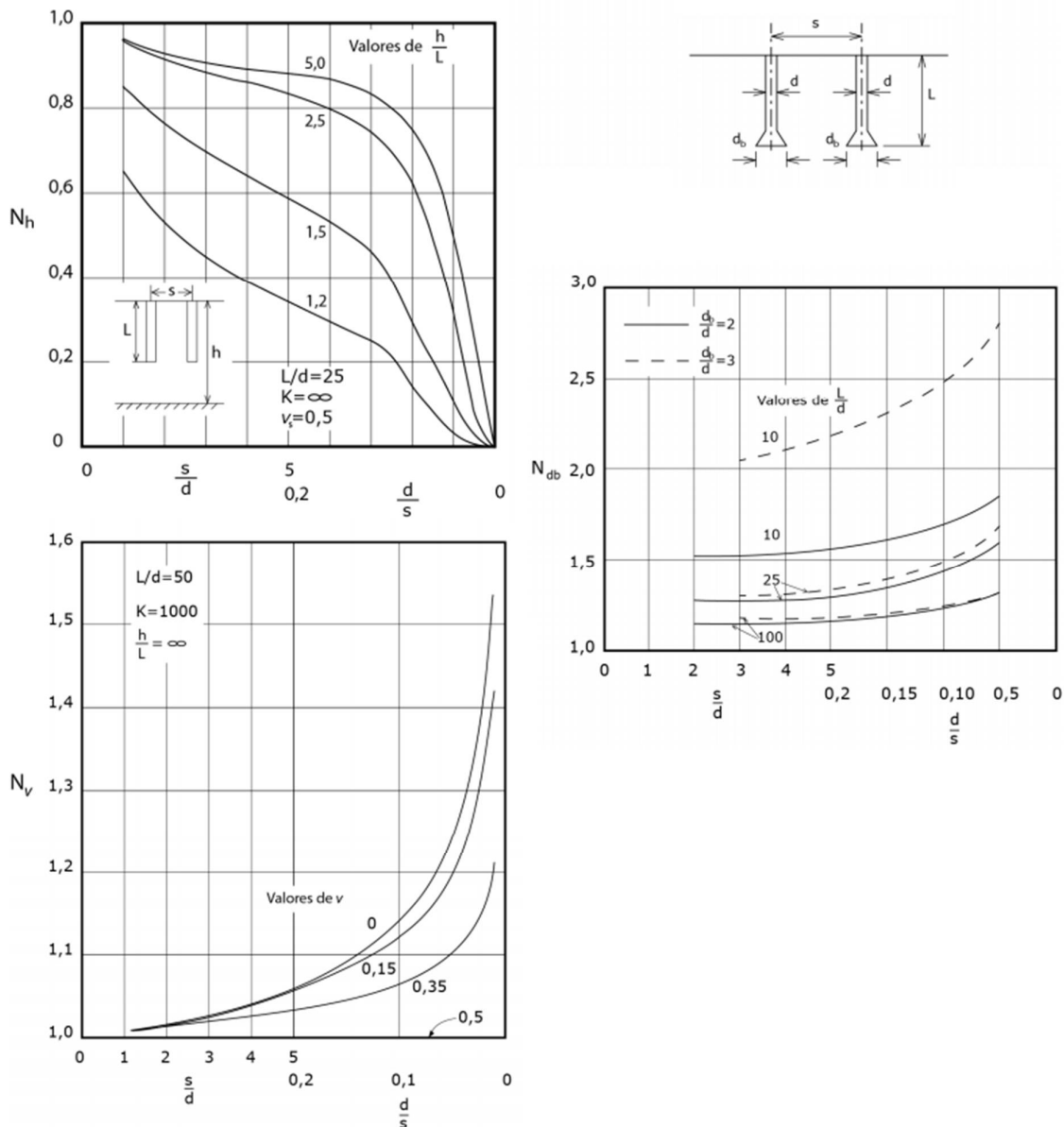
Nota: Para relações de L/D de 25 e coeficiente de Poisson do solo de 0,5.

Fonte: Adaptado de Poulos e Davis, 1980.

A Eq. (2.49) apresenta correções para a espessura (finita) do meio N_h , o alargamento de base N_B e o coeficiente de Poisson (diferente de 0,5) N_ν , que alteram o valor de α_f , tais valores se encontram na Figura 2.22.

$$\alpha_f' = \alpha_f \cdot N_h \cdot N_B \cdot N_v \quad (2.49)$$

Figura 2.22: Valores de N_h , N_B e N_v



Fonte: Adaptado de Poulos e Davis, 1980.

O efeito de estrato da espessura finita, N_h , para grupos de duas estacas tende a reduzir o valor do fator de interação α_f . A Figura 2.22 apresenta valores para o caso de $L/d = 25$ e $L = \infty$, porém o mesmo pode ser utilizado para outros casos.

O fator do efeito do alargamento da base, N_B , da estaca aumenta com o crescimento do diâmetro da base das estacas, principalmente, para estacas pequenas. Os valores apresentados no gráfico são para estacas incompressíveis, pois a compressibilidade

tende a diminuir tal efeito.

Para o efeito do coeficiente de Poisson, N_v , tem-se que o fator de correção aumenta com a diminuição do coeficiente de Poisson, sendo maior para espaçamentos grandes.

ii) Análise para estacas de ponta – interação entre duas estacas idênticas

Para grupos de duas estacas idênticas que trabalham predominantemente pela ponta, o fator de interação α' pode ser relacionado com os fatores relativos a estacas flutuantes, através da Eq. (2.50).

$$\alpha_{E'} = \alpha_f \cdot F_E (\alpha_f - \alpha_E) \quad (2.50)$$

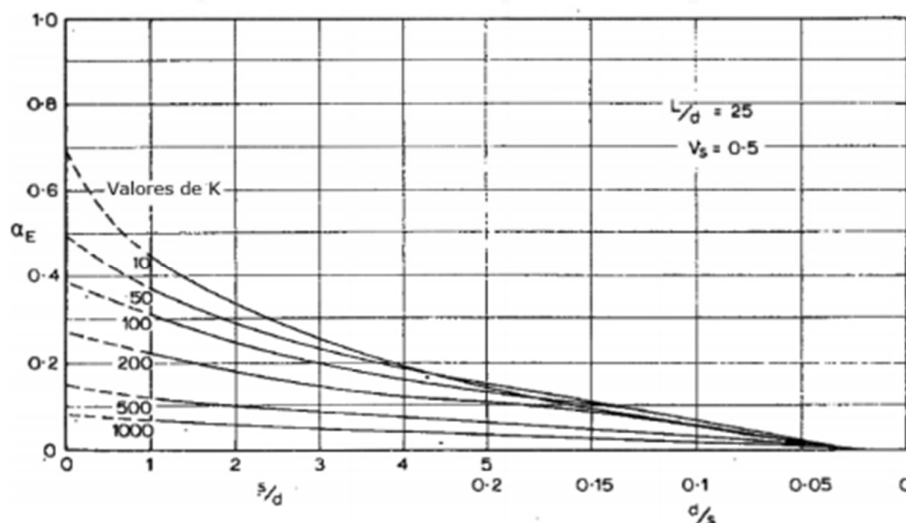
onde:

α_f : fator de interação para estacas flutuantes, Figura 2.21;

α_E : fator de interação para estacas de ponta, Figura 2.23;

F_E : para o caso de $L/d = 25$ são ilustrados na Figura 2.24, esses valores foram obtidos para razões de $s/d = 5$, em Poulos e Davis (1980), pode-se encontrar outros valores para L/d diferentes.

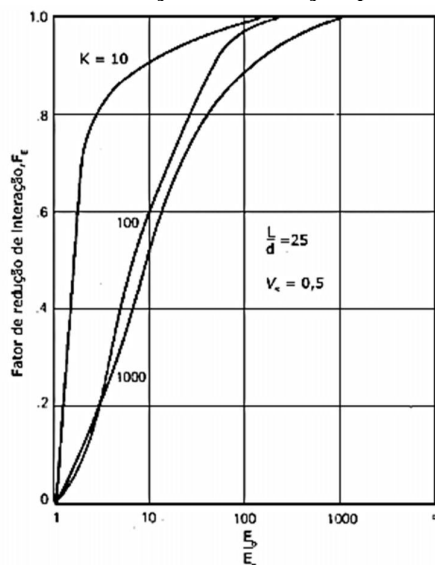
Figura 2.23: Valores de α_E para estacas de ponta



Nota: Para relações de L/D de 25 e coeficiente de Poisson do solo de 0,5.

Fonte: Adaptado de Poulos e Davis, 1980.

Figura 2.24: Fator de redução de interação para estacas de ponta

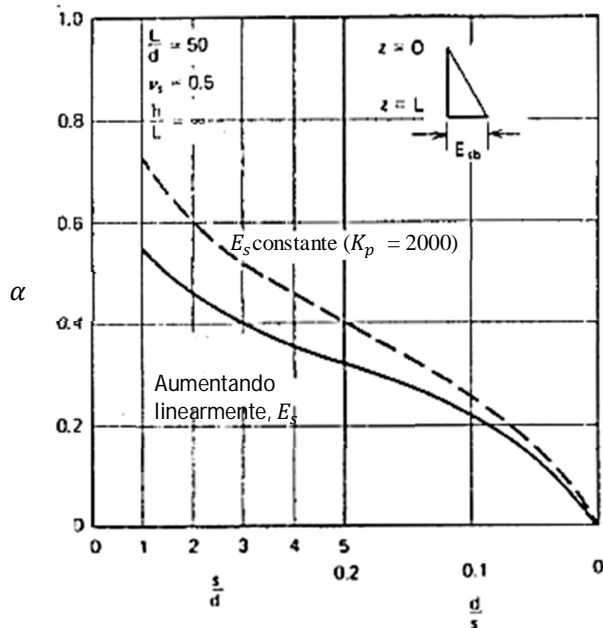


Fonte: Adaptado de Poulos e Davis, 1980.

iii) Análise dos fatores de interação

Segundo Poulos e Davis (1980), ao utilizarmos um único módulo de elasticidade do solo para estimar recalques em uma estaca isolada e, através do método de fatores de interação, estimar o recalque do grupo, esse procedimento tende a superestimar o módulo de elasticidade em 20 a 25%, conforme Figura 2.25.

Figura 2.25: Efeito de distribuição de E_s no método de fator de interação

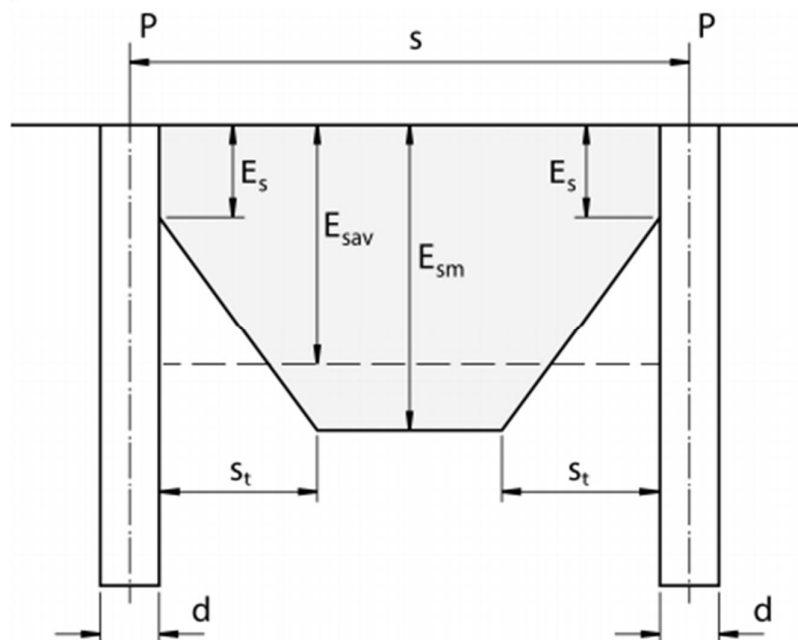


Fonte: Adaptado de Poulos e Davis, 1980.

Segundo Poulos (1988), tem-se que o nível de deformação é alto (baixo módulo de elasticidade) para o solo que circunda as estacas do grupo e baixo (elevado módulo de elasticidade) para o solo entre as estacas, portanto, tal autor propôs a correção dos fatores de interação.

A Figura 2.26 ilustra a distribuição do módulo de elasticidade no maciço de solo apresentado por Poulos (1988). Em tal imagem, pode-se perceber que o módulo de elasticidade aumenta linearmente com a distância partindo de E_{SA} , módulo do solo adjacente a estaca, até E_{SM} , módulo a baixos níveis de deformação.

Figura 2.26: Modelo de distribuição do módulo de elasticidade no solo



Fonte: Adaptado de Poulos, 1988.

Poulos (1988) sugere o uso das Eqs. 2.51, 2.52 e 2.53 para determinação do valor médio do módulo de elasticidade.

Para $s \leq 2s_t + d$

$$\frac{E_{sav}}{E_s} = 1 + 0,25(\chi - 1) \left(\frac{s - d}{s_t} \right) \quad (2.51)$$

Para $s > 2s_t + d$

$$\frac{E_{Sav}}{E_S} = \chi + (1 - \chi) \left(\frac{s_t}{s - d} \right) \quad (2.52)$$

$$\chi = \frac{E_{SM}}{E_S} \quad (2.53)$$

onde:

E_S : módulo de elasticidade do solo adjacente a estaca;

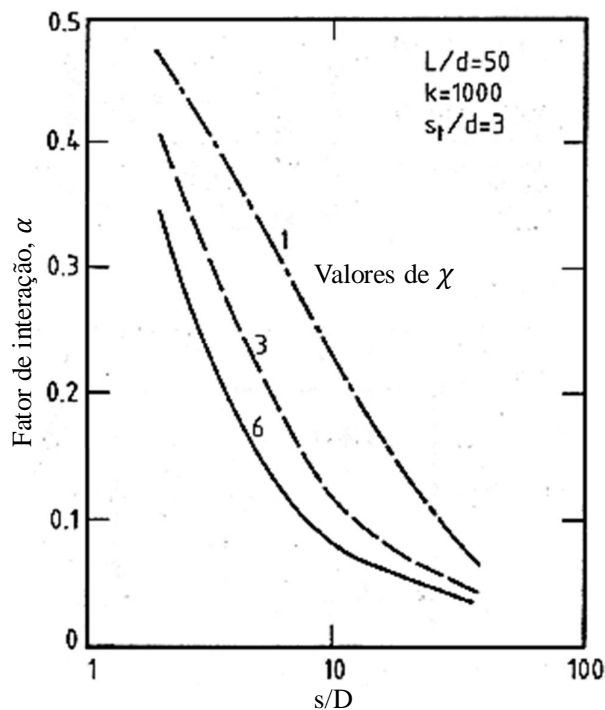
E_{Sav} : valor médio do módulo de elasticidade;

E_{SM} : módulo de elasticidade a baixos níveis de deformação;

χ : fator;

Através de simulações, realizadas por Poulos (1988), foi percebido que com o aumento de χ o fator de interação diminui e com o aumento de s/D há a redução do fator, conforme Figura 2.27.

Figura 2.27: Influência do fator de variação de módulo no solo



Fonte: Adaptado de Poulos, 1988.

iv) Análise para grupos gerais

Poulos e Davis (1980) comentam que para grupos gerais o deslocamento adicional de cada estaca no grupo provocado pelas outras estacas é quase exatamente igual à soma dos deslocamentos provocado pelas outras estacas, portanto, os fatores de interação individuais podem ser sobrepostos. Embora os deslocamentos possam ser sobrepostos, deve-se notar que a distribuição de cisalhamento pela base é ligeiramente alterada, à medida que aumenta o número de estacas no grupo.

Para um grupo de n estacas idênticas, o recalque de qualquer estaca no grupo pode ser obtido pela superposição, conforme Eq. (2.54).

$$w_i = w_1 \cdot \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^n Q_j \cdot \alpha_{ij} + w_1 \cdot Q_j \quad (2.54)$$

onde:

α_{ij} : fator de interação entre as estacas i e j ;

Q_j : carga na estaca j ;

w_1 : recalque da estaca isolada sob carregamento unitário.

Já para grupos de n estacas diferentes, o recalque da estaca k pode ser estimado conforme Eq. (2.55).

$$w_k = \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^n (w_{1j} Q_j \cdot \alpha_{kj}) + w_{1k} \cdot Q_k \quad (2.55)$$

onde:

α_{kj} : fator de interação entre as estacas k e j , para os parâmetros geométricos da estaca j ;

Q_k : carga na estaca k ;

w_{1j} : recalque da estaca isolada j sob carregamento unitário.

As Eqs. (2.54) ou (2.55) podem ser escritas para todas as estacas do grupo, fornecendo n equações para recalques. Com a finalidade de obter o equilíbrio das forças verticais, deve-se atender a Eq. (2.56).

$$Q_g = \sum_{j=1}^n Q_j \quad (2.56)$$

onde:

Q_g : carga total no grupo;

Q_j : carga na estaca j .

As $n+1$ equações assim obtidas podem ser resolvidas para duas condições simples:

1. Cargas iguais (ou cargas conhecidas) em todas as estacas – caso de um grupo de estacas sob uma placa flexível;
2. Recalques iguais em todas as estacas – caso de um bloco de coroamento rígido.

Para o caso 1, $Q_j = Q_g/n$, as Eqs. (2.54) ou (2.55) podem ser usadas para calcular o recalque de cada estaca do grupo, e, daí, os recalques diferenciais.

Já para o caso 2, os recalques dados pelas Eqs. (2.54) ou (2.55) são igualados e reduzidos a uma incógnita (recalque do grupo). O sistema de $n+1$ equações obtido permite calcular o recalque do grupo e as cargas nas n estacas. Frequentemente, na prática, o número de equações será reduzido por conta da simetria na disposição das estacas.

Para a maioria dos fins práticos, a consideração de um grupo de estacas com bloco rígido é válida, pois ao comparar os recalques estimados nos casos 1 e 2, tem-se que o recalque é muito próximo. Assim, a hipótese de cargas idênticas seria adequada na maioria dos casos, se o recalque é calculado para uma estaca representativa que não é nem no centro nem no canto do grupo.

A análise para um grupo de estacas em geral requer a determinação de α , o espaçamento entre as estacas do grupo e o deslocamento de uma estaca isolada. Os resultados dessa análise podem ser expressos por dois parâmetros, sendo: em termos de relação de recalque, conforme Eq. (2.57); e em termos de fator de redução do grupo, conforme Eq. (2.58).

$$R_s = \frac{\text{Recalque médio do grupo}}{\text{recalque de uma estaca sob a carga média por estaca}} \quad (2.57)$$

$$R_g = \frac{\text{Recalque médio do grupo}}{\text{recalque de uma estaca sob a carga total do grupo}} \quad (2.58)$$

O fator R_g apenas fará sentido, caso seja admitido que o solo tenha um comportamento elástico linear e que a estaca não atinge a ruptura se submetida à carga total do grupo.

A relação de recalque R_s é a medida mais útil e familiar para caracterizar problemas práticos, porém, há a vantagem de usar o fator de redução do grupo R_g para examinar o comportamento comparativo de grupos de estacas, uma vez que R_g na verdade representa a resolução de um grupo, como se o recalque de uma única estaca correspondesse à unidade. Assim, R_g dá uma medida direta do recalque relativo de grupos que contem números diferentes de estacas e submetidos à carga total. O fator R_g tem que satisfazer as desigualdades, conforme Eqs. (2.59) e (2.60).

$$1/N \leq R_g \leq 1 \quad (2.59)$$

$$R_s = N \cdot R_g \quad (2.60)$$

Uma vez que R_s e R_g foram determinados a partir das análises, o deslocamento do grupo w_g , é então obtido pelas Eqs. (2.61) ou (2.62).

$$w_g = R_s \cdot Q_{av} \cdot w_1 \quad (2.61)$$

$$w_g = R_g \cdot Q_G \cdot w_1 \quad (2.62)$$

onde:

Q_{av} : carga média em uma estaca do grupo;

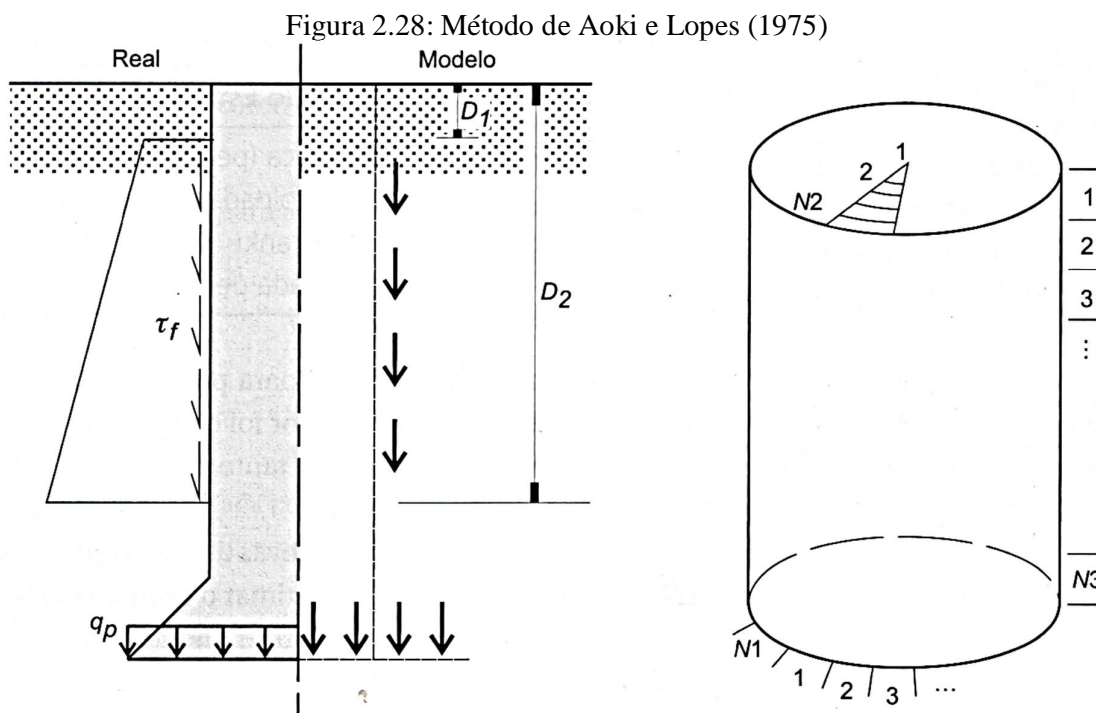
Q_G : carga total do grupo.

v) *Análise da camada compressível sob a ponta da estaca*

Vale ressaltar que a análise anterior não considera a influência de camadas compressíveis sob a ponta das estacas. Portanto, nesses casos, o recalque estimado do grupo terá que ser somado ao recalque da camada compressível, que Velloso e Lopes (2010), sugere que seja calculado pelo método do radier fictício.

2.4.2.3.3 O método de Aoki e Lopes (1975)

O método proposto por Aoki e Lopes (1975), permite a estimativa de recalques em estacas isoladas e em grupos de estacas, podendo as mesmas serem cilíndricas ou prismáticas. No método, é realizada a substituição das tensões transmitidas pela estaca ao terreno (fuste e base), por cargas concentradas, cujos efeitos serão superpostos no ponto a ser estudado (Figura 2.28) (VELLOSO E LOPES, 2010). Segundo Santana (2008), neste método, ao calcular os recalques não é levado em consideração o bloco de coroamento, portanto, sendo adotado a hipótese do bloco de coroamento flexível.



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

Na Figura 2.28, tem-se que D_1 é a profundidade onde se inicia a capacidade de carga devido ao fuste e D_2 seu respectivo fim. Já q_p é a resistência devido à pressão na base da estaca e τ_f é a resistência devido a tensão do atrito lateral da estaca.

Para aplicação do método, deve-se conhecer e dividir previamente a carga aplicada em cada estaca, sendo as mesmas divididas em cargas de fuste (que pode ser ilustrada por diagramas de atrito) e em cargas distribuídas uniformemente na base, conforme Figura 2.28. As parcelas serão discretizadas como cargas concentradas, de modo a formar um sistema estaticamente equivalente. O ponto a ser analisado tem que estar suficientemente afastado das cargas para que o princípio de Saint-Venant seja válido. Com uso da solução de Mindlin (1936), podem-se calcular os recalques e tensões transmitidas pela(s) estaca(s) por um conjunto de cargas concentradas em um dado ponto e superpostos, conforme as Eqs. (2.63) e (2.64) (SANTANA, 2008).

$$W = \sum_{i=1}^{N1} \sum_{j=1}^{N2} w_{i,j} + \sum_{i=1}^{N1} \sum_{k=1}^{N3} w_{i,k} \quad (2.63)$$

$$\{\sigma\} = \sum_{i=1}^{N1} \sum_{j=1}^{N2} \{\sigma\}_{i,j} + \sum_{i=1}^{N1} \sum_{k=1}^{N3} \{\sigma\}_{i,k} \quad (2.64)$$

Tem-se que $\{\sigma\}_{i,j}$ e $w_{i,j}$ são, respectivamente, a tensão e o recalque num ponto do solo induzidos pelo elemento de carga ij , localizado na base, que $\{\sigma\}_{i,k}$ e $w_{i,k}$ são, respectivamente, a tensão e o recalque num ponto do solo induzidos pelo elemento de carga ik , localizado no fuste e $\{\sigma\}$ e w são, respectivamente, o somatório de tensões e recalques num ponto do solo induzidos por todos os elementos de carga da estaca.

Tendo em vista as considerações da solução de Mindlin (1936) (meio semi-infinito, homogêneo, isotrópico, elástico e linear) e sabendo que diversos locais não atendem a estas imposições, logo, se faz necessário utilizar do artifício de Steinbrenner (1934) para contornar estas imposições. Tal artifício é utilizado para meios estratificados, consistindo em calcular o recalque para cada camada separada e posteriormente, usando o princípio da sobreposição dos efeitos, somar todos os recalques encontrados.

Tendo em vista que tal método não calcula o encurtamento elástico da estaca, pode-se utilizar da Eq. (2.9).

2.4.2.3.4 O método de Aoki e Lopes modificado

Visando utilizar o método de Aoki e Lopes (1975) para grupos de estacas com bloco de coroamento rígido, Santana (2008), sugeriu uma extensão, que visa compatibilizar os deslocamentos nas estacas a partir da variação de carga nas mesmas, sendo adotada a seguinte metodologia:

1. Admitir inicialmente que todas as N estacas do grupo recebem a mesma carga, que será igual à carga total aplicada ao bloco (Q_g) dividida por N;
2. Calcular o recalque em cada estaca pelo método de Aoki e Lopes (1975);
3. Calcular a rigidez (K'_i) de cada estaca (relação entre carga aplicada e recalque);
4. Buscar a estaca com menor rigidez;
5. Calcular o fator de rigidez de cada estaca (F_i), dividindo sua rigidez pela da estaca de menor rigidez;
6. Calcular a nova carga (Q_i) em cada estaca (i) pela Eq. (2.65);

$$P_i = \frac{Q_i \cdot F_i}{\sum_{i=1}^n (F_i)} \quad (2.65)$$

7. Repetir os passos 2 a 6 até que a diferença de recalques entre todas as estacas do grupo seja menor que uma dada tolerância.

Segundo Santana (2008), tem-se que tal modificação é válida para grupos de estacas com dupla simetria e submetidos a carga vertical aplicada em seu centro de gravidade. Santana (2008) destaca que com a compatibilização dos deslocamentos no estaqueamento, é obtido a carga em cada estaca do grupo.

2.5 Contribuição do bloco de coroamento

Na prática, normalmente, apenas é levado em consideração as cargas e recalques das estacas pertencentes ao grupo, ou seja, desconsiderando os benefícios (aumento da capacidade de carga e diminuição dos recalques) que o bloco pode trazer ao grupo. Segundo Velloso e Lopes (2010), quando a base de um bloco está em contato com um solo de qualidade, pode-se considerar a contribuição do bloco na diminuição do recalque do grupo.

Isso acontece devido ao bloco contribuir como elemento de fundação e devido à interação do solo com o bloco e as estacas (SANTANA, 2008).

Tendo em vista que o estudo da contribuição do bloco de coroamento não está nos objetivos deste trabalho, portanto não foi tratado de forma tão profunda.

De acordo com o estudo de Akinmusuru (1973), que realizou diversos testes em laboratório com modelos reduzidos de sapatas estaqueadas em areia, no qual foi observado uma capacidade de carga de uma sapata estaqueada superior a soma algébrica de carga da sapata e do grupo de estacas, sendo os resultados expressos na Eq. (2.66).

$$Q_t = \alpha \cdot Q_g + \beta \cdot Q_c \quad (2.66)$$

onde:

Q_t : capacidade de carga da sapata estaqueada;

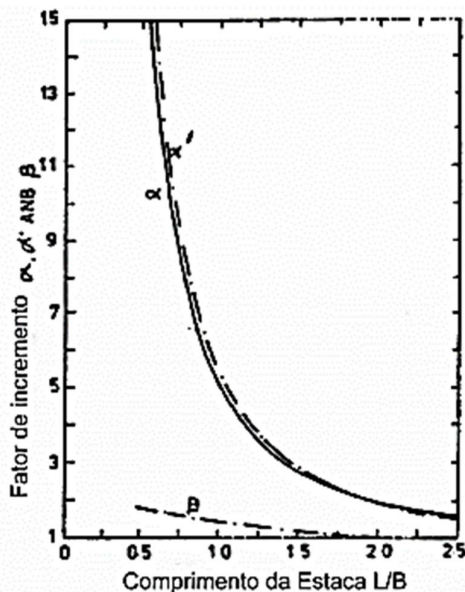
Q_g : capacidade de carga do grupo de estacas;

Q_c : capacidade de carga da sapata (individualmente);

α ou α' : fator de incremento de capacidade de carga do grupo devido a interação, conforme Figura 2.29;

β : fator de incremento de capacidade de carga devido a presença do grupo de estacas, conforme Figura 2.29.

Figura 2.29: Fatores de incremento na capacidade de carga das estacas e do bloco devido à interação bloco/estacas



Fonte: Adaptado de Akinmusuru, 1980.

Segundo Sales (2000), tem-se que as correlações empíricas para a estimativa de recalques em grupos de estacas também podem ser utilizadas para radier estaqueado. Tal procedimento é justificado, tendo em vista que na maioria dos casos, é o grupo de estacas que coordena a fase inicial dos recalques (SALES, 2000).

Segundo Sales (2000), pode-se utilizar das seguintes equações: Skempton (1953), Eq. (2.40); Meyerhof (1959), Eq. (2.41); Vesic (1969), (2.42); e Fleming *et al.* (1985), Eq. (2.43). Sales (2000) comenta ainda que se pode utilizar das técnicas de fundações equivalentes (item 2.3.2.2) para estimativa do recalque.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Metodologia

A metodologia utilizada para elaboração desta dissertação teve como base a execução das seguintes etapas:

- i. Revisão bibliográfica sobre o tema proposto;
- ii. Coleta de dados;
- iii. Realização de sondagem a percussão (SPT) e estimativas da eficiência;
- iv. Execução de estacas isoladas e em grupos;
- v. Realização de provas de carga estáticas (PCE), em estacas isoladas e em grupos de estacas;
- vi. Previsões de capacidade de carga das estacas isoladas e em grupo;
- vii. Previsões dos recalques das estacas isoladas e em grupo;
- viii. Comparação das previsões da capacidade de carga e dos recalques com valores medidos nas PCEs;
- ix. Estabelecimento das conclusões e escrita da dissertação.

3.2 Local do estudo

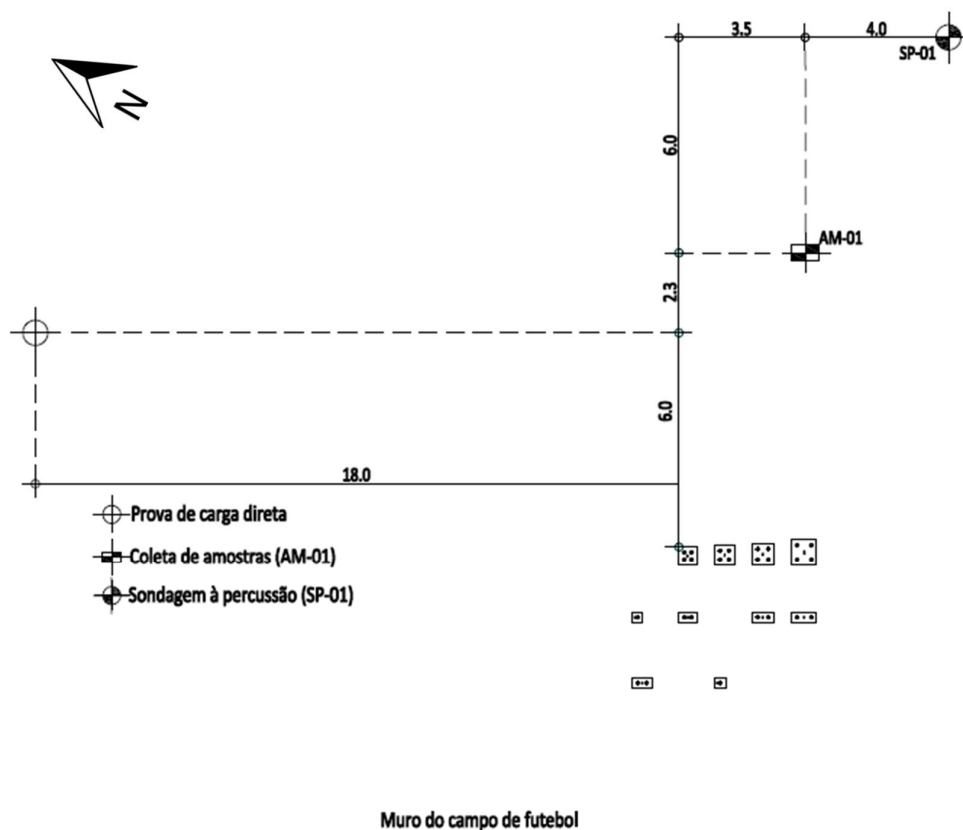
O presente estudo foi realizado no campo experimental de geotecnia da Universidade Federal do Ceará (UFC), localizado conforme Figura 3.1. As estacas e demais ensaios foram executadas no local indicado na Figura 3.2.

Figura 3.1: Localização do campo experimental de geotecnia da UFC



Nota: latitude -3.75229487, longitude -38.57285053 e elevação 24m.
Fonte: Google Maps, 2016.

Figura 3.2: Localização das estacas e ensaios



Nota: Medidas em metro.

Fonte: Autor, 2017.

3.3 Coleta de dados

Os dados foram coletados dos resultados de ensaios utilizados em um concurso do VIII simpósio Brasileiro de solos não saturados (ÑSAT, 2015). As informações obtidas são provenientes de ensaios laboratoriais (umidade natural, granulometria, densidade real dos grãos, limites de Atteberg e oedométricos) e ensaios de campo (prova de carga direta). A Figura 3.2 ilustra dos ensaios.

3.4 Realização de sondagem à percussão (SPT) e estimativa da eficiência

A Figura 3.2 ilustra a localização da sondagem à percussão executada no campo experimental de geotecnia da UFC. O ensaio foi realizado a partir da montagem da torre e dos demais acessórios (corda, martelo, cabeça de bater, hastes, luvas, amostrador e afim). Posteriormente, o furo de sondagem foi aberto com trado-concha, até 20cm de profundidade, e de imediato o ensaio foi iniciado. A cada 1m de profundidade foi realizada a contagem do

número de golpes necessários para cravar o amostrador-padrão, em 3 intervalos seguidos de 15cm. Para isso foi utilizado um peso (martelo) de 65kg de massa posta a cair de uma altura de 75cm. O índice de resistência à penetração é definido como a soma da quantidade de golpes necessário para cravar no solo o amostrador nos últimos 30cm de cada metro. Vale mencionar que, durante o ensaio os avanços foram realizados com trado, não sendo utilizado o processo de lavagem.

Para medição da eficiência do ensaio SPT, inicialmente foi realizado o cadastramento das características dos equipamentos utilizados na sondagem, ou seja as informações do: amostrador (tipo, dimensões e massa); martelo (tipo, massa e modo de execução); cabo (tipo e conservação); hastes e luvas (massa); cabeça de bater (massa); e a utilização ou não de coxim de madeira.

Em seguida o ensaio de sondagem a percussão foi acompanhado, medindo-se a altura utilizada para a aplicação do golpe devido à queda do martelo, vale observar que as medidas utilizadas neste trabalho correspondem ao número de golpes compreendidos no 2º e 3º metro. Com a finalidade de monitorar a altura de queda do martelo, foi colado um adesivo com escala em centímetro nas alturas de 70 a 80cm da guia de aço. Tendo em vista que o processo de levantamento e soltura do martelo ocorre de forma rápida, toda a sondagem a percussão foi filmada com um celular e posteriormente foi verificada através do software “Camtasia 9”, que permite assistir a filmagem a baixas velocidades.

Posteriormente, procedeu-se a determinação da energia transmitida na sondagem realizada. Com base na utilização dos métodos: Teoria Newtoniana (De Mello, 1971), Yokel (1982) e Odebrecht (2003), foi possibilitado a estimativa da eficiência, a partir de cada método, utilizando-se da seguinte equação:

$$e = \frac{Em}{Et} \quad (3.1)$$

onde:

e: eficiência;

Em: energia medida;

Et: energia transmitida.

Finalmente os valores medidos do índice de resistência da sondagem realizada foram corrigidos para uma eficiência padrão de 60 e 70% a partir da seguinte expressão:

$$N_{ef} \cdot E_{ef} = N_{SPT} \cdot E_m \quad (3.2)$$

onde:

N_{ef} : índice de resistência a penetração (N_{SPT}) com a eficiência de 60 e 70% ;

E_{ef} : energia transmitida ao sistema, no caso 60 e 70%;

N_{SPT} : índice de resistência a penetração durante o ensaio de sondagem a percussão;

E_m : energia estimada durante os ensaios.

3.5 Execução das estacas isoladas e em grupos

A execução das estacas e dos blocos de coroamento foi iniciada com a execução de um gabarito de madeira, no qual em um dos barretes foi marcado o nível de referência da obra. Na Figura 3.3 é apresentada a locação dos blocos e das estacas. Já na Tabela 3.1 apresenta-se um resumo de algumas informações geométricas das estacas e dos blocos de coroamento, enquanto que na Figura 3.4 ilustra-se a referida Tabela.

A definição da carga de trabalho das estacas foi realizada utilizando a Eq. 3.3.

$$F = \frac{\left(\frac{\sigma_A \cdot A_A}{1,15} + \frac{\sigma_C \cdot A_C}{1,4} \right)}{FS} \quad (3.3)$$

onde:

F é Carga de Trabalho da estaca, em MPA;

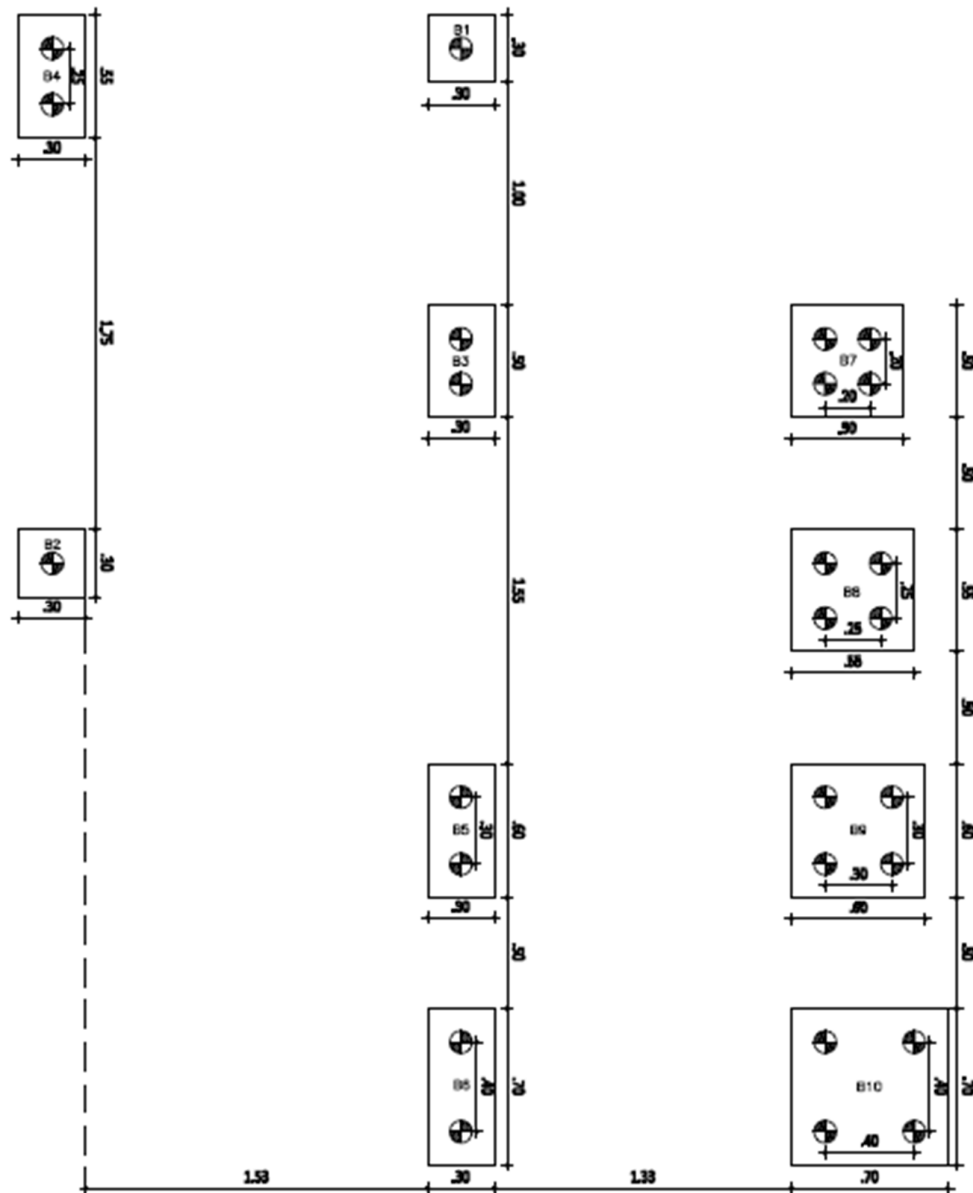
1,15 e 1,4 são fatores de minoração da resistência do aço e concreto, respectivamente;

σ_A e σ_C são as tensões de escoamento do aço e f_{ck} do Concreto, em MPa, respectivamente;

A_A e A_C são as áreas de aço e de concreto da estaca, em m², respectivamente;

FS é o fator de Segurança.

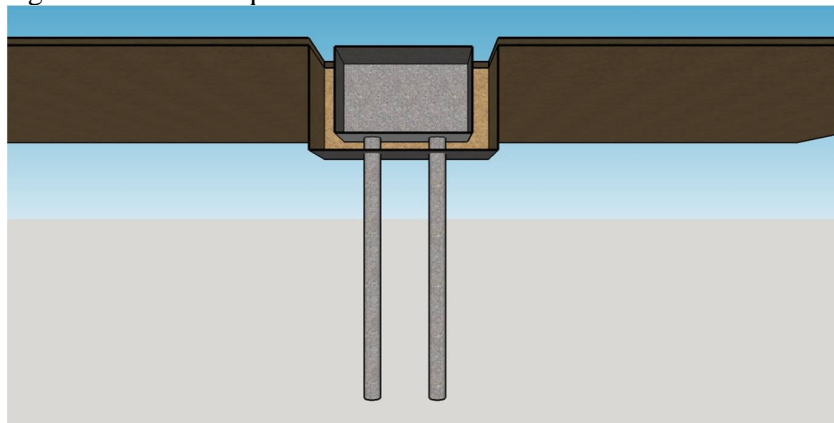
Figura 3.3: Organização dos blocos e estacas



Nota: Medidas em metro.

Fonte: Autor, 2017.

Figura 3.4: Corte esquemático dos blocos de coroamento e das estacas



Nota: o bloco de coroamento teve seu contato liberado nas laterais (20cm) e na base (10cm).

Fonte: Autor, 2017.

Tabela 3.1: Resumo das informações geométricas das estacas e blocos

Bloco nº	Quant estacas	s/D	Bloco de coroamento			Estaca				
			Comp (cm)	Larg (cm)	Alt (cm)	Comp total (cm)	Descontos			Comp das estacas (cm)
							Alt bloco de coroamento (cm)	Magro (cm)	Escavação (cm)	
1	1	-	30	30	20	180	20	5	5	150
2	1	-	30	30	20	180	20	5	5	150
3	2	2	50	30	20	180	20	5	5	150
4	2	2,5	55	30	25	185	25	5	5	150
5	2	3	60	30	30	190	30	5	5	150
6	2	4	70	30	35	195	35	5	5	150
7	4	2	60	60	30	190	30	5	5	150
8	4	2,5	65	65	35	195	35	5	5	150
9	4	3	70	70	40	200	40	5	5	150
10	4	4	80	80	50	210	50	5	5	150

Nota: O espaçamento (Espaçam) informado é de eixo a eixo e medido em diâmetro (10 cm). Os descontos no comprimento total da estaca são devido aos trechos que não estão em contato com o solo.

Fonte: Autor, 2017.

3.5.1 Estacas isoladas e em grupo

Anteriormente à realização das estacas foram definidos os espaçamentos entre estas para blocos de 2 e 4 estacas, sendo adotados espaçamentos de 2D, 2,5D, 3D e 4D entre estacas. Além desses, foram executados 2 blocos de estacas isoladas, totalizando 26 estacas distribuídas em 10 blocos de coroamento. Para evitar o efeito de grupo entre blocos vizinhos

adotou-se um distanciamento mínimo de $8D$ entre os blocos. Para avaliar a distribuição de carga nas estacas foram executadas 2 estacas isoladas, sendo uma delas com isopor na ponta.

Com relação às dimensões das estacas foi adotado 0,1m de diâmetro por 1,5m de comprimento.

Para execução das estacas, foi seguido o nível de referência marcado no gabarito, de forma que o topo das estacas estivessem todas no mesmo nível, sendo esta decisão tomada com a finalidade de facilitar a realização das provas de carga.

A execução das estacas aconteceu em dois dias consecutivos, sendo 13 delas em um dia e o restante no posterior. Nos blocos de 4 estacas, foram executadas 2 estacas por dia, em disposição diagonal e nos blocos de 2 estacas, foi executado uma estaca por dia. Para escavação foi utilizado trado-concha e água. Para a concretagem e armação foi adotado a seguinte metodologia: colocação da armação; mistura de um traço de concreto em uma betoneira de 400l, logo em seguida, medição do slump da mistura, através do ensaio de abatimento do tronco. O lançamento do concreto foi realizado com baldes de 18l, com o propósito de estimar o volume lançado e assim, diminuir o risco de vazios na estaca; por fim o concreto foi adensado, de forma manual, com uma barra metálica. Vale observar que o slump adotado para liberação da concretagem foi de 22 a 24, com a finalidade de diminuir o risco de vazios na estaca. Tais atividades são ilustradas nas Figuras 3.5 e 3.6.

Figura 3.5: Vista do local na concretagem das estacas



Fonte: Autor, 2017.

Figura 3.6: Escavação de um bloco com 4 estacas



a) 1° estaca escavada, 1° dia. b) 2° estaca escavada, 1° dia. c) vista de todas as estacas escavadas.

Fonte: Autor, 2017.

Após 7 dias da última concretagem, foi realizada a escavação dos blocos. Após 3 dias foi realizado o nivelamento do fundo dos blocos e o lançamento do concreto magro (5cm). Passados mais 7 dias, foi realizado o arrasamento e preparação das estacas, no qual foi deixado 5cm de concreto da estaca e 15 a 45cm de armação longitudinal da estaca. Nas Figuras 3.7 e 3.8 mostram-se as etapas mencionadas.

Figura 3.7: Vistas da escavação dos blocos de coroamento



a) Vista geral da escavação dos blocos de coroamento. b) Escavação do bloco de 4 estacas com 4D de espaçamento. c) Escavação do bloco de 4 estacas com 2D de espaçamento.

Fonte: Autor, 2017.

Figura 3.8: Regularização dos blocos de coroamento



a) Regularização do bloco com 4 estacas.

b) Regularização com 5cm de concreto magro.

c) Regularização do bloco com 1 estaca.

Fonte: Autor, 2017.

O tipo de estaca adotada para o estudo foi a escavada sem uso de estabilizante e com dimensões de 0,1m de diâmetro e comprimento variando de 1,80 a 2,10m. Foi adotada para viabilizar a realização das PCEs, de forma a se trabalhar com um modelo reduzido em campo.

Após uma avaliação preliminar da capacidade de carga das estacas foi adotado o valor de carga de trabalho de 50kN por estaca. O dimensionamento estrutural das estacas foi realizado pelo método proposto nas normas NBR 6118 (2014) e NBR 6122 (2010), obtendo-se uma taxa de armação de 1,98% para um concreto de 20MPa. Foi adotado um cobrimento de apenas 1cm, tendo em vista que tais estacas tem finalidade experimental e visando também aumentar o diâmetro dos estribos, para minimizar problemas relacionadas à dobra da armadura.

O traço do concreto utilizado nas estacas foi dosado da seguinte maneira: 1 (cimento, CP II Z 32) : 1,9 (areia, massa unitária de 1,41) : 2,1 (brita zero, massa unitária de 1,42) com relação a/c de 0,58 e 0,80% de aditivo plastificante, sendo utilizado o FK 320 da MC Bauchemie, 20MPa, o slump de 22 ± 2 , para minimizar o risco de vazios nas estacas. Os resultados do rompimento dos corpos de prova (20 x 10cm) se encontram na Tabela 3.2.

Tabela 3.2: Resultados do rompimento dos corpos de prova do concreto com f_{ck} de 20MPa

Idade (dias)	Força aplicada (kN)	Área do corpo de prova (m ²)	Resistência a compressão (MPa)
3	203,9	0,00785	26,0
3	126,9	0,00785	16,2
7	234,5	0,00785	29,9
7	234,6	0,00785	29,9
14	306,8	0,00785	39,1
14	295,9	0,00785	37,7
28	235,5	0,00785	30,0
28	223,9	0,00785	28,5

Fonte: Autor, 2017.

Analisando a Tabela 3.2 é observado que o resultado encontrado aos 28 dias é inferior ao de 14 dias, portanto estima-se que a moldagem de tais corpos de prova possam ter ocorrido forma incorreta, no entanto, nota-se que a partir de 7 dias tal concreto já está atingindo a resistência de projeto. O módulo de elasticidade secante do concreto foi estimado com base na NBR 6118 (ABNT, 2007) e adotando a resistência a compressão de 40MPa, sendo obtido 30,1GPa.

3.5.2 Blocos de coroamento

Os blocos de coroamento das estacas foram executados com as localizações e dimensões informadas na Figura 3.5 e na Tabela 3.1. A execução da forma, armação e concretagem são ilustradas nas Figuras 3.9 a 3.12.

Figura 3.9: Vista dos blocos de coroamento de 2 estacas com suas armaduras



Fonte: Autor, 2017.

Figura 3.10: Vista dos blocos de coroamento com 1 estaca e 4 estacas



a) Vista em planta da armadura do bloco de coroamento com uma estaca.



b) Vista das armaduras dos blocos de coroamento com 4 estacas a serem instaladas.

Fonte: Autor, 2017.

Figura 3.11: Vista da concretagem dos blocos de coroamento



Fonte: Autor, 2017.

Figura 3.12: Vista em planta da concretagem dos blocos de coroamento



a) Vista em planta da concretagem do bloco de coroamento com uma estaca.



a) Vista em planta da concretagem do bloco de coroamento com 4 estacas.

Fonte: Autor, 2017.

Após 28 dias da concretagem, foi iniciada a etapa de preparação dos blocos para as PCEs, consistindo em desformar, tirar o contato do bloco de coroamento com o solo por meio de escavação na base dos blocos e promover um melhor acabamento da face superior dos blocos.

O dimensionamento da armadura e da tensão do concreto dos blocos de coroamento foi realizado tomando como referência o método de Blévyot e Frémy. Foi adotado um cobrimento de 2cm, pelos mesmos motivos apresentados anteriormente.

O traço do concreto utilizado nos blocos de coroamento foi dosado da seguinte maneira: 1 (cimento, CP II Z 32) : 1,81 (areia, massa unitária de 1,41) : 1,04 (brita 0, massa unitária de 1,42) : 1,56 (brita 1, massa unitária de 1,42) com relação a/c de 0,52 e 0,70% de aditivo plastificante, sendo utilizado o FK 320 da MC Bauchemie, 30MPa, o slump de 10 ± 2 . Foram confeccionados corpos de prova (CP) de 20 x 10cm para ruptura. Os resultados do rompimento dos cps são apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3: Resultados do rompimento dos corpos de prova do concreto de 30 MPa

Idade (dias)	Força (kN)	Área CP (m ²)	Resistência a compressão (MPa)	Resistência do CP/ f_{ck} (30 MPa)
3	139,4	0,00785	17,8	0,59
3	149,0	0,00785	19,0	0,63
7	167,6	0,00785	21,4	0,71
7	147,7	0,00785	18,8	0,63
14	197,4	0,00785	25,1	0,84
14	188,7	0,00785	24,0	0,80
28	178,9	0,00785	22,8	0,76
28	190,9	0,00785	24,3	0,81

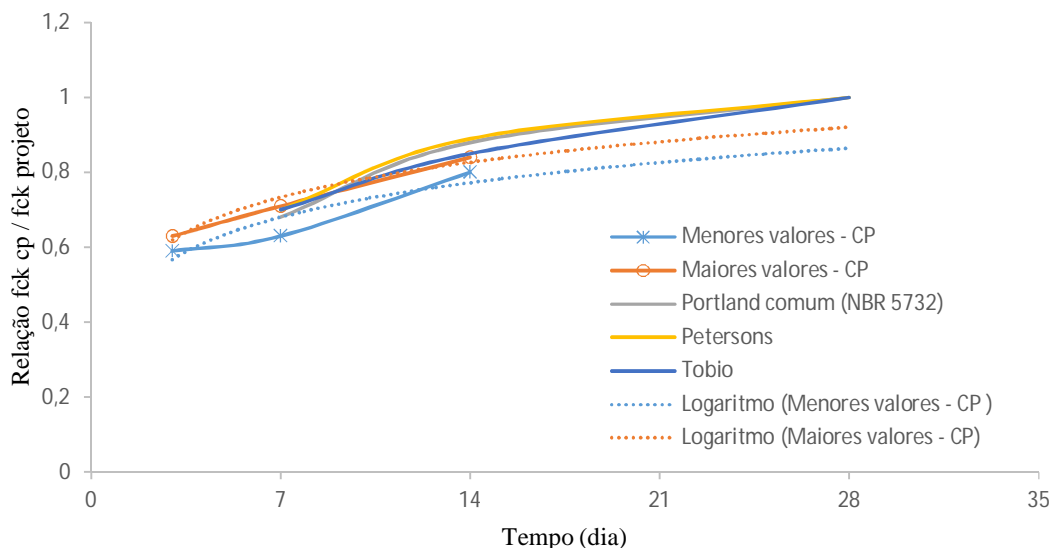
Fonte: Autor, 2017.

Analisando a Tabela 3.3 observa-se que o resultado encontrado aos 28 dias é ligeiramente inferior que o de 14 dias, dessa forma considera-se que tais cps possam ter sido moldados de forma incorreta, vale ressaltar que após 24 horas da moldagem, os cps foram imersos em água até o momento do ensaio. Na tabela 3.4 é apresentada a porcentagem do f_{ck} de projeto do concreto com o passar dos dias, ou seja, a relação da resistência do cp dividido pelo f_{ck} de projeto. A partir das informações mencionadas montou-se a Figura 3.13.

Tabela 3.4: Porcentagem do f_{ck} de projeto do concreto ao longo do tempo

Investigador	Idade (dias)				
	7	14	28	90	365
Portland comum (NBR 5732)	0,68	0,88	1,00	1,11	1,18
Petersons	0,70	0,89	1,00	1,10	1,18
Tobio	0,70	0,85	1,00	1,10	1,18

Fonte: Adaptado de Vieira Filho, 2007.

Figura 3.13: Gráfico da porcentagem do f_{ck} de projeto ao longo do tempo

Fonte: Autor, 2017.

Na Figura 3.13 foram utilizados os valores da relação da resistência do cp/ f_{ck} projeto dos cps até o 14º dia. A partir daí os gráficos foram extrapolados, através de uma função logarítmica. Procedendo dessa forma, projeta-se que a porcentagem da resistência do concreto deveria ser de, aproximadamente, 0,87 e 0,92 e a resistência a compressão simples seria em torno de 27MPa, valor considerado aceitável.

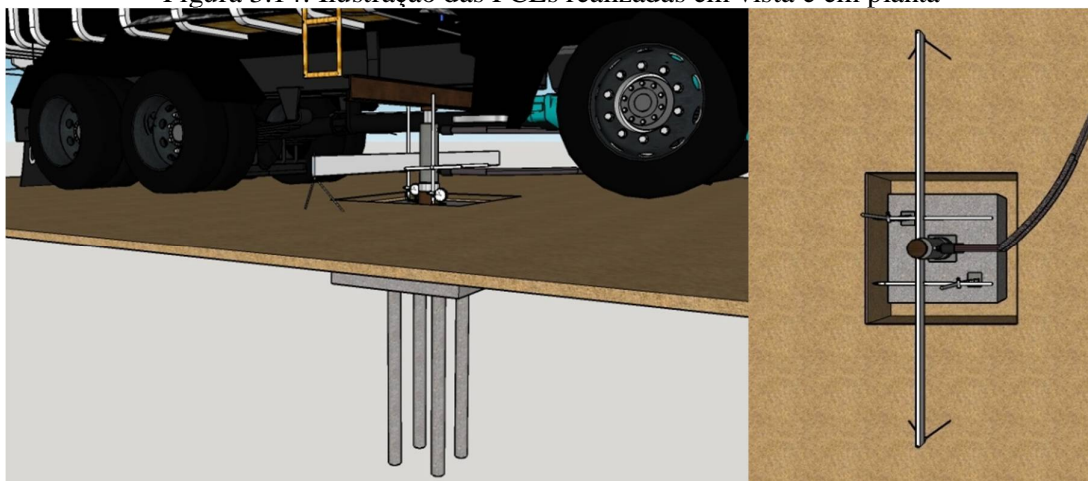
3.6 Provas de Carga Estática

As provas de carga foram executadas de forma estática, com a aplicação da carga em estágios de forma rápida. Durante os ensaios foram aplicados 7 a 9 estágios de carregamento e o descarregamento realizado em 3 estágios. As leituras de deformações nos 2 extensômetros utilizados foram realizadas nos instantes de 0, 1, 2, 5 e 10min. Nos casos em

que foi observado estabilização dos deslocamentos antes de 10min, o próximo estágio era aplicado. O fator limitante para execução dos ensaios foi o sistema de reação.

A montagem e execução das provas de carga realizadas foram conforme ilustrado na Figura 3.14.

Figura 3.14: Ilustração das PCEs realizadas em vista e em planta



Fonte: Autor, 2017.

O sistema de reação utilizado foi composto por um caminhão carregado, Figura 3.15, e um perfil metálico, Figura 3.16, cujo eixo foi posicionado sobre o bloco de coroamento, transversalmente ao mesmo.

Figura 3.15: Caminhão utilizado como sistema de reação



Fonte: Autor, 2017.

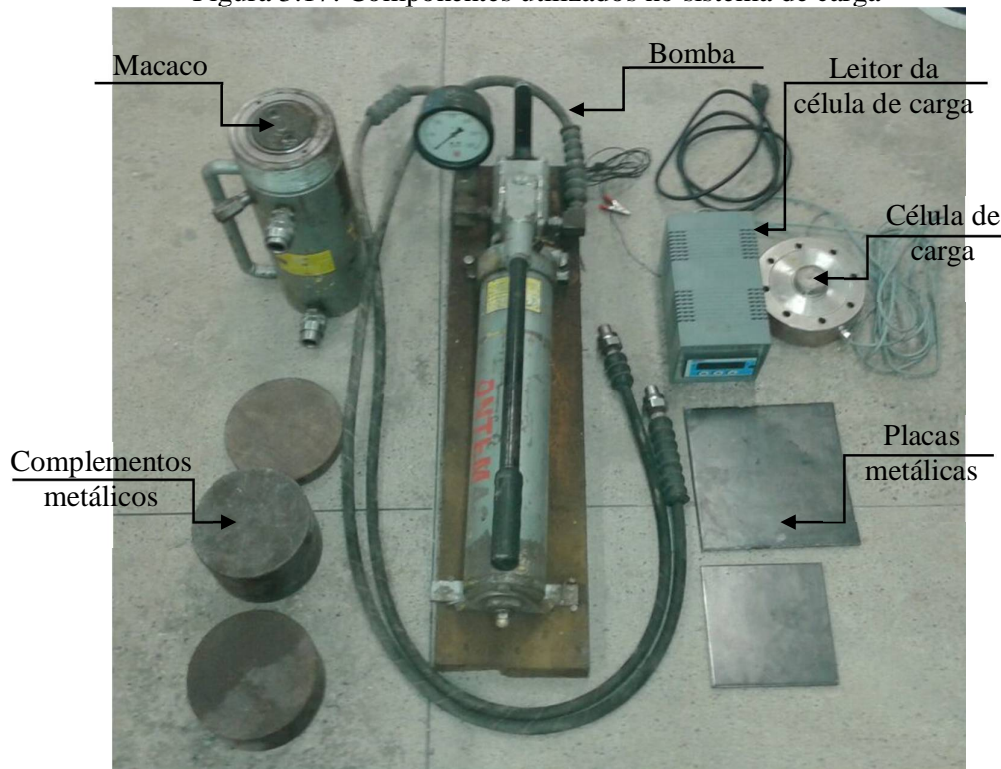
Figura 3.16: Viga utilizada no sistema de reação



Fonte: Autor, 2017.

O sistema de carga é composto de macaco hidráulico (capacidade de 30 toneladas), bomba (capacidade de 30 toneladas), célula de carga (capacidade de 50 toneladas), complementos metálicos e placa metálica. Os componentes do sistema de carga são ilustrados na Figura 3.17.

Figura 3.17: Componentes utilizados no sistema de carga

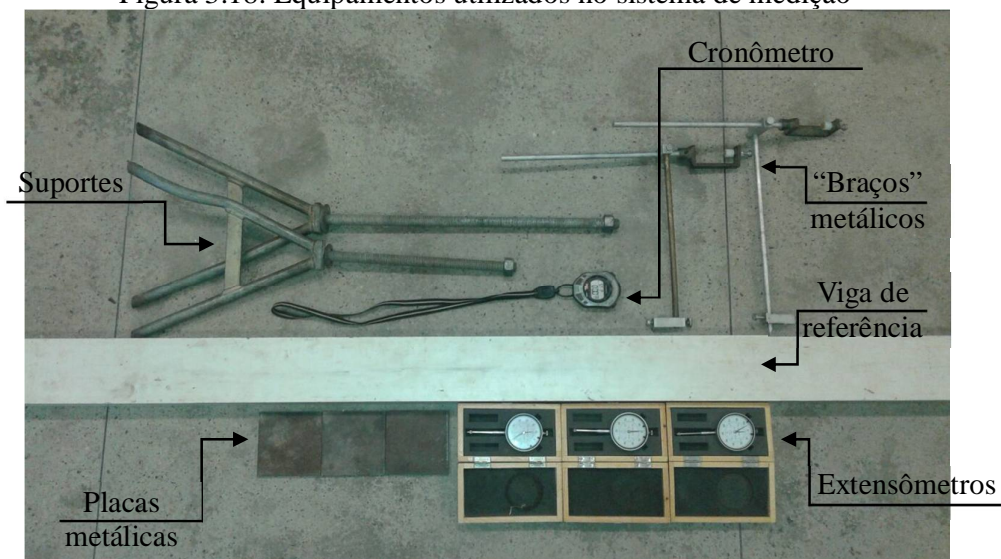


Fonte: Autor, 2017.

Já, o sistema de medição, é composto por uma viga de referência e 2 suportes, 2 “braços” metálicos, 3 extensômetros (1 reserva), cronômetro e placas metálicas para

regularizar a superfície que será posicionada a ponta dos extensômetros. Tais equipamentos estão ilustrados na Figura 3.18. Já as Figuras 3.19 e 3.20 ilustram a realização das PCEs.

Figura 3.18: Equipamentos utilizados no sistema de medição



Fonte: Autor, 2017.

Figura 3.19: Realização da PCE no bloco com 4 estacas



Fonte: Autor, 2017.

Figura 3.20: Realização da PCE



a) Grupo com 2 estacas

b) Estaca isolada

Fonte: Autor, 2017.

3.7 Previsões da capacidade de carga das estacas isoladas e em grupo

Para estimativa da capacidade de carga das estacas isoladas foram utilizados os métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) com contribuições de Décourt (1996) e Teixeira (1996). Para a realização dessas estimativas foram utilizados os valores corrigidos, pela eficiência, e não corrigidos de N_{SPT} .

Para previsão da capacidade de carga dos grupos de estacas foram utilizados métodos que estimam a eficiência (Feld; Regra de origem incerta, citada por Poulos e Davis, 1980; Converse-labarre; equação de Los Angeles; e Sayed e Bakeer, 1992) e a capacidade de carga última do grupo (método sugerido pela ABNT NBR 6122:2010).

3.8 Previsões dos recalques das estacas isoladas e em grupo

Para previsão do recalque das estacas isoladas, foram utilizados os métodos de: Poulos e Davis (1980), Aoki (1984), Randolph e Wroth (1978) e Bowles (1996). Em tais métodos foi utilizado Q_{ult} obtido nas PCEs das estacas isoladas. Não foi encontrada na bibliografia pesquisada a recomendação do cálculo do encurtamento elástico para os métodos

de Poulos e Davis (1980) e Randolph e Wroth (1978), portanto foi adotado que tal deslocamento está incluso no método.

Para estimativa dos recalques dos grupos de estacas foram utilizados os métodos: empíricos de Skempton (1953), Vesic (1969) e Fleming *et al.* (1985); os métodos simplificados de Terzaghi e Peck (1948) e Poulos e Davis (1980); e o método analítico de Poulos e Davis (1980).

3.9 Comparação das previsões realizadas com os valores medidos nas PCEs

Por fim foi efetuada a comparação das previsões realizadas (capacidade de carga e recalque) das estacas isoladas e em grupo com os valores medidos nas provas de carga estática (PCE).

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios geotécnicos das previsões de capacidade de carga e de recalque das estacas isoladas e em grupo; e, por fim, é realizada a comparação dos resultados entre os resultados das previsões e das PCEs feitas.

4.1 Resultados e análises de Ensaios Geotécnicos

4.1.1 Ensaios de laboratório

4.1.1.1 Ensaios de Caracterização

Conforme relatado no capítulo anterior, os ensaios utilizados para a caracterização são os seguintes: umidade natural, granulometria, densidade real dos grãos e limites de Atterberg. A Tabela 4.1 mostra o resumo dos resultados dos ensaios de caracterização.

Tabela 4.1: Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização

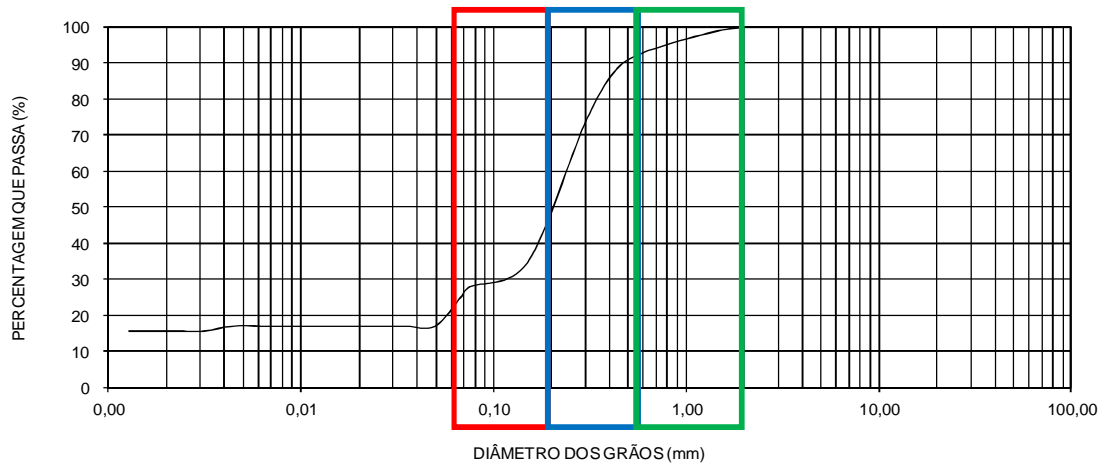
Profundidade amostra (m)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Umidade (%)	% que passa			G _s
					Argila	Silte	Areia	
0,20	NL	NP	-	1,1%				
0,70	NL	NP	-	2,4%	16	4	78	2,62
1,50	NL	NP	-	6,9%				

Fonte: Adaptado do ÑSAT, 2015.

As umidades das amostras das profundidades de 0,20, 0,70 e 1,50 m variaram de 1,1 a 6,9%. Na média a umidade é de 3,5%. Observa-se também que as amostras mais superficiais são as que apresentaram as menores umidades.

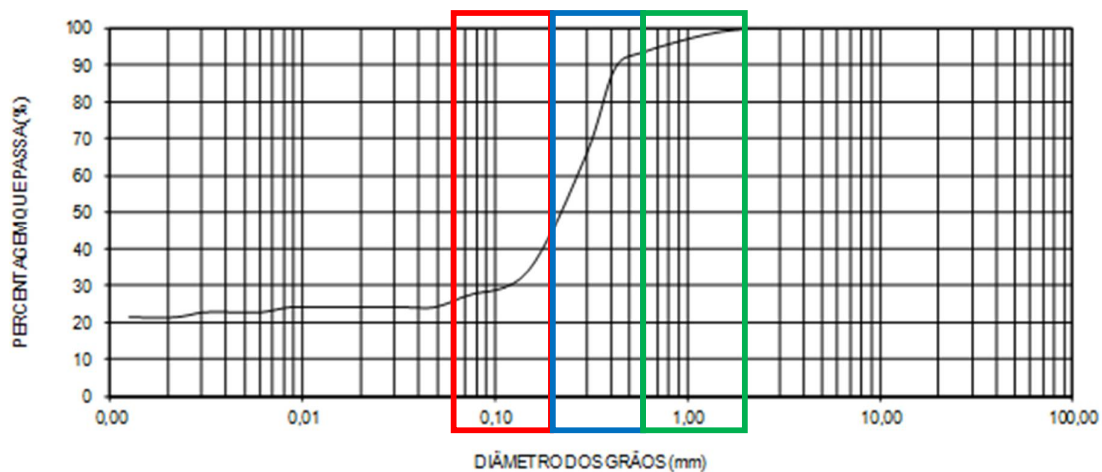
Os ensaios de granulometria foram realizados em amostras de solo obtidas nas profundidades de 1,0 a 1,5 m e de 1,5 a 2,0 m. Nas Figuras 4.1 e 4.2 mostram-se as curvas granulométricas das amostras de solo ensaiadas obtidas.

Figura 4.1: Curva granulométrica da camada de solo nas profundidades de 1,0 a 1,5 m



Fonte: Adaptado do ÑSAT, 2015.

Figura 4.2: Curva granulométrica da camada de solo nas profundidades de 1,5 a 2,0 m



Fonte: Adaptado do ÑSAT, 2015.

De acordo com as curvas granulométricas percebe-se que o solo é predominantemente arenoso, sendo sua composição de, aproximadamente, 78% de areia na porção mais superficial (Figura 4.1) e 73% de areia para o solo presente entre as profundidades de 1,5 a 2m (Figura 4.2). Nas curvas foram destacados os trechos de areia fina (linha vermelha), areia média (linha azul) e areia grossa (linha verde), cuja classificação foi realizada segundo a NBR 6502 (ABNT, 1995).

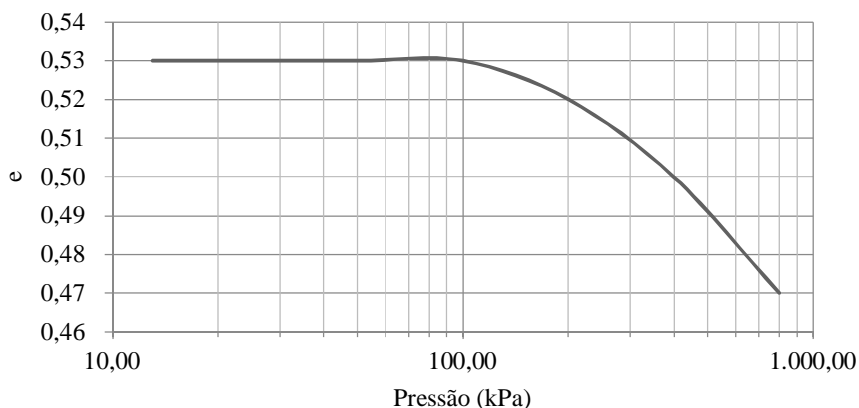
Os valores encontrados de densidade real dos grãos nas camadas de 1,0 a 1,5m e 1,5 a 2,0m de profundidade variaram de 2,62 e 2,64, respectivamente.

Já os ensaios para determinar os limites de Atteberg, ou seja, limites de liquidez e plasticidade, realizados nas camadas de 1,0 a 1,5m e 1,5 a 2,0m de profundidade, indicaram que o solo é não plástico ao longo de toda a profundidade.

4.1.1.2 Ensaios oedométricos

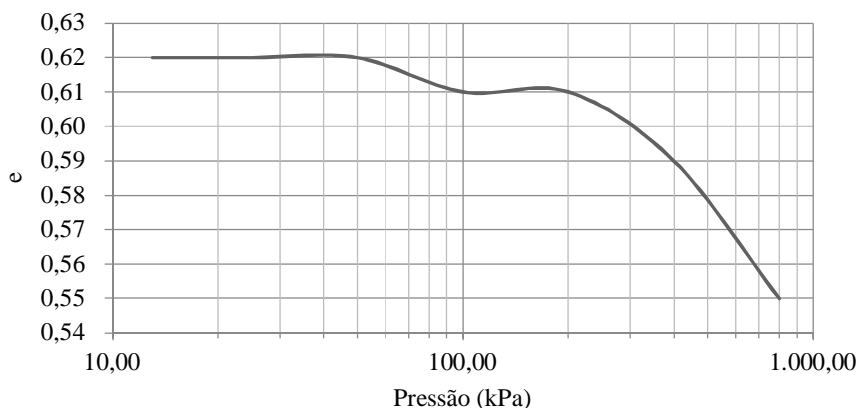
Os ensaios oedométricos foram realizados em duas amostras de solo, obtidas nas profundidades entre 1,0 e 1,5m (Figura 4.3) e entre 1,5 e 2,0m (Figura 4.4) para umidade natural.

Figura 4.3: Ensaio de adensamento, trechos de carga - amostra de 1,0 a 1,5m



Fonte: Adaptado do ÑSAT, 2015.

Figura 4.4: Ensaio de adensamento, trechos de carga - amostra de 1,5 a 2,0m



Fonte: Adaptado do ÑSAT, 2015.

Através dos ensaios apresentados nas Figuras 4.3 e 4.4, determinou-se o módulo de elasticidade oedométrico (E_{OED}) e o módulo de Young (E), apresentados na Tabela 4.2 que

variaram de 17.600 a 21.600 kPa e 10.966 a 13.458 kPa, respectivamente.

Tabela 4.2: Resumo dos dados obtidos com as curvas de adensamento

Curva	E_{OED} (kPa)	E (kPa)
Natural, 1,0 a 1,5 m	17.600	10.966
Natural, 1,5 a 2,0 m	21.600	13.458

Fonte: Autor, 2017.

4.1.2 Ensaios de campo

4.1.2.1 Sondagem à percussão (SPT)

A Figura 4.5 apresenta os resultados do furo de sondagem à percussão (SPT) realizada no campo experimental de geotecnia da UFC. As informações apresentadas são as seguintes: o N_{SPT} a cada metro; a estratigrafia do solo no decorrer da profundidade e a profundidade do nível da água.

Na Figura 4.5, segundo a sondagem à percussão (SPT), o terreno é areno-siltoso até 1,40m e medianamente compacto, nas camadas posteriores, 1,40 a 7,45m, o solo obtido foi classificado como silte arenoso, variando sua compactidade de medianamente compacto a fofo. O nível da água foi obtido com 7,36m. Os valores do N_{SPT} variaram de 12 a 18 golpes até as camadas de 4,45m, já para as camadas de 4,45 a 7,45 os mesmos variaram de 3,4 a 5,7.

Figura 4.5: Resultado da sondagem à percussão realizada (SPT)

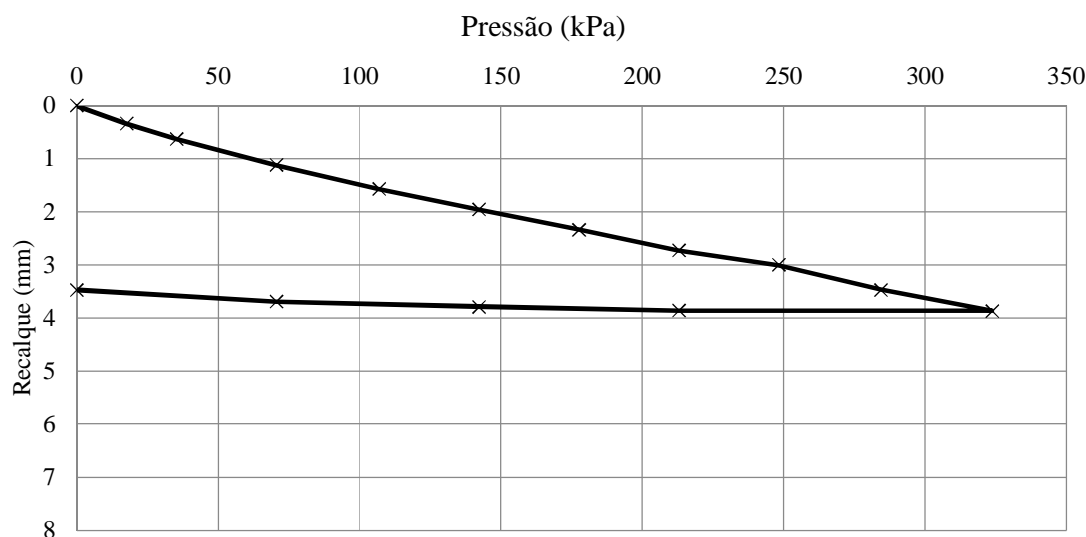
PROF. (m) DE ATÉ	GOLFES P/15 cm			N_{spt}	GOLFES P/30 cm			PROF. (m)	DESCRIÇÃO
	1ª	2ª	3ª		2ª + 3ª				
					10	20	30		
0.20 0.65	4	8	7	15				0.00	Areia fina siltosa, cor cinza, medianamente compacta.
1.00 1.45	5	5	7	12				1.40	
2.00 2.45	6	8	7	15					Silte arenoso, cor amarelo, medianamente compacto.
3.00 3.45	7	9	9	18				3.00	
4.00 4.45	7	9	9	18					Silte arenoso, cor amarelo com pigmentação vermelha, pouco compacta a medianamente compacto.
5.00 5.45	2	3	2.7	5,7				6.00	
6.00 6.45	1	1,9	1,5	3,4					Silte arenoso, cor variegado, fofo.
7.00 7.45	1,9	1,8	1,7	3,5				7.51	

Fonte: Autor, 2017.

4.1.2.2 Prova de carga direta

Foi realizada uma prova de carga direta (PCD) superficial no campo experimental de geotecnia da UFC, próximo do local onde foram executadas as estacas isoladas e em grupo. O ensaio foi executado com uma placa circular metálica de 50cm de diâmetro. A curva pressão *versus* recalque medido no topo da placa metálica é apresentada na Figura 4.6.

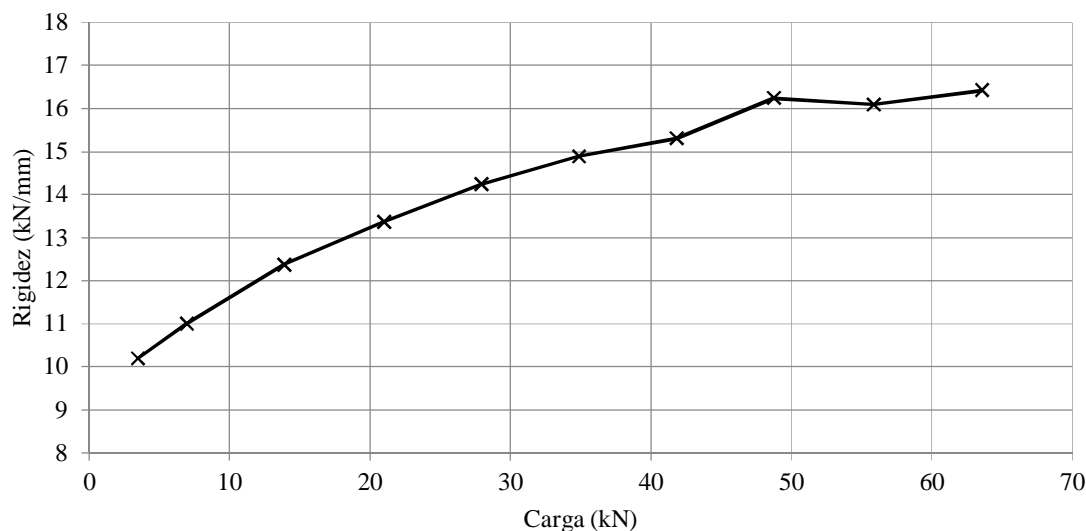
Figura 4.6: Prova de carga direta realizada na superfície do terreno do campo experimental de geotecnia da UFC



Fonte: Adaptado ÑSAT, 2015.

Na Figura 4.7, é apresentada a curva pressão *versus* recalque da PCD, este ensaio foi realizado até a pressão de 323,7kPa, resultando em um recalque de 3,87mm e um recalque residual de 3,47mm. Na Figura 4.7 foi montado o gráfico em que se tem na abscissa o carregamento aplicado e na ordenada à rigidez (divisão da carga aplicada pelo recalque). Para elaboração do gráfico foi utilizado apenas os dados da fase de carregamento da prova de carga.

Figura 4.7: Gráfico da Rigidez versus a Carga da prova de carga direta



Fonte: Autor, 2017.

Através da Figura 4.7 observa-se que as cargas aplicadas com a prova de carga direta não provocaram a ruptura, pois a rigidez, no caso de sapatas e estacas escavadas, deveria tender a uma assíntota horizontal próxima de zero (França, 2011). Considerando-se o recalque máximo absoluto de 25mm (W_B) de uma sapata quadrada de 2m de lado e utilizando-se da Eq. 4.1, estimou-se o recalque obtido na placa que corresponderia a um recalque na sapata de 25mm, de forma que:

$$W_B = w_b \times \frac{B}{b} \times \frac{LS_B}{LS_b} \quad (4.1)$$

onde:

W_B : recalque de uma sapata quadrada com lado de 2m, adotado 25mm;

w_b : recalque equivalente da placa circular utilizada na PCD, a ser estimado;

B : lado da sapata quadrada, 2m;

b : lado do quadrado de área igual a placa metálica (diâmetro de 50cm), 44cm;

LS_B : fator de forma da sapata quadrada rígida, 0,99;

LS_b : fator de forma da sapata quadrada rígida equivalente a placa metálica, 0,99.

Assim foi estimado o módulo de deformabilidade secante, sendo para isso utilizado 50% do recalque estimado (2,75mm), o valor obtido foi de 90,2MN/m². Vale comentar que o mesmo foi obtido dividindo o recalque adotado pela profundidade do bulbo

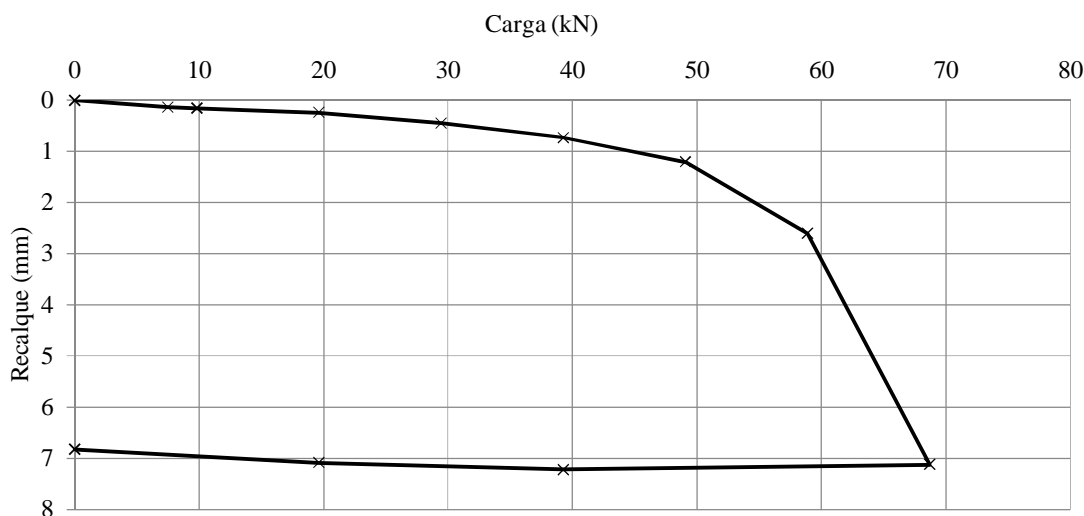
de tensões, considerando com duas vezes o diâmetro da placa.

4.1.2.3 Provas de carga estática em estacas

As Provas de Carga Estática (PCE) foram executadas em meados do mês de novembro de 2016. As figuras a seguir apresentam as curvas carga *versus* recalque, obtidas com a realização das PCEs nas estacas experimentais, isoladas e em grupo. Nestas Figuras são apresentadas as medidas dos deslocamentos médios de 2 extensômetros utilizados e dispostos diametralmente opostos na placa. Nas PCEs que apresentaram alguma inconsistência nas medidas de algum extensômetro, utilizou-se apenas a medida obtida no outro extensômetro.

Inicialmente, foram executadas 2 PCEs em estacas isoladas. Na primeira delas o ensaio foi feito normalmente com a estaca submetida aos estágios de carga programados e a mesma livre para absorver carga pela ponta e pela superfície lateral. A Figura 4.8 mostra os resultados da PCE executada na estaca mencionada.

Figura 4.8: Curva carga x recalque - Bloco 02, estaca isolada sem isopor na ponta



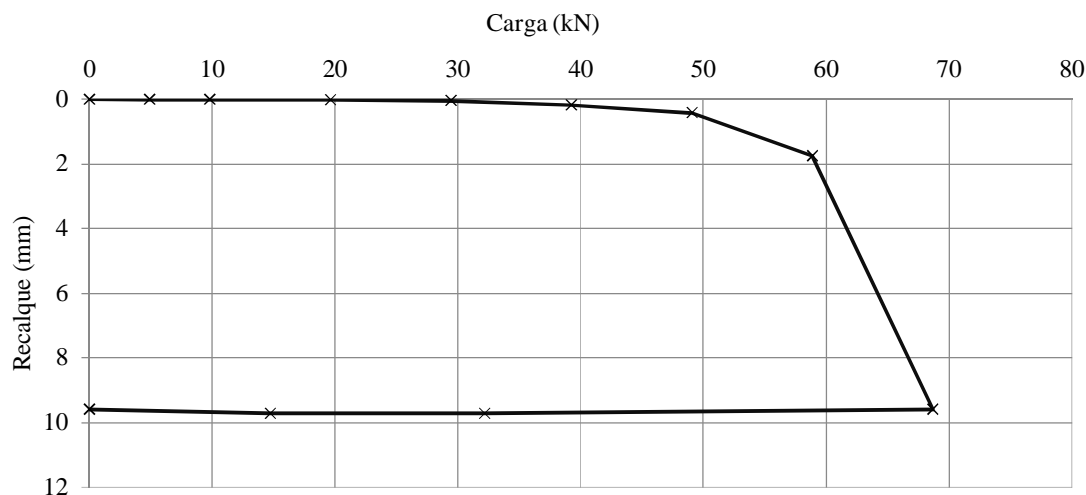
Fonte: Autor, 2017.

Na PCE do Bloco 02, apresentada na Figura 4.8 foram realizados 8 estágios de carregamento, enquanto que o descarregamento aconteceu em 3 estágios. Através da Figura pode-se notar que a ruptura física aconteceu para valores próximos de 65kN. O recalque médio máximo medido foi de 7,12mm e o residual foi de 6,83mm, evidenciando a ruptura.

Posteriormente, foi realizada uma PCE numa estaca idêntica à anterior, no entanto, colocando-se um segmento de isopor no fundo da escavação da estaca, de forma que

ela não absorvesse carga pela ponta, durante os estágios de carga aplicados à estaca. A Figura 4.9 mostra os resultados obtidos com a realização da mencionada PCE.

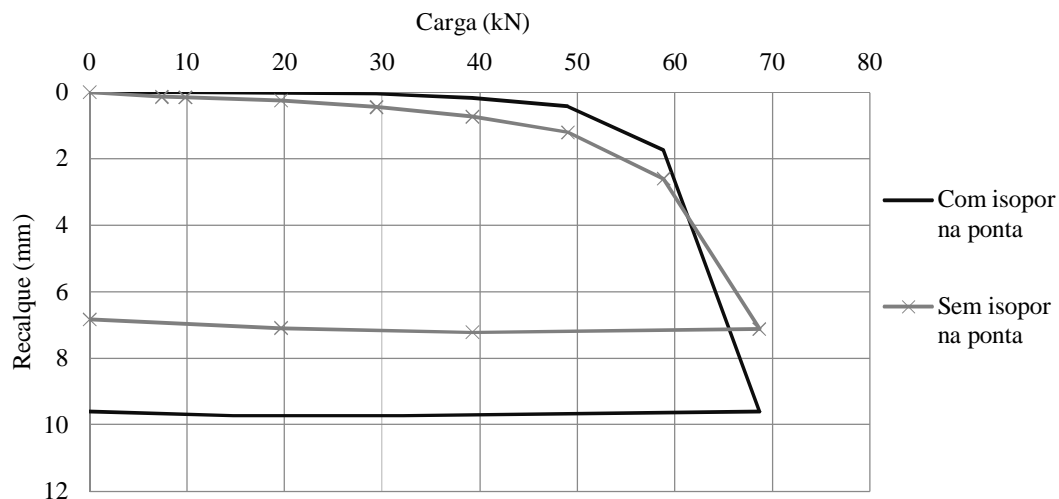
Figura 4.9: Curva carga x recalque - Bloco 01, estaca isolada com isopor na ponta



Fonte: Autor, 2017.

A PCE da estaca isolada sem ponta (Bloco 01), foi executada de maneira semelhante ao Bloco 02. Neste caso, a carga de ruptura física praticamente não diferiu da estaca isolada com ponta. Dessa forma, observa-se que as estacas ensaiadas trabalham apenas por atrito lateral, ou seja, são flutuantes. Assim, análises posteriores refletirão o efeito de grupo apenas com reação ao atrito lateral das estacas. A Figura 4.10 mostra as PCEs executadas nas estacas isoladas, com e sem ponta, em um mesmo gráfico.

Figura 4.10: Comparação das curvas carga x recalque das estacas isoladas com e sem ponta

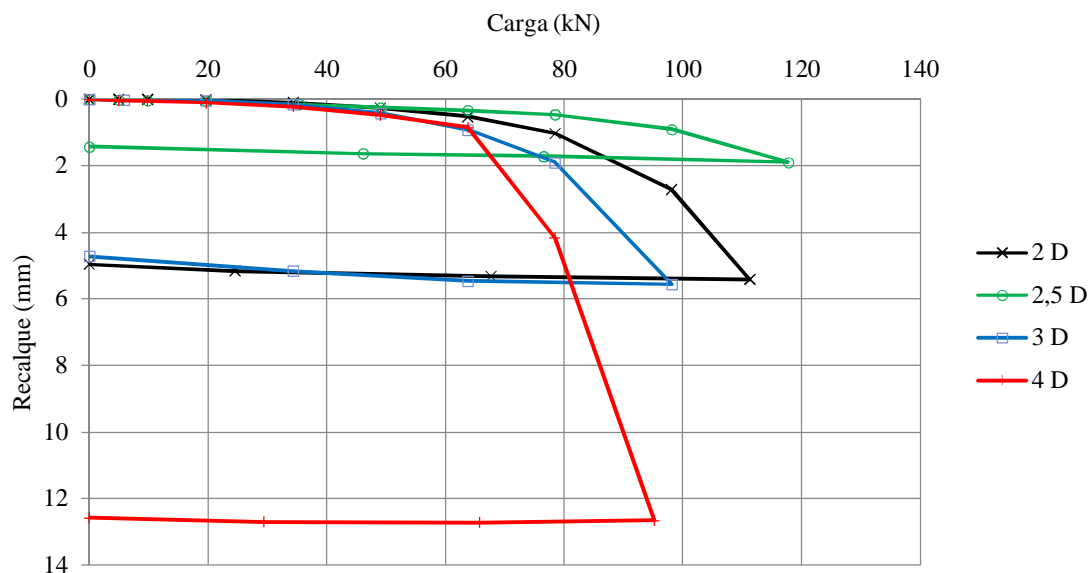


Fonte: Autor, 2017.

Posteriormente foram realizadas as PCEs em grupos de estacas. Vale mencionar que assim como nas estacas isoladas, nos grupos de estacas todos os blocos de coroamento tiveram suas bases sem contato com o solo. O procedimento adotado para isso foi uma cuidadosa e delgada escavação por baixo de cada bloco de coroamento. A realização das PCEs nos grupos de estacas tinham como fator limitante o peso do sistema de reação utilizado, que no caso foi um caminhão carregado apresentando peso máximo de, aproximadamente, 120kN.

Na Figura 4.11 mostram-se as curvas carga x recalque obtidas com as PCEs realizadas nos blocos de coroamento com 2 estacas. Vale mencionar que, visando avaliar a ocorrência de efeito de grupo, variou-se os espaçamentos entre as estacas. Dessa forma, foram realizadas PCEs em 4 grupos de estacas, de maneira a ter-se espaçamentos de 2D, 2,5D, 3D e 4D.

Figura 4.11: Comparação das curvas carga x recalque dos grupos com 2 estacas em função do espaçamento



Fonte: Autor, 2017.

As PCEs dos grupos de 2 estacas, apresentadas na Figura 4.11 foram realizadas com 9 estágios de carregamento para os grupos com espaçamentos de 2D e 2,5D, já para os grupos com espaçamentos de 3D e 4D foram executados com 8 estágios. Todos os descarregamentos aconteceram em 3 estágios. A Tabela 4.3 mostra um resumo dos resultados obtidos com as PCEs realizadas nos grupos com 2 estacas.

Tabela 4.3: Resumo dos resultados das PCEs nos grupos de 2 estacas

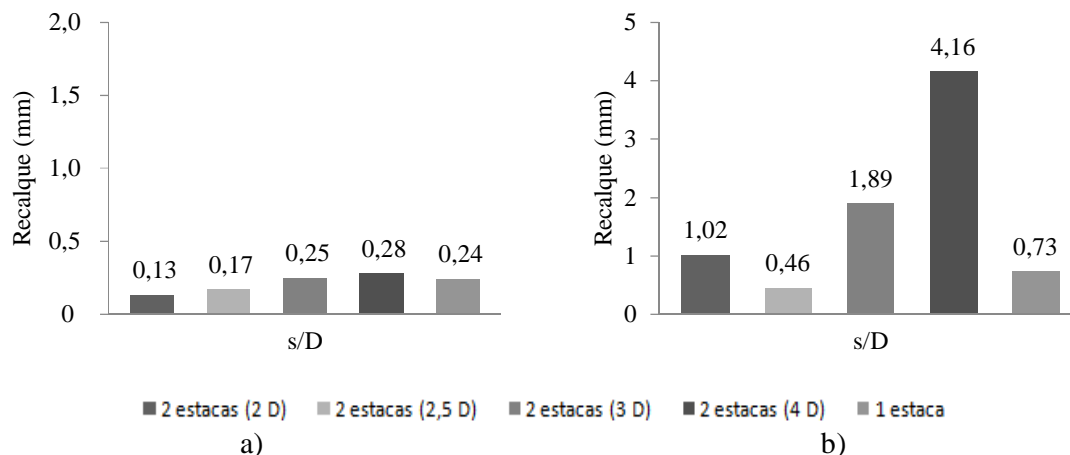
s/D	Q _{máx} (kN)	w _{máx} (mm)	w _{residual} (mm)
2	111,2	5,4	5,0
2,5	117,7	1,9	1,4
3	98,1	5,6	4,7
4	95,2	12,6	12,6

Fonte: Autor, 2017.

A partir da Figura 4.11 e da Tabela 4.3, observa-se que o grupo com espaçamento 4D apresentou os maiores recalques quando comparado, para a mesma carga, aos demais blocos, enquanto que o grupo com a relação s/D de 2,5 apresentou os menores deslocamentos. Os grupos com relação s/D de 2, 3 e 4, apresentaram recalques, para uma mesma carga, crescentes de acordo com o espaçamento. O resultado obtido é concordante com as indicações de Braja (2011).

Na Figura 4.12 são apresentados gráficos que comparam os recalques obtidos com os grupos de 2 estacas com os encontrados com a estaca isolada com ponta, para as cargas de 19,6kN e 39,2kN em cada estaca. Na mencionada Figura observa-se que a execução do grupo, em alguns casos, elevou o deslocamento do bloco de coroamento em até 17% para a primeira carga adotada e em até 470% para a segunda.

Figura 4.12: Comparação dos recalques medidos dos grupos com 2 estacas e o recalque da estaca isolada com ponta. a) Carga de 19,6 kN/estaca; b) Carga de 39,2 kN/estaca



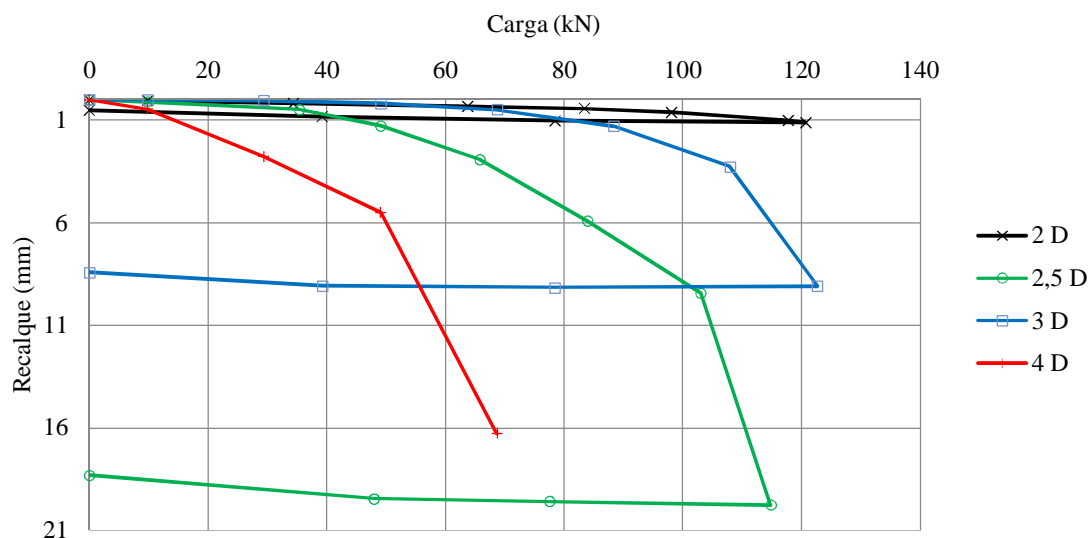
Fonte: Autor, 2017.

De acordo com a Figura 4.12, os recalques para a carga de 19,6kN foram bastante reduzidos e apresentaram valores próximos. Já para a carga de 39,2kN, com excessão do espaçamento de 2,5D, os recalques obtidos para os grupos foram superiores ao obtido com a

estaca isolada e foram tanto maiores quanto maior o espaçamento entre estacas.

A Figura 4.13 mostra as curvas carga *versus* recalque dos grupos de 4 estacas para espaçamentos de 2D, 2,5D, 3D e 4D, obtidas através da execução de PCEs.

Figura 4.13: Comparação das curvas carga x recalque dos grupos com 4 estacas em função do espaçamento



Fonte: Autor, 2017.

Os resultados das PCEs dos grupos de 4 estacas são apresentados na Figura 4.13. As referidas PCEs foram realizadas com 7 estágios para os grupos com espaçamentos de 2D, 2,5D e 3D, os descarregamentos aconteceram em 3 estágios. Foi visto que uma das estacas do bloco com espaçamento de 4D em seu 4º estágio, 68,7kN, havia rompido, devido a existência de uma falha na estaca, tal problema foi detectado devido a uma distorção no bloco. A Tabela 4.4 mostra um resumo dos resultados obtidos com as PCEs realizadas nos grupos com 4 estacas.

Tabela 4.4: Resumo dos resultados das PCEs nos grupos de 4 estacas

s/D	Q _{máx} (kN)	W _{máx} (mm)	W _{residual} (mm)
2	120,7	1,1	0,5
2,5	114,8	19,8	18,3
3	122,6	9,1	8,4
4	68,7	16,3	

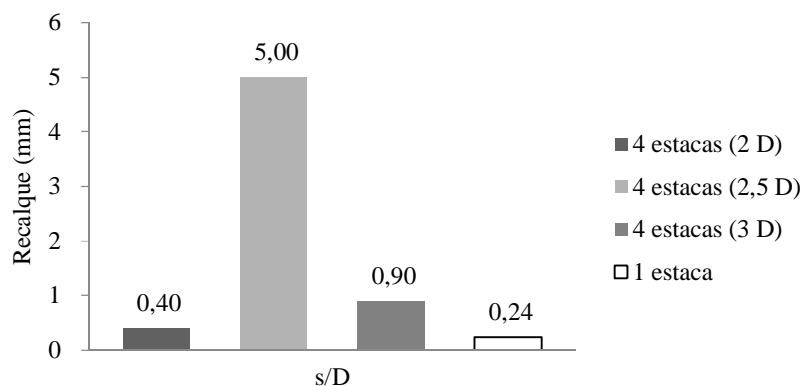
Fonte: Autor, 2017.

Através da Figura 4.13 e da Tabela 4.4, observa-se que as estacas do grupo com

espaçamento de 2,5D apresentaram os maiores recalques quando comparado, para a mesma carga, aos recalques das estacas dos demais blocos. Por outro lado, as estacas do grupo com relação s/D de 2 apresentaram os menores deslocamentos. Com exceção do bloco com espaçamento de 2,5D, observa-se o aumento dos recalques, para mesmo carregamento por estaca, nos grupos de estacas executadas com maiores espaçamentos.

Na Figura 4.14 mostram-se um gráfico comparativo dos recalques entre os grupos de 4 estacas e o recalque da estaca isolada com ponta para a carga de 19,6kN por estaca. Observa-se que em todos os grupos os recalques foram superiores ao recalque obtido com a estaca isolada. Vale comentar que para o espaçamento de 2,5D o recalque obtido foi acentuadamente maior.

Figura 4.14: Comparação dos recalques medidos dos grupos com 4 estacas e o recalque da estaca isolada para a carga de 19,6kN por estaca



Fonte: Autor, 2017.

Os recalques encontrados nos grupos de 2 e 4 estacas, em sua maior parte, foram superiores que o da estaca isolada, evidenciando o efeito de grupo em todos os grupos, mesmo os de espaçamentos maiores.

4.2 Resultados das previsões realizadas

4.2.1 Eficiência da sondagem a percussão realizada

4.2.1.1 Caracterização do equipamento utilizado na sondagem à percussão (SPT) realizada

Como relatado anteriormente, a sondagem à percussão foi realizada no campo experimental de geotecnia da UFC, sendo a escavação realizada com trado cavadeira por todo

o comprimento da sondagem. O ensaio foi executado tendo como referência a norma NBR 6484 (ABNT, 2001). As principais características do equipamento utilizado estão resumidamente apresentadas na Tabela 4.5.

Tabela 4.5: Informações do equipamento de sondagem à percussão utilizado

Equipamento	Características	Observações
Amostrador	Padrão	Comprimento: 780mm; Diâmetro: 3/8"
Martelo	Maciço	65,5kg de massa
Cabo ou corda	Corda de Sisal	Bom estado.
Massa do amostrador (kg)	6,05	-
Massa das Hastes (kg/m)	3,10	-
Massa das luvas (kg)	0,25	-
Massa da cabeça de bater (kg)	0,95	-
Modo como o peso é solto	Queda livre	-
Diâmetro do furo (pol)	2"	-
Coxim de madeira	Não	-

Fonte: Autor, 2017.

Pelas informações da Tabela 4.5, observa-se algumas divergências entre as características de alguns equipamentos padronizados na norma NBR 6484 (ABNT, 2001), com relação ao comprimento do amostrador, quanto à massa do martelo e quanto ao peso das hastes.

4.2.1.2 Alturas de queda do martelo

Com a finalidade de monitorar a altura de queda do martelo, foi colado um adesivo com escala em centímetro nas alturas de 70 a 80cm da haste-guia do martelo. Tendo em vista que o processo de levantamento e soltura do martelo ocorre de forma rápida, toda a sondagem à percussão foi filmada com um celular. Posteriormente foi determinada a altura de queda do martelo em cada golpe através do software “Camtasia 9”, que permite assistir a filmagem de maneira lenta.

Tendo em vista que as estacas executadas no campo experimental apresentam comprimento que não superam 2m de comprimento, analisou-se a eficiência da sondagem nos golpes executados apenas no 2° e 3° metro de profundidade.

Na Tabela 4.6 são apresentadas as alturas de queda do martelo para o 2° e o 3°

metro da sondagem, onde se observa alturas, quase sempre, superiores a padrão, 75cm.

Tabela 4.6: Alturas de queda do martelo no 2° e 3° metro

Golpe	Altura de queda nas seguintes camadas (cm)					
	200 - 245cm			300 - 345cm		
	1° 15cm	2° 15cm	3° 15cm	1° 15cm	2° 15cm	3° 15cm
1°	76	76	75	82	76,5	78
2°	75	74	76	77	78	77
3°	77	75	74	77,5	76,5	76
4°	78	77	75	80	76,5	77
5°	75	75	75	76	78	71
6°	76,5	77	77	78	77	76
7°		76	76	76,5	78	78
8°		76			77	74
9°					76	77
Média	76,3	75,8	75,4	78,1	77,1	76

Fonte: Autor, 2017.

As alturas de queda medidas variaram de 71 a 82cm. Na média, a altura de queda obtida no 2° metro foi de 75,8cm e no 3° m foi de 77,1cm.

4.2.1.3 Estimativa da eficiência

A eficiência pelo método da teoria Newtoniana (De Mello, 1971) foi estimada utilizando a Eq. 2.1, conforme metodologia descrita. A Tabela 4.7 mostra os valores adotados para a estimativa da eficiência pela citada Teoria Newtoniana.

Tabela 4.7: Resumo das estimativas da eficiência pela Teoria Newtoniana (DE MELLO, 1971)

Profundidade (m)	e'	λ	W (N)	W_p (N)	$H_{médio}$ (m)	E_i (J)	E_t (J)	e (%)
2	0,72	1	642,6	131,9	0,76	198,3	478,2	41,5
3	0,72	1	642,6	162,4	0,77	229,7	478,2	48,0

Nota: e' - eficiência do martelo; λ - coeficiente de restituição; W - peso do martelo; $H_{médio}$ - altura de queda média; E_i - fração da energia transmitida; E_t - energia teórica; e - eficiência.

Fonte: Autor, 2017.

Já a Tabela 4.8 contém os dados utilizados para utilização do método de Yokel (1982). Neste caso utilizou-se a Eq. 2.2.

Tabela 4.8: Resumo da estimativa da eficiência por Yokel (1982)

Profundidade (m)	W_h (N)	W_p (N)	e (%)
2	63,3	642,6	32,6%
3	93,7	642,6	44,2%

Nota: W_h - peso das hastes; W_p - peso do martelo; e - eficiência.
Fonte: Autor, 2017.

Por fim, as estimativas da eficiência realizadas pelo método de Odebrecht (2003) estão resumidas nas Tabelas 4.9 e 4.10.

Tabela 4.9: Resumo da estimativa da eficiência pelo método proposto por Odebrecht (2003), utilizando $\eta_3 = 1 - 0,0042.l$

Prof (m)	η_1	η_2	l (m)	η_3	$\Delta\rho$ (m)	M_m (kg)	M_h (kg)	$H_{médio}$ (m)	E_{trans} (J)	E_t (J)	e (%)
2	0,764	1,0	2,0	0,992	0,020	65,5	6,5	0,76	380,0	478,2	79,5%
3	0,764	1,0	3,0	0,987	0,017	65,5	9,6	0,77	383,3	478,2	80,2%

Nota: η_1 - eficiência do martelo; η_2 - eficiência da composição das hastes; l - comprimento das hastes; η_3 - eficiência do sistema; $\Delta\rho$ - penetração do amostrador devido a aplicação de 1 golpe; M_m - massa do martelo; M_h - massa da composição de hastes; $H_{médio}$ - altura de queda média; E_{trans} - energia transmitida estimada; E_t - energia teórica; e - eficiência.

Fonte: Autor, 2017.

Tabela 4.10: Resumo da estimativa da eficiência pelo método proposto por Odebrecht (2003), utilizando $\eta_3 = 0,907 - 0,0066.l$

Prof (m)	η_1	η_2	l (m)	η_3	$\Delta\rho$ (m)	M_m (kg)	M_h (kg)	$H_{médio}$ (m)	E_{trans} (J)	E_t (J)	e (%)
2	0,764	1,0	2,0	0,894	0,020	65,5	6,5	0,76	342,5	478,2	71,6%
3	0,764	1,0	3,0	0,887	0,017	65,5	9,6	0,77	344,4	478,2	72,0%

Nota: η_1 - eficiência do martelo; η_2 - eficiência da composição das hastes; l - comprimento das hastes; η_3 - eficiência do sistema; $\Delta\rho$ - penetração do amostrador devido a aplicação de 1 golpe; M_m - massa do martelo; M_h - massa da composição de hastes; $H_{médio}$ - altura de queda média; E_{trans} - energia transmitida estimada; E_t - energia teórica; e - eficiência.

Fonte: Autor, 2017.

Os valores da eficiência foram estimados em: teoria Newtoniana (De Mello, 1971), 44,8%; Yokel (1982), 38,4%; Odebrecht (2003), 79,9% (1º caso) e 71,8% (2º caso).

Analisando os métodos da teoria Newtoniana (De Mello, 1971) e de Yokel (1982), observa-se que a altura de queda e o peso do martelo pouco influenciam na estimativa da eficiência, pois, normalmente, tendem a apresentar pequenas diferenças dos valores estipulados pela NBR 6484 (ABNT, 2001). Já o comprimento das hastes é uma variável que interfere, significativamente, a estimativa da eficiência do ensaio para esses dois métodos e no caso, apenas da teoria Newtoniana, a utilização, ou não, do coxim de madeira e o tipo de

martelo utilizado contribuem de forma significativa na estimativa da eficiência.

O valor obtido neste trabalho partir da utilização da proposta de Odebrecht (2003) é concordante com os obtidos por Cavalcante (2002), razão pelo qual será adotado no desenvolvimento da presente pesquisa.

4.2.1.4 Correção do número de golpes da sondagem à percussão (SPT)

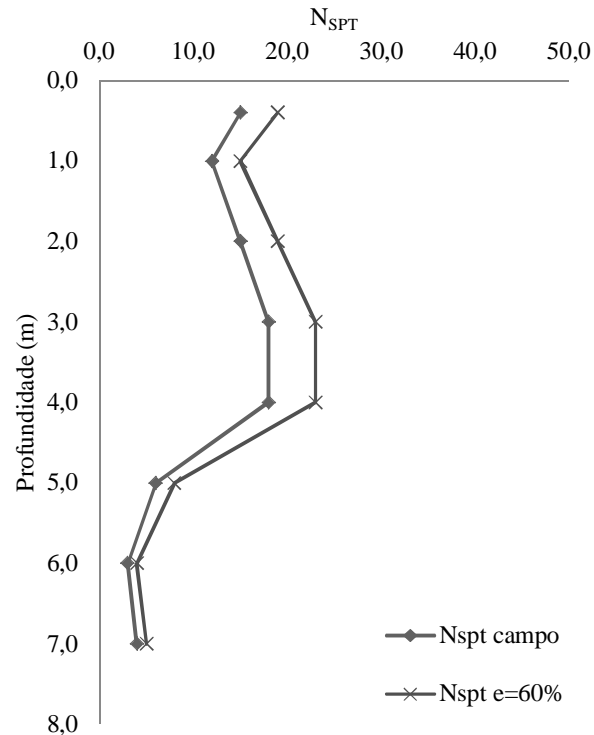
Para correção dos valores do número de golpes em cada metro de profundidade foi adotado a eficiência 80%, obtida a partir da média dos valores estimados por Odebrecht (2003). Os valores de N_{SPT} corrigidos para uma eficiência de 60% encontram-se na Tabela 4.11 e na Figura 4.15. Esse valor foi adotado por existir um consenso internacional (Odebrecht, 2003; IRPT/ISSMFE, 1988; Skempton, 1986) para a uniformização dos resultados do N_{SPT} para uma eficiência de 60%.

Tabela 4.11: Valores de N_{SPT} corrigidos para eficiência de 60%

Prof (m)	N_{SPT} campo	N_{SPT} corrigido		
		Odebrecht (1° caso)	Odebrecht (2° caso)	Média
0,4	15	20	18	19
1,0	12	16	14	15
2,0	15	20	18	19
3,0	18	24	22	23
4,0	18	24	22	23
5,0	6	8	7	8
6,0	3	4	4	4
7,0	4	5	5	5

Fonte: Autor, 2017.

Figura 4.15: Perfil de resistência corrigido para uma eficiência de 60%



Fonte: Autor, 2017.

Através da correção da eficiência para 60% os valores do N_{SPT} mais superficiais foram elevados em até 4 golpes e em apenas 1 golpe nas profundidades maiores do perfil.

4.2.2 Previsão da capacidade de carga e do recalque das estacas isoladas

Visando avaliar a precisão de previsões, correntemente realizadas em projetos de estacas em grupo, que são realizadas a partir de métodos semi-empíricos e em função do N_{SPT} , realizaram-se previsões da capacidade de carga das estacas isoladas, e que foram ensaiadas nas PCEs, a partir dos métodos semi-empíricos propostos por Aoki e Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) com contribuições de Décourt (1996) e por Teixeira (1996).

Já para a estimativa do recalque das mesmas estacas isoladas foram utilizados os métodos de Poulos e Davis (1980), Aoki (1984), Randolph e Wroth (1978) e de Bowles (1996).

4.2.2.1 Capacidade de carga

As previsões da capacidade de carga foram realizadas considerando os valores de N_{SPT} obtidos em campo e os corrigidos para uma eficiência de 60%.

Na Tabela 4.12 são apresentadas as estimativas da capacidade de carga, Q_{ult} , da estaca isolada, assim como as parcelas devido ao fuste, Q_l , e a ponta, Q_p , respectivamente, considerando os dois grupos de valores de N_{SPT} considerados.

Tabela 4.12: Resumo das estimativas de Q_{ult} , Q_l , e Q_p da estaca isolada

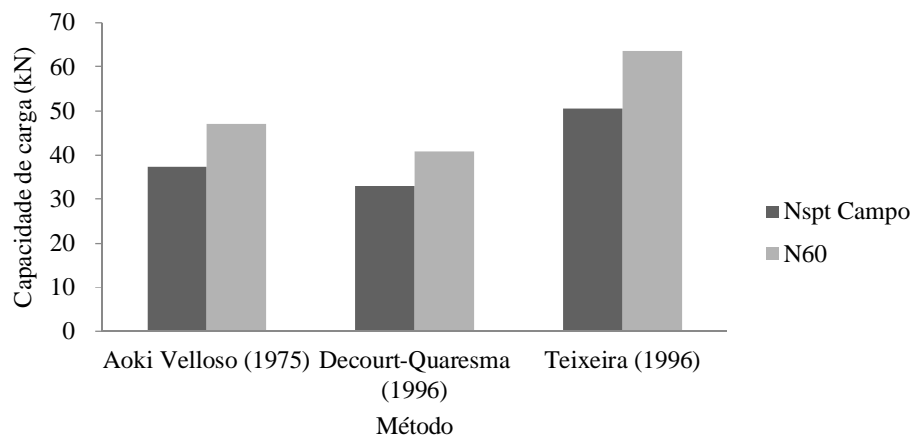
Método	N_{SPT}	Q_{ult}	Q_l	Q_p
Aoki Velloso (1975)	Campo	37,3	15,7	21,6
	Corrigido para e=60%	47,1	19,8	27,4
Décourt-Quaresma (1996)	Campo	33,1	17,2	15,9
	Corrigido para e=60%	40,9	20,8	20,0
Teixeira (1996)	Campo	50,5	26,0	24,5
	Corrigido para e=60%	63,6	32,8	30,8

Nota: Valores em kN.

Fonte: Autor, 2017.

A Figura 4.16 ilustra comparações entre os valores estimados da capacidade de carga da estaca isolada (Q_{ult}) a partir dos métodos semi-empíricos utilizados.

Figura 4.16: Comparação das estimativas da capacidade de carga, Q_{ult} , da estaca isolada



Fonte: Autor, 2017.

Pela Figura 4.16, observa-se que a partir do método de Teixeira (1996) foram obtidos sempre as maiores estimativas de Q_{ult} , seguidos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1996).

Comparando as estimativas realizadas a partir de índices de resistência corrigidos e não corrigidos, observa-se que a correção da eficiência para 60% elevou todas as previsões de capacidade de carga.

4.2.2.2 Recalque

Para a estimativa do recalque das estacas isoladas foram adotadas as cargas de 34,3kN e 17,2kN. Esses valores foram obtidos através dos resultados das PCEs realizadas nessas estacas, de forma que correspondem as cargas situadas no trecho linear das referidas curvas. Para isso utilizou-se o método de Van der Veen (1953) para definição da carga de ruptura e, posteriormente, foram aplicados fatores de segurança de 2 e 4 de forma a obter os valores de carga mencionados.

Em seguida, o módulo de deformabilidade foi estimado de 4 formas, a primeira através de valores tabelados, a segunda por meio de equações empíricas (Aoki, 1984), a terceira por intermédio de ensaios oedométricos e a quarta através de prova de carga direta.

Para a estimativa do módulo de deformabilidade através de valores tabelados, foram utilizadas as indicações feitas por Poulos e Davis (1980) e Bowles (1997) (Tabelas 2.3 e 2.4). Vale comentar que para a utilização da Tabela 2.4 foram adotados valores para o N_{SPT} corrigidos para uma eficiência de 70%, tendo em vista que tal tabela foi feita para o N_{70} .

Posteriormente, o módulo de deformabilidade foi estimado através de equação empírica e coeficientes tabelados propostos por Teixeira & Godoy (1996). Neste caso, foram adotados valores para o N_{SPT} corrigidos e não corrigidos.

Em seguida, foram utilizados os ensaios oedométricos com umidade natural para, inicialmente, estimar o módulo de elasticidade oedométrico e, por seguinte, realizar a correção para o módulo de deformabilidade, conforme sugerido por Velloso e Lopes (2010). Para essa estimativa foi adotado 50% da pressão máxima aplicada no ensaio, ou seja, 400kPa.

Por fim, foi utilizada a prova de carga direta (PCD) para estimar o módulo de deformabilidade, a metodologia adotada foi apresentada no item 4.1.2.2. Todos os valores estimados para o módulo de deformabilidade são apresentados na Tabela 4.13.

Tabela 4.13: Valores do módulo de deformabilidade estimados

Porção de solo	Tabelado	Eq. semi-empírica/ N_{SPT} campo	Eq. semi-empírica/ N_{60}	Ensaio oedométrico	PCD
Lateral	60,4	28,4	35,7	11,0	90,2
Ponta	66,4	33,8	42,8	13,5	90,2

Nota: Valores em MPa.

Fonte: Autor, 2017.

A Tabela 4.13 apresenta valores de módulo de deformabilidade estimados considerando o solo lateral e na ponta da estaca. Analisando os valores de módulo de deformabilidade obtidos, verifica-se uma elevada variação dos resultados. Para o fuste a variação obtida foi de 13,5 a 90,2MPa e de 11 a 90,2MPa para a ponta. Atribui-se que essa elevada variação ocorra devido às diferenças de trajetórias de tensão entre os ensaios, além de diferenças entre os níveis de deformação de cada obtenção. Para as estimativas do recalque das estacas isoladas, foram utilizados os valores do módulo de deformabilidade estimados e os métodos propostos por Aoki (1984), Poulos e Davis (1980), Randolph e Wroth (1978) e Bowles (1996).

As estimativas do recalque pelo método de Poulos e Davis (1980) seguiram todos os passos apresentados na revisão bibliográfica.

As estimativas do recalque da parcela de solo realizadas pelo método de Randolph e Wroth (1978) foram realizadas utilizando a solução compacta, Eq. (2.23), tendo em vista que o solo estudado não pode ser considerado como um solo de Gibson, por não apresentar um aumento abrupto de G logo abaixo da base ou possuir a base alargada. Foi adotado o coeficiente de Poisson do solo de 0,35, valor este sugerido por Teixeira & Godoy (1995).

As previsões dos recalques realizadas a partir do método de Aoki (1984) foram realizadas conforme procedimento apresentado na revisão bibliográfica. Para a estimativa da tensão geostática vertical, foram utilizados os valores de peso específico sugeridos por Godoy (1972), ou seja, até o N_{SPT} de 8 o peso específico adotado foi de 16kN/m³ e para o N_{SPT} de 9 a 18 o peso específico adotado foi de 17kN/m³.

As estimativas do recalque realizadas por Bowles (1996) foram realizadas conforme procedimentos sugeridos pelo autor do método e de acordo com o apresentado na revisão bibliográfica. Novamente foi adotado o coeficiente de Poisson do solo de 0,35 (Teixeira & Godoy, 1995).

Os recalques estimados para as estacas isoladas são apresentados nas Tabelas 4.14 e 4.15, assim como nas Figuras 4.17 e 4.18.

Tabela 4.14: Resumo das estimativas de recalque das estacas isoladas para uma carga de 17,2kN ($Q_{25\%}$)

Método Recalque	Tabelado	Eq. semi-empírica N_{SPT} campo	Eq. semi-empírica N_{60}	Ensaio oedométrico	PCD
Poulos e Davis (1980)	0,32	0,59	0,49	1,47	0,27
Randolph e Wroth (1978)	0,56	0,90	0,77	1,79	0,45
Aoki (1984)	0,52	0,97	0,79	2,31	0,40
Bowles (1996)	0,43	0,83	0,67	2,02	0,32

Nota: Valores expressos em mm.

Fonte: Autor, 2017.

Figura 4.17: Comparação das estimativas dos recalques das estacas isoladas para uma carga de 17,2kN ($Q_{25\%}$)



Fonte: Autor, 2017.

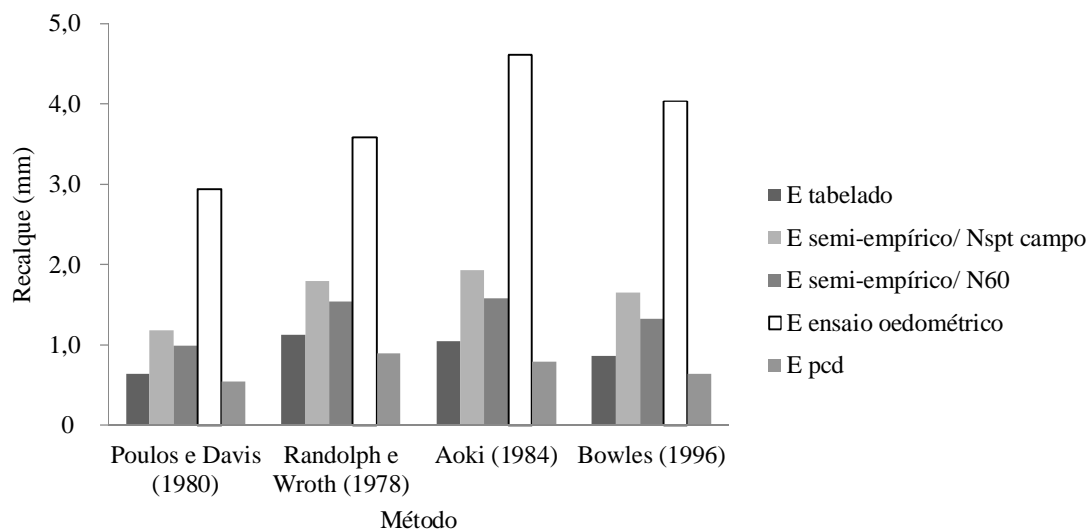
Tabela 4.15: Resumo das estimativas de recalque das estacas isoladas para uma carga de 34,3kN ($Q_{50\%}$)

Método Recalque	Tabelado	Eq. semi-empírica N_{SPT} campo	Eq. semi-empírica N_{60}	Ensaio oedométrico	PCD
Poulos e Davis (1980)	0,64	1,19	0,99	2,94	0,55
Randolph e Wroth (1978)	1,12	1,80	1,54	3,58	0,90
Aoki (1984)	1,05	1,94	1,58	4,61	0,79
Bowles (1996)	0,87	1,65	1,33	4,04	0,64

Nota: Valores expressos em mm.

Fonte: Autor, 2017.

Figura 4.18: Gráfico ilustrativo dos recalques das estacas isoladas para uma carga de 34,3kN ($Q_{50\%}$)



Fonte: Autor, 2017.

Através das Tabelas 4.14 e 4.15 e das Figuras 4.17 e 4.18, observa-se que o método de Aoki (1984) conduziu, em quase todas as previsões, aos maiores valores de recalque quando comparado aos outros métodos, enquanto que o método de Poulos e Davis (1980) conduziu aos menores. Já os métodos de Randolph e Wroth (1978) e de Bowles (1996) apresentaram valores intermediários. A forma de obtenção do módulo de deformabilidade alterou significativamente a estimativa do recalque, provocando previsões de recalque variando, aproximadamente, cinco vezes com relação a previsões de recalque efetuadas pelo mesmo método.

4.2.3 Capacidade de carga e recalque das estacas em grupo

4.2.3.1 Capacidade de carga

As capacidades de carga última dos grupos de estacas foram previstas por meio de equações empíricas que consideram a eficiência do grupo. Os métodos de Feld, Regra de origem incerta, proposto por Poulos e Davis(1980), Converse-labarre e equação de Los Angeles foram utilizados sem estimar nenhum parâmetro do solo, ou seja, utilizando apenas dados geométricos, como, número de estacas adjacentes, diâmetro, espaçamento e o número de estacas na fila ou na coluna. Para o método de Sayed e Bakeer (1992) foi adotado que a capacidade de carga da ponta da estaca é zero e que o fator de interação do grupo, K , é de 0,9.

Já para o método proposto pela NBR 6122 (ABNT, 2010), utilizou-se o método de Terzaghi (1943) com os coeficientes propostos por Terzaghi e Peck (1948) para ruptura generalizada. Já o ângulo de atrito foi estimado por Teixeira (1996) utilizando o N_{SPT} corrigido para uma eficiência de 60%.

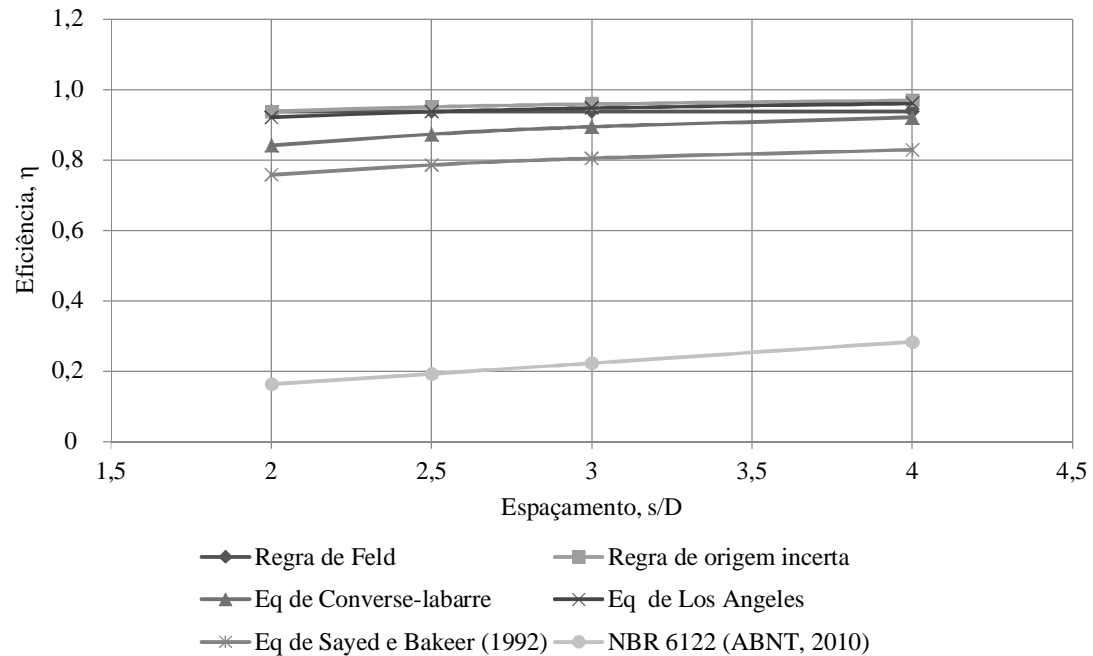
Os resultados do método de Seiler-Keeney não são apresentados nos gráficos posteriores, pois resultaram em valores não representativos. Já os métodos de Terzaghi e Peck (1948) e de Poulos e Davis (1980) não foram utilizados por serem função da coesão do solo, porém como o solo de suporte é granular, a coesão foi considerada zero.

Nas Tabelas 4.16 e 4.18 são apresentadas as estimativas das eficiências dos grupos de 2 e 4 estacas, respectivamente, enquanto que nas Figuras 4.19 e 4.20 apresentam um gráfico que relaciona a eficiência do grupo *versus* o espaçamento (s/D) dos grupos de 2 e 4 estacas, respectivamente. Por fim, é apresentado nas Tabelas 4.17 e 4.19 as estimativas dos valores de capacidade de carga dos grupos em função do espaçamento (s/D), que foram determinadas multiplicando a quantidade de estacas no grupo pela eficiência estimada e pela capacidade de carga última da estaca isolada, 68,6kN, que foi obtida a partir da prova de carga realizada em estacas isoladas e cujos resultados já foram apresentados anteriormente.

Tabela 4.16: Resumo das estimativas das eficiências dos grupos com 2 estacas

Método	Espaçamento (s/D)			
	2	2,5	3	4
Regra de Feld	0,94	0,94	0,94	0,94
Regra de origem incerta	0,94	0,95	0,96	0,97
Eq de Converse-labarre	0,84	0,87	0,89	0,92
Eq de Los Angeles	0,92	0,94	0,95	0,96
Eq de Sayed e Bakeer (1992)	0,76	0,79	0,80	0,83
NBR 6122 (ABNT, 2010)	0,16	0,19	0,22	0,28

Fonte: Autor, 2017.

Figura 4.19: Espaçamento *versus* eficiência - grupos de 2 estacas

Fonte: Autor, 2017.

Tabela 4.17: Estimativas de capacidade de carga dos grupos com 2 estacas corrigidos pela eficiência

Método	Espaçamento (s/D)			
	2	2,5	3	4
Regra de Feld	128,6	128,6	128,6	128,6
Regra de origem incerta	128,6	130,3	131,5	132,9
Eq de Converse-labarre	115,4	119,7	122,6	126,3
Eq de Los Angeles	126,3	128,5	129,9	131,7
Eq de Sayed e Bakeer (1992)	103,8	107,8	110,4	113,7
NBR 6122 (ABNT, 2010)	22,4	26,4	30,5	38,9

Nota: Valores em kN.

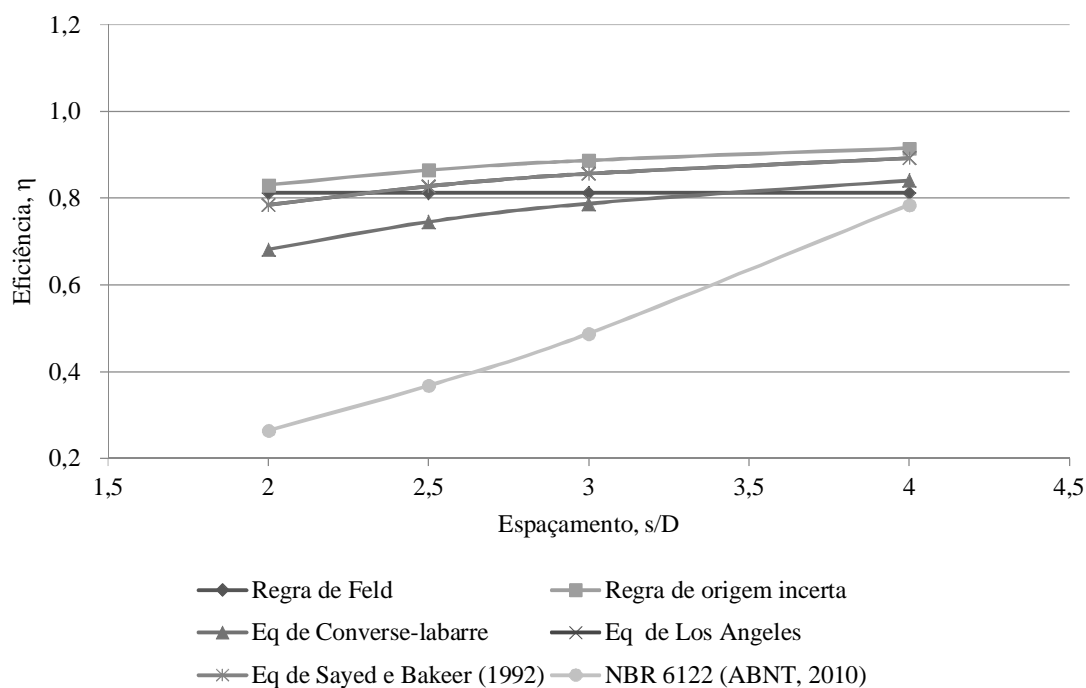
Fonte: Autor, 2017.

Por meio das Tabelas 4.16 e 4.17 e da Figura 4.19, observa-se que com a utilização de quase todos os métodos, exceto a Regra de Feld, pois esta se manteve constante, ao se aumentar o espaçamento entre as estacas do grupo, a eficiência do grupo teve seu valor acrescido. Os menores valores foram obtidos por meio do método proposto pela NBR 6122 (ABNT, 2010) com valores acentuadamente menores que os obtidos com os outros métodos. Os maiores valores estimados foram obtidos para a regra de origem incerta (Poulos e Davis, 1980). Vale ressaltar que não foi obtido nenhuma eficiência além da unidade para os grupos adotados.

Tabela 4.18: Resumo das estimativas das eficiências dos grupos com 4 estacas

Método	Espaçamento (s/D)			
	2	2,5	3	4
Regra de Feld	0,81	0,81	0,81	0,81
Regra de origem incerta	0,83	0,86	0,89	0,92
Eq de Converse-labarre	0,68	0,75	0,79	0,84
Eq de Los Angeles	0,78	0,83	0,86	0,89
Eq de Sayed e Bakeer (1992)	0,61	0,67	0,71	0,76
NBR 6122 (ABNT, 2010)	0,26	0,37	0,49	0,78

Fonte: Autor, 2017.

Figura 4.20: Espaçamento *versus* eficiência - grupos de 4 estacas

Fonte: Autor, 2017.

Tabela 4.19: Estimativas de capacidade de carga dos grupos com 4 estacas corrigidos pela eficiência

Método	Espaçamento (s/D)			
	2	2,5	3	4
Regra de Feld	223,0	223,0	223,0	223,0
Regra de origem incerta	228,0	237,3	243,4	251,2
Eq de Converse-labarre	187,0	204,5	216,2	230,7
Eq de Los Angeles	215,3	227,1	235,0	244,8
Eq de Sayed e Bakeer (1992)	168,3	184,1	194,5	207,7
NBR 6122 (ABNT, 2010)	72,6	100,9	134,0	215,3

Nota: Valores em kN.

Fonte: Autor, 2017.

Através das Tabelas 4.18 e 4.19 e da Figura 4.20, observa-se que, semelhante ao que ocorreu no caso com os grupos de 2 estacas, com exceção da Regra de Feld, ao se aumentar o espaçamento entre as estacas do grupo, a eficiência do grupo teve seu valor também acrescido. Os menores valores estimados foram obtidos por meio do método proposto pela NBR 6122 (ABNT, 2010). Os maiores valores foram obtidos para a regra de origem incerta, citada por Poulos e Davis (1980). Vale ressaltar que, novamente, não foi obtido nenhuma eficiência acima da unidade para os grupos adotados.

4.2.3.2 Recalque

O recalque dos grupos de estacas foram estimados através de 3 metodologias, equações empíricas, métodos simplificados e método analítico. Em todos os métodos foi considerado que o bloco de coroamento seria um bloco rígido, portanto, os recalques seriam iguais em todas as estacas. Através do método analítico de Poulos e Davis (1980) para grupos de estacas, foi estimado que as cargas nos grupos são divididas por igual nas estacas. Todos os recalques foram estimados para a mesma carga por unidade de estaca no grupo, sendo adotado 25% e 50% de Q_{ult} ($Q_{25\%}$ e $Q_{50\%}$) da estaca isolada, ou seja, 17,2 e 34,3kN, respectivamente, para cada estaca.

As estimativas dos recalques dos grupos de estacas, através de métodos empíricos, foram realizadas utilizando-se de 2 valores de recalque para a estaca isolada. Os valores utilizados foram os obtidos através dos métodos de Poulos e Davis (1980) e a partir da PCE realizada na estaca isolada. As estimativas realizadas estão apresentadas nas Tabelas 4.20 a 4.23, tanto para os grupos de 2 estacas quanto os de 4 estacas.

Tabela 4.20: Estimativas dos recalques por métodos empíricos dos grupos com 2 estacas para carga de 17,2kN ($Q_{25\%}$) em cada estaca

s/D	Método	Método Auxiliar	$w_{isolada}$	ξ	w_{grupo}
	Skempton (1953)	Poulos e Davis (1980)	0,27	0,96	0,26
		PCE Estaca isolada	0,22		0,21
2	Vesic (1969)	Poulos e Davis (1980)	0,27	1,67	0,45
		PCE Estaca isolada	0,22		0,37
	Fleming <i>et al.</i> (1985)	Poulos e Davis (1980)	0,27	1,26	0,34
		PCE Estaca isolada	0,22		0,28
	Skempton (1953)	Poulos e Davis (1980)	0,27	1,00	0,27
		PCE Estaca isolada	0,22		0,22
2,5	Vesic (1969)	Poulos e Davis (1980)	0,27	1,81	0,49
		PCE Estaca isolada	0,22		0,40
	Fleming <i>et al.</i> (1985)	Poulos e Davis (1980)	0,27	1,26	0,34
		PCE Estaca isolada	0,22		0,28
	Skempton (1953)	Poulos e Davis (1980)	0,27	1,03	0,28
		PCE Estaca isolada	0,22		0,23
3	Vesic (1969)	Poulos e Davis (1980)	0,27	1,94	0,52
		PCE Estaca isolada	0,22		0,43
	Fleming <i>et al.</i> (1985)	Poulos e Davis (1980)	0,27	1,26	0,34
		PCE Estaca isolada	0,22		0,28
	Skempton (1953)	Poulos e Davis (1980)	0,27	1,10	0,30
		PCE Estaca isolada	0,22		0,24
4	Vesic (1969)	Poulos e Davis (1980)	0,27	2,18	0,59
		PCE Estaca isolada	0,22		0,48
	Fleming <i>et al.</i> (1985)	Poulos e Davis (1980)	0,27	1,26	0,34
		PCE Estaca isolada	0,22		0,28

Nota 1: Medidas de recalque em mm.

Nota 2:O método auxiliar indica como foi obtido o recalque da estaca isolada.

Nota 3:A carga adotada no grupo foi de 34,3kN.

Fonte: Autor, 2017.

Tabela 4.21: Estimativas dos recalques por métodos empíricos dos grupos com 2 estacas para carga de 34,3kN ($Q_{50\%}$) em cada estaca

s/D	Método	Método Auxiliar	$W_{isolada}$	ξ	W_{grupo}
	Skempton (1953)	Poulos e Davis (1980)	0,55	0,96	0,53
		PCE Estaca isolada	0,59		0,57
2	Vesic (1969)	Poulos e Davis (1980)	0,55	1,67	0,92
		PCE Estaca isolada	0,59		0,99
	Fleming <i>et al.</i> (1985)	Poulos e Davis (1980)	0,55	1,26	0,69
		PCE Estaca isolada	0,59		0,74
	Skempton (1953)	Poulos e Davis (1980)	0,55	1,00	0,55
		PCE Estaca isolada	0,59		0,59
2,5	Vesic (1969)	Poulos e Davis (1980)	0,55	1,81	1,00
		PCE Estaca isolada	0,59		1,07
	Fleming <i>et al.</i> (1985)	Poulos e Davis (1980)	0,55	1,26	0,69
		PCE Estaca isolada	0,59		0,74
	Skempton (1953)	Poulos e Davis (1980)	0,55	1,03	0,57
		PCE Estaca isolada	0,59		0,61
3	Vesic (1969)	Poulos e Davis (1980)	0,55	1,94	1,07
		PCE Estaca isolada	0,59		1,15
	Fleming <i>et al.</i> (1985)	Poulos e Davis (1980)	0,55	1,26	0,69
		PCE Estaca isolada	0,59		0,74
	Skempton (1953)	Poulos e Davis (1980)	0,55	1,10	0,60
		PCE Estaca isolada	0,59		0,65
4	Vesic (1969)	Poulos e Davis (1980)	0,55	2,18	1,20
		PCE Estaca isolada	0,59		1,29
	Fleming <i>et al.</i> (1985)	Poulos e Davis (1980)	0,55	1,26	0,69
		PCE Estaca isolada	0,59		0,74

Nota 1: Medidas de recalque em mm.

Nota 2: O método auxiliar indica como foi obtido o recalque da estaca isolada.

Nota 3: A carga adotada no grupo foi de 68,6kN.

Fonte: Autor, 2017.

Tabela 4.22: Estimativas dos recalques por métodos empíricos dos grupos com 4 estacas para carga de 17,2kN ($Q_{25\%}$) em cada estaca

s/D	Método	Método Auxiliar	$W_{isolada}$	ξ	W_{grupo}
	Skempton (1953)	Poulos e Davis (1980)	0,27	1,03	0,28
		PCE Estaca isolada	0,22		0,23
2	Vesic (1969)	Poulos e Davis (1980)	0,27	1,96	0,53
		PCE Estaca isolada	0,22		0,43
	Fleming <i>et al.</i> (1985)	Poulos e Davis (1980)	0,27	1,58	0,43
		PCE Estaca isolada	0,22		0,35
	Skempton (1953)	Poulos e Davis (1980)	0,27	1,08	0,29
		PCE Estaca isolada	0,22		0,24
2,5	Vesic (1969)	Poulos e Davis (1980)	0,27	2,13	0,57
		PCE Estaca isolada	0,22		0,47
	Fleming <i>et al.</i> (1985)	Poulos e Davis (1980)	0,27	1,58	0,43
		PCE Estaca isolada	0,22		0,35
	Skempton (1953)	Poulos e Davis (1980)	0,27	1,13	0,30
		PCE Estaca isolada	0,22		0,25
3,0	Vesic (1969)	Poulos e Davis (1980)	0,27	2,29	0,62
		PCE Estaca isolada	0,22		0,50
	Fleming <i>et al.</i> (1985)	Poulos e Davis (1980)	0,27	1,58	0,43
		PCE Estaca isolada	0,22		0,35

Nota 1: Medidas de recalque em mm.

Nota 2: O método auxiliar indica como foi obtido o recalque da estaca isolada.

Nota 3: A carga adotada no grupo foi de 68,6kN.

Fonte: Autor, 2017.

Tabela 4.23: Estimativas dos recalques por métodos empíricos dos grupos com 4 estacas para carga de 34,3kN ($Q_{50\%}$) em cada estaca

s/D	Método	Método Auxiliar	$W_{isolada}$	ξ	W_{grupo}
	Skempton (1953)	Poulos e Davis (1980)	0,55	1,03	0,57
		PCE Estaca isolada	0,59		0,61
2,0	Vesic (1969)	Poulos e Davis (1980)	0,55	1,96	1,08
		PCE Estaca isolada	0,59		1,15
	Fleming <i>et al.</i> (1985)	Poulos e Davis (1980)	0,55	1,58	0,87
		PCE Estaca isolada	0,59		0,93
	Skempton (1953)	Poulos e Davis (1980)	0,55	1,08	0,59
		PCE Estaca isolada	0,59		0,64
2,5	Vesic (1969)	Poulos e Davis (1980)	0,55	2,13	1,17
		PCE Estaca isolada	0,59		1,26
	Fleming <i>et al.</i> (1985)	Poulos e Davis (1980)	0,55	1,58	0,87
		PCE Estaca isolada	0,59		0,93
	Skempton (1953)	Poulos e Davis (1980)	0,55	1,13	0,62
		PCE Estaca isolada	0,59		0,66
3,0	Vesic (1969)	Poulos e Davis (1980)	0,55	2,29	1,26
		PCE Estaca isolada	0,59		1,35
	Fleming <i>et al.</i> (1985)	Poulos e Davis (1980)	0,55	1,58	0,87
		PCE Estaca isolada	0,59		0,93

Nota 1: Medidas de recalque em mm.

Nota 2: O método auxiliar indica como foi obtido o recalque da estaca isolada.

Nota 3: A carga adotada no grupo foi de 137,3kN.

Fonte: Autor, 2017.

Por meio das Tabelas 4.20 a 4.23, observa-se que as estimativas dos recalques da estaca isolada foram convergentes ao recalque obtido para a mesma carga, por meio da PCE. O fator ξ , foi estimado numa ampla faixa (1,10 e 2,18 para o grupo de 2 estacas com espaçamento de 4D, já para o grupo de 4 estacas e espaçamento de 4 D variou de 1,13 a 2,29), sendo estimados os menores valores a partir do método de Skempton (1953) e os maiores foram estimados a partir do método de Vesic (1969). Por fim, vale ressaltar que o método de Fleming *et al.* (1985) permaneceu constante, para todos os espaçamentos de mesmo número de estacas, já que o mesmo não varia não varia em função do espaçamento entre as estacas mas apenas em função da quantidade de estacas.

Por seguinte, realizaram-se as estimativas do recalque do grupo por meio de métodos simplificados. Os resultados das estimativas dos recalques dos grupos de 2 e 4 estacas são apresentados nas Tabelas 4.24 a 4.27. Para o método de Terzaghi e Peck (1948) foi utilizado o método da teoria da elasticidade para estimar o recalque do radier fictício e o método de Aoki (1984) para estimar o encurtamento elástico da estaca. Já para o método da

estaca equivalente de Poulos e Davis (1980), foi utilizado o método de Poulos e Davis (1980) para estimar o recalque da estaca equivalente como se fosse isolada.

Tabela 4.24: Estimativas dos recalques por métodos simplificados dos grupos com 2 estacas para carga de 17,2kN ($Q_{25\%}$) em cada estaca

s/D	Método	w_{grupo} (mm)
2	Terzaghi e Peck (1948)	4,24
	Poulos e Davis (1980)	0,23
2,5	Terzaghi e Peck (1948)	3,60
	Poulos e Davis (1980)	0,22
3	Terzaghi e Peck (1948)	3,12
	Poulos e Davis (1980)	0,21
4	Terzaghi e Peck (1948)	2,48
	Poulos e Davis (1980)	0,19

Nota: A carga adotada no grupo foi de 34,3kN.

Fonte: Autor, 2017.

Tabela 4.25: Estimativas dos recalques por métodos simplificados dos grupos com 2 estacas para carga de 34,3kN ($Q_{50\%}$) em cada estaca

s/D	Método	w_{grupo} (mm)
2	Terzaghi e Peck (1948)	8,47
	Poulos e Davis (1980)	0,46
2,5	Terzaghi e Peck (1948)	7,19
	Poulos e Davis (1980)	0,44
3	Terzaghi e Peck (1948)	6,25
	Poulos e Davis (1980)	0,41
4	Terzaghi e Peck (1948)	4,95
	Poulos e Davis (1980)	0,37

Nota: A carga adotada no grupo foi de 68,6kN.

Fonte: Autor, 2017.

Através das Tabelas 4.24 e 4.25, tem-se que os resultados dos métodos utilizados foram bastante discordantes, com o método de Terzaghi e Peck (1948) chegando a apresentar valores previstos de, aproximadamente, 18 vezes ao obtido pelo método de Poulos e Davis (1980).

Tabela 4.26: Estimativas dos recalques por métodos simplificados dos grupos com 4 estacas para carga de 17,2kN ($Q_{25\%}$) em cada estaca

s/D	Método	w_{grupo} (mm)
2	Terzaghi e Peck (1948)	4,09
	Poulos e Davis (1980)	0,36
2,5	Terzaghi e Peck (1948)	3,13
	Poulos e Davis (1980)	0,34
3	Terzaghi e Peck (1948)	2,51
	Poulos e Davis (1980)	0,33

Nota: A carga adotada no grupo foi de 68,6kN.

Fonte: Autor, 2017.

Tabela 4.27: Estimativas dos recalques por métodos simplificados dos grupos com 4 estacas para carga de 34,3kN ($Q_{50\%}$) em cada estaca

s/D	Método	w_{grupo} (mm)
2	Terzaghi e Peck (1948)	8,18
	Poulos e Davis (1980)	0,71
2,5	Terzaghi e Peck (1948)	6,26
	Poulos e Davis (1980)	0,67
3	Terzaghi e Peck (1948)	5,01
	Poulos e Davis (1980)	0,67

Nota: A carga adotada no grupo foi de 137,3kN.

Fonte: Autor, 2017.

Por meio das Tabelas 4.26 e 4.27, obtiveram-se também estimativas bastante discordantes. Para o espaçamento de 2 D o método de Terzaghi e Peck (1948) forneceu valores, aproximadamente, 11 vezes maiores que os obtidos a partir do método de Poulos e Davis (1980).

Por fim, prosseguiu-se com as estimativas do recalque do grupo através de método analítico, Poulos e Davis (1980). Os resultados das estimativas dos grupos de 2 e 4 estacas são apresentados nas Tabelas 4.28 a 4.31.

Tabela 4.28: Estimativas dos recalques por método analítico (Poulos e Davis, 1980) dos grupos com 2 estacas para carga de 17,2kN ($Q_{25\%}$) em cada estaca

s/D	Método Auxiliar	$w_{\text{unitário}}$ (mm)	w_{grupo} (mm)
2	Poulos e Davis (1980)	0,15	0,39
	PCE Estaca isolada	0,16	0,41
2,5	Poulos e Davis (1980)	0,15	0,38
	PCE Estaca isolada	0,16	0,40
3	Poulos e Davis (1980)	0,15	0,37
	PCE Estaca isolada	0,16	0,38
4	Poulos e Davis (1980)	0,15	0,36
	PCE Estaca isolada	0,16	0,37

Nota 1: O método auxiliar indica como foi obtido o recalque unitário, sendo o mesmo para 1tf.

Nota 2: A carga adotada no grupo foi de 34,3kN.

Fonte: Autor, 2017.

Tabela 4.29: Estimativas dos recalques por método analítico (Poulos e Davis, 1980) dos grupos com 2 estacas para carga de 34,3kN ($Q_{50\%}$) em cada estaca

s/D	Método Auxiliar	$w_{\text{unitário}}$ (mm)	w_{grupo} (mm)
2	Poulos e Davis (1980)	0,15	0,79
	PCE Estaca isolada	0,16	0,81
2,5	Poulos e Davis (1980)	0,15	0,77
	PCE Estaca isolada	0,16	0,79
3	Poulos e Davis (1980)	0,15	0,74
	PCE Estaca isolada	0,16	0,76
4	Poulos e Davis (1980)	0,15	0,72
	PCE Estaca isolada	0,16	0,74

Nota 1: O método auxiliar indica como foi obtido o recalque unitário, sendo o mesmo para 1tf.

Nota 2: A carga adotada no grupo foi de 68,6kN.

Fonte: Autor, 2017.

De acordo com as Tabelas 4.28 e 4.29, observa-se que os recalques estimados para os grupos de 2 estacas foram bastante concordantes, apresentando variação muito reduzida.

Tabela 4.30: Estimativas dos recalques por método analítico (Poulos e Davis, 1980) dos grupos com 4 estacas para carga de 17,2kN ($Q_{25\%}$) em cada estaca

s/D	Método Auxiliar	$w_{\text{unitário}}$ (mm)	w_{grupo} (mm)
2	Poulos e Davis (1980)	0,15	0,64
	PCE Estaca isolada	0,16	0,66
2,5	Poulos e Davis (1980)	0,15	0,61
	PCE Estaca isolada	0,16	0,63
3	Poulos e Davis (1980)	0,15	0,57
	PCE Estaca isolada	0,16	0,59

Nota 1: O método auxiliar indica como foi obtido o recalque unitário, sendo o mesmo para 1tf.

Nota 2: A carga adotada no grupo foi de 68,6kN.

Fonte: Autor, 2017.

Tabela 4.31: Estimativas dos recalques por método analítico (Poulos e Davis, 1980) dos grupos com 4 estacas para carga de 34,3kN ($Q_{50\%}$) em cada estaca

s/D	Método Auxiliar	$w_{\text{unitário}}$ (mm)	w_{grupo} (mm)
2	Poulos e Davis (1980)	0,15	1,28
	PCE Estaca isolada	0,16	1,32
2,5	Poulos e Davis (1980)	0,15	1,21
	PCE Estaca isolada	0,16	1,25
3	Poulos e Davis (1980)	0,15	1,14
	PCE Estaca isolada	0,16	1,18

Nota 1: O método auxiliar indica como foi obtido o recalque unitário, sendo o mesmo para 1tf.

Nota 2: A carga adotada no grupo foi de 137,3kN.

Fonte: Autor, 2017.

A partir das Tabelas 4.30 e 4.31, observa-se que os recalques estimados utilizando-se de método analítico para os grupos de 4 estacas foram, novamente, bastante concordantes.

4.3 Determinação da capacidade de carga e dos recalques

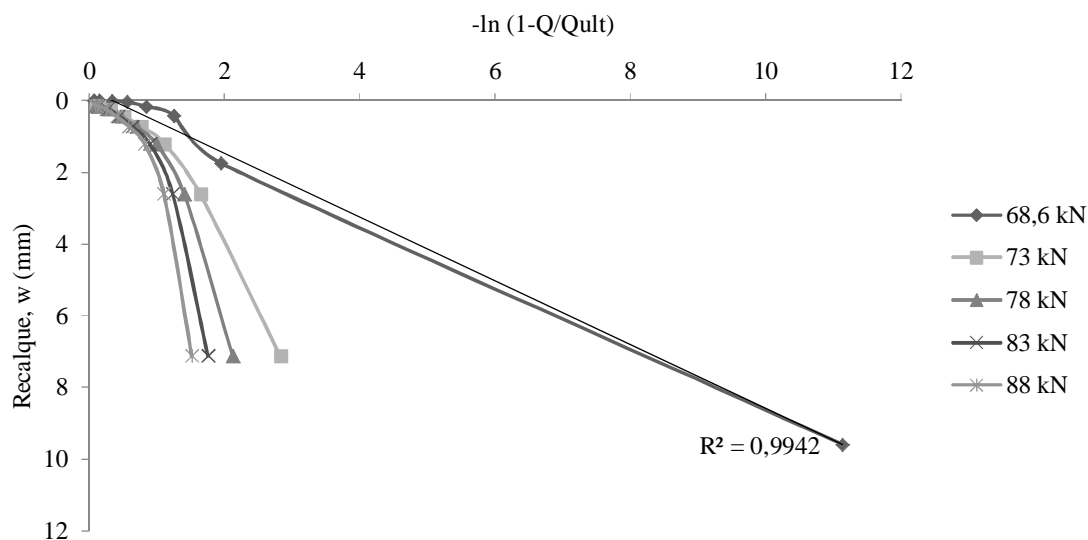
A determinação da capacidade de carga e do recalque das estacas isoladas e dos grupos foram realizadas através das PCEs realizadas. Os valores da carga de ruptura, Q_{ult} , foram obtidos por meio do método de Van der Veen (1953).

Os recalques dos grupos foram determinados nas PCEs para cargas de 50 e 25% de Q_{ult} ($Q_{25\%}$ e $Q_{50\%}$) da estaca isolada multiplicado pela quantidade de estacas pertencentes ao grupo.

4.3.1 Estacas Isoladas

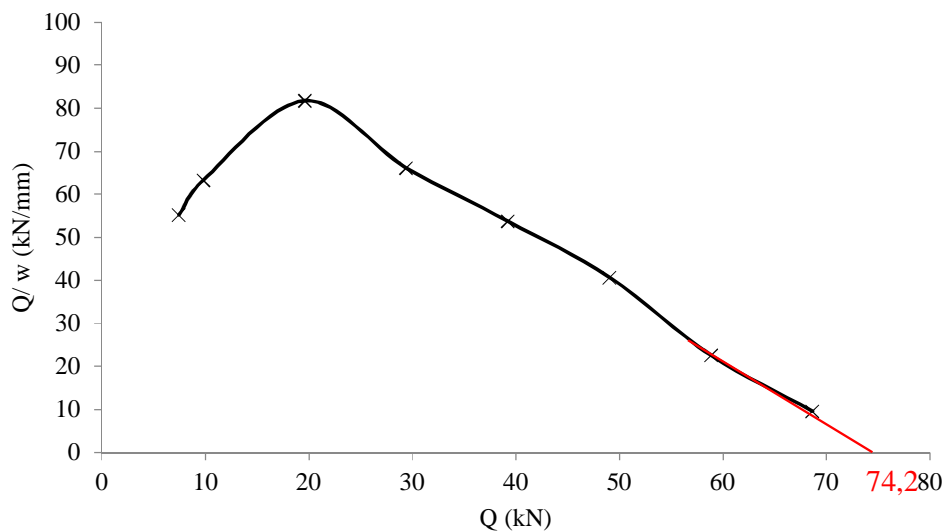
Nas Figuras 4.21 e 4.22 são apresentados os gráficos montados para a determinação da carga de ruptura, Q_{ult} , da estaca isolada através do método de Van der Veen (1953) e posteriormente através do método Décourt (1996), baseado na rigidez da fundação. Os gráficos construídos para a determinação de Q_{ult} dos demais grupos de estacas encontram-se no apêndice A.

Figura 4.21: Gráfico de Van der Veen (1953) para determinação de Q_{ult} da estaca isolada com ponta



Fonte: Autor, 2017.

Figura 4.22: Gráfico de Rigidez para o método de Décourt (1996) para determinação de Q_{ult} da estaca isolada com ponta



Fonte: Autor, 2017.

A partir do gráfico da Figura 4.21 observa-se que o valor de Q_{ult} indicado pelo método de Van der Veen (1953) é concordante com o valor da ruptura física obtido visualmente da curva da PCE. Já na Figura 4.22, que apresenta a aplicação do método de Décourt (1996), extrapolando a curva, pode-se obter o valor de 74,2kN. O valor adotado para a carga de ruptura, Q_{ult} , a partir das PCEs será o obtido pelo método de Van Der Veen (1953), ou seja, 68,6kN.

Os recalques das estacas isoladas para as cargas de referência, $Q_{25\%}$ e $Q_{50\%}$, a partir das provas de cargas realizadas (Figuras 4.8 a 4.10) foram, respectivamente, de 0,22mm e 0,59mm para a estaca com ponta, 0,02 e 0,11 para a estaca sem ponta.

4.3.2 Estacas em grupo

Na Tabela 4.32 é apresentado o resumo dos valores de Q_{ult} estimados por Van der Veen (1953) das estacas isoladas e em grupo. Ainda na referida Tabela, é apresentada a eficiência, η , dos grupos, a mesma foi obtida dividindo Q_{ult} do grupo pela quantidade de estacas pertencentes ao bloco vezes 68,6kN, Q_{ult} da estaca isolada.

Tabela 4.32: Resumo das medições de Q_{ult} das estacas isoladas e em grupo

Quantidade de estacas	s/D	Q_{ult} (kN)	η
Isolada		68,6	
2	2	114,0	0,82
2	2,5	121,7	0,88
2	3	99,0	0,71
2	4	95,5	0,69
4	2	131,8	0,47
4	2,5	116,6	0,42
4	3	123,1	0,44

Fonte: Autor, 2017.

De acordo com a Tabela 4.32 é verificado que a eficiência dos grupos teve seu valor, em todos os casos, inferior a unidade. Pode-se ver que para os grupos em questão para maiores espaçamentos, a eficiência teve seu reduzido ou mantido quase que constante. Por fim, vale destacar que para s/D superiores ou iguais a 3 a eficiência do grupo se manteve reduzida.

Na Tabela 4.33 são apresentados os valores dos recalques para os carregamentos de referência, 17,2 e 34,3kN por estaca, para os grupos com 2 e 4 estacas considerando os espaçamentos avaliados de 2D, 2,5D, 3D e 4D. Vale ressaltar que os deslocamentos foram obtidos diretamente das PCEs.

Tabela 4.33: Resumo das medições dos recalques dos grupos em função da quantidade de estacas e do carregamento por estaca

Quantidade de estacas	s/D	Recalque (mm)	
		17,2kN/ estaca	34,3kN/ estaca
Isolada com ponta		0,22	0,59
2	2	0,10	0,70
2	2,5	0,15	0,37
2	3	0,15	1,25
2	4	0,23	1,98
4	2	0,34	-
4	2,5	3,39	-
4	3	0,47	-

Fonte: Autor, 2017.

Por intermédio da Tabela 4.33 pode-se ver que quase todos os recalques dos grupos, sob os mesmos carregamentos, foram superiores ao da estaca isolada, chegando a casos que o grupo rompeu com o mesmo carregamento por estaca.

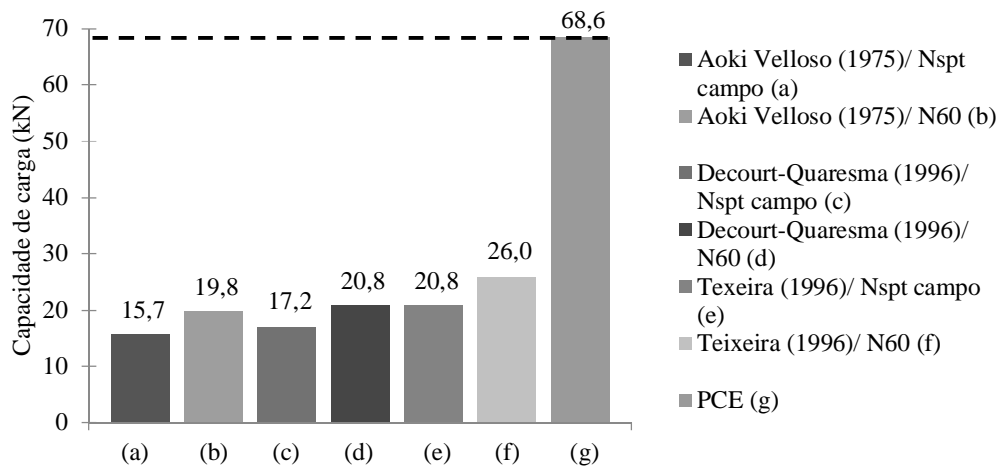
4.4 Comparação dos resultados

4.4.1 Capacidade de carga

4.4.1.1 Estaca Isolada

Na Figura 4.23 apresenta-se um gráfico comparando as estimativas de Q_{ult} da estaca isolada, obtidas a partir de valores de N_{SPT} corrigidos e não corrigidos em função da eficiência, com o valor de referência, 68,6kN, e que foi conseguido através dos resultados das PCEs.

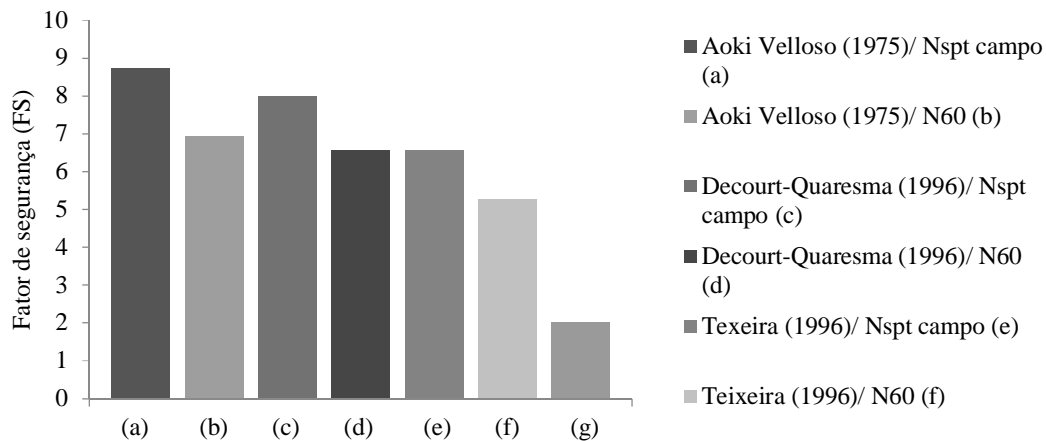
Figura 4.23: Comparação dos valores estimados da capacidade de carga (Q_{ult}) com o valor de referência para a estaca isolada



Fonte: Autor, 2017.

Pela a Figura 4.23 observa-se que todas as estimativas de Q_{ult} através de métodos semi-empíricos, mesmo aquelas em que o N_{SPT} foi corrigido, são bastante inferiores ao valor de referência, com valores até cerca 4,4 vezes menores. A estimativa mais próxima foi obtida a partir do método de Teixeira (1996), com o N_{SPT} corrigido. No entanto, mesmo esse caso, o valor estimado foi 2,6 vezes menor que o valor de referência. Já na Figura 4.24 apresentam-se os valores dos FS que obteriam, caso fosse adotado para o cálculo da carga de trabalho, com FS suposto de 2, os valores previstos por cada método utilizado.

Figura 4.24: Gráfico comparativo dos FS obtidos para estaca isolada



Fonte: Autor, 2017.

Os valores de FS, do gráfico da Figura 4.24, foram determinados dividindo-se a Q_{ult} da PCE pela Q_{ult} prevista/2. Observa-se que todos os valores estimados de capacidade de carga foram bastantes conservadores, pois, segundo a Figura 4.24 tem-se que os FS variaram de 5,3 a 8,7 em função do método utilizado na previsão.

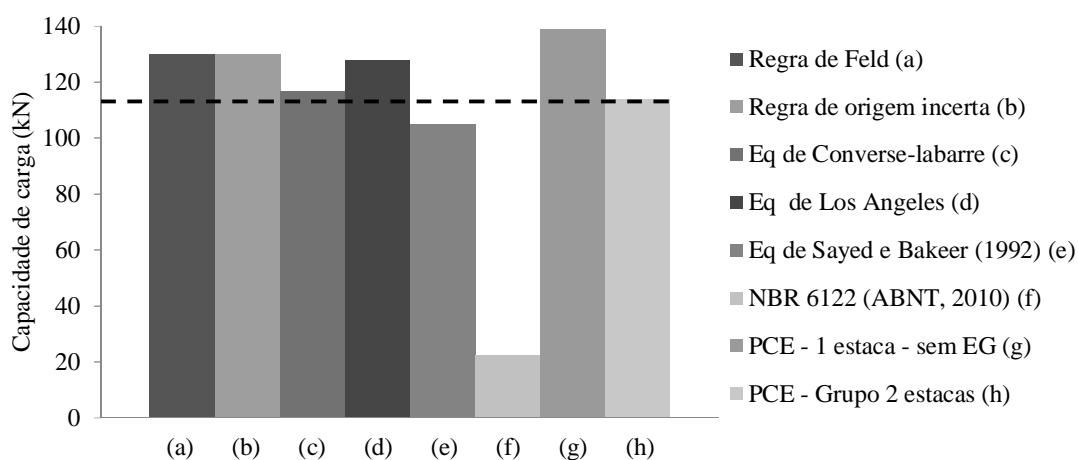
4.4.1.2 Grupos de estacas

A seguir são apresentados gráficos comparando as estimativas de Q_{ult} dos grupos com 2 e 4 estacas com os respectivos valores de referência obtidos através das provas de carga realizadas (PCE). Nas mencionadas comparações foi incluída a capacidade de carga do grupo, desprezando-se o efeito de grupo e que foi determinado multiplicando-se diretamente a carga de ruptura da estaca isolada, obtida da PCE isolada, pelo número de estacas do grupo.

i) Grupo com 2 estacas e espaçamento de 2 D

Na Figura 4.25 é apresentado um gráfico comparando as estimativas de Q_{ult} do grupo com 2 estacas e espaçamento de 2 D em relação ao valor de referência, obtido através de PCE.

Figura 4.25: Comparação dos valores estimados de Q_{ult} com o valor de referência para o grupo de 2 estacas e $s/D = 2$



Fonte: Autor, 2017.

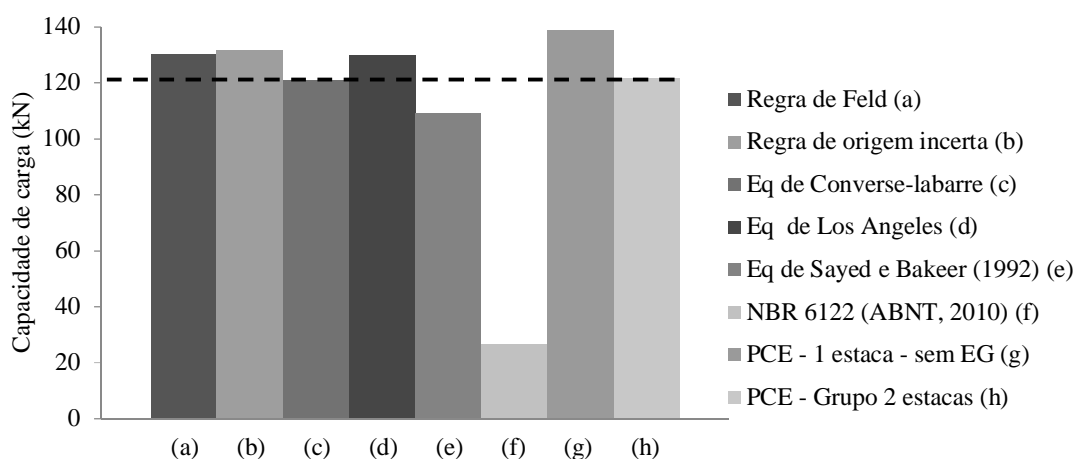
Pela Figura 4.25 observa-se que o método que apresentou estimativa mais próxima do valor de referência foi o de Converse-labarre, sendo 2,4% maior. O método proposto pela

NBR 6122 (ABNT, 2010) apresentou menor valor, cerca de 5 vezes menor que o obtido em PCE. Os demais valores obtidos apresentaram variações de 7,9%, para menos, a 21,8%, para mais, em relação ao valor de referência. Vale mencionar que o método da equação de Sayed e Bakeer (1992) proporcionou estimativa próxima ao valor de referência.

ii) Grupo com 2 estacas e espaçamento de 2,5 D

Na Figura 4.26 apresenta-se a comparação das estimativas de Q_{ult} do grupo com 2 estacas e espaçamento 2,5D em relação ao valor de referência, obtido através da PCE realizada.

Figura 4.26: Comparação dos valores estimados de Q_{ult} com o valor de referência para o grupo de 2 estacas e $s/D = 2,5$



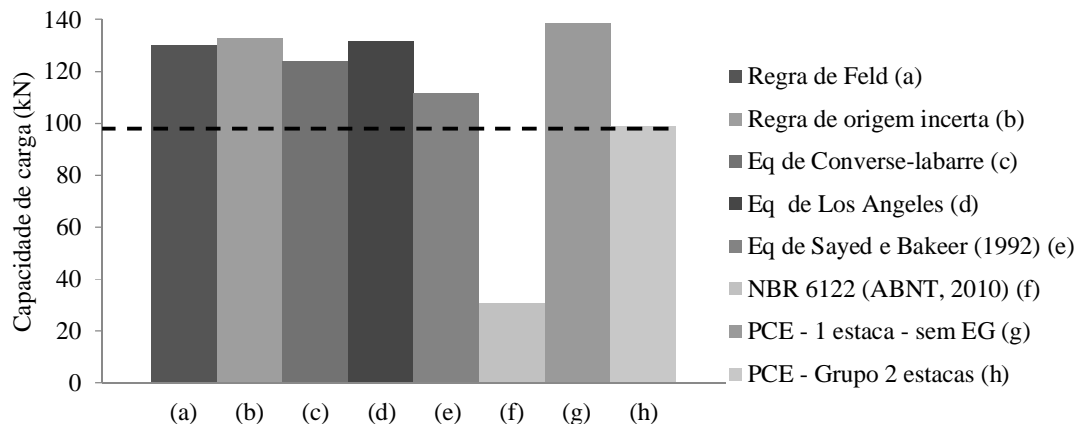
Fonte: Autor, 2017.

Pela Figura 4.26 observa-se que o método que proporcionou a estimativa mais próxima do valor de referência foi o de Converse-labarre, sendo 0,5% menor. O método proposto pela NBR 6122 (ABNT, 2010) apresentou menor valor, cerca de 4,6 vezes menor que o obtido na PCE. Os demais valores obtidos apresentaram variações de 10,4%, para menos, a 14,1%, para mais, em relação ao valor de referência.

iii) Grupo com 2 estacas e espaçamento de 3 D

Na Figura 4.27 é apresentado a comparação das estimativas de Q_{ult} do grupo com 2 estacas e espaçamento 3D em relação ao valor de referência, obtido através do resultado da PCE realizada.

Figura 4.27: Comparação dos valores estimados de Q_{ult} com o valor de referência para o grupo de 2 estacas e $s/D = 3$



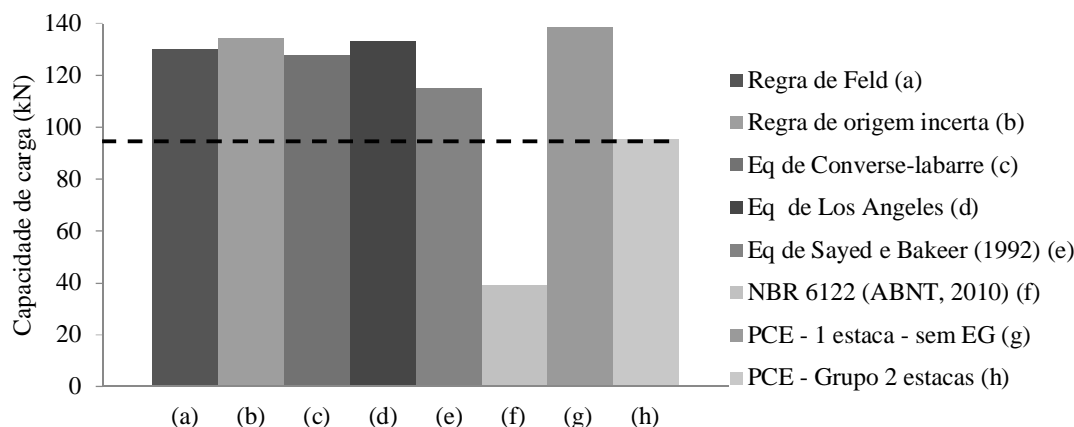
Fonte: Autor, 2017.

Pela Figura 4.27 observa-se que o método que proporcionou a estimativa mais próxima em relação ao valor de referência foi o proposto por Sayed e Bakeer (1992), no entanto, com valor acima do obtido na PCE. O método proposto pela NBR 6122 (ABNT, 2010) proporcionou o menor valor, estimado com valor de 3,2 vezes menor que o obtido em PCE, este foi o único valor que proporcionou estimativa abaixo da PCE.

iv) Grupo com 2 estacas e espaçamento de 4 D

Na Figura 4.28 apresenta-se um gráfico comparando as estimativas de Q_{ult} do grupo com 2 estacas e espaçamento 4D com relação ao o valor de referência, obtido através da PCE realizada.

Figura 4.28: Comparação dos valores estimados de Q_{ult} com o valor de referência para o grupo de 2 estacas e $s/D = 4$



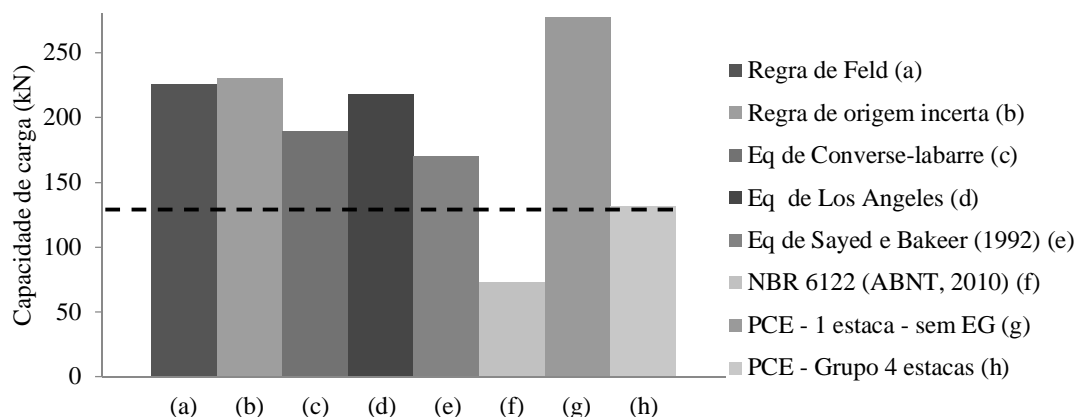
Fonte: Autor, 2017.

Pela Figura 4.28 observa-se que o método mais próximo do valor de referência foi, novamente, Sayed e Bakeer (1992), no entanto, com valor acima do obtido em PCE. O método proposto pela NBR 6122 (ABNT, 2010) proporcionou a menor previsão. As demais estimativas foram sempre superiores ao valor de referência.

v) Grupo com 4 estacas e espaçamento de 2 D

Na Figura 4.29 é apresentado um gráfico que compara as estimativas de Q_{ult} do grupo com 4 estacas e espaçamento 2D com o valor de referência, obtido através da PCE realizada.

Figura 4.29: Comparação dos valores estimados de Q_{ult} com o valor de referência para o grupo de 4 estacas e $s/D = 2$



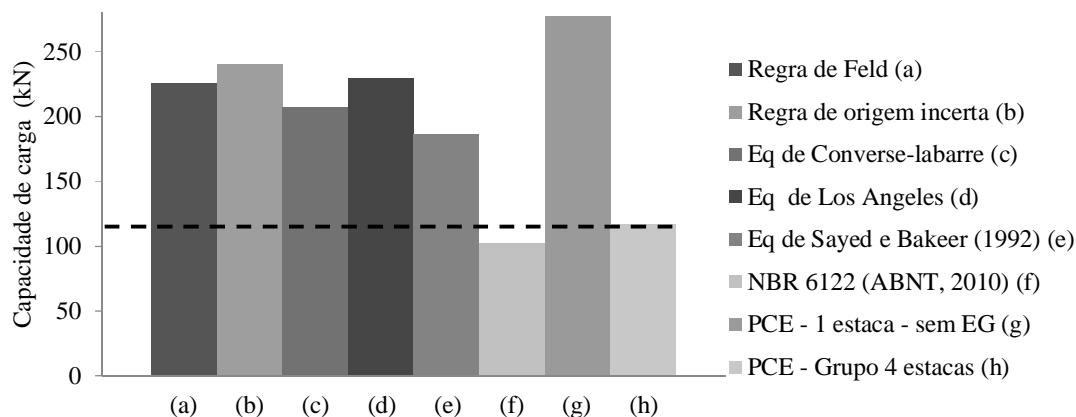
Fonte: Autor, 2017.

Pela Figura 4.29 verifica-se que, mais uma vez, o método mais próximo do valor de referência foi o proposto por Sayed e Bakeer (1992), no entanto, novamente, com valor acima do de referência. O método proposto pela NBR 6122 (ABNT, 2010) apresentou a menor previsão. As previsões realizadas com os demais métodos foram sempre superiores que o valor de referência, obtido através da PCE.

vi) Grupo com 4 estacas e espaçamento de 2,5 D

Na Figura 4.30 apresenta-se um gráfico comparando as estimativas de Q_{ult} do grupo com 4 estacas e espaçamento de 2,5D com o valor de referência, obtido através da PCE realizada.

Figura 4.30: Comparação dos valores estimados de Q_{ult} com o valor de referência para o grupo de 4 estacas e $s/D = 2,5$



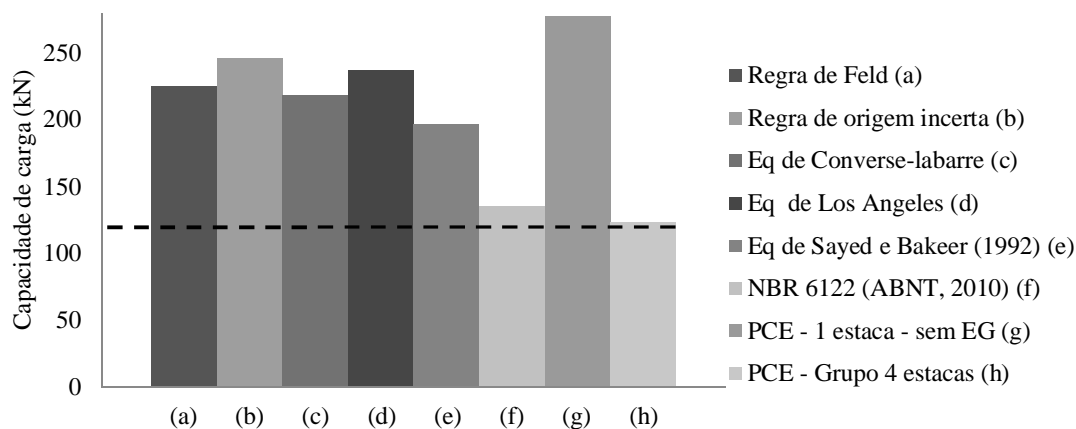
Fonte: Autor, 2017.

Observando-se a Figura 4.30 verifica-se que o método que proporcionou a estimativa mais próxima do valor de referência foi o proposto pela NBR 6122 (ABNT, 2010), sendo neste caso, inferior ao valor obtido na PCE. Todos os demais valores estimados foram superiores ao valor de referência.

vii) Grupo com 4 estacas e espaçamento de 3 D

Na Figura 4.31 apresenta-se um gráfico que compara as estimativas de Q_{ult} do grupo com 4 estacas e espaçamento de 3D com o valor de referência, obtido através da PCE realizada.

Figura 4.31: Comparação dos valores estimados de Q_{ult} com o valor de referência para o grupo de 4 estacas e $s/D = 3$



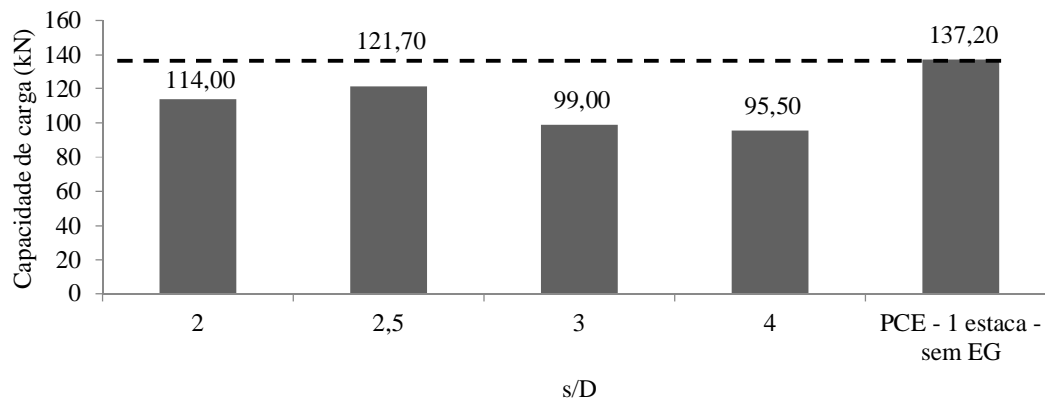
Fonte: Autor, 2017.

Pela Figura 4.31 verifica-se que o método que proporcionou a estimativa mais próxima com relação ao valor de referência foi o proposto pela NBR 6122 (ABNT, 2010), neste caso, acima do valor obtido em PCE. As demais estimativas foram sempre superiores ao valor de referência. Vale ressaltar que as diferenças obtidas, neste caso foram elevadas.

viii) Comparação entre as capacidades de carga dos grupos

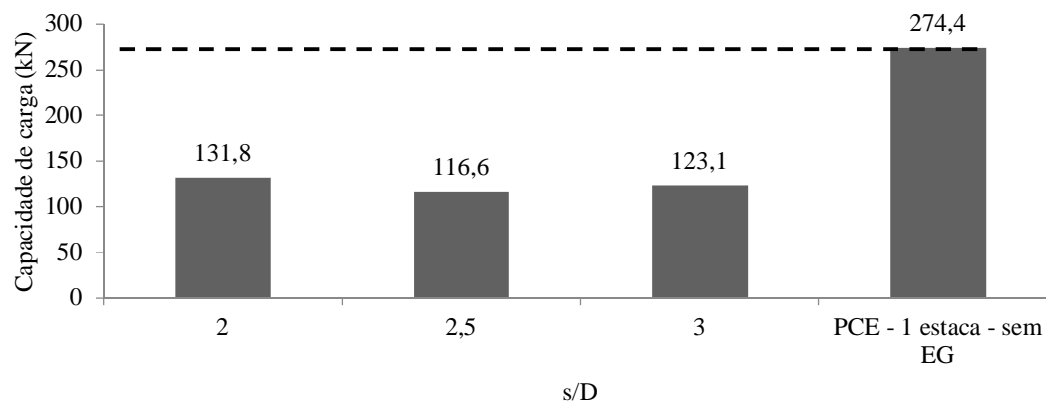
Nas Figuras 4.32 e 4.33 apresentam-se gráficos comparativos dos valores de capacidade de carga obtidos nas PCEs dos grupos de 2 e 4 estacas em função dos espaçamentos adotados. Foi incluída uma parcela nas referidas figuras uma parcela desconsiderando o efeito de grupo (PCE - 1 estaca - sem EG)

Figura 4.32: Comparação dos valores de Q_{ult} obtidos a partir das PCEs para os grupos de 2 estacas e s/D de 2, 2,5, 3 e 4



Fonte: Autor, 2017.

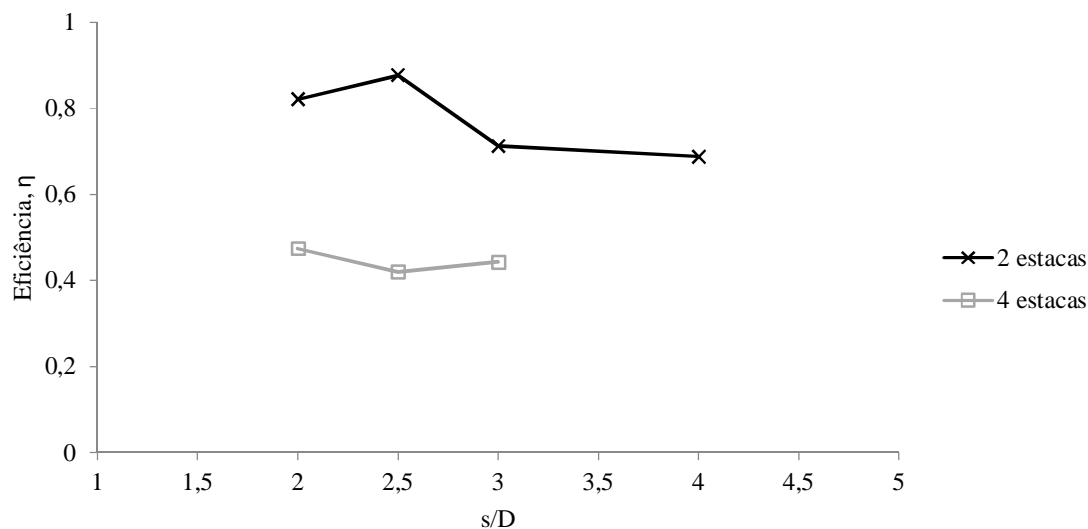
Figura 4.33: Comparação dos valores de Q_{ult} obtidos a partir das PCEs para os grupos de 4 estacas e s/D de 2, 2,5 e 3



Fonte: Autor, 2017.

Nas Figuras 4.32 e 4.33 observa-se que o efeito de grupo para todos os blocos e em todos os espaçamentos, pois a capacidade de carga do grupo foi inferior à multiplicação de Q_{ult} da estaca isolada vezes a quantidade de estacas no bloco. Pode-se notar que para os grupos de 4 estacas tal efeito foi mais intenso, chegando a apresentar valor 2,4 vezes inferior a quando comparado com a hipótese de desconsiderar o efeito de grupo. Vale ressaltar que ao desconsiderar o efeito de grupo, o projetista pode levar à edificação a ruptura, pois o FS, normalmente, adotado é 2. Por fim, apresenta-se um gráfico da eficiência *versus* o espaçamento na Figura 4.34 para os grupos estudados.

Figura 4.34: Gráfico da eficiência *versus* o espaçamento para os grupos de 2 e 4 estacas



Fonte: Autor, 2017.

Pela Figura 4.34, observa-se que os grupos com 2 estacas apresentaram eficiência variando de 0,69 a 0,88, para espaçamentos de 4D e 2,5D, respectivamente. Já nos grupos de 4 estacas observa-se, novamente, que foram obtidos baixos valores de eficiência, variando de 0,42 a 0,47, para espaçamentos de 2,5D e 2D, respectivamente.

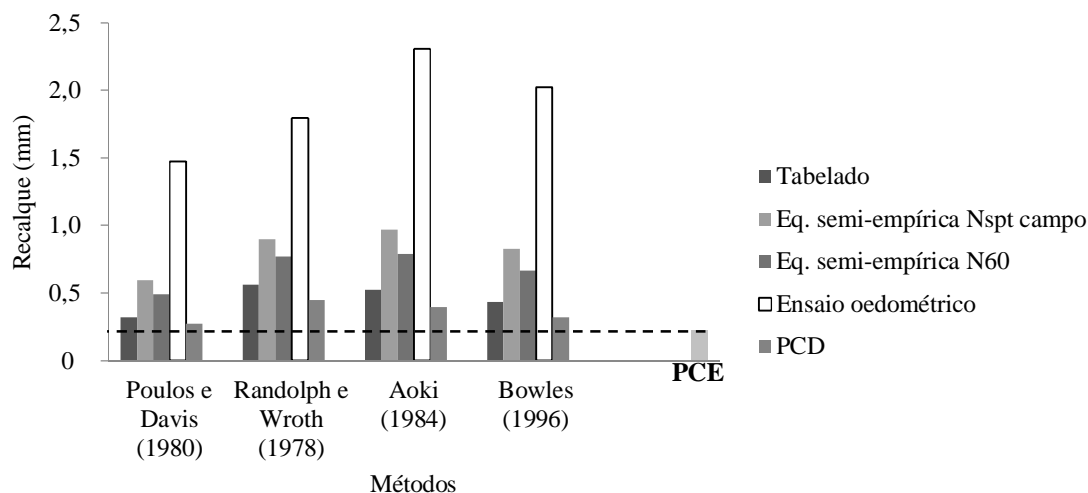
4.4.2 Recalque

4.4.2.1 Estaca Isolada

Nas Figuras 4.35 e 4.36 apresentam-se gráficos que comparam as estimativas dos recalques, realizadas utilizando-se diferentes métodos e módulos de deformabilidade. Os

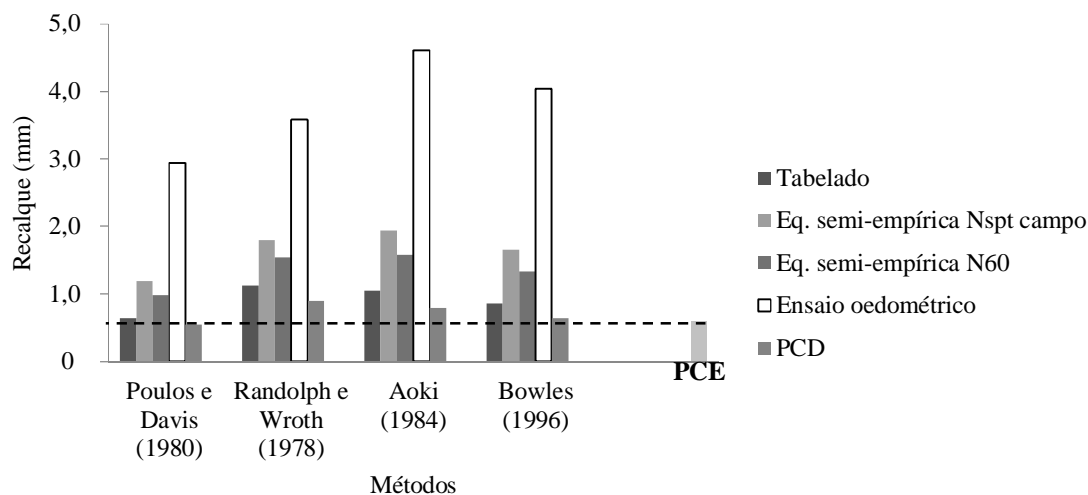
valores previstos são comparados com os obtidos a partir da PCE realizada em uma estaca isolada, considerando as seguintes cargas, $Q_{50\%}$ (34,3kN) e $Q_{25\%}$ (17,2kN).

Figura 4.35: Comparativo das estimativas de recalque com relação ao valor obtido na PCE da estaca isolada para a carga de 17,2kN ($Q_{25\%}$)



Fonte: Autor, 2017.

Figura 4.36: Comparativo das estimativas de recalque com relação ao valor obtido na PCE da estaca isolada para a carga de 34,3kN ($Q_{50\%}$)



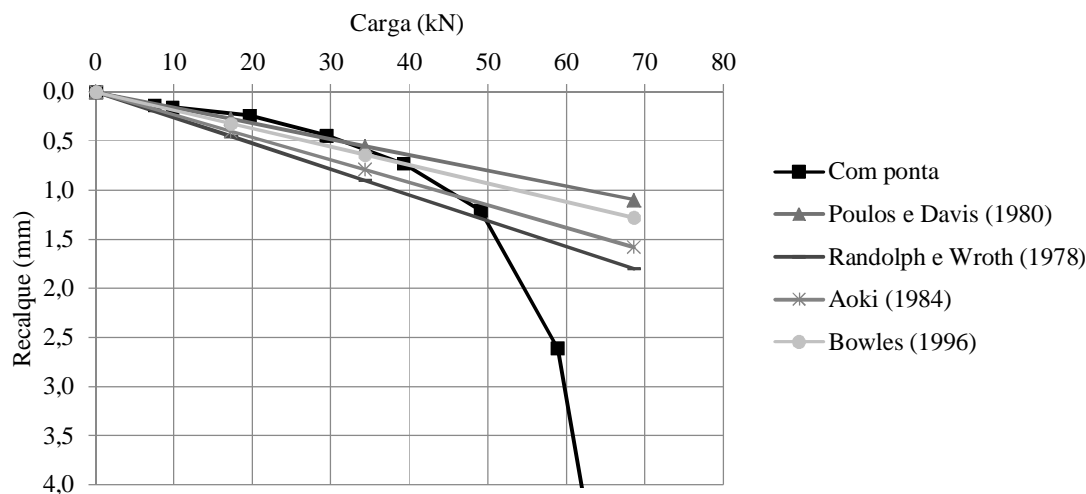
Fonte: Autor, 2017.

Pelas Figuras 4.35 e 4.36 observa-se que as estimativas de recalque realizadas com o módulo de deformabilidade obtido através do ensaio de prova de carga direta (PCD) foram as mais próximas do valor de referência. Já as previsões mais discordantes foram as obtidas a partir de ensaios oedométricos, qualquer que seja o método utilizado.

Vale comentar que, para os 2 valores de carga analisados, os resultados obtidos foram análogos, ou seja, não foi observado mudanças significativas de resultados em função do carregamento.

A Figura 4.37 mostra previsões da curva carga x recalque efetuada, utilizando-se o módulo de deformabilidade obtido da PCD. Ainda a partir da Figura 4.37 observa-se uma boa concordância entre as previsões realizadas e os resultados medidos na PCE realizada para cargas de até cerca de 40kN, que na curva, é a faixa de comprimento linear do solo.

Figura 4.37: Comparação da relação carga x recalque estimadas com o módulo de deformabilidade obtido pela PCD, e as curvas das estacas isoladas



Fonte: Autor, 2017.

4.4.2.2 Grupos de estacas

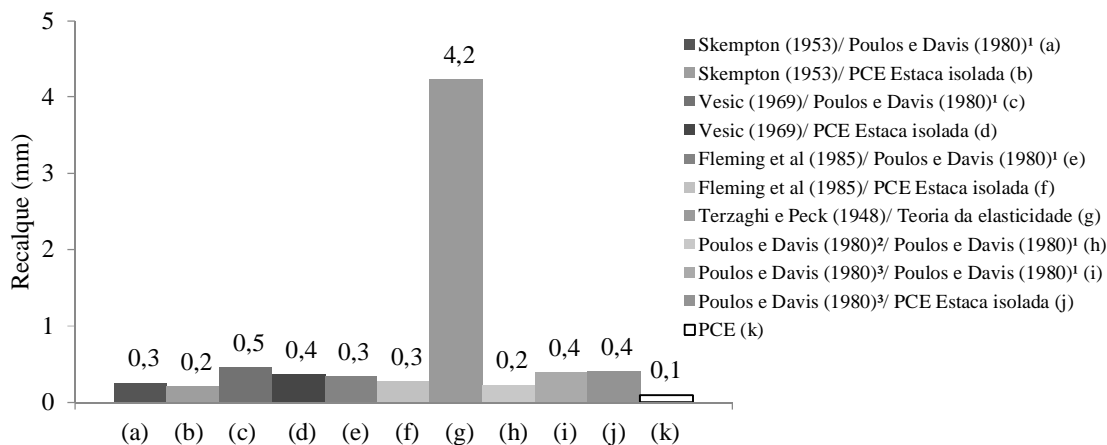
A seguir são apresentados gráficos comparando as estimativas de recalque dos grupos com 2 e 4 estacas com os respectivos valores de referência obtidos através da realização de PCEs.

Não foram realizadas leitura dos recalques no grupo de 4 estacas para carga de 34,3kN, por estaca, devido a limitações do sistema de reação, quando da execução das provas de carga nestes grupos.

i) Grupo com 2 estacas e espaçamento de 2D

Nas Figuras 4.38 e 4.39 são apresentados gráficos comparando os recalques estimados do grupo de 2 estacas e espaçamento de 2D com o valor obtido com a realização da PCE em um bloco de estacas com a mesma configuração.

Figura 4.38: Comparação entre os recalques estimados para o grupo de 2 estacas e s/D igual a 2 em relação ao valor obtido por meio de PCE em um grupo com a mesma configuração e para o carregamento de 17,2kN por estaca



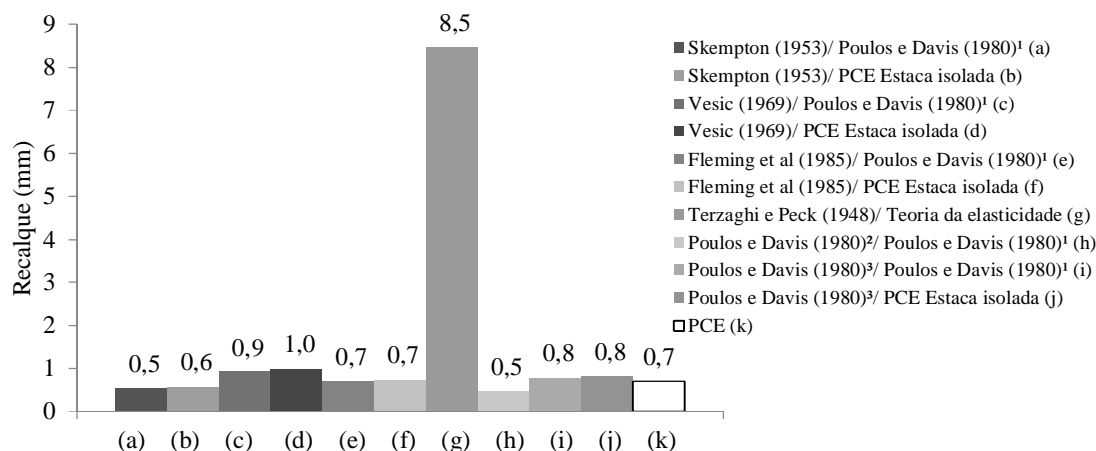
Nota 1: Poulos e Davis (1980)¹ - método para estaca isolada.

Nota 2: Poulos e Davis (1980)² - método simplificado.

Nota 3: Poulos e Davis (1980)³ - método analítico.

Fonte: Autor, 2017.

Figura 4.39: Comparação entre os recalques estimados para o grupo de 2 estacas e s/D igual a 2 em relação ao valor obtido por meio de PCE em um grupo com a mesma configuração e para o carregamento de 34,3kN por estaca



Nota 1: Poulos e Davis (1980)¹ - método para estaca isolada.

Nota 2: Poulos e Davis (1980)² - método simplificado.

Nota 3: Poulos e Davis (1980)³ - método analítico.

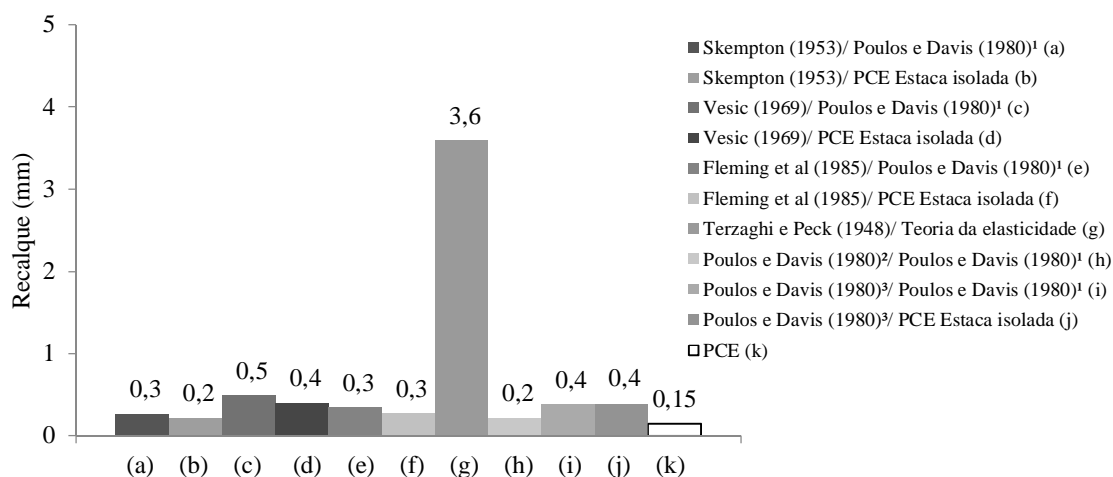
Fonte: Autor, 2017.

Verifica-se que as estimativas realizadas, com exceção do método de Terzaghi e Peck (1948)/ Teoria da Elasticidade, foram bastante concordantes quando comparadas ao valor de referência e oscilaram entre 0,2 e 1mm. Para a carga de 17,2kN, por estaca, apesar da proximidade dos valores previstos em relação ao resultado da PCE, todas as estimativas realizadas foram acima do valor medido em PCE. Já para a carga de 34,3kN apenas os métodos de Skempton (1953), e Poulos e Davis (1980)² forneceram previsões abaixo do valor de referência, obtido através de PCE.

ii) Grupo com 2 estacas e espaçamento de 2,5D

Nas Figuras 4.40 e 4.41 são apresentados gráficos comparando os recalques estimados do grupo de 2 estacas e espaçamento de 2,5D em relação ao valor obtido com a realização da PCE em um grupo de estacas com a mesma configuração.

Figura 4.40: Comparação entre os recalques estimados para o grupo de 2 estacas e s/D igual a 2,5 em relação ao valor obtido por meio de PCE em um grupo com a mesma configuração e para o carregamento de 17,2kN por estaca



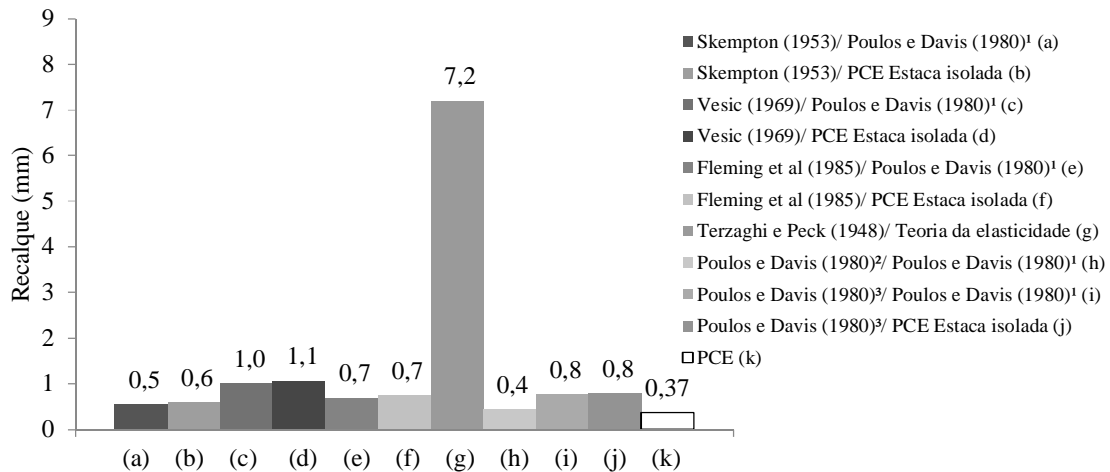
Nota 1: Poulos e Davis (1980)¹ - método para estaca isolada.

Nota 2: Poulos e Davis (1980)² - método simplificado.

Nota 3: Poulos e Davis (1980)³ - método analítico.

Fonte: Autor, 2017.

Figura 4.41: Comparação entre os recalques estimados para o grupo de 2 estacas e s/D igual a 2,5 em relação ao valor obtido por meio de PCE em um grupo com a mesma configuração e para o carregamento de 34,3kN por estaca



Nota 1: Poulos e Davis (1980)¹ - método para estaca isolada.

Nota 2: Poulos e Davis (1980)² - método simplificado.

Nota 3: Poulos e Davis (1980)³ - método analítico.

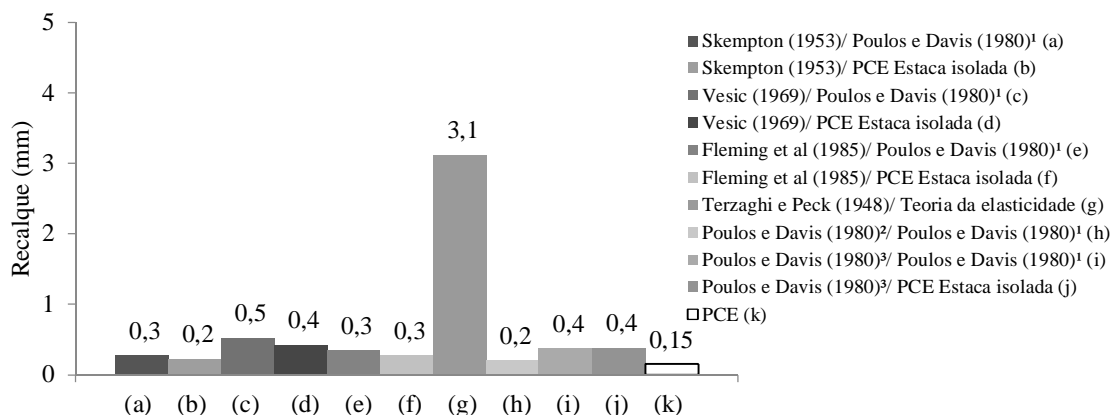
Fonte: Autor, 2017.

De acordo com a Figura 4.40 e 4.41, observa-se, com exceção do método de Terzaghi e Peck (1948)/ Teoria da Elasticidade, que as estimativas foram bastante concordantes quando comparadas ao valor de referência. Apesar da pequena diferença absoluta entre as previsões realizadas e os valores de referência, obtidos das PCEs realizadas, todas as previsões realizadas foram acima do valor de referência, medido em PCE.

iii) Grupo com 2 estacas e espaçamento de 3D

Nas Figuras 4.42 e 4.43 são apresentados gráficos utilizados para comparar os recalques estimados do grupo de 2 estacas e espaçamento de 3D, com relação ao valor obtido a partir da PCE realizada em grupo de estacas com a mesma configuração.

Figura 4.42: Comparação entre os recalques estimados para o grupo de 2 estacas e s/D igual a 3 em relação ao valor obtido por meio de PCE em um grupo com a mesma configuração e para o carregamento de 17,2kN por estaca



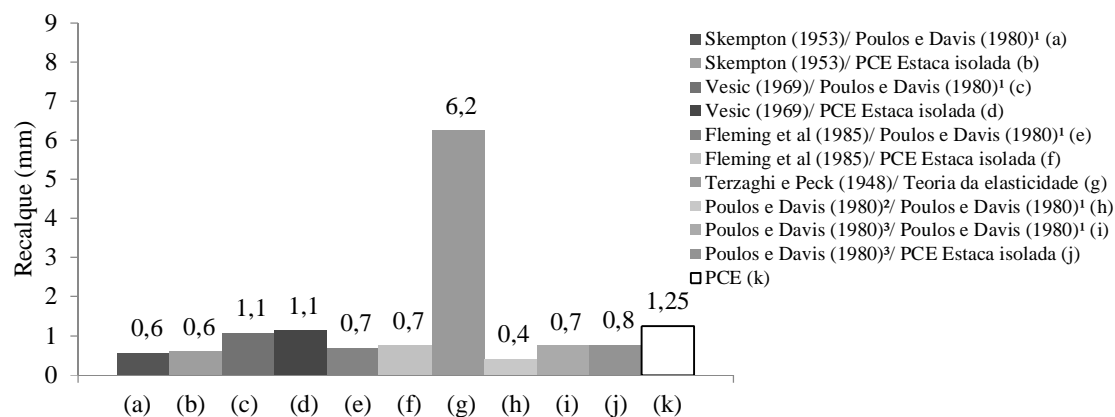
Nota 1: Poulos e Davis (1980)¹ - método para estaca isolada.

Nota 2: Poulos e Davis (1980)² - método simplificado.

Nota 3: Poulos e Davis (1980)³ - método analítico.

Fonte: Autor, 2017.

Figura 4.43: Comparação entre os recalques estimados para o grupo de 2 estacas e s/D igual a 3 em relação ao valor obtido por meio de PCE em um grupo com a mesma configuração e para o carregamento de 34,3kN por estaca



Nota 1: Poulos e Davis (1980)¹ - método para estaca isolada.

Nota 2: Poulos e Davis (1980)² - método simplificado.

Nota 3: Poulos e Davis (1980)³ - método analítico.

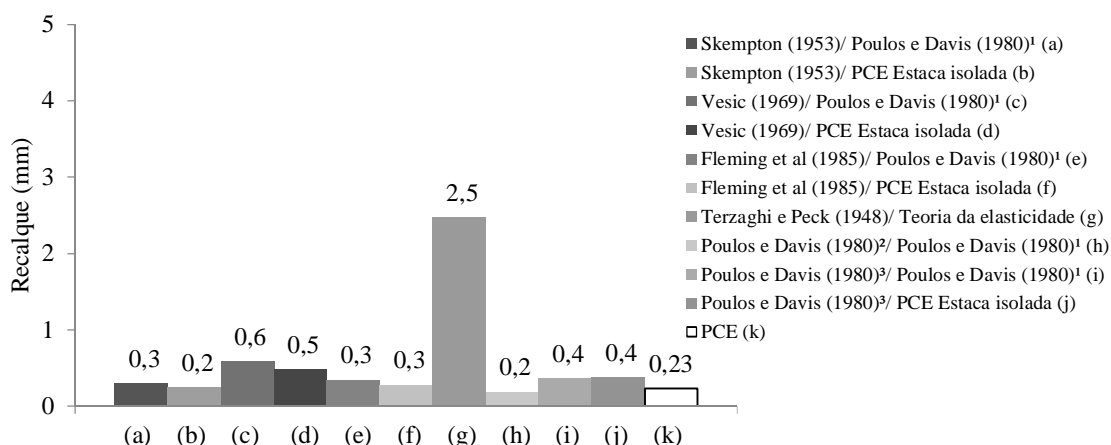
Fonte: Autor, 2017.

Segundo a Figura 4.42, observa-se, com exceção do método de Terzaghi e Peck (1948)/ Teoria da Elasticidade, que as estimativas foram bastante concordantes quando comparadas ao valor de referência, no entanto, todas acima do valor de referência. Já na Figura 4.43 com exceção do método de Terzaghi e Peck (1948)/ Teoria da Elasticidade, todas as previsões foram concordantes com o valor de referência, e menor que este. Vale comentar que, neste caso o valor mais próximo ao de referência foi obtido através do método empírico de Vesic (1969).

iv) Grupo com 2 estacas e espaçamento de 4D

Nas Figuras 4.44 e 4.45 são apresentados gráficos que podem ser utilizados para comparar os recalques estimados do grupo de 2 estacas e espaçamento de 4D com os valores de referência, obtidos com a PCE realizada em um grupo de estacas com a mesma configuração.

Figura 4.44: Comparação entre os recalques estimados para o grupo de 2 estacas e s/D igual a 4 em relação ao valor obtido por meio de PCE em um grupo com a mesma configuração e para o carregamento de 17,2kN por estaca



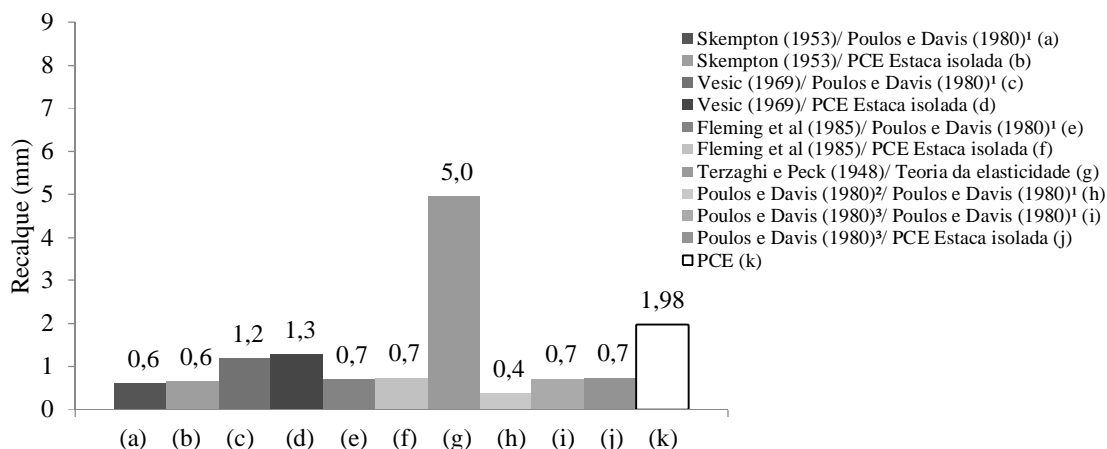
Nota 1: Poulos e Davis (1980)¹ - método para estaca isolada.

Nota 2: Poulos e Davis (1980)² - método simplificado.

Nota 3: Poulos e Davis (1980)³ - método analítico.

Fonte: Autor, 2017.

Figura 4.45: Comparação entre os recalques estimados para o grupo de 2 estacas e s/D igual a 4 em relação ao valor obtido por meio de PCE em um grupo com a mesma configuração e para o carregamento de 34,3kN por estaca



Nota 1: Poulos e Davis (1980)¹ - método para estaca isolada.

Nota 2: Poulos e Davis (1980)² - método simplificado.

Nota 3: Poulos e Davis (1980)³ - método analítico.

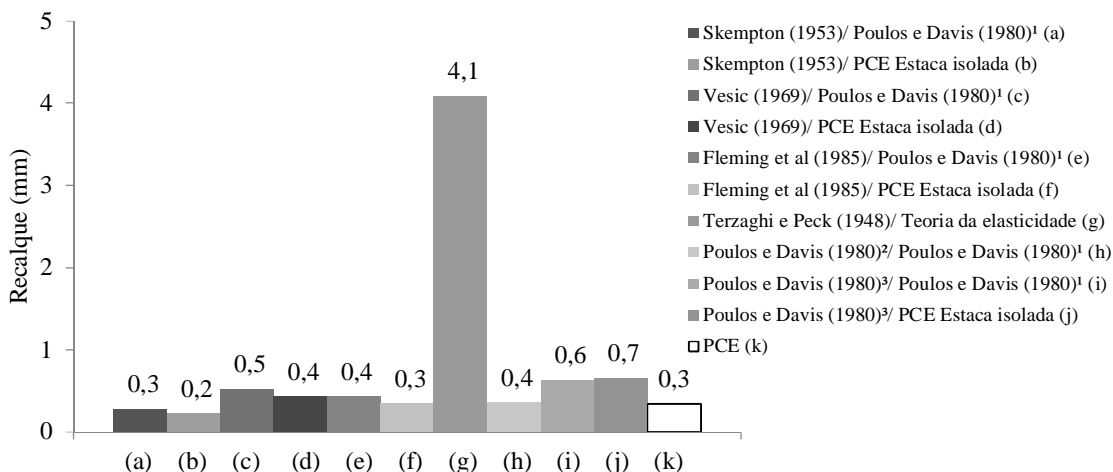
Fonte: Autor, 2017.

Pela Figura 4.44, observa-se, novamente, com exceção do método de Terzaghi e Peck (1948)/ Teoria da Elasticidade, que as estimativas foram bastante concordantes quando comparadas ao valor de referência. Já para a carga de 34,3kN (Figura 4.45), com exceção do método de Terzaghi e Peck (1948)/ Teoria da Elasticidade, todas as demais estimativas foram inferiores ao valor de referência.

v) Grupo com 4 estacas e espaçamento de 2D

A Figura 4.46 mostra um gráfico que compara os recalques estimados do grupo de 4 estacas e espaçamento de 2D com o valor de referência, para a carga por estaca de 17,2kN, e que foi obtido a partir dos resultados da PCE realizada em um bloco com a mesma configuração de estacas.

Figura 4.46: Comparação entre os recalques estimados para o grupo de 4 estacas e s/D igual a 2 em relação ao valor obtido por meio de PCE em um grupo com a mesma configuração e para o carregamento de 17,2kN por estaca



Nota 1: Poulos e Davis (1980)¹ - método para estaca isolada.

Nota 2: Poulos e Davis (1980)² - método simplificado.

Nota 3: Poulos e Davis (1980)³ - método analítico.

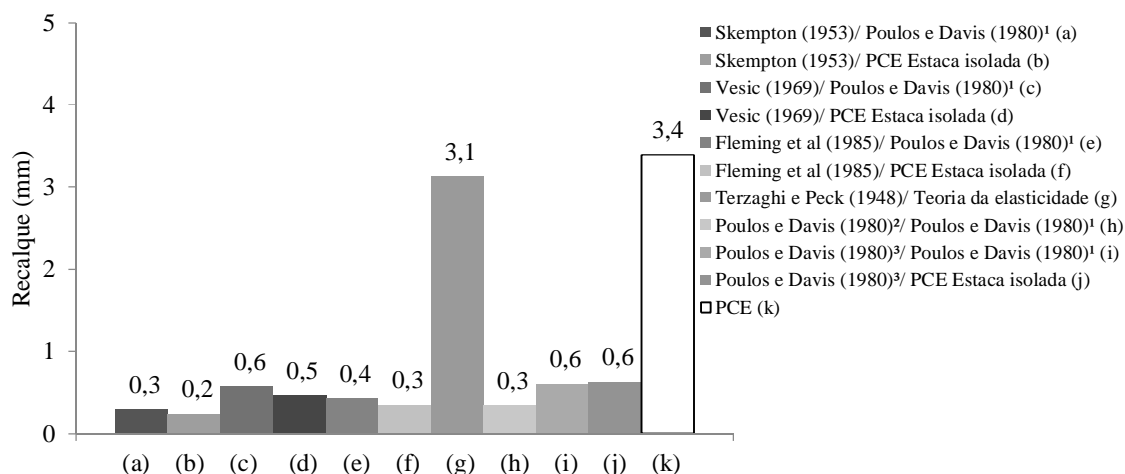
Fonte: Autor, 2017.

Pela Figura 4.46, observa-se que os métodos de Fleming *et al.* (1985) e Poulos e Davis (1980)² apresentaram os resultados mais próximos ao valor de referência. As estimativas realizadas pelos demais métodos também forneceram valores concordantes quando comparados ao valor de referência. A exceção ocorreu com o método de Terzaghi e Peck (1948)/ Teoria da Elasticidade que forneceu valor bastante superior ao valor de referência.

vi) Grupo com 4 estacas e espaçamento de 2,5D

Na Figura 4.47 apresenta-se um gráfico que compara os recalques estimados do grupo de 4 estacas e espaçamento de 2,5D com o valor de referência, obtido a partir dos resultados da PCE realizada em um bloco com a mesma configuração da estacas.

Figura 4.47: Comparação entre os recalques estimados para o grupo de 4 estacas e s/D igual a 2,5 em relação ao valor obtido por meio de PCE em um grupo com a mesma configuração e para o carregamento de 17,2kN por estaca



Nota 1: Poulos e Davis (1980)¹ - método para estaca isolada.

Nota 2: Poulos e Davis (1980)² - método simplificado.

Nota 3: Poulos e Davis (1980)³ - método analítico.

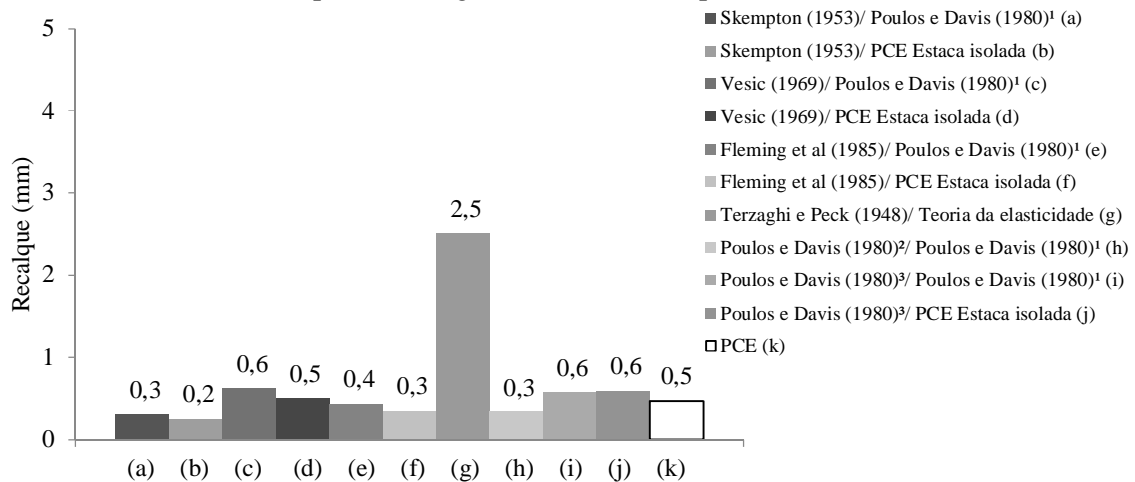
Fonte: Autor, 2017.

Pela Figura 4.47, observa-se que o método do radier fictício, proposto por Terzaghi e Peck (1948), apresentou a estimativa mais próxima do valor de referência. Os demais métodos foram bastante discordantes quando comparados ao valor de referência, com valores bastante inferiores.

vii) Grupo com 4 estacas e espaçamento de 3D

Na Figura 4.48 apresenta-se um gráfico que compara os recalques estimados do grupo de 4 estacas e espaçamento de 3D com o valor de referência, obtido a partir dos resultados da PCE realizada em um bloco com a mesma configuração de estacas.

Figura 4.48: Comparação entre os recalques estimados para o grupo de 4 estacas e s/D igual a 3 em relação ao valor obtido por meio de PCE em um grupo com a mesma configuração e para o carregamento de 17,2kN por estaca



Nota 1: Poulos e Davis (1980)¹ - método para estaca isolada.

Nota 2: Poulos e Davis (1980)² - método simplificado.

Nota 3: Poulos e Davis (1980)³ - método analítico.

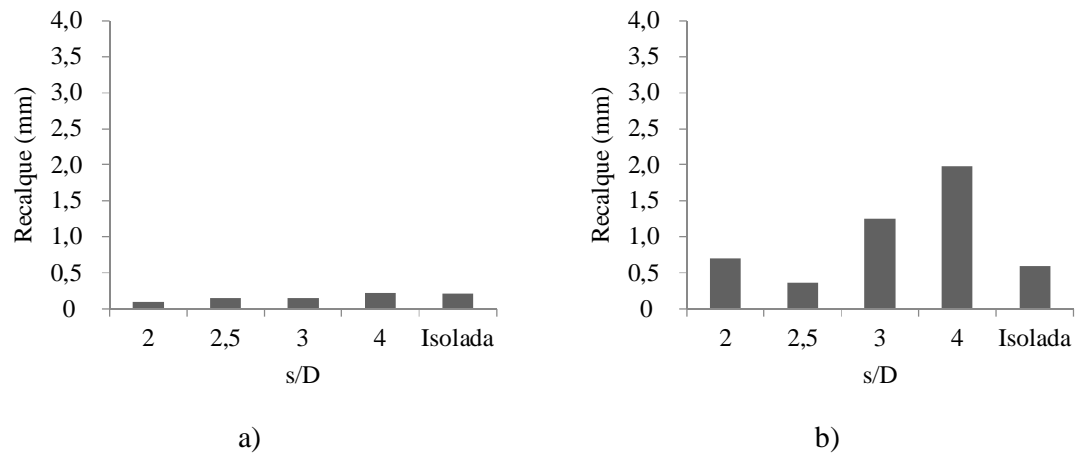
Fonte: Autor, 2017.

Na Figura 4.48, nota-se que os métodos empíricos de Vesic (1969) e Fleming *et al.* (1985) apresentaram as estimativas mais concordantes. Com exceção do método de Terzaghi e Peck (1948)/ Teoria da Elasticidade, todos os demais métodos também forneceram estimativas concordantes.

viii) Comparação entre os recalques dos grupos

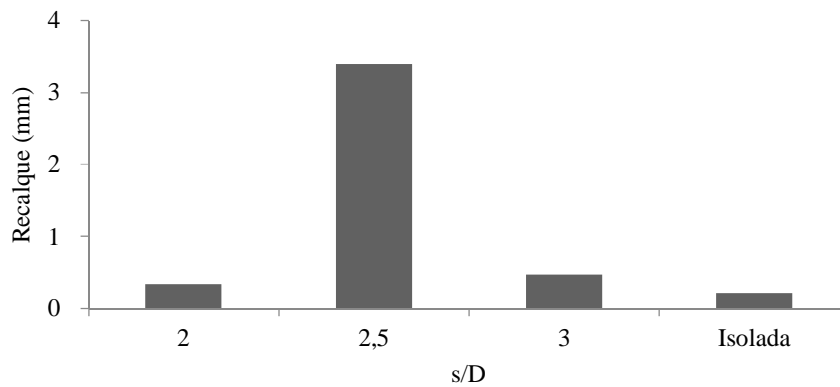
Nas Figuras 4.49 e 4.50 são apresentadas comparações entre os recalques medidos nas PCEs realizadas, para os grupos de 2 e 4 estacas e para a estaca isolada com ponta. Por fim, na Figura 4.51, apresenta-se um gráfico dos valores da relação entre os recalques (ξ), do grupo de estaca pelo recalque da estaca isolada, *versus* o espaçamento (s/D).

Figura 4.49: Comparações dos recalques obtidos a partir das PCEs realizadas para os grupos de 2 estacas e s/D de 2, 2,5, 3 e 4. a) Carga de 17,2kN por estaca; b) Carga de 34,3kN por estaca



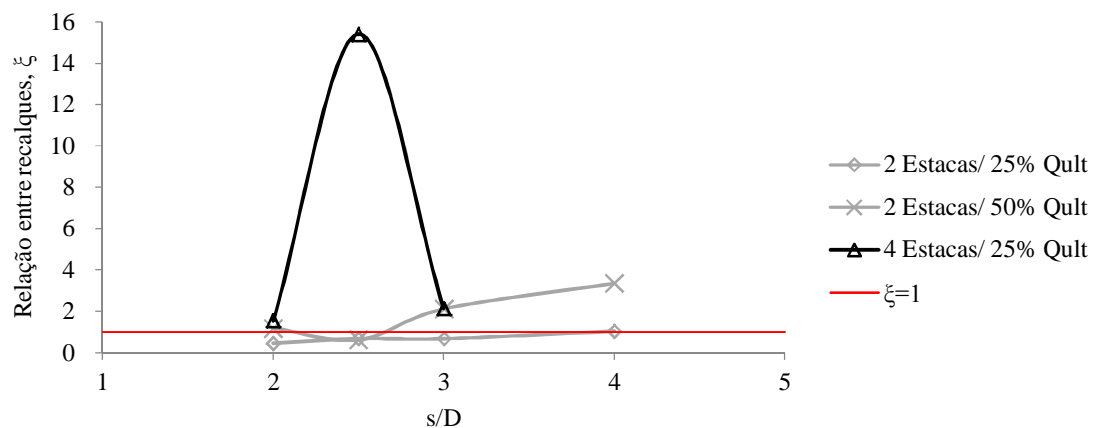
Fonte: Autor, 2017.

Figura 4.50: Comparações dos recalques obtidos a partir das PCEs realizadas para os grupos de 4 estacas e s/D de 2, 2,5 e 3 e para a carga de 17,2kN por estaca



Fonte: Autor, 2017.

Figura 4.51: Gráfico da relação entre recalques, ξ , versus o s/D para os grupos de 2 e 4 estacas



Fonte: Autor, 2017.

Por intermédio das Figuras 4.49 a 4.51, nota-se que para os grupos de estacas com 2 estacas e carga de 34,3kN por estaca o efeito de grupo foi mais intenso, chegando a apresentar cerca de 3,4 vezes o valor da estaca isolada. Já para os grupos de 4 estacas, o efeito de grupo foi ainda mais acentuado, pois os recalques de todos os grupos, para carga de 17,2kN por estaca, foram superiores ao da estaca isolada e caso as PCEs destes respectivos grupos tivessem continuado até a carga de 137,2kN no bloco, os valores de ξ seriam ainda mais elevados.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste capítulo são apresentadas as conclusões do trabalho, informando os resultados obtidos e os objetivos alcançados. Posteriormente, são apresentadas sugestões para pesquisas futuras.

5.1 Conclusões

Com relação à correção da eficiência do N_{SPT} , conclui-se que:

- As estimativas da eficiência do N_{SPT} realizadas para os 2º e 3º metros da sondagem à percussão (SPT) foram bastante divergentes, obtendo-se os menores valores a partir da Teoria Newtoniana (DE MELLO, 1971) e de Yokel (1982) e os maiores a partir da utilização de Odebrecht (2003).

Com relação a maneira de obter o módulo de deformabilidade, conclui-se que:

- Através da prova de carga direta (PCD) obtiveram-se melhores concordâncias. Os valores obtidos por equações semi-empíricas foram bastante reduzidos, cerca de 1/3 do resultado da PCD. Já os módulos de deformabilidade estimados através de ensaios oedométricos conduziram as previsões mais discordantes.

Com relação à estaca escavada isolada, conclui-se que:

- Com base na comparação dos resultados das PCEs realizadas nas estacas isoladas, com e sem ponta, observa-se que as estacas escavadas absorvem todo o carregamento apenas por atrito lateral;
- Depois de corrigido as previsões de capacidade de carga e comparado com os valores medidos nas provas de carga estática, observa-se que o método proposto por Odebrecht (2003), para correção do N_{SPT} a partir da eficiência, conduziu a melhores previsões;

- As estimativas da capacidade de carga das estacas isoladas por métodos semi-empíricos (Aoki e Velloso, 1975; Décourt-Quaresma, 1978, com contribuições de Décourt, 1996; e Teixeira, 1996), para as estacas isolada foram bastante discordantes dos valores medidos em prova de carga estática. Dentre os métodos utilizados, o que apresentou valor mais próximo foi o de Teixeira (1996);
- As estimativas dos recalques das estacas isoladas por Poulos e Davis (1980), Aoki (1984), Randolph e Wroth (1978) e Bowles (1996) para a estaca isolada foram bastante convergentes com os valores medidos na PCE, para o módulo de deformabilidade obtido a partir da prova de carga direta.

Com relação à capacidade de carga dos grupos de estacas, conclui-se que:

- Os métodos da equação de Converse-labarre e da equação de Sayed e Bakeer (1992) apresentaram, inicialmente, estimativas convergentes (2 estacas e s/D de 2 e 2,5), por outro lado, para as demais configurações os valores estimados foram superiores aos medidos nas provas de carga estática realizadas;
- Já o método proposto pela NBR 6122 (ABNT, 2010) apresentou-se conservador, com valores estimados, em diversas situações, bastante inferiores aos obtidos em prova de carga estática. Por outro lado, para maiores espaçamentos os valores estimados se aproximaram aos de referência;
- Os demais métodos (regra de Feld, regra da origem incerta, equação de Los Angeles) apresentaram em todas as situações estimativas superiores aos valores obtidos, nas provas de carga realizada em grupo;
- Em todos os grupos de estacas, constituídos por 2 e 4 estacas e s/D de 2, 2,5, 3 e 4, foi verificado efeito de grupo.

Com relação ao recalque dos grupos de estacas, conclui-se que:

- Os métodos utilizados, com exceção do método proposto por Terzaghi e Peck (1948), para estimar o recalque dos grupos de estaca em sua grande maioria apresentaram resultados concordantes com os valores medidos nas provas de carga estática;
- O método proposto por Terzaghi e Peck (1948) apresentou estimativas, em quase todas as previsões, bastante superiores aos medidos em provas de carga estática;
- Em quase todos os grupos de estacas foi verificado o efeito de grupo em termos de recalque, com deformações superiores ao da estaca isolada para a mesma carga. Observou-se que os recalques dos grupos de estacas são bastante afetados quanto ao aumento da quantidade de estacas por bloco de coroamento, pois, por exemplo, os grupos de 4 estacas romperam para uma carga inferior a $Q_{ult}/2$ da estaca isolada.

5.2 Sugestões para pesquisas futuras

Ao longo do desenvolvimento deste trabalho, foram identificadas diversas possibilidades de melhoria e de continuação, a partir de futuras pesquisas, as quais incluem:

- Análise não linear de grupos de estacas, através de metodologias numéricas, e comparação com resultados de análises baseadas no princípio da superposição;
- Análise de grupos de estacas considerando o bloco de coroamento como elemento de fundação e sua interação com as estacas através do solo.

REFERÊNCIAS

- AKINMUSURU, J. O. **The Influence of a Pile Capon Bearing Capacity of Piles in Sand**. 1973. Dissertação (Mestrado). Univ. of Zaria, Nigéria, 1973.
- AKINMUSURU, J. O. **Interaction of piles and cap in piled footing**. 1980. Journal of Geot.
- AMANN, K. A. P. **Metodologia semiempírica unificada para a estimativa da capacidade de carga de estacas**. 2010. 430 f. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: Moderna, 2010. 91 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **6484**: Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro: Moderna, 2001. 17 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **12131**: Estacas – Prova de carga estática – Métodos de ensaio. Rio de Janeiro: Moderna, 2006. 16 p.
- BRAJA, D. M. **Principles of Foundation Engineering**. 7. Ed. CENGAGE Learning, 2011. 815 p.
- BRAJA, D. M. **Principios de Ingenieria de Cimentaciones**. 2001. 880 p.
- BRAJA, D. M. **Principles of Foundation Engineering**. 3. Ed. Editora PWS Publishing Company, 1995.
- BOWLES, J.E. **Foundation Analysis and Design**. Singapore: The McGraw-Hill Companies, 1997. 1207 p.
- BOWLES, J. E. **Foundation Analysis and Design**. Singapore: The McGraw-Hill Companies, 1996. 1175 p.
- CAVALCANTE, E. H. **Investigação teórico-experimental sobre o SPT**. 2002. 410 f. Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.
- CARVALHO, I. S. **Proposta para certificação das empresas de sondagens à percussão – Tipo SPT**. 2012. 95 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Mato Grosso, Cuiabá, 2012.
- CINTRA, J. C. A. **Comportamento de modelos instrumentados de grupos de estacas cravadas em areia**. 1987. 117 f. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 1987.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: Projeto Geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- CHAN. R. K. S. **Foundation design and construction**. 2006. Geo Publication, n. 1. The Government of the Hong Kong Special Administrative Region. Hong Kong.

CGE. **Canadian Foundation Engineering Manual**. 3th ed. Ottawa: Canadian Geotechnical Society, 1992. 512 p.

DE MELLO, V. F. B. Foundations of buildings on clay. State of the Art Report. In: STATE OF THE ART VOLUME: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 7., 1969, Mexico City. **Proceedings...** Mexico City, p. 49-136. 1969.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estaca a partir de valores de SPT. In: CBMSEF, 6., 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro, v. 1, p. 45-53. 1978.

DÉCOURT, L. **A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez**. 1996. SEFE III, São Paulo.

DUARTE, L. N. **Avaliação do comportamento solo-estrutura de elementos de fundação tipo sapata estaqueada**. 2012. 167 f. Tese (Doutorado) - Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, 2012.

FAIRHURST, C. Wave Mechanics of Percussive Drilling. **Mine & Quarry Engineering**. vol. 27, n. 3, p. 122-130; vol. 27, n. 4, p. 169-178; vol. 27, n. 7, p. 327-328. 1961.

FRANÇA, D. C. **Provas de cargas instrumentadas em profundidade em estacas escavadas de grande diâmetro (estacões)**. 2011. 162 f. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

FREITAS, A. C. **Contribuição ao estudo do efeito tridimensional de instalação e de grupo em estacas cravadas em areias/RJ**. 2010. 231 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

GARCIA, J.R. **Análise experimental e numérica de radiers estaqueados executados em solo da região de Campinas/SP**. 2015. 359 f. Tese (Doutorado) - Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2015.

GODOY, N.S. The Standard Penetration Test, Proceedings of the IV Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Porto Rico, p. 100–103. 1971.

GUO, W. D.; RANDOLPH, M. F. “An efficient approach for settlement prediction of pile groups”. **Géotechnique**, vol. 49, n. 2, p. 161-179. 1999.

IWAMOTO, R. K. **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo – estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda/SP**. 2000. 157 f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2000.

JANBU, N. “Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests”. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Wiesbaden, Germany. v. 1, p. 19-25; v. 2 p. 17-21. 1963.

KEZDI, A. Bearing Capacity of piles and piles groups. In: ICSMFE, 4., 1957, London. **Proceedings...** London, v. 2, p. 47-51. 1957.

KOVACS, W.D. Velocity measurement of free-fall SPT hammer. **Geotechnical Engineering**

Division, ASCE. v. 105, n. GT1, p. 1–10. 1979.

KOVACS, W. D.; SALOMONE, L. A.; YOKEL, F. Y. Energy measurement in the standard penetration test. NBS Building Science Series, v. National Bureau of Standards, Washington, DC. 1981.

MEYERHOF, G. G. Bearing capacity and settlements of piled foundations. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 102, p 197-228. 1976.

MINDLIN, R. D. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid, *Physics*, v. 7. 1936.

MOURA, A. S. **Caracterização geotécnica para projetos de fundações de edifícios em Fortaleza-CE**. 1997. 160 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade de Brasília, Brasília, 1997.

NIENOV, F. A. **Comportamento à compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo sedimentar na região de Santa Maria**. 2006. 133 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2006.

NORENÃ, P.C.T. **Estimativa da eficiência do ensaio SPT através da execução da prova de carga estática sobre o amostrador**. 2011. 197 f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2011.

ODEBRECHT, E. **Medidas de energia no ensaio SPT**. 2003. 232 f. Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

O'NEIL, M.W. Group action in offshore piles. In: CONFERENCE ON GEOTECHNICAL PRACTICE IN OFFSHORE ENGINEERING, Austin. **Proceedings**. Austin, p. 25-64. 1983.

PÉREZ, N. B. M. **Análise de transferência de carga em estacas escavadas em solo da região de Campinas/SP**. 2014. 171 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2014.

POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. **Elastic solutions for soil and rock mechanics**. John Wiley & Sons, New York. 1974. 411 p.

POULOS, H G; DAVIS, E H. **Pile foundation analysis and design**. Sydney: Rainbow-bridge book co., 1980. 397 p.

POULOS, H G. Modified calculation of pile group settlement interaction. *Jnl. Geot. Eng, ASCE*, vol. 114, n. 6, p. 697-706. 1988.

POULOS, H. G. Settlement prediction for bored pile groups. **Proceedings**. 2nd International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored an Auger Piles. Ghent, 1-4 junho, p. 103-117. 1993.

POULOS, H.G., CARTER, J.P. & SMALL, J.C. Foundations and retaining structures – research and practice. **Proceedings** of the Fifteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Istanbul, vol. 4, p. 2527-2606. 2002.

RANDOLPH, M. F. Design methods for pile groups and piled rafts. In: INTERNATIONAL

CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 13., 1994, New Delhi. **Proceedings...** New Delhi, v. 5, p. 61-82. 1994.

SALES, M. M. **Análise do Comportamento de Sapatas Estaqueadas**. 2000. 229 f. Tese (Doutorado) - Universidade de Brasília, Brasília, 2000.

SANTANA, C. M. **Comparação entre metodologias de análise de efeito de grupo de estacas**. 2008. 160 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

SCALLET, M. M. **Comportamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo laterítico e colapsível da região de Campinas/SP**. 2011. 166 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Campina, 2011.

SILVA, Paulo A. B. Ávila; CINTRA, José C. A. Capacidade de Carga de Grupos de Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro. São Paulo, Brasil: 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE III), 1996.

SOWERS, G. F.; MARTIN, C. B.; WILSON, L.; FAULSOLD, M. The bearing capacity of friction pile groups in homogeneous clay from model studies. In: ICSMFE, 5., **Proceedings...** Paris, v. 2, p. 155-159. 1961.

STUART, J. G.; HANNA, T. H.; NAYLOR, A. H. Notes on the behaviour of model pile groups in sand. In: SYMPOSIUM ON PILE FOUNDATIONS, Stockholm. **Proceedings...** Stockholm: intern. Assoc. Bridge and Struct. Engrg, p. 97-103. 1960.

TAVARES, M. V. C. F. **Avaliação Experimental de Fundações Estaqueadas em Modelos 1g**. 2012. 155 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade de Brasília, Brasília, 2012.

TOMLINSON, M. J. **Pile Design and Construction Practice**. 4th ed. London: SponPress, 1994. 411 p.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. Rio de Janeiro: COPPE -UFRJ, 2010. v. 2.

VESIC, A. S. Experiments with instrumented pile groups in sand. In: AMERICANSOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Performance of deep foundations. Philadelphia, (ASTM Special Technical Publication). n. 444, p. 177-222. 1969.

VESIC, A. S. Principles of pile foundation design. SoilMechanics Series, n. 38, School of Engineering, Duke University, 1975.

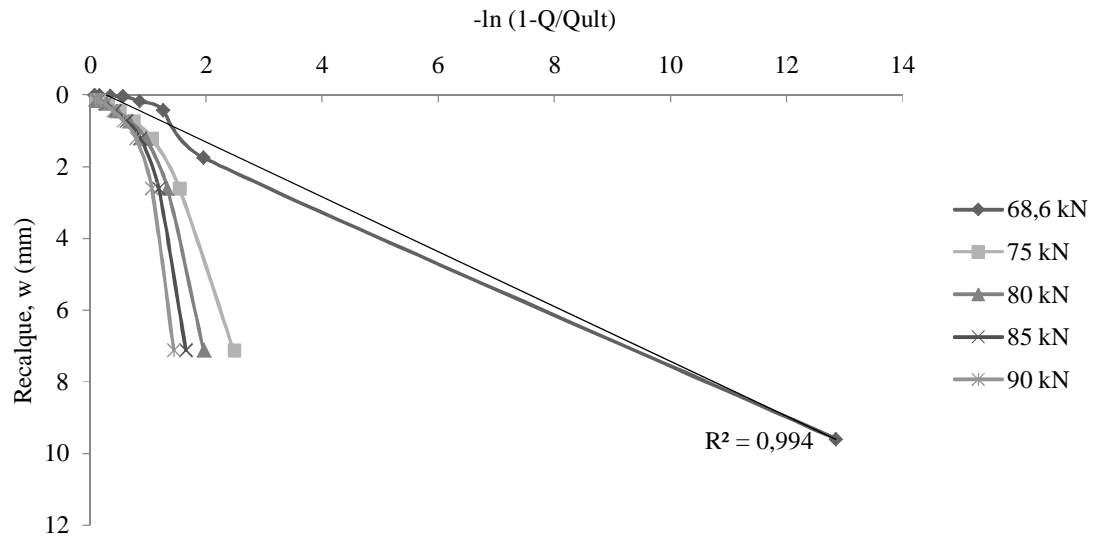
VIEIRA FILHO, J. O. **Avaliação da resistência à compressão do concreto através de testemunhos extraídos: contribuição à estimativa do coeficiente de correção devido aos efeitos do bronqueamento**. 2007. 440 f. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

WHITAKER, H. The design of piled foundations. Oxford: Pergamon Press, 1957.

YOKEL, F. Y. Energy Transfer Mechanism in SPT. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 115, n. 9, p. 1331-1336. 1982.

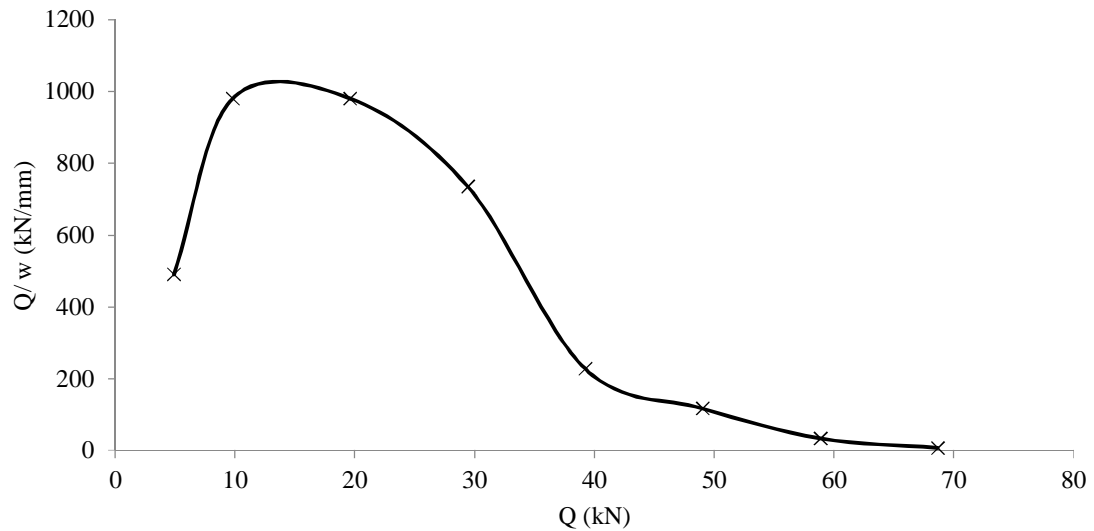
APÊNDICE A - EXTRAPOLAÇÃO DE PROVAS DE CARGA

Figura A1: Resultado da extrapolação da capacidade de carga da estaca isolada com ponta em isopor pelo método proposto por Van Der Veen (1953)



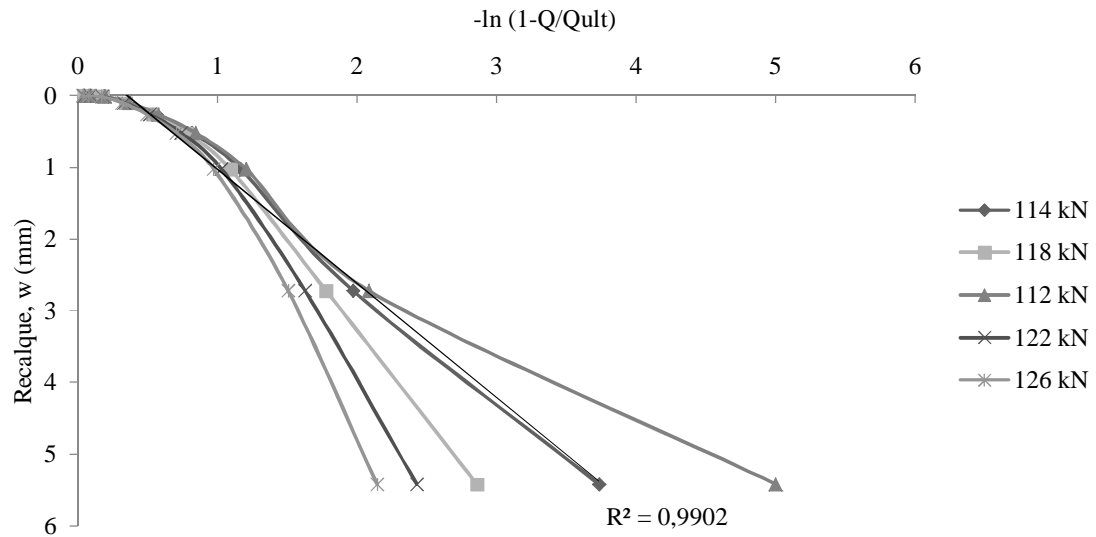
Fonte: Autor, 2017.

Figura A2: Resultado da extrapolação da capacidade de carga da estaca isolada com ponta em isopor pelo método proposto por Décourt (1996)



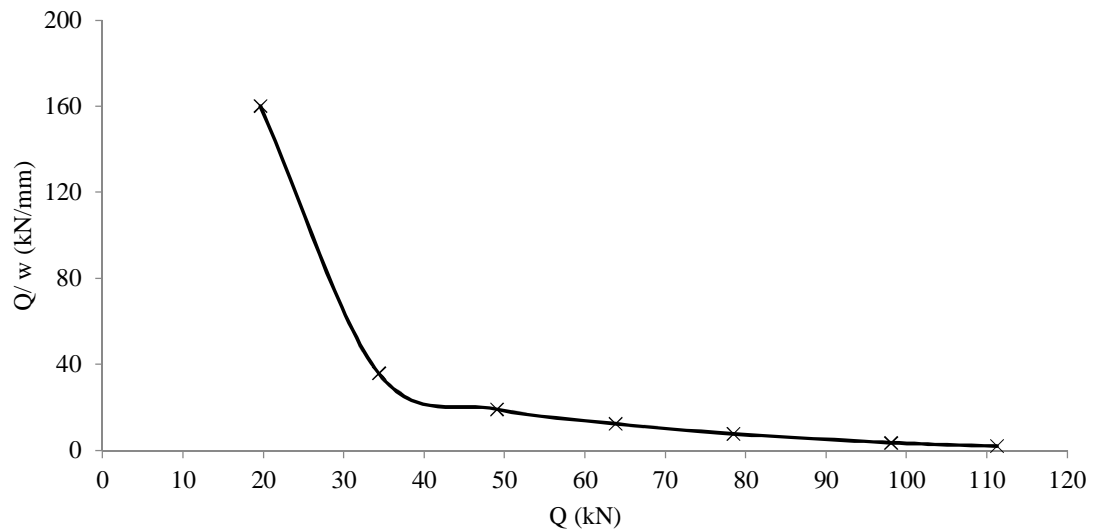
Fonte: Autor, 2017.

Figura A3: Resultado da extrapolação da capacidade de carga do grupo de 2 estacas e s/D de 2 pelo método proposto por Van Der Veen (1953)



Fonte: Autor, 2017.

Figura A4: Resultado da extrapolação da capacidade de carga do grupo de 2 estacas e s/D de 2 pelo método proposto por Décourt (1996)



Fonte: Autor, 2017.

Figura A5: Resultado da extrapolação da capacidade de carga do grupo de 2 estacas e s/D de 2,5 pelo método proposto por Van Der Veen (1953)

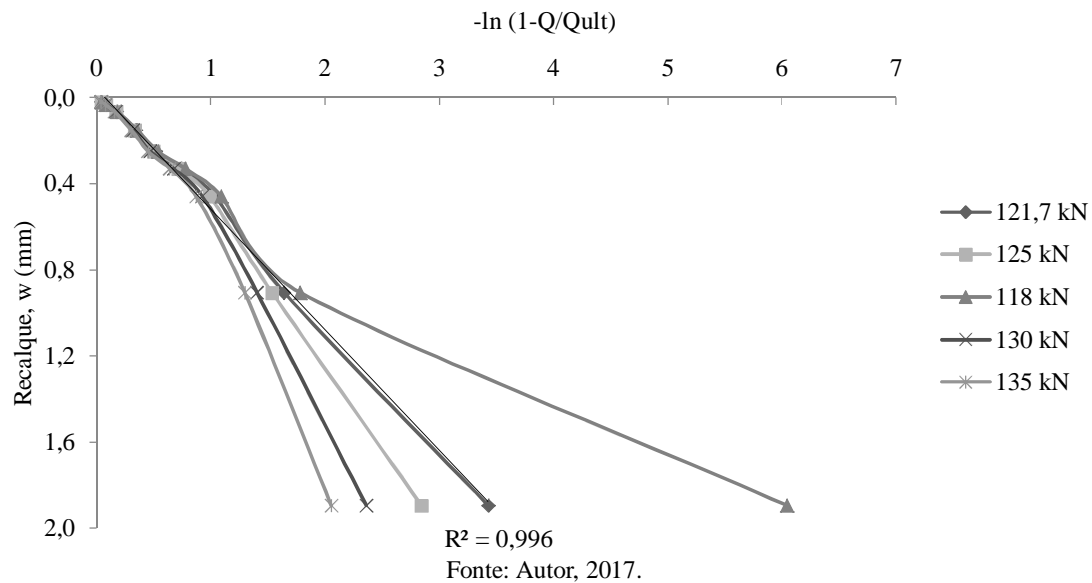


Figura A6: Resultado da extrapolação da capacidade de carga do grupo de 2 estacas e s/D de 2,5 pelo método proposto por Décourt (1996)

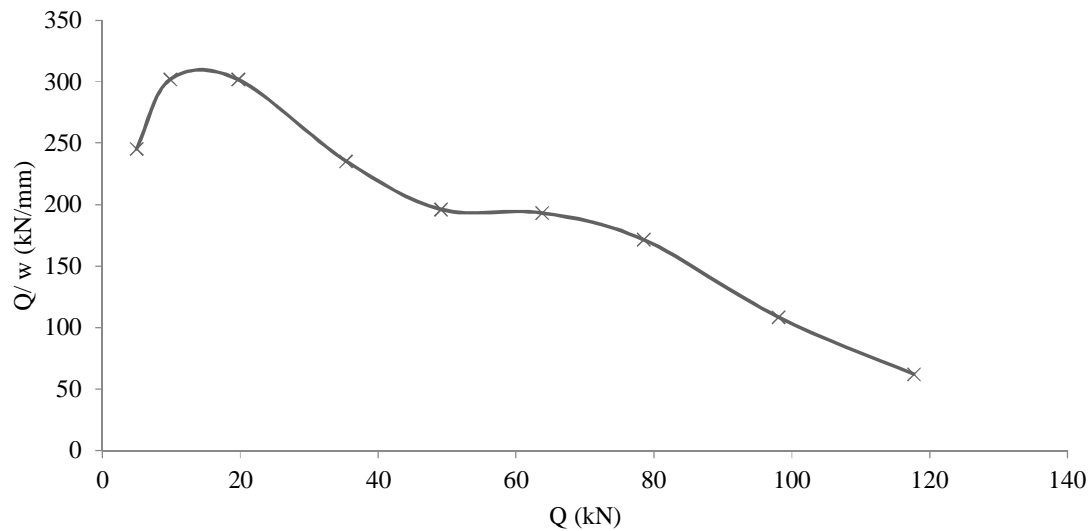
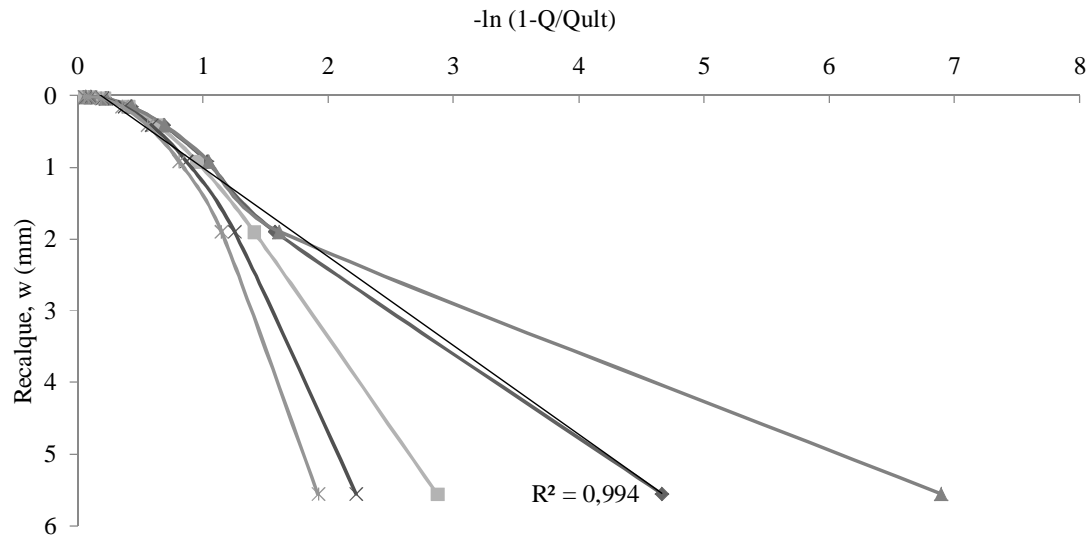
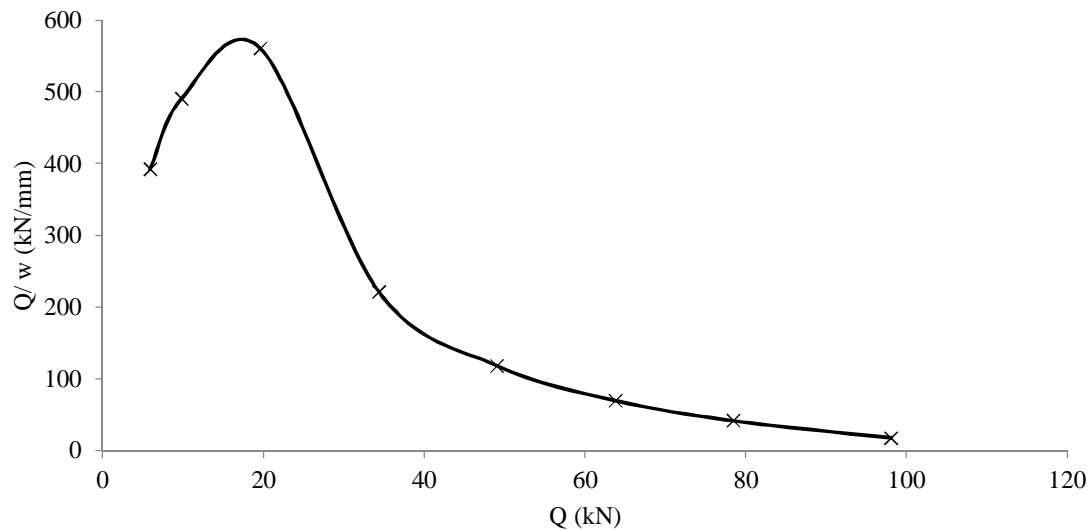


Figura A7: Resultado da extrapolação da capacidade de carga do grupo de 2 estacas e s/D de 3 pelo método proposto por Van Der Veen (1953)



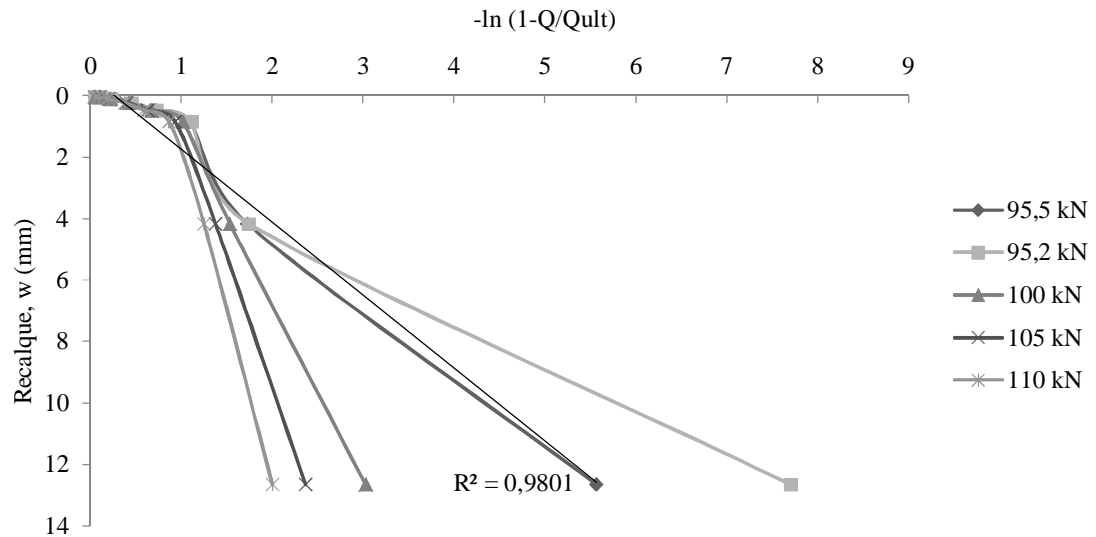
Fonte: Autor, 2017.

Figura A8: Resultado da extrapolação da capacidade de carga do grupo de 2 estacas e s/D de 3 pelo método proposto por Décourt (1996)



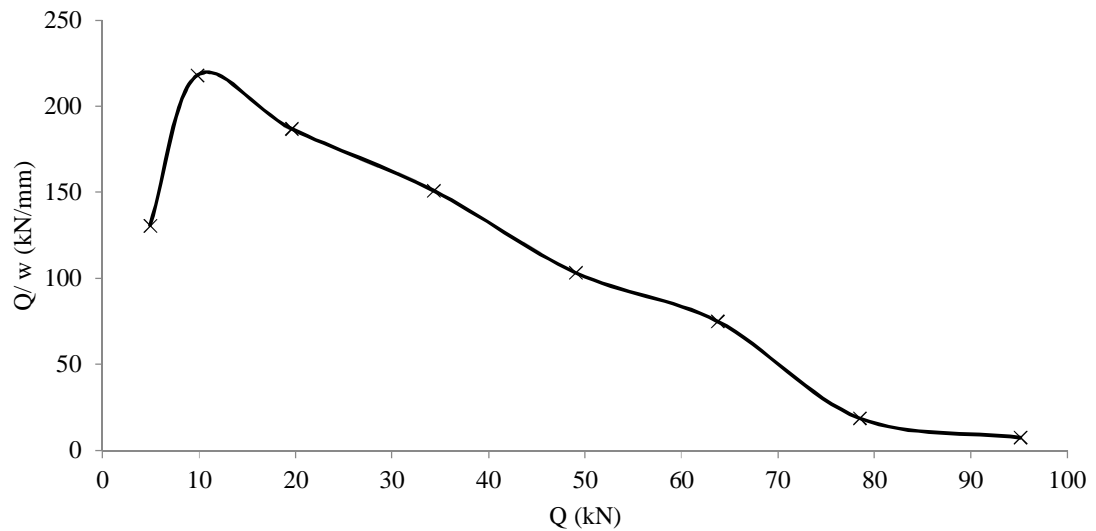
Fonte: Autor, 2017.

Figura A9: Resultado da extrapolação da capacidade de carga do grupo de 2 estacas e s/D de 4 pelo método proposto por Van Der Veen (1953)



Fonte: Autor, 2017.

Figura A10: Resultado da extrapolação da capacidade de carga do grupo de 2 estacas e s/D de 4 pelo método proposto por Décourt (1996)



Fonte: Autor, 2017.

Figura A11: Resultado da extrapolação da capacidade de carga do grupo de 4 estacas e s/D de 2 pelo método proposto por Van Der Veen (1953)

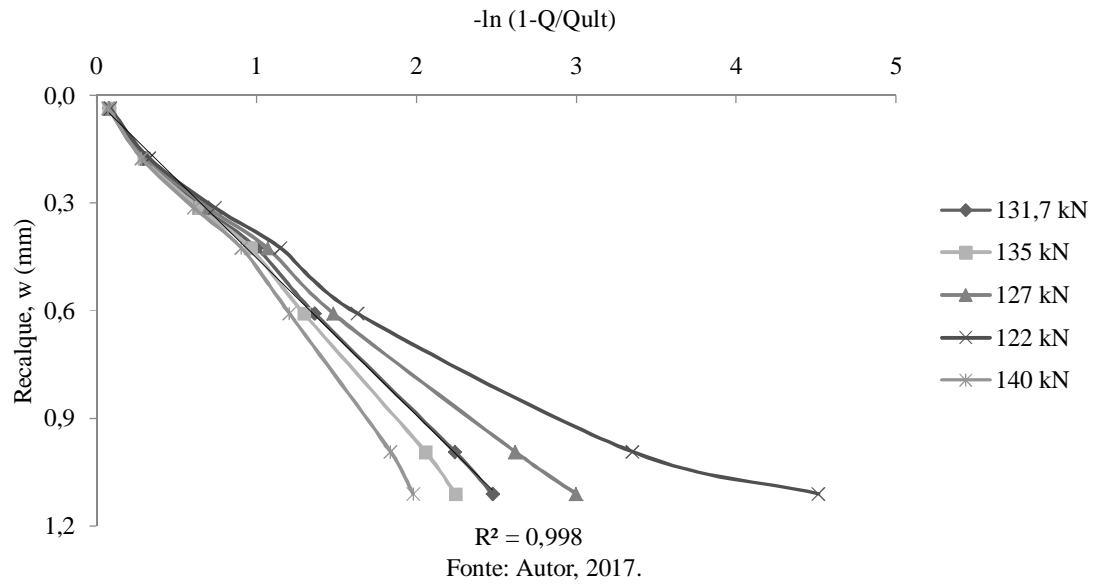


Figura A12: Resultado da extrapolação da capacidade de carga do grupo de 4 estacas e s/D de 2 pelo método proposto por Décourt (1996)

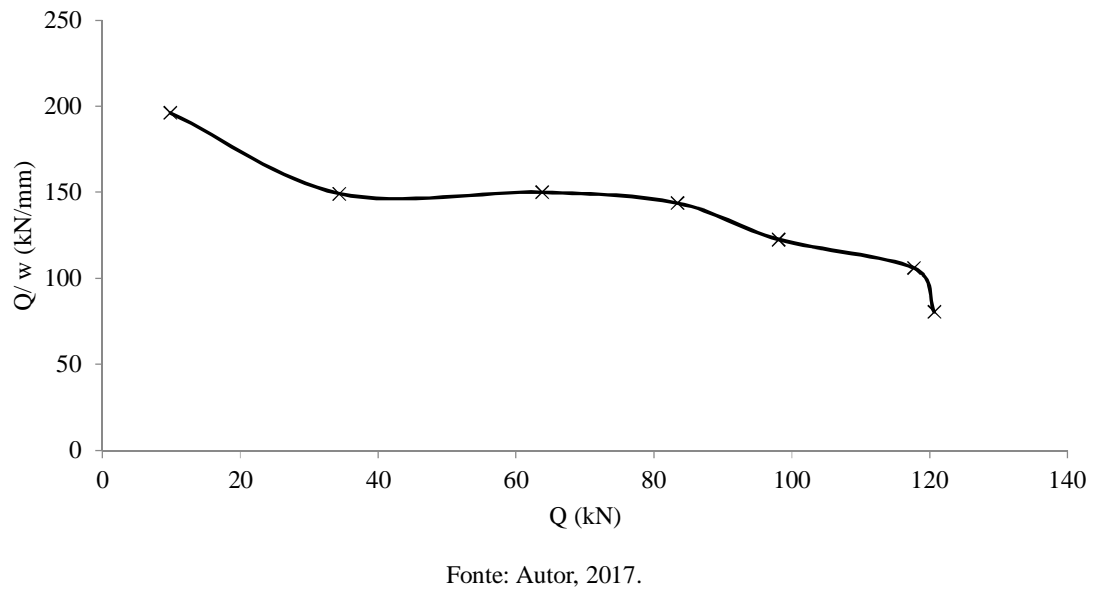
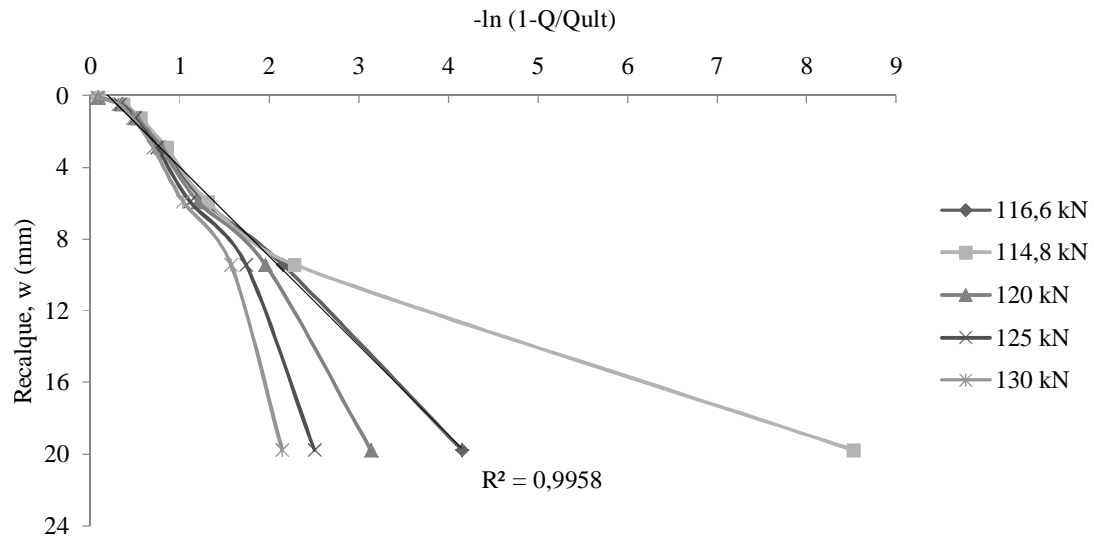
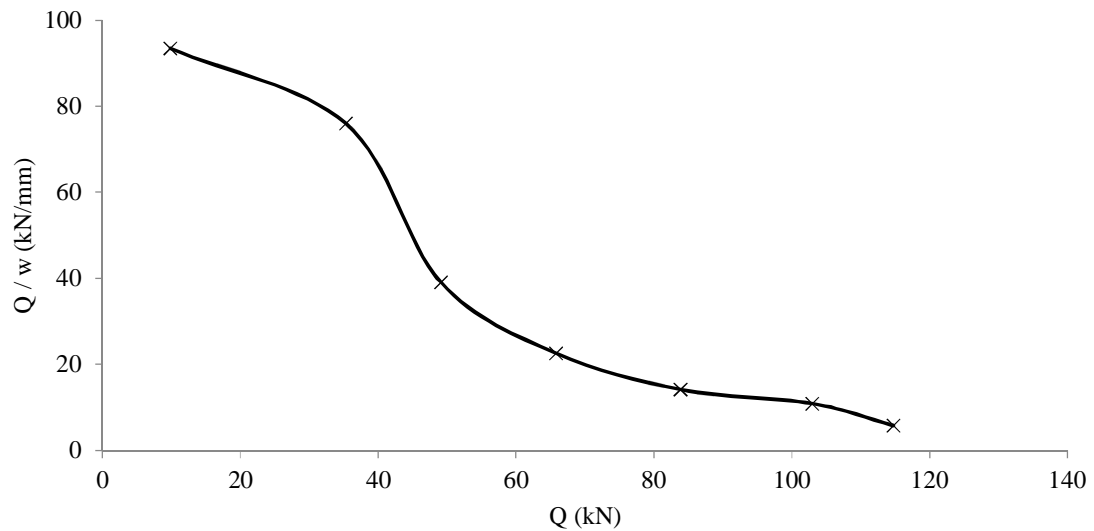


Figura A13: Resultado da extrapolação da capacidade de carga do grupo de 4 estacas e s/D de 2,5 pelo método proposto por Van Der Veen (1953)



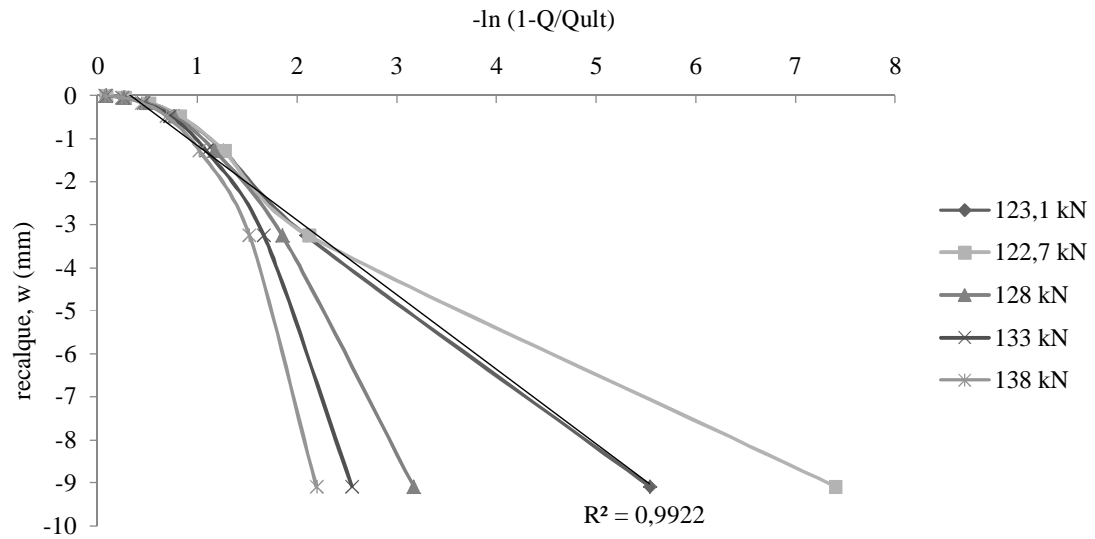
Fonte: Autor, 2017.

Figura A14: Resultado da extrapolação da capacidade de carga do grupo de 4 estacas e s/D de 2,5 pelo método proposto por Décourt (1996)



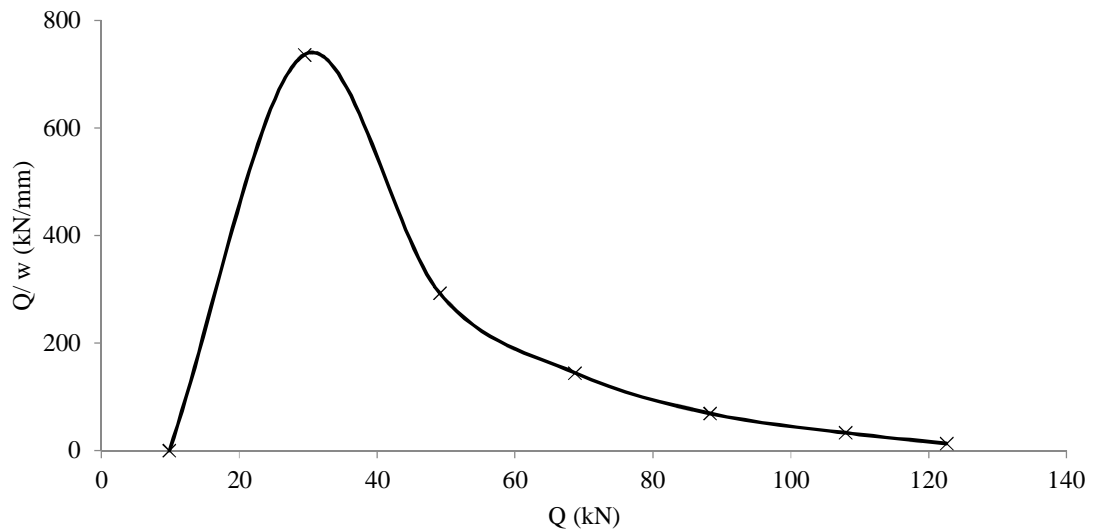
Fonte: Autor, 2017.

Figura A15: Resultado da extrapolação da capacidade de carga do grupo de 4 estacas e s/D de 3 pelo método proposto por Van Der Veen (1953)



Fonte: Autor, 2017.

Figura A16: Resultado da extrapolação da capacidade de carga do grupo de 4 estacas e s/D de 3 pelo método proposto por Décourt (1996)



Fonte: Autor, 2017.