

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Comportamento de Sapatas Estaqueadas Carregadas Axialmente
em Solo Residual Considerando Diferentes Grupos de Estacas**

Alexia Cindy Wagner

Porto Alegre
2020

ALEXIA CINDY WAGNER

**COMPORTAMENTO DE SAPATAS ESTAQUEADAS
CARREGADAS AXIALMENTE EM SOLO RESIDUAL
CONSIDERANDO DIFERENTES GRUPOS DE ESTACAS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia.

Porto Alegre
2020

CIP - Catalogação na Publicação

Wagner, Alexia Cindy
Comportamento de Sapatas Estaqueadas Carregadas
Axialmente em Solo Residual Considerando Diferentes
Grupos de Estacas / Alexia Cindy Wagner. -- 2020.
197 f.
Orientador: Nilo Cesar Consoli.

Coorientador: Luizmar da Silva Lopes Júnior.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre,
BR-RS, 2020.

1. Sapata Estaqueada. 2. Grupo de Estacas. 3. Prova
de Carga. 4. Solo Residual. I. Consoli, Nilo Cesar,
orient. II. Lopes Júnior, Luizmar da Silva, coorient.
III. Título.

ALEXIA CINDY WAGNER

**COMPORTAMENTO DE SAPATAS ESTAQUEADAS
CARREGADAS AXIALMENTE EM SOLO RESIDUAL
CONSIDERANDO DIFERENTES GRUPOS DE ESTACAS**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 21 de dezembro de 2020

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph.D. pela Concordia University
Orientador

Prof. Luizmar da Silva Lopes Júnior
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Coorientador

Prof. Nilo Cesar Consoli
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Cesar Alberto Ruver (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Lucas Festugato (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Vítor Pereira Faro (UFPR)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho aos meus pais Nair e Celson por todo incentivo, suporte e amor.

AGRADECIMENTOS

Ao concluir esse trabalho, gostaria de expressar meu reconhecimento a todos que de alguma forma contribuíram para que esse objetivo se tornasse possível. Muitas pessoas me auxiliaram durante o mestrado e foram fonte de apoio, incentivo e compreensão durante esse período tão conturbado, especialmente em época de pandemia. A todos vocês, minha gratidão.

Primeiramente gostaria de agradecer ao professor Nilo Consoli pela orientação durante o mestrado, por todo conhecimento transmitido e por sempre estar disponível para esclarecer dúvidas, discutir resultados e propor novos desafios. Seu amor pela pesquisa e pela geotecnia são inspiradores. O senhor teve um papel fundamental na realização deste trabalho, muito obrigada por estar sempre presente como orientador, auxiliando e apoiando nas dificuldades e também motivando e valorizando cada pequena conquista até a concretização desta dissertação.

Agradeço ao professor Luizmar da Silva Lopes Júnior, coorientador do trabalho por todas as valiosas discussões sobre a pesquisa e por todo suporte durante o período de estudo em Passo Fundo. Muito obrigada pelo empréstimo dos equipamentos para a execução das estacas e por compartilhar sua experiência na área de fundações.

Agradeço também ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRGS e a todos os professores envolvidos que repassam seus conhecimentos com muita dedicação, entusiasmo e competência. Tenho muita admiração por todos e gratidão por terem contribuído de forma efetiva na minha formação. Agradeço em especial ao professor Lucas Festugato, ao Sérgio Marques e ao Ricardo Born por estarem sempre dispostos a sanar dúvidas e contribuir com seu conhecimento ao longo de todo o trabalho. Também agradeço ao professor Cesar Ruver por todo auxílio e orientação durante a modelagem numérica.

Agradeço a todos os membros do LEGG, que contribuíram não só durante a realização deste trabalho, mas também foram sempre muito prestativos ao longo de todas as atividades desenvolvidas no mestrado. Muito obrigada por toda ajuda e pelos ensinamentos.

Agradeço a todos os colaboradores do CETEC da UPF com os quais pude conviver e contar durante o período em Passo Fundo, sempre muito atenciosos auxiliando na solução dos problemas que surgiam. De maneira especial gostaria de agradecer ao Leunir que sempre esteve diretamente envolvido na execução dos trabalhos, contribuindo com sua concretização.

Gostaria de agradecer a todos os colegas e amigos que auxiliaram durante as atividades de campo. Em especial agradeço à Helena Leon pela ajuda na fase inicial no trabalho, por todas as

explicações detalhadas em relação a movimentação do pórtico de reação e execução das provas de carga no campo experimental. Também agradeço imensamente ao Igor e ao Diego por terem sido fundamentais na execução manual das estacas e sapatas. Sem palavras para agradecer tamanha ajuda, a pesquisa não teria êxito se vocês não tivessem se dedicado e se esforçado ao máximo, mesmo muitas vezes exaustos não desistiram da “missão” de escavar e concretar todas as estruturas no campo experimental. Obrigada mil vezes a vocês!

Não poderia deixar de agradecer minhas colegas e amigas que trilharam essa jornada de mestrado ao meu lado. Larissa e Luana obrigada por serem o melhor time que eu poderia ter! Obrigada por estarem comigo em todos os momentos de angústias, frustrações e desespero, por poder contar sempre com vocês quando as dificuldades surgiam. Obrigada pelos incontáveis dias de estudo (e lanchinhos), com certeza aprendemos muito juntas. Obrigada por deixarem esses dois anos mais leves e felizes com nossas jantinhas, comemorações e passeios (Igor, Vi, Léo e Diego, vocês se incluem aqui). Obrigada por vibrarem cada conquista comigo e serem parte de cada realização. Muito orgulho por ter essas mulheres tão determinadas enfrentando os desafios ao meu lado. Aprendi muito com cada uma e tenho certeza de que tem muita coisa linda esperando por vocês! Gratidão por ter vocês na minha vida!

Agradeço a Deus por guiar meus passos, me proteger e me manter tranquila e persistente durante essa trajetória, por ser minha segurança e me tornar mais forte nos momentos difíceis.

Aos meus pais, que são minha motivação! Obrigada por sempre acreditarem em mim e me incentivarem, por abdicarem de muitas coisas para que não faltasse nada na minha vida acadêmica. Por me ensinarem desde sempre que a educação é o maior bem que podemos ter. Minhas conquistas são frutos dos seus esforços, amor e apoio. Ao meu irmão, por acreditar em mim e me apoiar na busca pelos meus sonhos. Amo vocês!

Agradeço ao Igor, por ser acima de tudo meu companheiro, amigo, confidente. Obrigada por viver essa jornada comigo e todos os desafios que vieram com ela ao sair de uma cidade do interior e ir para a capital encarar uma rotina totalmente diferente. Obrigada por toda compreensão, paciência e carinho durante esse período. Obrigada por me ajudar sempre e caminhar ao meu lado em busca dos nossos sonhos.

A todos os meus amigos, em especial a Thai por compreender o quão desafiador é o mestrado e se preocupar comigo, oferecendo palavras de apoio e incentivo sempre!

Agradeço também a CAPES pela concessão da bolsa de mestrado que permitiu minha dedicação exclusiva para o desenvolvimento deste trabalho e das atividades acadêmicas.

Grandes resultados não podem ser conseguidos de uma vez, e devemos ficar satisfeitos a avançar na vida assim como caminhamos: passo a passo.

Samuel Smiles

RESUMO

WAGNER, A. C. **Comportamento de Sapatas Estaqueadas Carregadas Axialmente em Solo Residual Considerando Diferentes Grupos de Estacas.** 2020. 196 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

A engenharia de fundações tem sido desafiada a desenvolver soluções econômicas e seguras que atendam aos mais variados tipos de edificações executadas em solos com comportamentos diversos. Neste contexto, a utilização de fundações mistas tem se tornado uma opção atrativa por combinar elementos de fundação superficial e de fundação profunda, os quais juntos contribuem com a resistência e rigidez do sistema. Como o desempenho de tais elementos ainda não foi devidamente estudado em solos residuais, o presente trabalho propõe-se a analisar o comportamento de fundações do tipo sapata estaqueada assentes em solo residual considerando diferentes distribuições de estacas sob a sapata. Para isso, foram executadas em campo fundações constituídas por sapatas quadradas de 80 cm e grupos de quatro estacas escavadas com 10 cm de diâmetro e 3 m de comprimento e com 15 cm de diâmetro e 2 m de comprimento resultando em uma mesma área lateral para ambos grupos de estacas. As respectivas fundações convencionais (sapata, estacas e grupos de estacas) também foram executadas em campo e sobre todos os elementos (sete) realizaram-se provas de carga estática a fim de avaliar seus comportamentos carga-recalque. Também foram aplicadas metodologias simplificadas e modelagem numérica para previsão do comportamento das sapatas estaqueadas. Os resultados demonstraram que as fundações mistas estudadas apresentam melhor desempenho geotécnico do que as fundações convencionais em termos de capacidade de carga e recalques. Também constatou-se que a capacidade de carga obtida para a sapata estaqueada é em média 88% da soma das capacidades de carga dos elementos individuais (grupo de estacas + sapata). Além disso, a pesquisa indicou que para mesma área lateral, as estacas com comprimento maior apresentam um desempenho superior, devendo-se ter atenção com a ocorrência de efeito de grupo. De forma geral, os métodos simplificados e numéricos demonstraram-se satisfatórios na representação do comportamento das sapatas estaqueadas. Finalmente, o trabalho indica que há viabilidade na utilização de sapatas estaqueadas em obras da região, sendo necessários maiores estudos para que tais fundações sejam incorporadas com segurança a prática de fundações.

Palavras-chave: *sapata estaqueada; grupo de estacas; prova de carga; solo residual.*

ABSTRACT

WAGNER, A. C. **Comportamento de Sapatas Estaqueadas Carregadas Axialmente em Solo Residual Considerando Diferentes Grupos de Estacas.** 2020. 196 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre

Foundation engineering has been challenged to develop cost-effective and safe solutions to various types of buildings on soils with different behaviors. In this connection, the use of piled raft presents as an interesting option because combine shallow and deep foundations, which together contribute to the strength and stiffness of the system. As the performance of such elements has not been properly studied in residual soils, the present work proposes to analyze the behavior of piled footing foundations supported on residual soil with different pile groups under the footing. Thus, two piled footings were executed on the experimental field, composed of a square footing of 80 cm and groups of four augered piles with piles of 3 m length and 10 cm diameter and piles of 2 m length and 15 cm diameter, resulting in the same shaft surface area. The respective traditional foundations (footing, piles, and pile groups) were also executed on the experimental field and static load tests were carried out on all elements (seven) in order to assess their load-settlement behaviors. Simplified methods and numerical modeling were also applied to estimate the behavior of the piled footings. The results indicate that the studied foundations presented better geotechnical performance than traditional foundations considering the bearing capacity and settlements. It was also found that the bearing capacity for the piled footing is on average 88% of the sum of the bearing capacities of the individual elements (pile group + footing). In addition, the research indicated that for the same shaft surface area the piles with greater length present better performance. Also, according to results is important to verify the occurrence of group effect in pile groups. In general, the simplified and numerical methods were satisfactory in representing the behavior of the piled footings. Finally, the study indicates that there is feasibility in using piled footings foundations in buildings in the region. But, further studies are necessary for these foundations to be safely incorporated into the foundations' practice.

Key-words: *piled footing; pile group; load test; residual soil.*

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	23
1.1	RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA	23
1.2	OBJETIVOS	26
1.2.1	Objetivo Geral.....	26
1.2.2	Objetivos Específicos	26
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	27
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	28
2.1	SOLOS RESIDUAIS	28
2.2	FUNDAÇÃO SUPERFICIAL	29
2.2.1	Comportamento Geral.....	30
2.2.2	Resultados em Solo Residual.....	34
2.3	FUNDAÇÃO PROFUNDA.....	36
2.3.1	Estacas Escavadas.....	36
2.3.2	Comportamento Geral.....	37
2.3.2.1	<i>Métodos Teóricos para Estimativa da Capacidade de Carga</i>	<i>41</i>
2.3.2.2	<i>Métodos Semiempíricos para Estimativa de Capacidade de Carga.....</i>	<i>42</i>
2.3.3	Grupos de Estacas	46
2.3.4	Resultados em Solo Residual.....	50
2.4	FUNDAÇÕES MISTAS	51
2.4.1	Compartilhamento do Carregamento.....	52
2.4.2	Capacidade de Carga	55
2.4.3	Abordagens de Projeto.....	59
2.5	MÉTODOS DE ANÁLISE DE FUNDAÇÕES MISTAS.....	64
2.5.1	Métodos Simplificados	64
2.5.1.1	<i>Método PDR - Poulos e Davis (1980) e Randolph (1994).....</i>	<i>64</i>
2.5.1.2	<i>Método PDR Modificado - Mandolini, Di Laora e Iodice (2017)</i>	<i>68</i>
2.5.2	Métodos Numéricos	72
2.6	PESQUISAS SEMELHANTES	74
2.6.1	Experimentais	74
2.6.2	Modelagem Numérica.....	78
2.7	INTERPRETAÇÃO DE PROVAS DE CARGA	82
3	CAMPO EXPERIMENTAL.....	85
3.1	LOCALIZAÇÃO	85
3.2	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E PEDOLÓGICA.....	86
3.3	ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	86
3.3.1	Granulometria	86
3.3.2	Limites de Atterberg e Índices Físicos	88

3.3.3	Ensaio Triaxiais.....	89
3.3.4	Ensaio de Compressão Confinada.....	89
3.4	ENSAIOS DE CAMPO	90
3.4.1	Ensaio SPT.....	91
3.4.2	Ensaio CPT	92
3.4.3	Ensaio SDMT	92
4	MÉTODO DE PESQUISA.....	95
4.1	DEFINIÇÃO DAS FUNDAÇÕES	95
4.2	EXECUÇÃO DAS FUNDAÇÕES.....	98
4.2.1	Locação em Campo	98
4.2.2	Armaduras.....	101
4.2.3	Formas	103
4.2.4	Escavação e Concretagem	104
4.2.5	Controle Tecnológico do Concreto.....	113
4.3	PROVAS DE CARGA ESTÁTICA	116
4.3.1	Sistema de Reação	116
4.3.2	Sistema de Transmissão de Carga	117
4.3.3	Sistema de Aquisição de Dados.....	118
4.3.4	Execução dos Ensaio.....	120
4.4	ANÁLISE NUMÉRICA	125
4.4.1	Geometria.....	125
4.4.2	Malha	126
4.4.3	Condições de Contorno.....	127
4.4.4	Solicitações	128
4.4.5	Interações	129
4.4.6	Propriedades dos Materiais.....	129
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	133
5.1	COMPORTAMENTO DAS FUNDAÇÕES	133
5.1.1	Ensaio 1 – Sapata.....	133
5.1.2	Ensaio 2 – Estaca A	135
5.1.3	Ensaio 3 – Estaca B	137
5.1.4	Ensaio 4 – Grupo de Estacas A.....	138
5.1.5	Ensaio 5 – Grupo de Estacas B.....	139
5.1.6	Ensaio 6 – Sapata Estaqueada A.....	140
5.1.7	Ensaio 7 - Sapata Estaqueada B.....	141
5.1.8	Análise Geral	142
5.2	COMPARAÇÃO ENTRE AS FUNDAÇÕES	143
5.2.1	Estacas Individuais	143
5.2.2	Contribuição dos Grupos de Estacas	145
5.2.3	Contribuição do Contato da Sapata	149
5.2.4	Comportamento das Sapatas Estaqueadas	151

5.3	MÉTODOS SIMPLIFICADOS	153
5.3.1	Método PDR	153
5.3.2	Método PDR Modificado - Mandolini et al.	157
5.4	ANÁLISE NUMÉRICA	161
5.4.1	Retroanálise das Fundações Individuais	161
5.4.2	Previsão das Sapatas Estaqueadas	165
5.5	COMPARAÇÕES ENTRE OS MÉTODOS	172
5.5.1	Desempenho das Sapatas Estaqueadas	172
5.5.2	Compartilhamento dos Carregamentos	175
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	177
6.1	CONCLUSÕES	177
6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	180
	REFERÊNCIAS	181
	APÊNDICE A – DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DAS FUNDAÇÕES.....	187
	APÊNDICE B – RESULTADOS PROVAS DE CARGA	190
	APÊNDICE C – MÉTODOS SIMPLIFICADOS.....	193

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Distribuição de carregamento em fundação superficial.....	30
Figura 2.2: Tipos de ruptura	31
Figura 2.3: Modos de ruptura para solos $c - \phi$	32
Figura 2.4: Ensaio de placa realizados em solo residual.....	35
Figura 2.5: Ensaio de placa no solo de Passo Fundo	35
Figura 2.6: Distribuição de carregamento em fundação profunda	36
Figura 2.7: Transferência de carregamento axial em estaca.....	38
Figura 2.8: Curva carga-recalque e transferência de carga	39
Figura 2.9: Transferência de carga para diferentes situações.....	40
Figura 2.10: Distribuição do carregamento em grupos de estacas	47
Figura 2.11: Superfície de ruptura de grupo de estacas (a) real e (b) simplificado.....	48
Figura 2.12: Rupturas para grupos de estacas	48
Figura 2.13: Recalque de estacas dentro de um grupo	49
Figura 2.14: Curvas carga-recalque das estacas	50
Figura 2.15: Distribuição de carregamento através de sapata estaqueada.....	51
Figura 2.16: Modelo de (a) Estaca-T e (b) Estapata.....	52
Figura 2.17: Distribuição do carregamento entre radier e estacas.....	53
Figura 2.18: Distribuição do carregamento entre radier e estacas.....	53
Figura 2.19: Carga suportada pelo radier considerando o fator adimensional	54
Figura 2.20: Carga suportada pelo radier considerando o fator de preenchimento.....	55
Figura 2.21: Formas de ruptura de radier estaqueado (a) em bloco e (b) individual.....	56
Figura 2.22: Relação entre α_r e o fator adimensional.....	57
Figura 2.23: Relação entre α_r e FF	57
Figura 2.24: Curvas carga-recalque dos elementos isolados e do radier estaqueado	59
Figura 2.25: Curvas carga-recalque para as diferentes filosofias.....	60
Figura 2.26: Gráfico para escolha da abordagem de projeto.....	61
Figura 2.27: Compartilhamento de carga em pequenos raders estaqueados	63
Figura 2.28: Redução do recalque médio para pequenos raders estaqueados.....	63
Figura 2.29: Representação de uma unidade de radier-estaca	66
Figura 2.30: Curva carga-recalque simplificada.....	67
Figura 2.31: Curvas conforme método PDR	68

Figura 2.32: Aplicação do método proposto a trabalho existente na literatura	71
Figura 2.33: Provas de carga realizadas em argila porosa de Brasília/DF	75
Figura 2.34: Distribuição de carregamentos estaca/sapata e ao longo da estaca.....	76
Figura 2.35: Análise de diferentes ensaios	76
Figura 2.36: Provas de carga realizadas em solo arenoso de João Pessoa/PB	77
Figura 2.37: Provas de carga realizadas em solo argiloso de Campinas/SP	78
Figura 2.38: Curvas carga-recalque experimental e numérica	79
Figura 2.39: Distribuição de carga para análise experimental e numérica	80
Figura 2.40: Curvas carga-recalque (a) com ruptura nítida (b) sem ruptura nítida.....	83
Figura 2.41: Carga de ruptura convencional	84
Figura 3.1: Localização da cidade de Passo Fundo e do campo experimental na UPF	85
Figura 3.2: Curva granulométrica do solo de Passo Fundo.....	87
Figura 3.3: Análise granulométrica do solo de Passo Fundo ao longo da profundidade	87
Figura 3.4: Índices físicos do solo de Passo Fundo ao longo da profundidade.....	88
Figura 3.5: Ensaio triaxiais no solo residual	89
Figura 3.6: Ensaio oedométricos (a) em escala logarítmica (b) em escala natural.....	90
Figura 3.7: Ensaio SPT do campo experimental	91
Figura 3.8: Ensaio CPT do campo experimental	92
Figura 3.9: Ensaio SDMT do campo experimental	93
Figura 3.10: Ensaio sísmico do SDMT	94
Figura 4.1: Delineamento da pesquisa.....	95
Figura 4.2: Detalhamento das fundações do trabalho.....	97
Figura 4.3: Localização da área escolhida para ensaios	98
Figura 4.4: Locação das estacas em campo	99
Figura 4.5: Locação dos ensaios no Campo Experimental.....	100
Figura 4.6: Armadura da sapata isolada	101
Figura 4.7: Armadura do grupo de estacas A e sapata estacada A	102
Figura 4.8: Armadura do grupo de estacas B e sapata estacada B	102
Figura 4.9: Armaduras preparadas	103
Figura 4.10: Montagem das formas	104
Figura 4.11: Escavação das estacas	105
Figura 4.12: Posicionamento das armaduras nas estacas	105
Figura 4.13: Concretagem das estacas.....	106
Figura 4.14: Escavação do solo para execução das sapatas	107

Figura 4.15: Regularização do solo para execução das sapatas	107
Figura 4.16: Limpeza do topo das estacas	108
Figura 4.17: Posicionamento das formas no solo com e sem EPS	108
Figura 4.18: Confeção do concreto	109
Figura 4.19: Concretagem das fundações com sapata	110
Figura 4.20: Estruturas finalizadas	111
Figura 4.21: Sapatas sem as formas (a) com EPS (b) sem EPS	111
Figura 4.22: Execução das estacas e escavação das sapatas.....	112
Figura 4.23: Execução das sapatas	113
Figura 4.24: Moldagem dos CPs de concreto autoadensável	114
Figura 4.25: Moldagem dos CPs do concreto produzido em campo.....	115
Figura 4.26: Sistema de reação.....	117
Figura 4.27: Sistema de transmissão dos carregamentos	117
Figura 4.28: Célula de carga e transdutores de deslocamento.....	118
Figura 4.29: Calibração da célula de carga.....	118
Figura 4.30: Calibração dos transdutores de deslocamento (TD)	119
Figura 4.31: Sistema de aquisição	120
Figura 4.32: Posicionamento do macaco hidráulico e célula de carga.....	121
Figura 4.33: Posicionamento dos instrumentos nas estacas	122
Figura 4.34: Configuração das sapatas estaqueadas.....	122
Figura 4.35: Configuração dos grupos de estacas	123
Figura 4.36: Disposição geral do ensaio.....	123
Figura 4.37: Modelo geométrico adotado para Estaca A	126
Figura 4.38: Modelo geométrico adotado para Sapata Estaqueada A.....	126
Figura 4.39: Modelo da malha adotada para a Estaca A	127
Figura 4.40: Modelo da malha adotada para a Sapata Estaqueada A.....	127
Figura 4.41: Análise da tensão geostática para a Estaca A	128
Figura 5.1: Curva carga-recalque da Sapata.....	134
Figura 5.2: Análise da capacidade de carga da Sapata	135
Figura 5.3: Curva carga-recalque da Estaca A	135
Figura 5.4: Análise da capacidade de carga da Estaca A	136
Figura 5.5: Curva carga-recalque da Estaca B	137
Figura 5.6: Análise da capacidade de carga da Estaca B.....	138
Figura 5.7: Curva carga-recalque da Grupo de Estacas A.....	139

Figura 5.8: Curva carga-recalque do Grupo de Estacas B.....	140
Figura 5.9: Curva carga-recalque da Sapata Estaqueada A.....	141
Figura 5.10: Curva carga-recalque da Sapata Estaqueada B.....	142
Figura 5.11: Curvas carga-recalque dos ensaios realizados	143
Figura 5.12: Comportamento das estacas individuais	144
Figura 5.13: Comportamento da Estaca A e Grupo de Estacas A.....	145
Figura 5.14: Comportamento da Estaca B e Grupo de Estacas B	146
Figura 5.15: Comportamento das fundações com o contato da sapata no solo.....	147
Figura 5.16: FS e recalques das fundações com o contato da sapata no solo.....	148
Figura 5.17: Comportamento das fundações com e sem o contato da sapata no solo.....	149
Figura 5.18: FS e recalques do Grupo de Estacas A e Sapata Estaqueada A.....	150
Figura 5.19: FS e recalques do Grupo de Estacas B e Sapata Estaqueada B	151
Figura 5.20: Comportamento dos elementos com Estaca A.....	152
Figura 5.21: Comportamento dos elementos com Estaca B.....	152
Figura 5.22: Comportamento da Sapata Estaqueada A pelo método PDR	154
Figura 5.23: Compartilhamento de carga na Sapata Estaqueada A pelo PDR.....	155
Figura 5.24: Comportamento da Sapata Estaqueada B pelo método PDR.....	156
Figura 5.25: Compartilhamento de carga na Sapata Estaqueada B pelo PDR	156
Figura 5.26: Comportamento das fundações individuais para o método de Mandolini et al.	158
Figura 5.27: Comportamento da Sapata Estaqueada A pelo método de Mandolini et al.	158
Figura 5.28: Compartilhamento de carga na Sapata Estaqueada A por Mandolini et al.	159
Figura 5.29: Comportamento da Sapata Estaqueada B pelo método de Mandolini et al.	160
Figura 5.30: Compartilhamento de carga na Sapata Estaqueada B por Mandolini et al.	160
Figura 5.31: Curva carga-recalque da Sapata pela retroanálise.....	162
Figura 5.32: Distribuição de tensões e deslocamentos na Sapata.....	162
Figura 5.33: Curva carga-recalque da Estaca A pela retroanálise	163
Figura 5.34: Distribuição de tensões e deslocamentos na Estaca A	163
Figura 5.35: Curva carga-recalque da Estaca B pela retroanálise	164
Figura 5.36: Distribuição de tensões e deslocamentos na Estaca B	165
Figura 5.37: Comportamento da Sapata Estaqueada A pela análise numérica	166
Figura 5.38: Distribuição das tensões na Sapata Estaqueada A	166
Figura 5.39: Distribuição dos deslocamentos na Sapata Estaqueada A	167
Figura 5.40: Compartilhamento de carga na Sapata Estaqueada A por análise numérica	168
Figura 5.41: Comportamento da Sapata Estaqueada B pela análise numérica.....	169

Figura 5.42: Distribuição das tensões na Sapata Estaqueada B	170
Figura 5.43: Distribuição dos deslocamentos na Sapata Estaqueada B	170
Figura 5.44: Compartilhamento de carga na Sapata Estaqueada B por análise numérica.....	171
Figura 5.45: Comportamento da Sapata Estaqueada A por diferentes métodos	172
Figura 5.46: FS e recalques para a Sapata Estaqueada A por diferentes métodos	173
Figura 5.47: Comportamento da Sapata Estaqueada B por diferentes métodos.....	174
Figura 5.48: FS e recalques para a Sapata Estaqueada B por diferentes métodos	174
Figura 5.49: Comparação entre as cargas de ruptura por diferentes métodos	175
Figura 5.50: Comparativo da distribuição dos carregamentos na Sapata Estaqueada A.....	175
Figura 5.51: Comparativo da distribuição dos carregamentos na Sapata Estaqueada B	176
Figura 5.52: Distribuições dos carregamentos por diferentes métodos.....	176

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Fatores de forma	33
Tabela 2.2: Fatores de capacidade de carga	42
Tabela 2.3: Valores de k e α por diferentes autores	44
Tabela 2.4: Valores de F_1 e F_2 por diferentes autores	44
Tabela 2.5: Coeficiente característico do solo C	45
Tabela 2.6: Fatores α e β conforme estaca e solo	45
Tabela 2.7: Fatores α e β de Teixeira	46
Tabela 3.1: Análise granulométrica por diferentes autores	87
Tabela 3.2: Parâmetros do solo obtidos por diferentes autores	88
Tabela 4.1: Fundações envolvidas no presente trabalho	96
Tabela 4.2: Características das sapatas estaqueadas.....	96
Tabela 4.3: Resistência a compressão simples do concreto das estacas.....	115
Tabela 4.4: Resistência a compressão simples do concreto das sapatas	116
Tabela 4.5: Incrementos adotados nas provas de carga.....	124
Tabela 4.6: Resumo das interações adotadas na modelagem	129
Tabela 4.7: Parâmetros adotados para o solo	132
Tabela 4.8: Parâmetros adotados para o concreto	132
Tabela 5.1: Cargas de ruptura obtidas para os elementos.....	143
Tabela 5.2: Cargas de ruptura e geometria das estacas individuais.....	144
Tabela 5.3: Cargas de ruptura e geometria dos grupos de estacas	145
Tabela 5.4: Cargas de ruptura e eficiência dos grupos de estacas	147
Tabela 5.5: Contribuição dos grupos de estacas em relação a sapata.....	148
Tabela 5.6: Contribuição da sapata em relação aos grupos de estacas.....	150
Tabela 5.7: Eficiência das sapatas estaqueadas em relação as fundações individuais	153
Tabela 5.8: Parâmetros adotados para aplicação do PDR	154
Tabela 5.9: Carga de ruptura obtida pelo método PDR.....	157
Tabela 5.10: Parâmetros adotados para obtenção das curvas individuais	157
Tabela 5.11: Carga de ruptura obtida pelo método Mandolini et al.	160
Tabela 5.12: Carga de ruptura obtida pela modelagem numérica	171

LISTA DE SÍMBOLOS

w	Umidade natural
γ_s	Peso específico real
γ	Peso específico natural
e	Índice de vazios
S	Grau de saturação
η	Porosidade
c'	Intercepto coesivo efetivo
ϕ'	Ângulo de atrito interno efetivo
q_0	Sobrecarga
B, B_R	Largura da fundação superficial
σ_{rup}	Tensão de ruptura
N_c, N_q, N_γ	Fatores de capacidade de carga
s_c, s_c, s_γ	Fatores de forma
d_c, d_c, d_γ	Fatores de profundidade
i_c, i_c, i_γ	Fatores de inclinação da carga
b_c, b_c, b_γ	Fatores de inclinação da base da fundação
g_c, g_c, g_γ	Fatores de inclinação do terreno
B'	Largura efetiva da fundação superficial
c^*	Intercepto coesivo reduzido
ϕ^*	Ângulo de atrito interno reduzido
q_{adm}	Tensão admissível
$N_{SPT,60}$	Índice de resistência a penetração com correção para energia de 60%
Q	Carga axial aplicada ao elemento de fundação
Q_B	Resistência de base da estaca
Q_L	Resistência por atrito lateral da estaca
A_B	Área da base da estaca
q_B	Resistência unitária da base
q_{Li}	Resistência lateral unitária em uma camada de solo i
A_{Li}	Área lateral da estaca em contato com a camada i
Q_{ult}/Q_{rup}	Carga última
a	Aderência estaca-solo

K	Coeficiente de empuxo horizontal
σ'_h	Tensão horizontal efetiva
δ	Ângulo de atrito estaca-solo
σ'_v	Tensão vertical efetiva
Z	Profundidade
K_0	Coeficiente de empuxo no repouso
L	Comprimento da estaca
N_{SPT}	Índice de resistência a penetração
N_B	Índice de resistência a penetração na ponta da estaca
N_L	Índice de resistência à penetração médio em cada camada de solo
U	Perímetro da estaca
η	Eficiência de grupo
Q_g	Capacidade de carga do grupo de estacas
Q_i	Capacidade de carga do elemento de fundação isolado
α	Efeito de grupo
ρ_g	Recalque do grupo de estacas
ρ_i	Recalque da estaca isolada
α_{pr}	Coeficiente de compartilhamento do carregamento
Q_p	Carga suportada pelo grupo de estacas
Q_r	Carga suportada pelo radier
Q_{pr}	Carga suportada pelo radier estaqueado
s	Espaçamento entre eixos das estacas
d/D	Diâmetro da estaca
A_g	Área do grupo de estacas
A	Área do radier
FF	Fator de preenchimento
α_r	Coeficiente que afeta a carga de ruptura do radier
α_p	Coeficiente que afeta a carga de ruptura do grupo de estacas
ζ_{pr}	Capacidade de carga do radier estaqueado em relação ao grupo de estacas
FS_r	Fator de segurança do radier
FS_p	Fator de segurança do grupo de estacas
FS_{pr}	Fator de segurança do radier estaqueado
ξ_{pr}	Capacidade de carga do radier estaqueado em relação aos individuais

K_p	Rigidez do grupo de estacas
K_r	Rigidez do radier
ρ_p	Recalque do grupo de estacas
ρ_r	Recalque do radier
α_{rp} e α_{pr}	Fatores de interação radier-estaca e estaca-radier
K_{pr}	Rigidez do radier estaqueado
X	Proporção de carga suportada pelo radier em relação a carga total
r_c	Raio médio do bloco
r_0	Raio da estaca
r_m	Raio de influência da estaca
A_c	Área do radier
n	Número de estacas
ν	Coefficiente de Poisson de solo
E_{sl}	Módulo de Young do solo no nível da ponta da estaca
E_{sb}	Módulo de Young do solo abaixo da ponta da estaca
E_{sav}	Média do módulo de Young ao longo da estaca
Q_A	Carga em que ocorre a mobilização total do grupo de estacas
$Q_{p,u}/Q_{p,ult}$	Carga última do grupo de estacas
$Q_{r,u}/Q_{r,ult}$	Cargas última do radier
ρ	Recalque do elemento de fundação
$K_{p,0}$	Rigidez inicial do grupo de estacas
$K_{r,0}$	Rigidez inicial do radier
n_p e n_r	Números reais positivos que controlam a forma das curvas
β	Coefficiente de compartilhamento de carga entre radier e estacas
α_p	Parcela de carga suportada pelo grupo de estacas
α_r	Parcela de carga suportada pelo radier
μ	Coefficiente de atrito
Δr	Recalque de ruptura convencional
P_r	Carga de ruptura convencional
A	Área da seção transversal da estaca
E	Módulo de elasticidade do material
ε_v	Deformação Volumétrica
ε_a	Deformação Axial

p'	Tensão confinante efetiva
C_c	Índice de compressão
C_r	Coefficiente de recompressão
q_t	Resistência da ponta
f_s	Resistência por atrito
R_f	Razão de atrito
I_c	Índice de classificação do material
P_0	Pressão inicial corrigida
P_1	Pressão corrigida após expansão da membrana
u_0	Poropressão
I_D	Índice de classificação do solo
E_D	Módulo dilatométrico
K_D	Índice de tensão horizontal
G_0	Módulo cisalhante do solo em pequenas deformações
E_0	Módulo Young do solo em pequenas deformações
A_s	Área de contato da sapata com o solo
f_{ck}	Resistência a compressão do concreto
β e d	Parâmetros de resistência do solo
ε_v^p	Deformação volumétrica plástica
e_0	Índice de vazios inicial
p'_0	Tensão de pré adensamento
E	Módulo de Young / Módulo de Elasticidade

LISTA DE SIGLAS

3D	Tridimensional
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CD	Ensaio triaxial consolidado drenado
CETEC	Centro de Tecnologia
CH	Argila de alta plasticidade
CL	Argila de baixa a alta liquidez
CPT	<i>Cone Penetration Test</i>
CSBD	Projeto baseado em capacidade de carga e recalque
DSBD	Projeto baseado em recalque diferencial
EPS	Poliestireno expandido
FEAR	Faculdade de Engenharia e Arquitetura
FS	Fator de segurança
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IP	Índice de Plasticidade
LEGG	Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
MEC	Método dos Elementos de Contorno
MEF	Método dos Elementos Finitos
ML	Silte de baixa plasticidade
NBR	Norma Brasileira
PDR	Poulos-Davis-Randolph
PPGEC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
SBD	Projeto baseado em recalque
SDMT	<i>Seismic Dilatometer Test</i>
SP	São Paulo
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS)
TD	Transdutores de Deslocamento
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UnB	Universidade de Brasília
UPF	Universidade de Passo Fundo

1 INTRODUÇÃO

O crescente desenvolvimento urbano está intimamente ligado à construção de edificações, incluindo grandes e pequenas obras dos mais diferentes padrões. A falta de áreas disponíveis faz com que os edifícios se tornem cada vez mais esbeltos e verticalizados, resultando em carregamentos elevados em pequenos espaços. Além disso, muitos dos terrenos ainda disponíveis não apresentam solos com comportamento geotécnico adequado. Com isso, torna-se fundamental a adoção de novas concepções de projeto que superem os desafios técnicos e econômicos, otimizando os espaços disponíveis e mantendo a segurança sem aumentar consideravelmente os custos finais das obras.

Nesse sentido, destaca-se a necessidade do desenvolvimento de novas técnicas de projeto e execução de fundações que sejam capazes de transmitir ao solo grandes cargas advindas da estrutura em uma pequena área de ocupação, respeitando sua capacidade de carga e os recalques admissíveis. Dentre as diferentes soluções possíveis destacam-se o uso de grandes radiers, utilização de grupos de estacas, ou então a combinação de ambos, o chamado radier estaqueado (ou sapata estaqueada). Essa última alternativa vem sendo estudada com mais ênfase nos últimos anos e considera a contribuição dos dois elementos (radier e estacas ou sapata e estacas) no que tange a resistência e rigidez do sistema de fundação, apresentando vantagens técnicas e econômicas para diferentes situações.

1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

As fundações tradicionais são classificadas como superficiais ou profundas, sendo incomum a associação entre tais elementos na prática de engenharia por apresentarem formas diferentes de transmissão dos carregamentos ao solo. Durante a concepção de um projeto de fundação, a primeira alternativa a ser considerada é o uso de fundações superficiais (blocos, sapatas ou radiers), as quais são viáveis em solos que apresentem resistência considerável. No entanto, quando as propriedades geotécnicas do subsolo não são suficientes para que sejam utilizadas fundações superficiais com segurança e economia, parte-se para o emprego de fundações profundas (estacas), o que impõem um custo mais elevado à obra (SALGADO, 2008).

Nos casos em que uma única estaca não é capaz de suportar o carregamento, opta-se pela solução de grupo de estacas, em que as mesmas são unidas por um bloco de coroamento. Em projetos convencionais, despreza-se a parcela de contribuição do bloco na capacidade de carga da fundação, como se ele não tivesse contato com a superfície do solo (DÉCOURT et al., 1998). Nesse caso, o bloco teria apenas a função estrutural de interligar o grupo de estacas, servindo como um elemento de transição entre as cargas provenientes da superestrutura até as estacas, as quais sozinhas teriam a função de distribuir esses esforços para o solo.

Porém, sabe-se que na prática de engenharia os blocos de coroamento geralmente possuem contato com o solo devido a praticidade de execução, sendo que tal parcela de resistência pode ser significativa em algumas situações. Dessa forma, a tendência de desprezar o contato do bloco com o solo superficial tem sido contestada nos últimos anos. Mandolini et al. (2013) afirmam que evidências experimentais sugerem claramente o uso do conceito de radier estaqueado, em que se consideram as estacas cooperando com o radier em vez do uso de estacas como alternativa ao radier.

De maneira geral, o radier estaqueado pode ser definido como um elemento composto por um radier que se apoia em estacas e também tem contato com o terreno. O radier recebe as cargas dos pilares e as redistribui entre as estacas e o solo da superfície. A fundação superficial não perde a função de transferir carga para o solo, porém, parte dessa carga é transferida para as estacas. O conceito da sapata estaqueada é exatamente o mesmo, porém, a sapata recebe um único ponto de carregamento (um pilar, por exemplo) e apresenta dimensões menores que o radier.

Esse sistema de fundação apresenta um bom desempenho geotécnico, o que tem tornando o seu uso crescente em projetos de fundações, especialmente para edifícios altos (NOVAK et al., 2005). Além disso, também possibilita economia para as obras, visto que ao se considerar a contribuição do elemento superficial na capacidade de carga e redução de recalques, torna-se possível reduzir o número de estacas ou suas dimensões em comparação a grupos de estacas convencionais. Em obras de pequeno e médio porte a utilização de sapatas estaqueadas também se mostra viável quanto a redução de recalques e aumento da capacidade de carga (SALES, 2000; CASTILLO, 2013; BITTENCOURT, 2018), apresentando-se como uma possível solução para casos em que fundações superficiais não atendem aos requisitos necessários e o uso de fundação totalmente estaqueada pode ser inviável economicamente.

Apesar de oferecer vantagens, a análise do comportamento do radier estaqueado (ou sapata estaqueada) não ocorre de maneira simples e direta, o que faz com que seu uso ainda seja pouco difundido em relação as demais opções. O mecanismo de transferência de carga e a resposta carga-recalque desse sistema de fundação é muito complexo, envolvendo diversas interações como demonstrado por El-Mossalamy e Franke (1997). Existem diversas metodologias disponíveis na literatura para análise de radier estaqueado, sendo que as mesmas foram compiladas por Freitas Neto (2013) em seu trabalho. Entretanto, até mesmo as metodologias mais simplificadas são mais complexas do que os métodos usuais de fundação, o que dificulta sua aplicação prática. A própria NBR 6122 não traz informações referentes a adoção de tais fundações, caracterizando-as como de aplicação restrita e salientando que podem ser utilizadas com adaptações que sejam necessárias a partir dos demais tipos disponíveis (ABNT, 2019). Dessa forma, nota-se uma lacuna de conhecimento envolvendo esse tipo de solução.

Essa lacuna só pode ser resolvida a partir de pesquisas, porém, há poucos os trabalhos desenvolvidos em tal temática, especialmente de caráter experimental. Quanto ao comportamento em solos residuais a literatura torna-se ainda mais restrita, não sendo encontradas pesquisas envolvendo esse tipo de fundação em solos com características semelhantes ao solo da cidade de Passo Fundo – RS, recorrente no sul do país. O solo residual forma-se a partir do processo de intemperismo químico das rochas e permanece no local diretamente acima e em contato com a rocha original (WESLEY, 2010). O processo de formação faz com esse solo se torne poroso, com o surgimento de uma estrutura na forma de leve cimentação natural, que confere sua alta resistência com pequenas deformações. Após atingir determinado carregamento há a quebra da estrutura e o aumento da resistência associa-se a ocorrência de deslocamentos maiores devido ao alto índice de vazios inicial do material.

Dessa forma, muitas vezes torna-se inviável o uso de fundações superficiais nesse tipo de solo devido a ocorrência de recalques excessivos. Assim, grande parte das fundações empregadas no solo da região são estacas individuais ou em grupo, sendo que o bloco de coroamento não é considerado conforme a prática da engenharia. Nesse contexto, a sapata estaqueada (ou radier estaqueado) surge como uma alternativa de fundação promissora devido à redução de custos ao ser comparada às fundações profundas convencionais. Porém, é necessário analisar se a solução será efetiva geotecnicamente para aplicação em solos residuais levemente cimentados.

Assim, a presente dissertação pretende estudar experimentalmente o comportamento de sapatas estaqueadas assentes no solo residual da cidade de Passo Fundo - RS. O estudo também contempla a análise individual dos elementos que compõem as sapatas estaqueadas (estacas isoladas, sapata e grupo de estacas sem o contato do bloco com o solo). Além disso, busca-se analisar numericamente o comportamento de tais fundações e avaliar a aplicabilidade de algumas metodologias simplificadas existentes na literatura. Em resumo, a pesquisa propõe-se a estudar um sistema de fundação pouco explorado em um solo de comportamento peculiar, de forma que os resultados obtidos poderão contribuir à prática de engenharia.

1.2 OBJETIVOS

O presente estudo é baseado em um objetivo geral, o qual é atingido através de objetivos específicos, os quais serão descritos na sequência.

1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral do presente trabalho é analisar o comportamento de fundações do tipo sapata estaqueada assentes em solo residual e submetidas a carregamento axial de compressão.

1.2.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos que norteiam o desenvolvimento do trabalho são:

- a) analisar o comportamento carga-recalque individual da sapata, das estacas isoladas, dos grupos de estacas (sem contato do bloco com o solo) e das sapatas estaqueadas, comparando-os entre si em relação a capacidade de carga e ocorrência de recalques;
- b) averiguar o comportamento de duas sapatas estaqueadas compostas por diferentes grupos de estacas com mesma área lateral a fim estabelecer correlações entre elas e identificar fatores que influenciem seu desempenho;
- c) avaliar a aplicabilidade de métodos simplificados para previsão do comportamento carga-recalque das sapatas estaqueadas e da distribuição do carregamento entre o grupo de estacas e sapata no sistema de fundação;

- e) prever numericamente o comportamento carga-recalque das sapatas estaqueadas através de retroanálise numérica dos elementos individuais, avaliando a parcela de carga suportada pelas estacas e pela sapata no sistema de fundação.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho está organizado em seis capítulos, os quais são apresentados a seguir.

Capítulo 1: apresenta uma breve introdução ao tema abordado na dissertação, contemplando a relevância e justificativa da pesquisa, o objetivo geral e os objetivos específicos que norteiam o trabalho, além da presente definição da organização do trabalho.

Capítulo 2: contém a revisão bibliográfica de tópicos importantes para contextualização e entendimento da pesquisa desenvolvida, incluindo características de solos residuais; conceitos gerais e comportamento típico de fundações superficiais, fundações profundas e fundações mistas; métodos de análise de fundações mistas (simplificados e numéricos); algumas pesquisas semelhantes; além de critérios convencionais para interpretação de provas de carga.

Capítulo 3: contempla a caracterização do solo residual do Campo Experimental da UPF a partir de ensaios de laboratório e ensaios de campo realizados por diferentes autores.

Capítulo 4: apresenta os métodos empregados durante a pesquisa incluindo a definição das fundações estudadas; atividades desenvolvidas em campo para execução das estruturas; descrição das provas de carga estáticas realizadas sobre as fundações; e também aspectos relacionados a modelagem numérica desenvolvida.

Capítulo 5: abrange a apresentação e discussão dos resultados provenientes das provas de carga realizadas em campo, aplicação dos métodos simplificados e da análise numérica, além de comparações e considerações quanto ao comportamento das fundações estudadas.

Capítulo 6: contempla as conclusões obtidas em relação ao comportamento de sapatas estaqueadas assentes em solo residual tendo como referência as diferentes análises realizadas. O capítulo expõe ainda algumas sugestões para a realização de trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão abordados alguns conceitos principais sobre o comportamento de solos residuais e sobre os sistemas de fundações existentes (fundação superficial, fundação profunda e fundação mista), analisando os comportamentos típicos e algumas das metodologias de cálculo disponíveis para análise da capacidade de carga dessas fundações. Também serão apresentados alguns métodos simplificados e numéricos empregados na análise de fundações mistas e pesquisas similares ao que foi desenvolvido no presente trabalho. Além disso apresentam-se alguns métodos convencionais de interpretação de provas de carga.

2.1 SOLOS RESIDUAIS

De acordo com Lambe e Whitman (1979), um solo residual é aquele formado pelo intemperismo da rocha, sendo que a taxa de decomposição da mesma ocorre em uma taxa maior do que a taxa de remoção, fazendo com que o material permaneça no local de formação. Os solos residuais tendem a ser mais abundantes em regiões úmidas e quentes, as quais são favoráveis ao intemperismo químico das rochas e possuem vegetação suficiente para impedir que os produtos intemperizados sejam transportados como sedimentos.

Existem espessuras consideráveis de solos residuais em muitas partes do mundo, particularmente no sul da Ásia, África, sudeste da América do Norte, América Central, ilhas do Caribe e América do Sul. Entretanto, embora os solos residuais estejam amplamente espalhados, os mesmos não foram tão estudados ao longo dos anos, justamente por estarem localizados em áreas com economia pouco desenvolvida, em contraste com os solos sedimentares que são o tipo de solo dominante na maioria dos centros populacionais e industriais como Europa e América do Norte (LAMBE; WHITMAN, 1979).

Dessa forma, o estudo de solos residuais é de interesse principal de países localizados em regiões tropicais e subtropicais, tais como o Brasil, no qual extensas áreas são cobertas por solos intemperizados. Segundo Consoli, Schnaid e Milititsky (1998) no sul do Brasil os solos residuais são predominantemente oriundos de basalto, sendo que sua espessura pode atingir 20 m, apresentando habitualmente camadas de 3 a 10 m.

Conforme Wesley (2010), os processos que formam solos residuais e sedimentares tendem a ter um efeito oposto em suas propriedades. No caso de solos residuais, as rochas sólidas não possuem praticamente nenhum espaço vazio, porém, o intemperismo tende a torná-las menos densas, reduzindo constantemente sua resistência e formando solos com um índice de vazios consideravelmente maior. Já nos solos sedimentares, a sucessão de camadas aumenta a compressão do solo a partir do peso do material, o que juntamente com o efeito do envelhecimento, torna-o mais denso e mais resistente.

Os solos residuais geralmente exibem uma propriedade conhecida como "estrutura" devido a ocorrência de ligações cimentícias criadas pelo intemperismo. Isso significa que as partículas são unidas de maneira a formar um "esqueleto" de solo com características bastante diferentes de um simples conjunto de partículas individuais (WESLEY, 2010). Essa ligação entre as partículas dá origem a um intercepto coesivo, o qual é mobilizado inicialmente contribuindo com a resistência inicial do solo, seguido da mobilização da resistência pelo atrito entre os grãos. Dessa forma, a estrutura cimentada contribui com uma parcela de resistência e rigidez do material que depende da conexão física existente entre as partículas, sendo independente da porosidade e do histórico de tensões (VAUGHAN et al., 1988).

Verifica-se que a estrutura porosa cimentada dos solos residuais é muito diferente dos solos sedimentares (mesmo que esses apresentem granulometria e densidade semelhante), fazendo com que os métodos de interpretação tradicionais aplicáveis a areias e argilas sedimentares não sejam necessariamente válidos para tais solos (CONSOLI et al., 1998).

2.2 FUNDAÇÃO SUPERFICIAL

A NBR 6122 define a fundação superficial como um elemento de fundação que apresenta sua base assente em uma profundidade menor que duas vezes sua menor dimensão, sendo que as tensões são recebidas e distribuídas através da base a fim de equilibrar a carga aplicada (ABNT, 2019). Conforme Salgado (2008) as fundações superficiais transferem as cargas estruturais para pequenas profundidades do solo, sendo que os carregamentos são distribuídos horizontalmente no contato entre o elemento de fundação e o terreno em que a mesma se apoia. Sendo assim, a transferência de carga do elemento de fundação ao solo ocorre predominantemente através da base do elemento, conforme ilustrado na Figura 2.1.

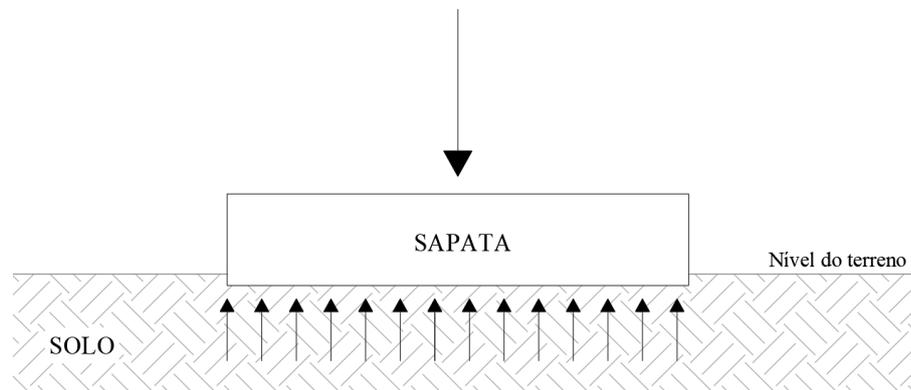


Figura 2.1: Distribuição de carregamento em fundação superficial

2.2.1 Comportamento Geral

Durante o carregamento, uma fundação superficial experimenta diferentes fases. Com a aplicação de pequenos valores de carga, os recalques resultantes no solo são aproximadamente proporcionais, os quais se estabilizam com o tempo e são reversíveis com a remoção do carregamento (fase elástica). Com o acréscimo de mais carga, surge a fase plástica, em que parte dos recalques experimentados são irreversíveis. O processo continua até que se atinja uma carga crítica, em que o recalque aumenta mesmo mantendo-se a carga constante. Assim, na iminência da ruptura, o solo mobiliza sua resistência ao cisalhamento máxima, que corresponde ao limite de resistência da fundação, ou, sua capacidade de carga (VELLOSO; LOPES, 2010).

Conforme Cintra et al. (2014) a capacidade de carga geotécnica está diretamente associada ao mecanismo de ruptura envolvido. Vesic (1975) analisa os diferentes mecanismos de ruptura, os quais estão expostos na Figura 2.2 e são detalhados na sequência:

Ruptura geral: forma-se uma superfície de ruptura no solo desde a borda da fundação até a superfície do terreno. A carga de ruptura é alcançada com baixos níveis de recalque, levando a uma ruptura do tipo frágil e catastrófica. Ocorre o tombamento da sapata para um dos lados e levantamento do solo em torno da fundação. Típica de solos mais resistentes e menos deformáveis (solos arenosos compactados a muito compactados e argilas rijas a duras).

Ruptura por puncionamento: típica de solos menos resistentes e mais deformáveis (argilas moles e areias fofas), visto que o movimento vertical da sapata para baixo é facilitado devido à compressão do solo subjacente. A penetração da fundação ocorre pelo cisalhamento vertical em

torno do perímetro da fundação, sendo que o solo fora da área carregada praticamente não sofre influência. A carga de ruptura é alcançada com recalques mais elevados, com ruptura dúctil.

Ruptura local: representa uma situação intermediária entre as demais, sendo que há formação de superfícies de deslizamento como na ruptura geral, mas as mesmas terminam dentro do maciço de solo devido a compressão vertical que ocorre sob a fundação. Somente após considerável deslocamento vertical as superfícies poderão tocar o topo do terreno, não havendo um colapso catastrófico da fundação. Ocorre em solos de média compactidade ou consistência (argilas medianamente rijas e areias medianamente compactas).

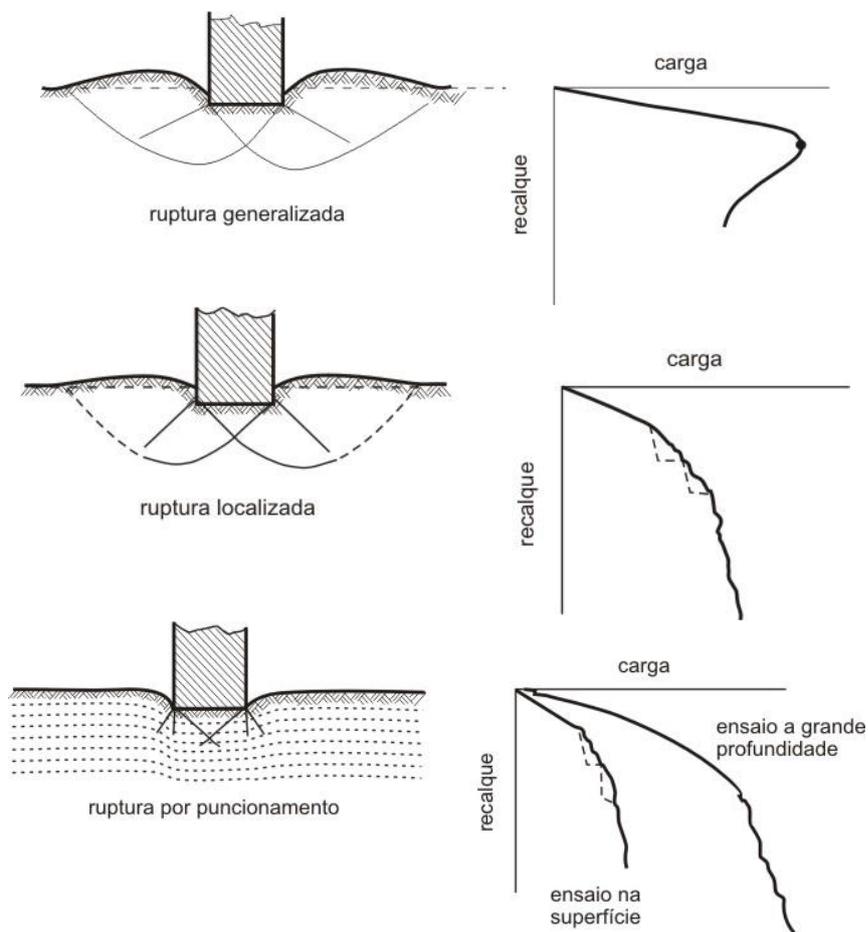


Figura 2.2: Tipos de ruptura (VESIC, 1975)

Nota-se que a literatura trata com mais ênfase de argilas ou areias puras, não havendo muitas especificações em relação a solos intermediários, como os residuais. Dessa forma, Cintra et al. (2014) apresentam um ábaco que ajuda a identificar o modo de ruptura de solos a partir dos parâmetros de coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ), o qual está apresentado na Figura 2.3.

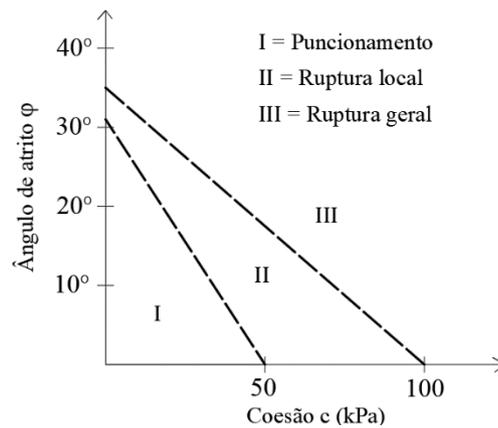


Figura 2.3: Modos de ruptura para solos $c - \phi$ (CINTRA et al., 2014)

A capacidade de carga de fundações superficiais pode ser determinada a partir de métodos teóricos, semiempíricos ou por meio de provas de carga. Nesse contexto, a Teoria de Terzaghi (1943) continua sendo amplamente difundida no meio geotécnico. As hipóteses adotadas são: trata-se de uma sapata corrida flexível, de base horizontal e submetida a uma carga vertical centrada; o embutimento no solo deve ser inferior à largura da sapata, permitindo que a resistência ao cisalhamento da camada de solo acima da cota de apoio seja desprezada e substituída por uma sobrecarga correspondente; e por fim o solo existente abaixo da base da fundação deve ser rígido, sofrendo ruptura geral.

A Equação (2.1) apresenta a equação da capacidade de carga clássica proposta por Terzaghi (1943), a qual é composta por três parcelas que contribuem com a capacidade de carga da sapata: a sobrecarga (q_0), a coesão (c) e o peso específico (γ) do solo. A presença da largura da sapata (B) justifica-se pelo fato que sapatas mais largas mobilizam mecanismos de deslizamento maiores e mais profundos, que implicam em maiores tensões efetivas e, portanto, maior resistência ao atrito, aumentando a capacidade de carga.

$$\sigma_{rup} = c N_c + q_0 N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (2.1)$$

Os componentes N_c , N_q , N_γ são fatores de capacidade de carga que multiplicam as respectivas parcelas de resistência. Tais fatores são adimensionais e dependem unicamente do ângulo de atrito ϕ . Sua dedução envolve uma série de considerações, simplificações e análises geométricas feitas por diferentes autores ao longo dos anos, sendo que podem ser finalmente encontrados através da Equação (2.2), Equação (2.3) e Equação (2.4).

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \phi} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{cot} \phi \quad (2.3)$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \operatorname{tg} \phi \quad (2.4)$$

Hansen (1961) realizou contribuição importante ao cálculo de capacidade de carga, considerando cargas excêntricas e outros fatores que influenciam no problema em questão, os quais foram incorporados como coeficientes na formulação básica previamente apresentada, resultando na Equação (2.5).

$$\sigma_{rup} = c N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q_0 N_q s_q d_q i_q b_q g_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma \quad (2.5)$$

Onde: s_c, s_c, s_γ = fatores de forma; d_c, d_c, d_γ = fatores de profundidade; i_c, i_c, i_γ = fatores de inclinação da carga; b_c, b_c, b_γ = fatores de inclinação da base da fundação; g_c, g_c, g_γ = fatores de inclinação do terreno, B' = largura efetiva da fundação. Tais fatores podem ser encontrados em detalhes na literatura, como em Velloso e Lopes (2010). Para as análises do presente trabalho, apenas os fatores de forma serão necessários, visto que a teoria básica foi desenvolvida considerando uma fundação contínua. Assim, para formas diferentes é necessário aplicar os fatores apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1: Fatores de forma (VELLOSO E LOPES, 2010)

Forma da Base	S_c	S_q	S_γ
Contínua	1,0	1,0	1,0
Retangular	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \operatorname{tg} \phi$	$1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'}$
Circular e Quadrada	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \operatorname{tg} \phi$	0,60

Ainda, como a teoria foi desenvolvida para solos com ruptura geral, Terzaghi (1943) propõe uma redução empírica nos parâmetros de resistência do solo (c e ϕ) para determinação da capacidade de carga de solos com ruptura por puncionamento. Assim, a Equação (2.6) e Equação (2.7) apresentam as reduções na coesão e no ângulo de atrito do solo, sendo que os novos valores devem ser aplicados a equação geral.

$$c^* = \frac{2}{3}c \quad (2.6)$$

$$tg \phi^* = \frac{2}{3} tg \phi \quad (2.7)$$

Dentre os inúmeros métodos semiempíricos existentes para estimativa da capacidade de carga de fundações superficiais, destaca-se o método desenvolvido por Ruver (2005). A metodologia baseia-se na retroanálise de provas de carga em fundações diretas em solos residuais de granito, gnaisse, basalto e arenito, adotando-se um fator de segurança de 3 para a determinação da capacidade de carga admissível a partir da carga de ruptura considerada, conforme preconizado pela NBR 6122. A Equação (2.8) apresenta a estimativa do valor médio para a tensão admissível, enquanto a Equação (2.9) e a Equação (2.10) expressam a tensão admissível em termos de limites superior e inferior respectivamente, considerando um intervalo correspondente ao nível de confiabilidade de 99%. As equações utilizam somente o valor obtido através de ensaio SPT (*Standard Penetration Test*), sendo q_{adm} = tensão admissível obtida em kN/m^2 ; $N_{SPT,60}$ = média aritmética do número de golpes do ensaio SPT a uma profundidade de 2B da cota de assentamento da fundação considerando a correção para uma energia de 60%.

$$q_{adm} = 9,54 \cdot N_{SPT,60} \quad (2.8)$$

$$q_{adm} = 9,54 \cdot N_{SPT,60} + 6,41 \sqrt{N_{SPT,60}^2 - 20,3N_{SPT,60} + 167,3} \quad (2.9)$$

$$q_{adm} = 9,54 \cdot N_{SPT,60} - 6,41 \sqrt{N_{SPT,60}^2 - 20,3N_{SPT,60} + 167,3} \quad (2.10)$$

2.2.2 Resultados em Solo Residual

Consoli et al. (1998) realizaram ensaios em um solo residual homogêneo e pouco cimentado de um campo experimental da UFRGS. O objetivo da pesquisa foi determinar o efeito do tamanho e da forma das sapatas na capacidade de carga e recalques de fundações superficiais carregadas verticalmente assentes sobre uma camada uniforme de solo residual de basalto levemente cimentado. Os ensaios foram conduzidos em uma profundidade de 1,20 m usando placas de aço circulares rígidas (PLT) com diâmetros de 30, 45 e 60 cm e sapatas quadradas de concreto (FLT) de dimensões 40, 70 e 100 cm. Os resultados obtidos estão apresentados na Figura 2.4. Os autores concluíram que: elementos circulares e quadrados demonstraram comportamento semelhante durante o carregamento inicial, não influenciando a compressibilidade inicial do

solo, sendo que pequenas diferenças foram observadas somente em grandes deformações próximas à capacidade de carga final; ocorreu uma ruptura por puncionamento em todos os ensaios realizados; os cálculos da capacidade de carga usando parâmetros de resistência ao cisalhamento com as reduções propostas por Terzaghi resultaram em boas previsões dos valores medidos (CONSOLI et al., 1998).

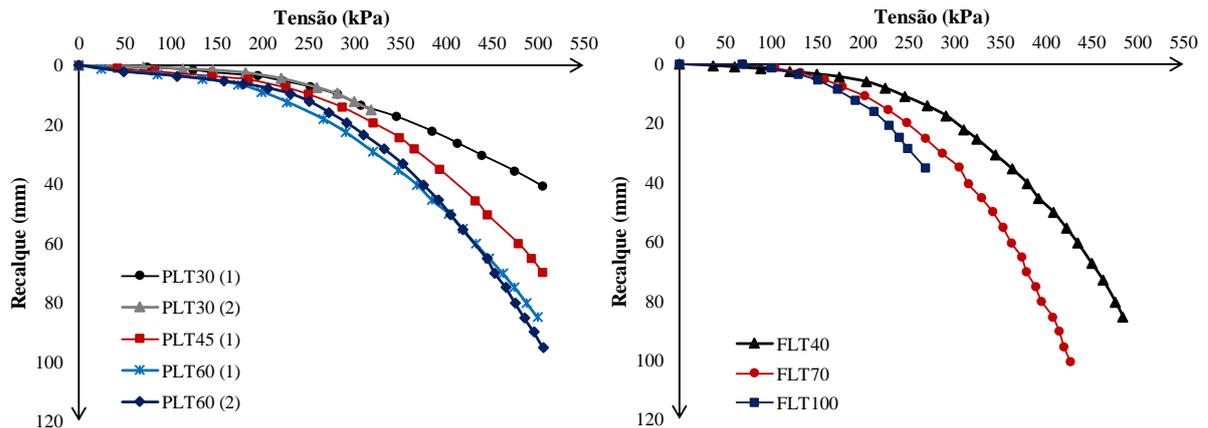


Figura 2.4: Ensaios de placa realizados em solo residual (Adaptado de CONSOLI et al., 1998)

Dalla Rosa (2003) realizou provas de carga em placas metálicas com diâmetros iguais a 30, 60 e 90 cm (Figura 2.5) a uma profundidade de 80 cm no solo residual do campo experimental de Passo Fundo. É possível visualizar que o comportamento foi semelhante para as diferentes placas. Além disso, o autor constatou que a ruptura visualizada durante a execução das provas de carga foi caracterizada como do tipo por puncionamento, com um simples afundamento da placa no solo.

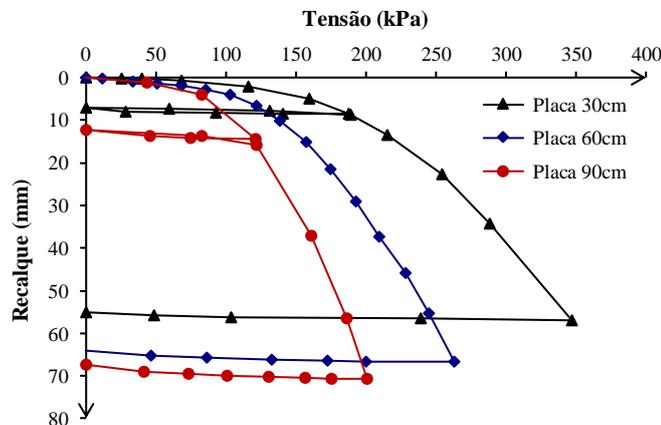


Figura 2.5: Ensaios de placa no solo de Passo Fundo (Adaptado de DALLA ROSA, 2003)

2.3 FUNDAÇÃO PROFUNDA

A NBR 6122 define fundação profunda como um elemento de fundação que transmite a carga ao terreno através da base (resistência de ponta), através da superfície lateral (resistência de fuste) ou através da combinação de ambas, sendo apoiada em uma profundidade superior a oito vezes sua menor dimensão em planta e no mínimo 3 m quando não for atingido o limite de oito vezes (ABNT, 2019). A Figura 2.6 ilustra o mecanismo de resistência de uma estaca, considerando a mobilização do atrito lateral e da base.

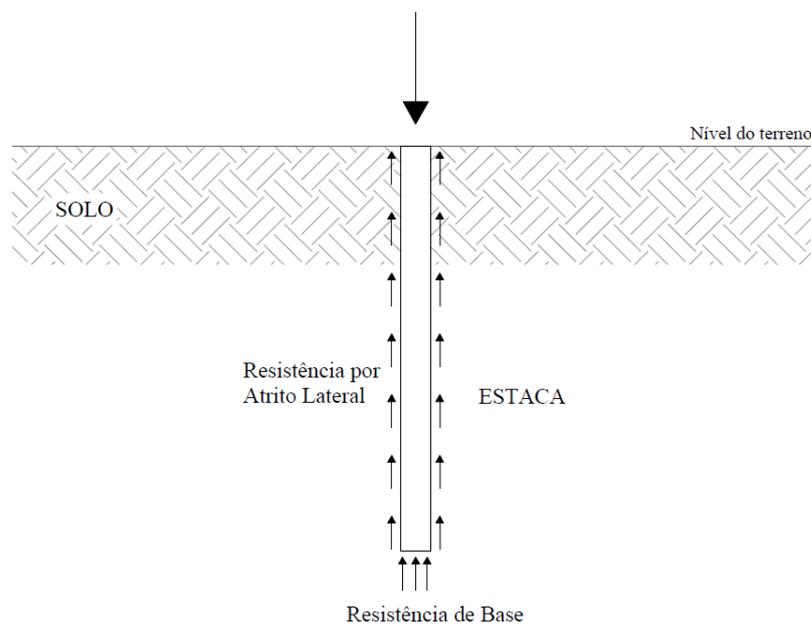


Figura 2.6: Distribuição de carregamento em fundação profunda

2.3.1 Estacas Escavadas

Conforme Velloso e Lopes (2010) as estacas escavadas são executadas diretamente no local da obra através da perfuração ou escavação do terreno (com remoção do material) seguida de seu preenchimento em concreto. A escavação do solo pode ser feita através de sondas, perfuratrizes rotativas, trados mecânicos ou manuais (FALCONI et al., 1998).

A NBR 6122 traz recomendações sobre os procedimentos executivos de estacas escavadas, além de especificações sobre os equipamentos e materiais empregados (ABNT, 2019). Usualmente uma estaca escavada tem forma cilíndrica, sendo executada conforme o diâmetro e comprimento determinado em projeto. O furo é realizado com a utilização de trado espiral acoplado a uma haste até a profundidade determinada. Após a escavação deve ser posicionada

a armadura (se houver) e então o concreto é lançado. Ao final do processo de cura do concreto, quando o elemento atinge a resistência prevista, deve-se preparar a cabeça da estaca para ligação com à estrutura ou ao bloco de coroamento.

2.3.2 Comportamento Geral

De acordo com Cintra e Aoki (2010), a capacidade de carga de um sistema de fundação com estaca ocorre através do desenvolvimento de tensões resistentes ao longo do fuste da estaca e junto à sua ponta. Assim é possível separar a resistência em duas parcelas: a resistência por atrito lateral da estaca com o solo circundante e a resistência à compressão no contato da base da estaca com o solo subjacente (SALGADO, 2008). Dessa maneira, uma carga qualquer Q no topo de uma única estaca pode ser expressa como a soma da carga Q_B (resistência de base) e a carga Q_L (resistência por atrito lateral da estaca), conforme apresentado pela Equação (2.11).

$$Q = Q_B + Q_L \quad (2.11)$$

Segundo Salgado (2008), as parcelas de resistência são obtidas através da área da seção transversal da estaca (variável geométrica) e da resistência unitária do solo (variável geotécnica). A Equação (2.12) corresponde a resistência da base, em que A_B = área da base da estaca e q_B = resistência unitária da base; e a Equação (2.13) contempla a soma da resistência em todas as n camadas de solo que são cruzadas pela estaca, sendo q_{Li} = resistência lateral unitária em uma camada de solo i e A_{Li} = área lateral da estaca em contato com a camada i .

$$Q_B = A_B \cdot q_B \quad (2.12)$$

$$Q_L = \sum_{i=1}^n A_{Li} \cdot q_{Li} \quad (2.13)$$

O mecanismo envolvido no desenvolvimento da capacidade de carga de uma estaca é mais facilmente compreendido a partir da hipótese de que primeiro ocorre a mobilização exclusivamente do atrito lateral, para que depois seja iniciada a mobilização da resistência de ponta (CINTRA; AOKI, 2010). A Figura 2.7 apresenta uma representação conceitual de como uma estaca absorve um carregamento axial crescente aplicado em seu topo até atingir a carga última (Q_{ult}), em que a estaca não é mais capaz de suportar carga adicional, levando a ruptura do sistema através do aumento acentuado dos recalques sob carga constante.

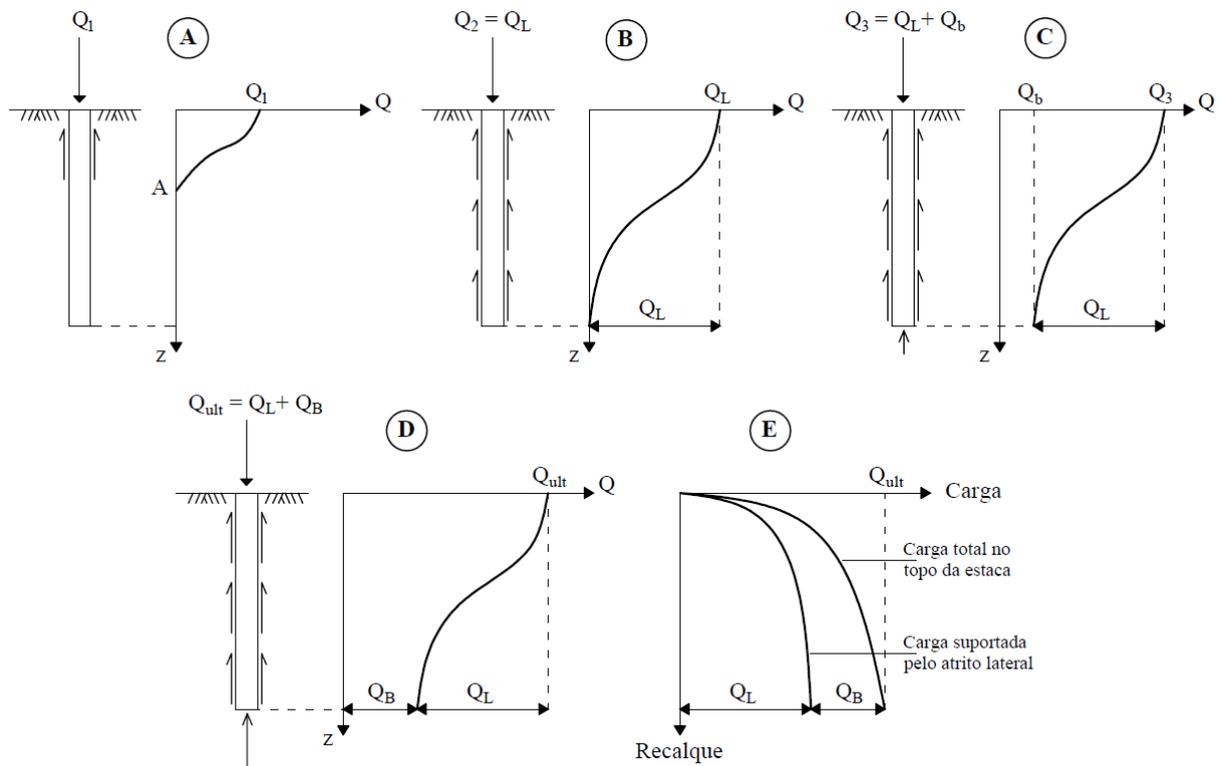


Figura 2.7: Transferência de carregamento axial em estaca (Adaptado de SALGADO, 2008)

A Figura 2.7 apresenta diferentes fases de carregamento, ilustrando a mobilização da resistência ao longo da fundação ao lado de um gráfico que indica a carga axial (Q) suportada pela seção transversal da estaca a cada profundidade (z). No início do carregamento, uma pequena carga Q_1 aplicada no topo da estaca (A) é totalmente absorvida pelo atrito lateral ao longo de uma seção que vai do topo até o ponto A. Conforme a carga aumenta, a resistência por atrito lateral passa a ser mobilizada ao longo de toda a estaca (B) até que se atinja a resistência máxima por atrito lateral (Q_L). Então, qualquer incremento adicional de carga (Q_b) no topo passa a ser suportado pela base da estaca (C), até que se atinja a máxima resistência de base (Q_B), quando a estaca atinge a carga última (Q_{ult}) levando a ruptura do sistema de fundação (D). Em (E) observa-se a curva carga-recalque típica do problema em questão, em que a resistência por atrito lateral (Q_L) é alcançada em pequenas deformações e a carga última (Q_{ult}) é atingida apenas em deslocamentos muito grandes, sendo que a diferença entre ambas as curvas corresponde à resistência da base (Q_B) (SALGADO, 2008).

Tomlinson e Woodward (2008) também explicam tal comportamento. Quando uma estaca é submetida a uma carga axial crescente, a curva carga-recalque resultante é mostrada na Figura

2.8a. Inicialmente, o sistema estaca-solo se comporta elasticamente até determinado ponto A e se houver descarregamento em qualquer estágio até esse ponto, o topo da estaca retornará ao seu nível original. Quando a carga é aumentada além de A, ocorre uma plastificação próxima a interface solo-estaca e o deslizamento ocorre até o ponto B ser atingido, quando o atrito lateral máximo será mobilizado. Se houver descarregamento nesse estágio, o topo da estaca retornará para o ponto C com um recalque permanente correspondente a distância OC.

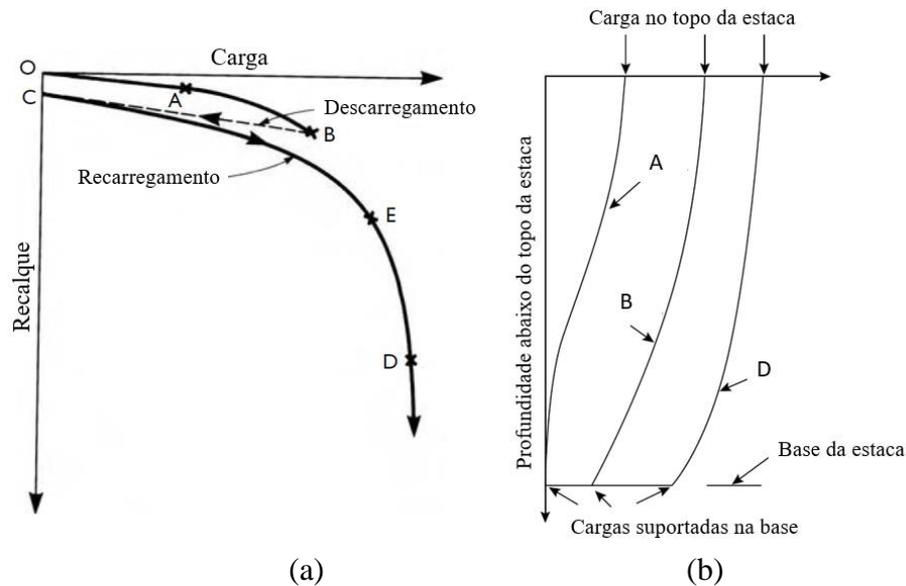


Figura 2.8: Curva carga-recalque e transferência de carga (Adaptado de TOMLINSON; WOODWARD, 2008)

O movimento necessário para mobilizar o atrito lateral máximo do fuste é muito pequeno, sendo da ordem de 0,3% a 1% do diâmetro da estaca. A resistência da base da estaca requer um movimento descendente maior para sua total mobilização, e pode estar na faixa de 10% a 20% do diâmetro da base. Quando se atinge mobilização total da resistência da base (ponto D) a estaca afunda no solo sem aumento adicional de carga, ou pequenos aumentos de carga produzem recalques cada vez maiores (TOMLINSON; WOODWARD, 2008).

Se extensômetros forem instalados em vários pontos ao longo do fuste da estaca, obtém-se os diagramas ilustrados na Figura 2.8b, que mostram a transferência em cada estágio de carregamento. No ponto A, praticamente toda a carga é suportada pelo atrito e há pouca ou nenhuma transferência de carga para a base da estaca. Quando a carga atinge o ponto B, o fuste da estaca está suportando sua máxima resistência e a base está suportando alguma carga. No ponto D, a carga na base terá atingido a resistência máxima e a carga nesse ponto representa o estado limite último da estaca, em que há ruptura devido ao cisalhamento do solo. Em projetos

de engenharia, considera-se que uma fundação rompe ao atingir níveis de recalque que provoquem problemas estruturais ou danos a revestimentos e acabamentos. Isso geralmente ocorre a uma carga menor que a resistência final da estaca podendo ser representado por algum ponto como E na curva carga-recalque da Figura 2.8a (TOMLINSON; WOODWARD, 2008).

Considerando problemas reais, sabe-se que a mobilização da resistência da ponta acontece desde o início do carregamento de forma simultânea à mobilização do atrito lateral, porém, a mobilização na ponta normalmente ainda não é significativa. Além disso, a resistência de atrito lateral poderá atingir um valor máximo (de pico) e depois cair para um valor residual, sendo necessário compreender que ao se referir ao atrito máximo na fase da mobilização da ponta o mesmo corresponde ao atrito residual, se for o caso (CINTRA; AOKI, 2010).

Conforme Cintra e Aoki (2010) existem diferentes divisões entre as duas parcelas de resistência. Em estacas escavadas e em perfis metálicos cravados há predominância da parcela de atrito, já em fundações cravadas mais robustas e em estacas Franki a parcela de mais influência é a resistência de ponta. No extremo das situações, há estacas que resistem somente por atrito lateral (flutuantes) ou somente pela base (estaca de ponta). A Figura 2.9a apresenta a relação carga-recalque para uma estaca com fuste reto e longo na argila de Londres, demonstrando que há uma pequena contribuição da resistência de base ao longo do carregamento, sendo a maior parcela referente ao atrito lateral. Já a Figura 2.9b representa uma estaca mais curta com base alargada, demonstrando que a resistência se dá praticamente pela base da fundação, com pequena contribuição do atrito lateral.

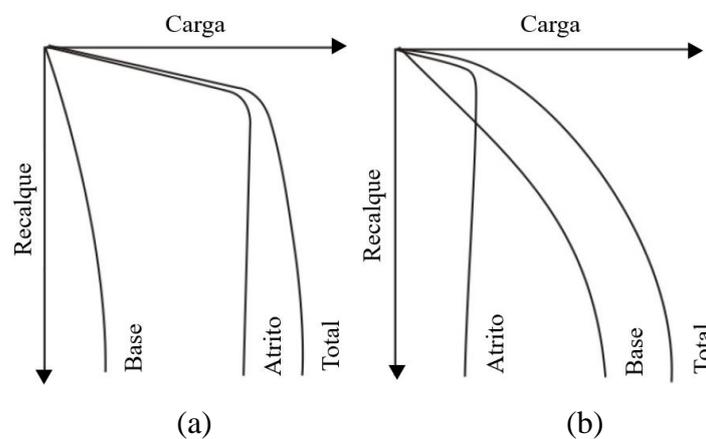


Figura 2.9: Transferência de carga para diferentes situações (Adaptado de BURLAND; COOKE, 1974)

A capacidade de carga de um sistema de fundação por estaca pode ser prevista a partir de diferentes métodos. Velloso e Lopes (2010) dividem os métodos existentes em racionais (teóricos) e semiempíricos.

2.3.2.1 Métodos Teóricos para Estimativa da Capacidade de Carga

A dificuldade de ajustar um bom modelo físico e matemático à ruptura em fundações profundas faz com que existam diferentes metodologias na forma de tentativas de equacionar tal problema. Porém, os métodos disponíveis não são totalmente eficazes, o que faz com que ainda tenham uma aplicação reduzida em projetos de fundações (CINTRA; AOKI, 2010). Além disso, os métodos teóricos usuais consideram exclusivamente solo coesivo ou granular, enquanto na natureza frequentemente são encontrados solos que apresentem comportamento coesivo-friccional, como os residuais.

Substituindo as Equações (2.12) e (2.13) na Equação (2.11) tem-se a Equação (2.14). Para solucionar a equação é necessário determinar as variáveis geotécnicas, sendo essas a resistência unitária da base (q_B) e resistência unitária por atrito lateral (q_L).

$$Q_{ult} = A_B \cdot q_B + \sum_{i=1}^n A_{Li} \cdot q_{Li} \quad (2.14)$$

A tensão de atrito lateral q_L que se desenvolve entre o solo e determinado segmento da estaca na condição de máxima mobilização pode ser calculada através da Equação (2.15), onde a = aderência estaca-solo (igual a αc , onde c é a coesão do solo e α um fator adimensional que expressa a parcela de coesão considerada aderência na superfície da estaca); K = coeficiente de empuxo horizontal após a execução da estaca, σ'_h = tensão horizontal efetiva no segmento da estaca, δ = ângulo de atrito estaca-solo, σ'_v = tensão vertical efetiva no segmento da estaca, γ = peso específico e z = profundidade (CINTRA; AOKI, 2010).

$$q_L = a + \sigma'_h \cdot \operatorname{tg} \delta = a + K \cdot \sigma'_v \cdot \operatorname{tg} \delta = a + K \cdot \gamma \cdot z \cdot \operatorname{tg} \delta \quad (2.15)$$

O coeficiente de empuxo (K) está relacionado ao tipo de estaca e a perturbação sofrida pelo solo ao seu redor no momento da execução: quando o procedimento não provocar praticamente nenhum deslocamento no solo, o valor de K se aproxima do coeficiente de empuxo em repouso; em estacas que geram grandes deslocamentos K pode assumir valores mais elevados próximos

a condição de empuxo passivo; em estacas escavadas que permaneçam abertas por muito tempo antes da concretagem K tende a se aproximar a condição de empuxo ativo, em que o solo tende a se movimentar no sentido de diminuir o diâmetro (CINTRA; AOKI, 2010). Em estacas escavadas, K é igual ou menor que o coeficiente de empuxo no repouso (K_0), podendo ser considerado próximo em procedimentos usuais que sejam rápidos e que o solo não sofra grande desconfinamento. O ângulo de atrito de interface δ é igual ou menor ao ângulo de atrito interno efetivo do solo ϕ' e de acordo com a experiência, em estacas com rugosidade normal pode-se tomar $\delta = \phi'$ (VELLOSO; LOPES, 2010).

Quanto à resistência de ponta, Terzaghi (1943) apresenta a Equação (2.16) para cálculo para estacas com base circular, considerando que o solo ao redor da estaca possa ser substituído por uma sobrecarga. Os fatores de capacidade de carga tanto para ruptura geral como para ruptura local podem ser obtidos pela Tabela 2.2.

$$q_B = 1,2 c N_c + \gamma L N_q + 0,6 \frac{B}{2} \gamma N_\gamma \quad (2.16)$$

Tabela 2.2: Fatores de capacidade de carga (BOWLES, 1968)

ϕ (°)	N_c	N_q	N_γ	N_c'	N_q'	N_γ'
0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	0,0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7

2.3.2.2 Métodos Semiempíricos para Estimativa de Capacidade de Carga

No Brasil a investigação geotécnica mais utilizada ainda é a sondagem a percussão (SPT). Dessa maneira, os principais métodos utilizados para determinar a capacidade de carga de estacas tem como base resultados de tais sondagens (VELLOSO; LOPES, 2010).

- **Método Aoki-Velloso**

O Método de Aoki e Velloso (1975) foi desenvolvido por meio de estudos comparativos entre resultados de provas de carga em estacas e de SPT. Tendo como base a Equação (2.14), novamente busca-se determinar os valores correspondentes às resistências unitárias de base e de atrito, as quais nesse caso são encontradas por meio do valor do índice de resistência a penetração (N_{SPT}) e fatores de ajuste. Assim, a Equação (2.17) representa o cálculo da capacidade de carga proposto por esses autores.

$$Q_{ult} = A_B \cdot \frac{k N_B}{F1} + \sum_{i=1}^n A_{Li} \cdot \frac{\alpha k N_L}{F2} \quad (2.17)$$

Os valores de k e α estão relacionados ao tipo de solo, sendo apresentados na Tabela 2.3. Os fatores $F1$ e $F2$ foram obtidos através de retroanálise em provas de carga em estacas e estão relacionados as contribuições de base e de atrito para os diferentes métodos executivos, sendo apresentados na Tabela 2.4. Já os valores de N_B e N_L correspondem respectivamente ao índice de resistência a penetração na cota de apoio da ponta da estaca e ao índice de resistência à penetração médio em cada camada de solo (na resistência de ponta os autores consideram a média de três valores: no nível da base, um metro a cima e um abaixo, tendo um valor limite de $N=50$).

Ao longo dos anos surgiram outros estudos voltados a aplicação do presente método em diferentes solos. Laprovitera (1988) e Benegas (1993) avaliaram em suas dissertações o método de Aoki e Velloso a partir de um banco de dados de provas de carga em estacas. Para isso, os autores propuseram valores de k e α expostos na Tabela 2.3 e os valores de $F1$ e $F2$ da Tabela 2.4. Para a resistência de ponta foi adotada a média dos valores de N em uma faixa de um diâmetro da estaca para cima e um diâmetro abaixo (ou no mínimo 1 m para cima e para baixo). Monteiro (1997), a partir de sua experiência prática propôs novos valores de k e α (Tabela 2.3) e $F1$ e $F2$ (Tabela 2.4). As recomendações desse último autor são que o valor de N é limitado a 40 e para o cálculo da resistência unitária de ponta devem ser considerados valores ao longo de espessuras iguais a 7 e 3,5 vezes o diâmetro da base para cima e para baixo do nível de assentamento, respectivamente. A média dos valores acima fornece q_{Bs} e dos valores abaixo fornece q_{Bi} , sendo q_B resultante da média entre ambos.

Tabela 2.3: Valores de k e α por diferentes autores

Tipo de solo	Aoki e Velloso (1975)		Laprovitera (1988)		Monteiro (1997)	
	k (kgf/cm ²)	α (%)	k (kgf/cm ²)	α (%)	k (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	10	1,4	6	1,4	7,3	2,1
Areia siltosa	8	2	5,3	1,9	6,8	2,3
Areia siltoargilosa	7	2,4	5,3	2,4	6,3	2,4
Areia argilossiltosa	5	2,8	5,3	2,8	5,7	2,9
Areia argilosa	6	3	5,3	3	5,4	2,8
Silte arenoso	5,5	2,2	4,8	3	5	3
Silte arenoargiloso	4,5	2,8	3,8	3	4,5	3,2
Silte	4	3	4,8	3	4,8	3,2
Silte argiloarenoso	2,5	3	3,8	3	4	3,3
Silte argiloso	2,3	3,4	3	3,4	3,2	3,6
Argila arenosa	3,5	2,4	4,8	4	4,4	3,2
Argila arenossiltosa	3	2,8	3	4,5	3	3,8
Argila siltoarenosa	3,3	3	3	5	3,3	4,1
Argila siltosa	2,2	4	2,5	5,5	2,6	4,5
Argila	2	6	2,5	6	2,5	5,5

Tabela 2.4: Valores de F1 e F2 por diferentes autores

Tipo de Estaca	Aoki e Velloso (1975) Velloso et al. (1978)		Laprovitera (1988) Benegas (1993)		Monteiro (1997)	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Franki	2,5	5	2,5	3		
Metálica	1,75	3,5	2,4	3,4	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto	1,75	3,5	2	3,5		
Escavada	3	6	4,5	4,5		
Franki de fuste apilado					2,3	3
Franki de fuste vibrado					2,3	3,2
Pré-moldada concreto (percussão)					2,5	3,5
Pré-moldada concreto (prensagem)					1,2	2,3
Escavada com lama bentonítica					3,5	4,5
Raiz					2,2	2,4
Strauss					4,2	3,9
Hélice contínua					3	3,8

- **Método Décourt e Quaresma**

Décourt e Quaresma (1978) propõem a Equação (2.18) para obtenção da carga última da estaca.

$$Q_{ult} = A_B \cdot (C \cdot N_B) + A_L \cdot 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (2.18)$$

A parcela de ponta depende do coeficiente C que é relacionado ao tipo de solo (Tabela 2.5) e de N_B que corresponde ao índice de penetração na base da estaca obtido pela média dos valores da base, imediatamente superior e imediatamente inferior. A parcela de atrito lateral é feita considerando a média dos valores de N_{SPT} (N_L) ao longo do fuste sem considerar os usados na

base, sendo que valores de N_L menores que 3 devem ser considerados 3 e maiores que 50 devem ser considerados 50 (para estacas escavadas e de deslocamento).

Tabela 2.5: Coeficiente característico do solo C

Tipo de Solo	C (kPa)	
	Décourt e Quaresma (1978)	Décourt (1986)
Argilas	120	100
Siltes Argilosos (alteração de rocha)	200	120
Siltes Arenosos (alteração de rocha)	250	140
Areias	400	200

Décourt (1996) introduz fatores α e β respectivamente nas parcelas de resistência de ponta e atrito lateral, originando a Equação (2.19). Esses fatores são sugeridos para estacas escavadas, hélice contínua, raiz e injetada em altas pressões, sendo os valores apresentados na Tabela 2.6.

$$Q_{ult} = \alpha \cdot A_B \cdot (C \cdot N_B) + \beta \cdot A_L \cdot 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (2.19)$$

Tabela 2.6: Fatores α e β conforme estaca e solo (DÉCOURT, 1996)

Tipo de Solo	Escavada em geral		Escavada com lama		Hélice contínua		Raiz		Injetada sob altas pressões	
	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β
Argilas	0,85	0,8	0,85	0,9	0,3	1	0,85	1,5	1	3
Solos intermediários	0,6	0,65	0,6	0,75	0,3	1	0,6	1,5	1	3
Areias	0,5	0,5	0,5	0,6	0,3	1	0,5	1,5	1	3

- **Método de Teixeira**

O Método de Teixeira (1996) foi desenvolvido a partir da aplicação prática e contínua de outros métodos, incluindo os previamente apresentados. O autor propõe uma equação unificada para capacidade de carga em função de apenas dois parâmetros, α e β , a qual está apresentada na Equação (2.20). Nesse caso, N_B = valor médio do índice de resistência à penetração medido no intervalo de quatro diâmetros acima da ponta da estaca e um diâmetro abaixo; N_L = valor médio do índice de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca, U = perímetro da estaca, L = comprimento da estaca; e A_B = área da base da estaca.

$$Q_{ult} = \alpha \cdot A_B \cdot N_B + \beta \cdot U \cdot L \cdot N_L \quad (2.20)$$

O valor de α (relativo à resistência de ponta) é função do tipo de solo e da estaca, enquanto o valor de β (relativo à resistência de atrito lateral) é função apenas do tipo da estaca. Ambos podem ser determinados por meio da Tabela 2.7.

Tabela 2.7: Fatores α e β de Teixeira (TEIXEIRA, 1996)

Coeficiente	Solo	Estaca			
		Pré-moldada de concreto e perfil metálico	Franki	Escavada	Raiz
α (kPa) $4 < N < 40$	Argila siltosa	110	100	100	100
	Silte argiloso	160	120	110	110
	Argila arenosa	210	160	130	140
	Silte arenoso	260	210	160	160
	Areia argilosa	300	240	200	190
	Areia siltosa	360	300	240	220
	Areia	400	340	270	260
	Areia com pedregulhos	440	380	310	290
β (kPa)	-	4	5	4	6

2.3.3 Grupos de Estacas

Com muita frequência as estacas trabalham em grupo, sendo unidas estruturalmente pelo topo através de um bloco de coroamento. Os grupos se tornam necessários devido a cargas elevadas nos pilares em relação à carga de trabalho das estacas disponíveis (VELLOSO; LOPES, 2010). Conforme a NBR 6122, o bloco de coroamento é caracterizado como um elemento estrutural responsável por transferir a carga dos pilares para os elementos da fundação profunda (ABNT, 2019). A Figura 2.10 apresenta uma demonstração desse sistema de fundação, em que se considera que as cargas são transmitidas ao solo somente através das estacas.

Conforme a NBR 6122, efeito de grupo corresponde ao processo de interação entre as diversas estacas constituintes de uma fundação durante a transmissão das cargas aplicadas sobre elas ao terreno, acarretando em uma superposição de tensões (ABNT, 2019). De acordo com Tomlinson e Woodward (2008), a capacidade de suporte de um grupo de estacas carregadas verticalmente pode, em muitas situações, ser maior ou menor que a soma das capacidades das estacas individuais que compõem o grupo, enquanto os recalques do grupo sempre são maiores do que os de uma única estaca suportando a mesma carga de trabalho que cada estaca do grupo.

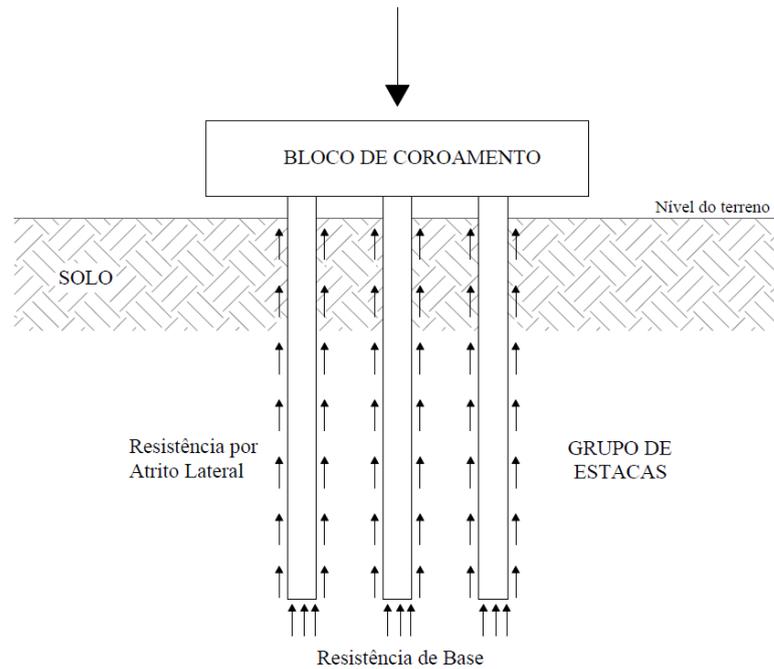


Figura 2.10: Distribuição do carregamento em grupos de estacas

O espaçamento entre estacas dentro do grupo é uma das decisões críticas de projeto. O espaçamento excessivo torna os blocos muito caros, ao passo que quando as estacas são pouco espaçadas elas podem transferir uma porção crescente de suas cargas para estacas vizinhas, podendo reduzir a carga que cada estaca suporta e, assim, prejudicar a eficiência ao grupo. O espaçamento ideal depende de inúmeros fatores, estando tipicamente na faixa de 2-5 diâmetros de estaca entre os eixos. O tipo de estrutura, a magnitude das cargas e o número de estacas no grupo influenciam a determinação do espaçamento ótimo (SALGADO, 2008).

De acordo com Cintra e Aoki (2010), a capacidade de carga do grupo pode ser diferente da soma dos valores de capacidade de carga dos elementos isolados que o compõem devido a um possível efeito de grupo sobre a capacidade de carga, que pode ser quantificado pela chamada eficiência de grupo (η) apresentada na Equação (2.21), em que Q_g = capacidade de carga do grupo de estacas e Q_i = capacidade de carga do elemento de fundação isolado.

$$\eta = \frac{Q_g}{\sum Q_i} \quad (2.21)$$

A eficiência do grupo depende da forma e tamanho do grupo, do espaçamento entre estacas e do tipo de solo e de estaca, podendo ser benéfico ou não. Os índices de eficiência existentes são baseados somente na experiência, sem qualquer relação com os princípios teóricos da mecânica dos solos, devendo ser aplicados com cuidado (TOMLINSON; WOODWARD, 2008).

De forma geral, elementos de fundação executados muito próximos comportam-se na forma de bloco em conjunto com o solo aprisionado entre eles, sendo que não há contribuição do atrito lateral nas estacas internas (Figura 2.11a). Esse comportamento não é desejável, sendo necessário adotar um espaçamento mínimo entre estacas para evitá-lo. Pode-se avaliar essa situação calculando-se a capacidade de carga pela soma das capacidades individuais das estacas e compará-la com a de um elemento único de base igual a área do grupo e superfície lateral igual a superfície externa do grupo (Figura 2.11b), sendo que o menor valor (entre grupo e soma de individuais) corresponde ao comportamento mais provável (VELLOSO; LOPES, 2010).

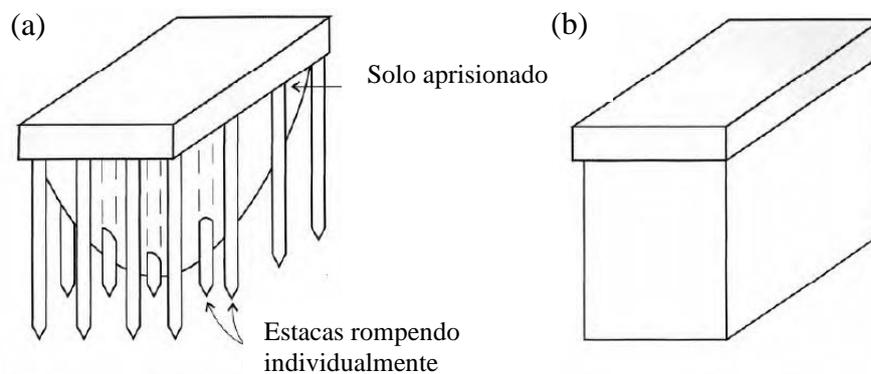


Figura 2.11: Superfície de ruptura de grupo de estacas (a) real e (b) simplificado (VELLOSO; LOPES, 2010)

Salgado (2008) também salienta que a ruptura pode ocorrer pelo grupo de estacas inteiro na forma de bloco ou a partir da ruptura individual das estacas, sendo que a ruptura do bloco é possível apenas para espaçamentos muito próximos (menores que $2-3D$), considerando que a probabilidade aumenta quanto menor for a contribuição da base do grupo de estacas para a capacidade de carga total. A Figura 2.12 apresenta as áreas e perímetros a serem utilizados nos cálculos considerando a ruptura individual de estacas ou em bloco, dependendo da situação.

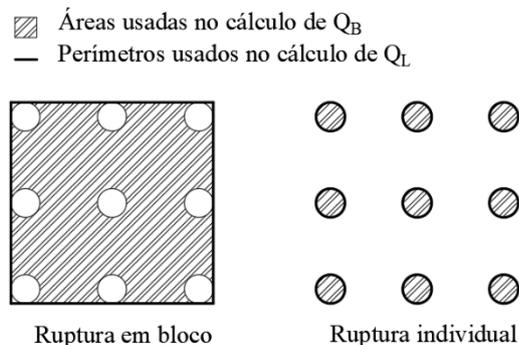


Figura 2.12: Rupturas para grupos de estacas (Adaptado de SALGADO, 2008)

O valor da eficiência de grupo normalmente fica próximo da unidade para estacas escavadas em qualquer tipo de solo (CINTRA; AOKI, 2010). Segundo Velloso e Lopes (2010), as estacas escavadas não apresentam efeitos benéficos pelo efeito de grupo, sendo que a proximidade muito grande pode criar o efeito de bloco, devendo ser evitado. Para isso, sugere-se um espaçamento mínimo da ordem de 3 diâmetros entre os eixos das estacas, a fim de que haja o comportamento individual pleno das estacas em relação à sua capacidade de carga.

Conforme a NBR 6122, a força resistente de cálculo de um grupo de estacas não pode ser superior à de uma sapata hipotética com contorno igual ao do grupo apoiada numa cota superior à da ponta das fundações, sendo a diferença de cotas igual a 1/3 do comprimento de penetração das fundações na camada de suporte (ABNT, 2019).

Segundo Cintra e Aoki (2010), os grupos de estacas costumam apresentar recalques superiores aos de uma estaca sozinha submetida ao mesmo carregamento. É possível incorporar o efeito de grupo ao recalque de grupos de estacas através de um fator α como apresentado na Equação (2.22) em que ρ_g = recalque do grupo e ρ_i = recalque da estaca isolada.

$$\rho_g = \alpha \rho_i \quad (2.22)$$

Os estados limites baseados em recalque são geralmente críticos para grupos de estacas. O recalque de cada estaca é a soma dos recalques que a estaca sofreria se cada estaca do grupo fosse carregada, uma de cada vez. Considerando para exemplo duas estacas (A e B) idealizadas com rigidez igual à do solo, dispostas na Figura 2.13. Se a estaca B estiver sujeita a alguma carga, a estaca A recalca mesmo se a carga nela for zero. Neste caso, o recalque da estaca A resulta do efeito da estaca B no solo circundante, o qual se move para baixo como resultado do arrastamento pela estaca B, carregando a estaca A (SALGADO, 2008).

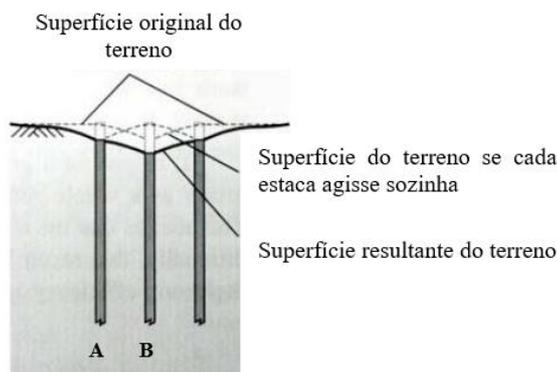


Figura 2.13: Recalque de estacas dentro de um grupo (Adaptado de SALGADO, 2008)

2.3.4 Resultados em Solo Residual

A fim de analisar o comportamento do solo da região de Passo Fundo, Lopes Jr. e Thomé (2005) executaram seis provas de carga em estacas escavadas de 25 cm de diâmetro, com profundidades que variaram de 3,86 a 4,7 m de comprimento, sendo que em três delas colocou-se EPS na ponta para que fosse possível analisar as cargas resistidas pelo fuste e pela ponta da estaca. A Figura 2.14 apresenta as curvas carga-recalque obtidas para os diferentes ensaios submetidos a carregamento axial: (a) estacas convencionais com parcela da ponta e atrito lateral; (b) estacas com EPS na ponta somente com a parcela de atrito lateral; (c) média dos resultados obtidos nas curvas anteriores para resistência total e resistência somente por atrito.

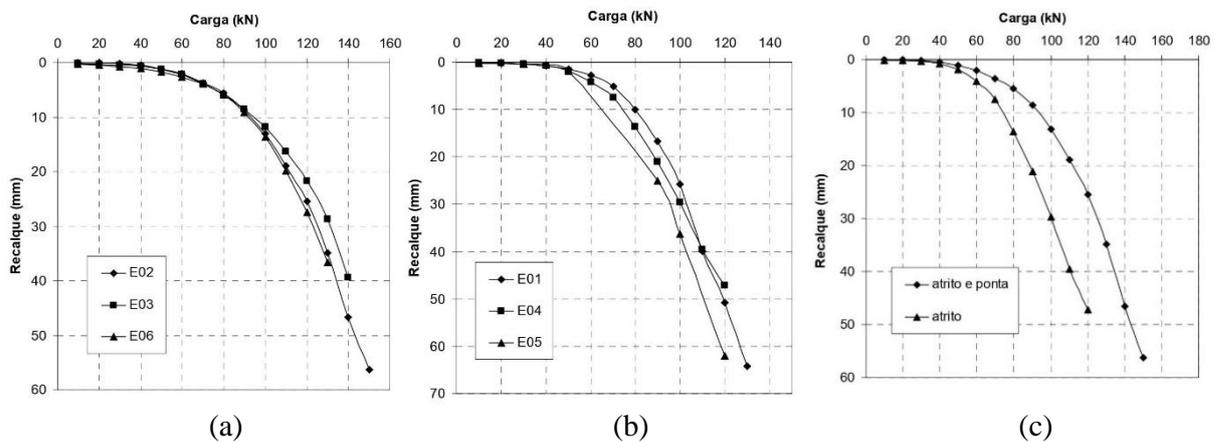


Figura 2.14: Curvas carga-recalque das estacas (LOPES JR; THOMÉ, 2005)

A partir das curvas é possível perceber que os incrementos de carga iniciais não causam recalques significativamente diferentes, sendo possível supor que a ponta da estaca ainda não está solicitada neste nível de carga e que a mesma é resistida somente pelo atrito lateral. Porém, ao alcançar certo carregamento, incrementos de carga iguais nas estacas provocam recalques maiores nas estacas sem o contato da base, indicando a redução na parcela de resistência mobilizada por essas estacas. Assim, constata-se que para estacas escavadas em solo residual o atrito lateral é responsável pela maior parte da resistência total, sendo que a contribuição da base foi estimada em aproximadamente 25% da carga última (LOPES JR; THOMÉ, 2005).

2.4 FUNDAÇÕES MISTAS

De acordo com Salgado (2008), tradicionalmente o projeto de fundações tem sido baseado na hipótese da inexistência do contato entre o bloco e o solo, o que é uma suposição conservadora, visto que muitos blocos são apoiados no solo e, assim, desenvolvem alguma capacidade de carga além da capacidade de carga das estacas. Em sua maioria, os códigos de projeto em todo o mundo baseiam-se na capacidade de carga das estacas, negligenciando a contribuição do elemento superficial, o que representa uma suposição conservadora demais, visto que os recalques totais e diferenciais das fundações estaqueadas são geralmente muito pequenos e, provavelmente desnecessariamente pequenos na maioria dos casos (DE SANCTIS et al., 2002).

Nesse contexto, surge a ideia da utilização de fundações mistas, as quais são constituídas por elementos verticais e horizontais, sendo que a transferência das cargas estruturais ao solo ocorre pelo fuste e pela ponta dos elementos verticais e também pela base do elemento horizontal (DÉCOURT et al, 1998). Poulos (2001) indica que os perfis de solo favoráveis para a adoção deste tipo de fundação são os que apresentam argila média ou rija ou solos arenosos com compactidade densa nas camadas superficiais, pelo fato do elemento superficial interagir com uma camada de solo de grande resistência e contribuir com o desempenho do sistema. A Figura 2.15 representa esquematicamente a transferência dos carregamentos a partir desse sistema de fundação.

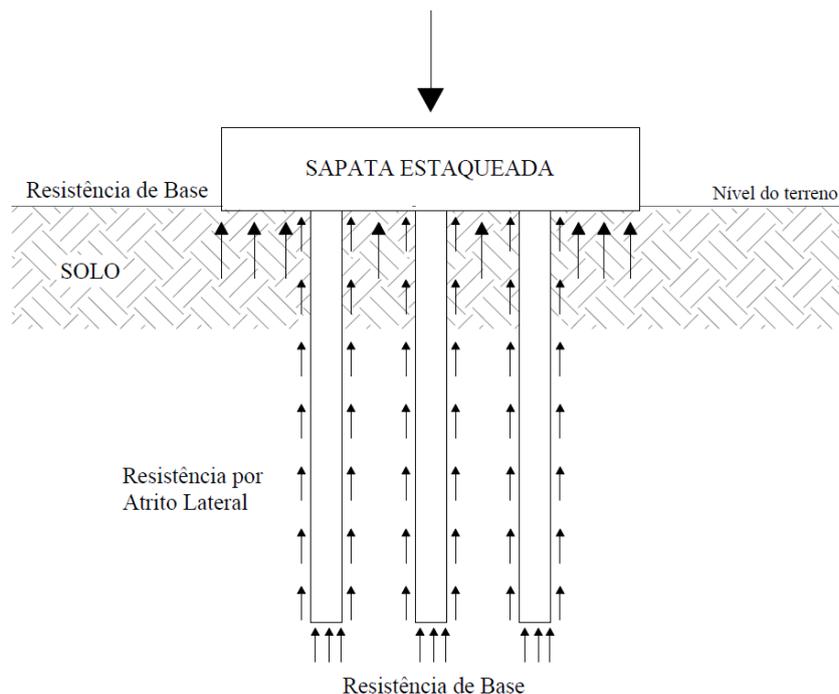


Figura 2.15: Distribuição de carregamento através de sapata estaqueada

Segundo Décourt et al. (1998) o conceito de sapata estaqueada tem sido empregado no Brasil desde os anos 90, sendo inicialmente divididos em dois tipos principais. A Estaca-T é uma fundação formada por um elemento horizontal apoiado diretamente sobre um elemento vertical sem nenhum tipo de engaste, de modo que somente esforços verticais de compressão sejam transmitidos ao elemento vertical (estaca). Um procedimento simplificado de aplicação do método consiste em adotar uma carga de trabalho de 70% para a estaca em relação a sua capacidade de carga, projetando o topo como fundação superficial capaz de suportar a carga aplicada pelo pilar menos a carga admitida para a estaca. Já a Estapata, contempla a execução de uma estaca no solo, sobre a qual é colocado um disco de EPS de espessura igual ao recalque admitido em projeto. O objetivo do disco é impedir o contato entre a sapata e a estaca, sendo que o mesmo só irá ocorrer caso o recalque da sapata ultrapasse o calculado. Dessa maneira, garante-se que recalques muito superiores aos previstos não irão ocorrer na fundação. A Figura 2.16a apresenta a Estaca-T e a Figura 2.16b apresenta a Estapata.

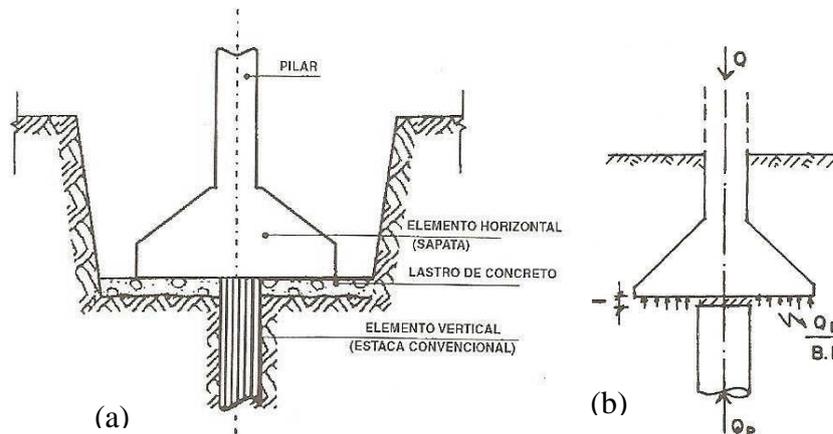


Figura 2.16: Modelo de (a) Estaca-T e (b) Estapata (DÉCOURT et al., 1998)

2.4.1 Compartilhamento do Carregamento

Em um sistema de radier estaqueado (ou sapata estaqueada), o carregamento Q_{pr} aplicado sobre o elemento é dividido entre o radier (ou sapata) e as estacas. Mandolini (2003) propôs a utilização de um coeficiente de compartilhamento do carregamento α_{pr} que define a porção de carga suportada pelas estacas em relação a carga total através da Equação (2.23), sendo Q_p a soma da carga suportada por cada estaca do grupo.

$$\alpha_{pr} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{p,i}}{Q_{pr}} \quad (2.23)$$

Dessa forma, $\alpha_{pr} = 0$ representa uma fundação superficial sem a contribuição de estacas, enquanto $\alpha_{pr} = 1$ representa um grupo de estacas sem o contato do bloco de coroamento com o solo, em que as estacas suportam todo o carregamento. Assim, valores de α_{pr} entre 0 e 1 correspondem ao sistema do radier estaqueado (sapata estaqueada), que possui contribuição de ambos os elementos. A Figura 2.17 representa a situação apresentada.

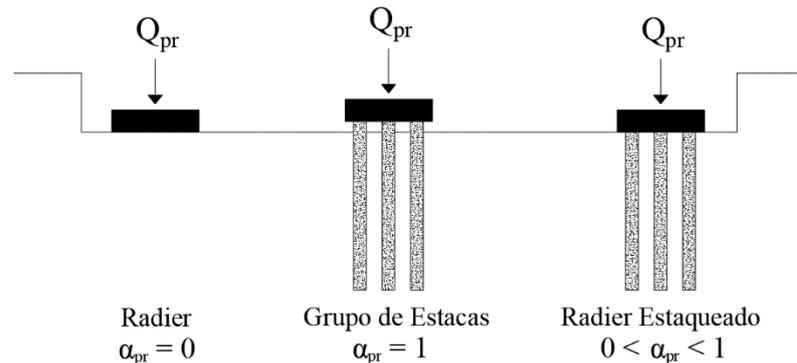


Figura 2.17: Distribuição do carregamento entre radier e estacas (Adaptado de MANDOLINI, 2003)

Long (2010) reuniu diferentes obras que foram monitoradas ao longo dos anos a fim de comprovar seus requisitos de serviço e transferência de carga. Os dados obtidos são apresentados na Figura 2.18. Muitas das fundações dos edifícios analisados foram projetadas pelo método convencional de grupo de estacas, mas agiram como uma fundação do tipo radier estaqueado, visto que o radier suportou parte da carga total. Também é possível perceber que quanto maior a carga suportada pelas estacas, menor a ocorrência de recalque.

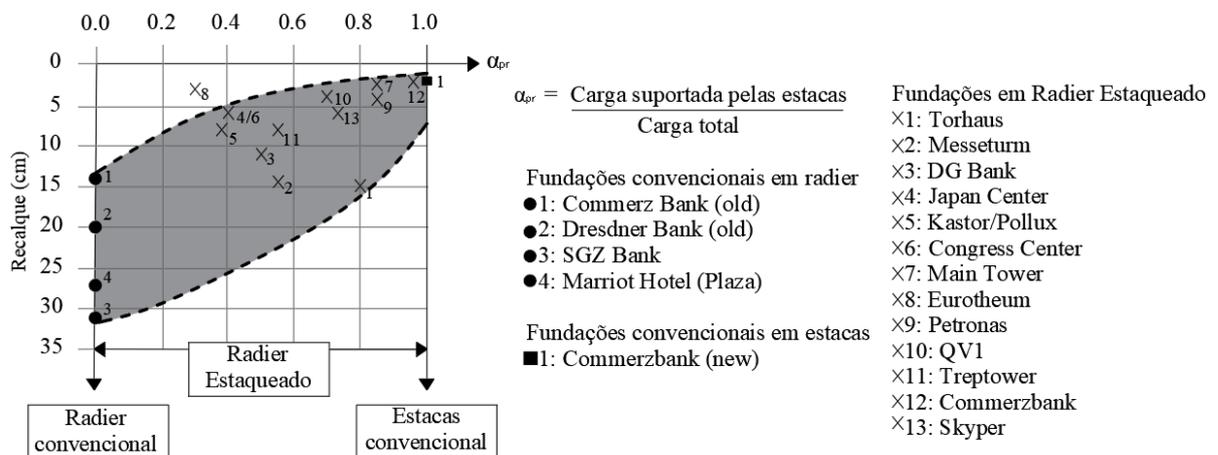


Figura 2.18: Distribuição do carregamento entre radier e estacas (Adaptado de LONG, 2010)

O compartilhamento de carga entre as estacas e o radier é uma medida fundamental em projetos de radier estaqueado. Mandolini, Russo e Viggiani (2005) reuniram casos disponíveis na literatura formando um banco de dados experimental para avaliar a interação entre os elementos. A Figura 2.19 apresenta a carga suportada pelo radier obtida para cada caso versus o respectivo parâmetro $(s/d) / (A_g/A)$, em que A = área do radier, A_g = área do grupo de estacas, s = espaçamento entre eixos de estacas e d = diâmetro das estacas.

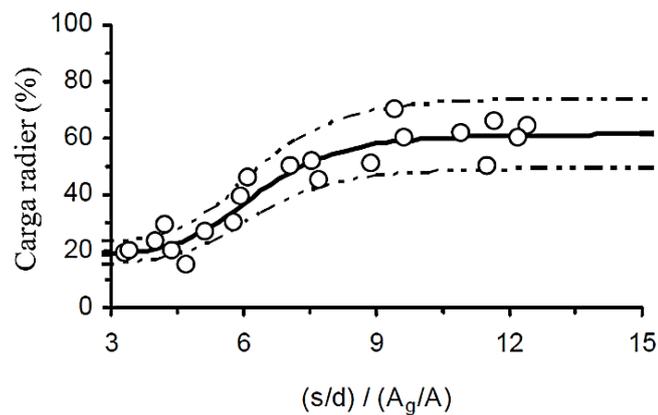


Figura 2.19: Carga suportada pelo radier considerando o fator adimensional (MANDOLINI; RUSSO; VIGGIANI, 2005)

Nota-se que a carga suportada pelo radier aumenta com o aumento dos valores de $(s/d) / (A_g/A)$, tornando-se quase constante para valores abaixo de 4 e acima de 10. Assim, verifica-se que para pequenos espaçamentos ($s/d \sim 3$ ou 4) e grupos de estacas cobrindo todo o radier ($A_g/A \sim 1$) a porcentagem de carga suportada pelo radier é de no mínimo 20%, sendo que tal valor aumenta até 60-70% com o aumento do espaçamento ou redução da área ocupada pelo grupo de estacas.

De Sanctis e Russo (2008) propõem o gráfico apresentado na Figura 2.20 para representar a carga suportada pelo radier Q_r como uma porcentagem da carga total aplicada a fundação Q_{pr} em função de uma quantidade adimensional denominada pelos autores como fator de preenchimento do radier, o qual inverte a relação previamente apresentada, na forma de $FF = (A_g/A) / (s/d)$, tendo como base os mesmos dados de Mandolini et al. (2005). Através do gráfico, constata-se que a carga do radier é sempre muito significativa e superior a 40% quando sua geometria é caracterizada por fator de preenchimento menor que 0,15. Também é possível observar que a carga do radier nunca é desprezível, mesmo para fatores maiores.

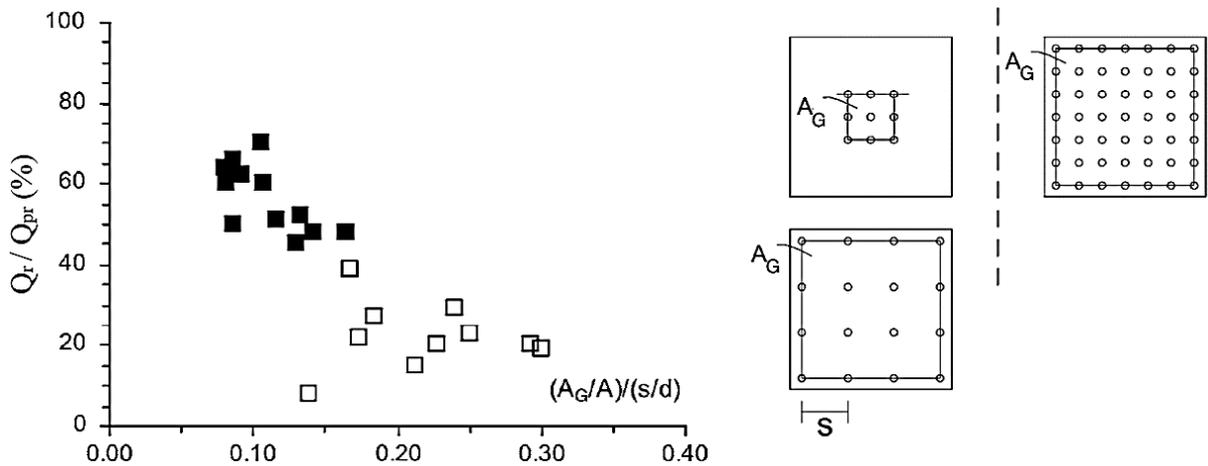


Figura 2.20: Carga suportada pelo radier considerando o fator de preenchimento (DE SANCTIS; RUSSO, 2008)

2.4.2 Capacidade de Carga

Uma fundação de radier estaqueado (sapata estaqueada) consiste em três elementos: o radier (sapata), as estacas e o subsolo. A carga é suportada parcialmente pela pressão de contato entre o radier (sapata) e o solo e parcialmente pelas estacas. Poulos (2001) sugere que a capacidade de carga última do radier estaqueado pode geralmente ser tomada através da Equação (2.24), considerando o menor valor entre: a soma das capacidades de carga última do radier e de todas as estacas; e a soma da capacidade de carga última de um bloco que abrange as estacas mais a porção do radier fora do perímetro das estacas.

$$Q_{pr} = Q_p + Q_r \quad (2.24)$$

Um dos primeiros estudos teóricos referentes a contribuição do bloco na capacidade de carga de grupos de estacas foi realizado por Kishida e Meyerhof (1965). Os autores concluíram que quando ocorre a ruptura individual das estacas, a capacidade de carga total da fundação pode ser estimada pela soma da capacidade de carga do bloco com a capacidade de carga das estacas (Figura 2.21b). Já no caso em que ocorre uma ruptura em bloco, a capacidade de carga total da fundação pode ser estimada pela soma da capacidade de carga do grupo de estacas considerando uma fundação equivalente com área limitada pelo perímetro externo das estacas com a capacidade de carga do bloco considerando somente a parte fora da área equivalente (Figura 2.21a).

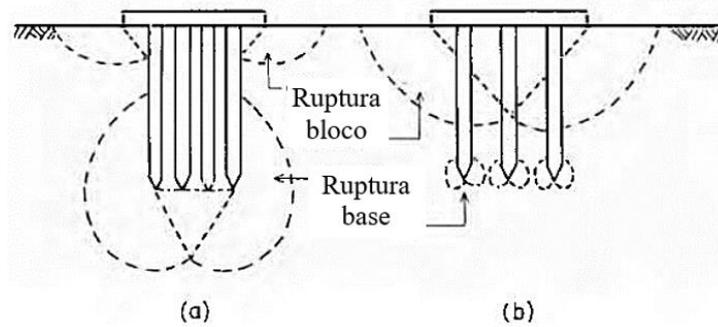


Figura 2.21: Formas de ruptura de radier estaqueado (a) em bloco e (b) individual (Adaptado de KISHIDA; MEYERHOF, 1965)

Entretanto, a instalação das estacas pode afetar as propriedades do solo e modificar o desempenho do radier. Além disso, o comportamento das estacas pertencentes a um radier estaqueado é afetado não apenas pela interação entre as estacas, mas também pela sobrecarga exercida pelo radier (MANDOLINI et al., 2005). Dessa forma, surge a hipótese de utilização de coeficientes para incluir essas variáveis, conforme a Equação (2.25), em que α_r e α_p são coeficientes que afetam a carga de ruptura do radier e do grupo de estacas quando combinados em um radier estaqueado.

$$Q_{pr} = \alpha_p Q_p + \alpha_r Q_r \quad (2.25)$$

A suposição de que a carga de ruptura de um radier estaqueado é igual à do grupo de estacas sozinha ($\alpha_r = 0$ e $\alpha_p = 1$) se demonstra como incorreta. A contribuição do radier para a capacidade de carga última é sempre positiva e uma fração da carga última Q_r do radier pode ser considerada (MANDOLINI et al., 2005).

De Sanctis e Mandolini (2003) obtiveram Q_{pr} a partir das capacidades de carga do radier Q_r e do grupo de estacas Q_p através da teoria convencional. Comparando a carga de estacas isoladas com as de grupos de estacas, os autores encontraram eficiência $\eta = 1$. Além disso, eles encontraram sistematicamente $\alpha_p = 1$ e derivaram diferentes valores de α_r para diferentes deslocamentos (10%*d*, 25%*d* e 10%B). Os três conjuntos de valores para α_r estão plotados na Figura 2.22 em relação à quantidade $(s/d) / (A_g/A)$. Como esperado, α_r aumenta pelo aumento desse valor e do deslocamento; além disso, parece que existe algum valor limitador $(s/d) / (A_g/A) \sim 10$, acima do qual não ocorre aumento significativo de α_r .

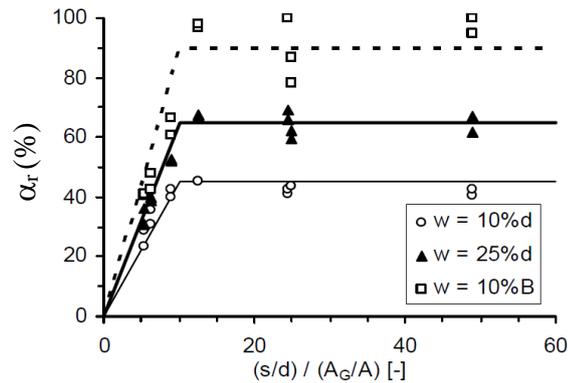


Figura 2.22: Relação entre α_r e o fator adimensional (MANDOLINI et al., 2005).

A capacidade de carga também foi analisada por De Sanctis e Mandolini (2006) em solo argiloso. Os autores concluíram que o radier não afeta (na prática) a capacidade de carga última do grupo de estacas, e assim o grupo de estacas contribui com a resistência geral do radier estaqueado com seu valor original Q_p ($\alpha_p = 1$), enquanto a contribuição do radier Q_r é reduzida em α_r , que depende do fator de preenchimento (FF) e pode ser obtida através da Figura 2.23. Nota-se que radier estaqueado com estacas distribuídas sobre toda a área do radier ($A_g/A = 1$) no espaçamento usual ($s/d = 3$) é representada por valores maiores de FF ($FF = 1/3$). Já casos com poucas estacas espalhadas por toda a área do radier ($A_g/A = 1$) e com espaçamento maior ou concentradas em uma porção menor do radier, mas com espaçamento comum, são representadas por valores menores para FF.

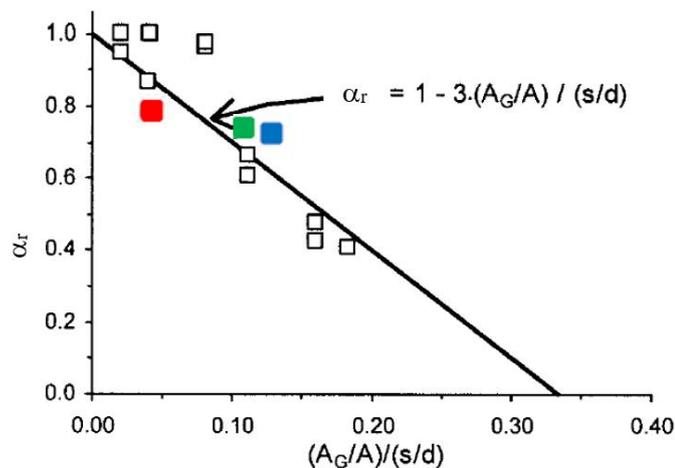


Figura 2.23: Relação entre α_r e FF (MANDOLINI et al., 2005)

A linha da Figura 2.23 foi imposta levando em consideração que: (1) quando não há estacas ($FF = 0$), a resistência do sistema de fundação é igual à capacidade do radier Q_r ($\alpha_r = 1$); (2)

quando estacas estão espalhadas por todo o radier no espaçamento para o qual é esperada a ruptura em bloco do grupo de estacas ($\sim 3d$ como encontrado experimentalmente) o radier não pode contribuir para a resistência do radier estaqueado ($\alpha_r = 0$). Isso significa que $(A_g/A) / (s/d) = 1/3$ pode ser considerado como um valor crítico correspondente à transição de um grupo de estacas (sem contribuição do radier) para um radier estaqueado (em que o radier aumenta a capacidade de carga da fundação através de uma fração α_r). Assim, a resistência de um radier estaqueado poderia ser encontrado pela Equação (2.26).

$$Q_{pr} = Q_p + (1 - 3FF)Q_r \quad (2.26)$$

Os estudos foram comparados com os resultados experimentais obtidos por provas de carga em escala real por Sales (2000) (ponto verde na Figura 2.23) e ensaios realizados em areia por Soares (2011) (pontos vermelho e azul na Figura 2.23), mostrando-se adequados.

Outra análise importante refere-se ao aumento da capacidade de carga da fundação devido ao contato entre o radier e o solo. Esse aumento pode ser representado pelo parâmetro ζ_{pr} obtido através da Equação (2.27), em que Q_{pr} é a carga suportada pelo radier estaqueado e Q_p é a carga suportada pelo grupo de estacas (MANDOLINI et al., 2005). Estudos mostram que ζ_{pr} aumenta com espaçamentos maiores e com menor número de estacas.

$$\zeta_{pr} = \frac{Q_{pr}}{Q_p} \quad (2.27)$$

Além disso, sob uma determinada carga aplicada Q no radier estaqueado, três fatores de segurança podem ser definidos: o do radier ($FS_r = Q_r/Q$), o do grupo de estacas ($FS_p = Q_p/Q$) e do radier estaqueado ($FS_{pr} = Q_{pr}/Q$). Sua proporção é sempre igual a ζ_{pr} , independentemente do valor selecionado para carga ou recalque. O coeficiente ζ_{pr} é obtido pela Equação (2.28) e varia entre 0,8 e 1, o que significa que a capacidade do radier estaqueado é de pelo menos 80% da soma das capacidades dos componentes separados (DE SANCTIS E MANDOLINI, 2005).

$$\xi_{pr} = \frac{Q_{pr}}{Q_r + Q_p} = \frac{FS_{pr}}{FS_r + FS_p} \quad (2.28)$$

Essa análise é corroborada com os estudos de Wu et al. (2002), os quais indicam que o fator de segurança de um radier estaqueado pode ser ligeiramente menor que a soma dos fatores de segurança do radier e o grupo de estacas isoladamente, conforme ilustrado na Figura 2.24.

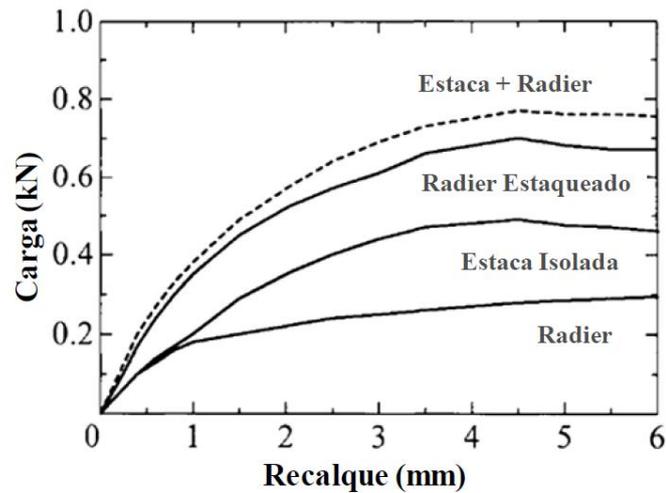


Figura 2.24: Curvas carga-recalque dos elementos isolados e do radier estaqueado (Adaptado de WU et al., 2002)

2.4.3 Abordagens de Projeto

Randolph (1994) definiu três filosofias de projeto diferentes em relação aos radiers estaqueados.

Abordagem convencional: a fundação é projetada essencialmente como um grupo de estacas, em que as estacas são projetadas para suportar a maior parte da carga, permitindo alguma contribuição do radier principalmente para a capacidade de carga última. As estacas são espaçadas de forma regular sobre toda a área da fundação. A carga de trabalho é bem menor que a capacidade de carga.

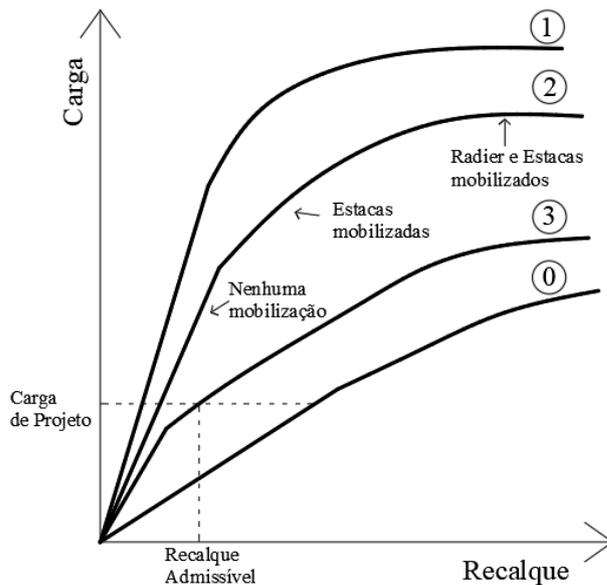
Estacas totalmente mobilizadas ou *Creep piling*: as estacas são projetadas para operar em uma carga de trabalho muito próxima da capacidade de carga, tipicamente 70-80% da carga de ruptura. São incluídas estacas suficientes sobre o radier a fim de reduzir a tensão no contato entre o radier e o solo e assim reduzir a ocorrência de recalques.

Controle de recalque diferencial: diferentemente das abordagens anteriores, em que as estacas são uniformemente distribuídas sobre o radier a fim de reduzir os recalques totais, nesse caso as estacas são localizadas estrategicamente para reduzir os recalques diferenciais.

Além disso, há uma versão mais extrema de *creep piling*, na qual a capacidade de carga total das estacas é utilizada: isto é, algumas ou todas as estacas operam a 100% de sua capacidade de carga última. Isso dá origem ao conceito de usar estacas principalmente como redutores de

recalque, embora reconhecendo que elas também contribuem para aumentar a capacidade de carga final de todo o sistema de fundação (POULOS, 2001).

A Figura 2.25 ilustra, conceitualmente, o comportamento carga-recalque de radier estaqueado segundo diferentes abordagens. A curva 0 mostra o comportamento do radier sozinho, com recalque excessivo para a carga de projeto. A curva 1 representa a filosofia de projeto convencional, no qual o comportamento do radier estaqueado é governado pelo grupo de estacas e as estacas suportam a maior parte da carga. A curva 2 representa o caso de *creep piling*, onde as estacas operam com um fator de segurança mais baixo, mas, como há menos estacas, o radier suporta mais carga do que a curva 1. A curva 3 ilustra a estratégia de usar as estacas como redutores de recalque através da utilização da capacidade total das estacas na carga de projeto. Conseqüentemente, a carga-recalque pode ser não linear na carga de projeto, mas, apresenta um fator de segurança adequado, satisfazendo o critério de recalque. Nesse caso, o projeto representado pela curva 3 é aceitável e provavelmente mais econômico (POULOS, 2001).



Curva 0: Somente o radier (recalque excessivo)

Curva 1: Radier com estacas projetadas com fator de segurança tradicional

Curva 2: Radier com estacas projetadas com fator de segurança baixo

Curva 3: Radier com estacas projetadas para utilização da capacidade de carga total

Figura 2.25: Curvas carga-recalque para as diferentes filosofias (Adaptada de POULOS, 2001)

O projeto de radier estaqueado inicia pela análise do desempenho de um radier sem estacas através de técnicas convencionais. Se o radier sozinho fornecer apenas uma pequena proporção da capacidade de carga necessária, é provável que a fundação precise ser projetada com a filosofia convencional, de modo que a função do radier seja simplesmente reduzir ligeiramente os requisitos de estaqueamento. Se o radier sozinho tiver capacidade de carga adequada ou

quase adequada, mas não satisfizer os critérios de recalque pode ser viável considerar o uso da abordagem *creep piling* (POULOS, 2001).

De acordo com Mandolini et al. (2013) atualmente é possível instalar estacas sob um radier com diferentes objetivos geotécnicos: aumentar a resistência e a rigidez geral do radier (projeto baseado em capacidade de carga e recalque, CSBD), reduzir o recalque médio (projeto baseado em recalque, SBD) ou recalque diferencial (projeto baseado em recalque diferencial, DSBD). Mandolini (2003) propôs um gráfico esquemático demonstrado na Figura 2.26 para orientar a escolha do tipo de fundação e a abordagem de projeto adequado. O ponto A representa uma condição ideal em que sob uma certa carga vertical, um radier com largura B_R possui um fator de segurança global igual a um valor mínimo fixo (FS_{UR}) e experimenta um deslocamento igual a algum valor admissível ($w_{UR}/w_{adm} = 1$).

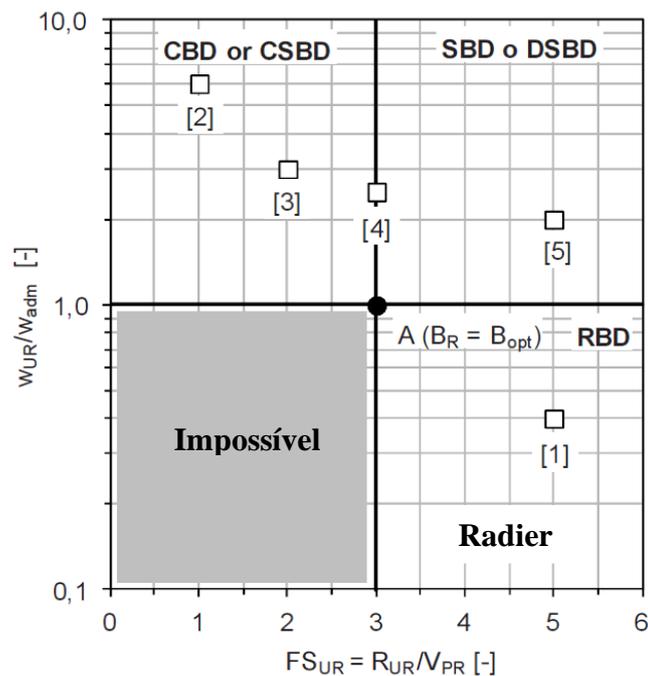


Figura 2.26: Gráfico para escolha da abordagem de projeto (MANDOLINI, 2003)

A partir da Figura 2.26 identificam-se três situações de projeto:

- a) os valores estimados de FS_{UR} e w_{UR} são aceitáveis (ponto [1]): a adoção de um radier é possível;

- b) os valores estimados de FS_{UR} e w_{UR} não são aceitáveis (pontos [2] e [3]): estacas devem ser adicionadas para aumentar o valor do FS_{UR} e reduzir o deslocamento w_{UR} (CSBD);
- c) embora o fator de segurança seja igual (ponto [4]) ou maior (ponto [5]) que o valor mínimo admissível, o deslocamento previsto é maior que w_{adm} : as estacas devem ser adicionadas com o objetivo de reduzir o deslocamento (SBD ou DSBD).

No mesmo contexto, Russo e Viggiani (1998) sugerem agrupar radiers estaqueados em duas grandes categorias: "pequenos" e "grandes", permitindo uma análise de projeto diferenciada para ambos os casos.

Radiers estaqueados pequenos são aqueles em que a capacidade de carga do radier não é suficiente para suportar a carga total com um fator de segurança adequado. A principal razão para adicionar estacas é, portanto, a obtenção de um fator de segurança suficiente. Geralmente, a largura B do radier é pequena em comparação com o comprimento L das estacas ($B/L < 1$). Nesta faixa, a rigidez do radier geralmente é bastante alta e, portanto, o recalque diferencial não representa um grande problema.

Radiers estaqueados grandes são aqueles cuja capacidade de carga é suficiente para suportar a carga aplicada com uma margem de segurança razoável, de modo que a adição de estacas se destine essencialmente a reduzir o recalque. A rigidez do radier não pode ser pequena, e o requisito para um projeto ideal é a limitação do recalque médio (se possível) e, acima de tudo, do recalque diferencial. Em geral, a largura do radier é grande em comparação com o comprimento das estacas ($B/L \geq 1$).

Russo e Viggiani (1998) exploraram a influência de alguns fatores no projeto ótimo de pequenos radiers estaqueados, realizando um estudo paramétrico considerando o seguinte problema: um radier quadrado, sujeito a uma carga uniforme, apoiado em 9, 25 ou 49 estacas, com espaçamento s/d na faixa de 3 a 10. Os autores realizaram algumas análises quanto ao compartilhamento de carga e ocorrência de recalques em pequenos radiers estaqueados. A carga Q_r transferida para o solo pelo radier pode ser expressa em porcentagem da carga total aplicada Q sendo apresentada na Figura 2.27 para diferentes A_g/A e L/B . Nota-se que para estacas mais distribuídas sobre o radier e para estacas mais longas a contribuição do radier para a capacidade

de carga é menor, visto que as estacas podem suportar maiores carregamentos devido a maior mobilização do atrito lateral e menor área de contato radier/solo.

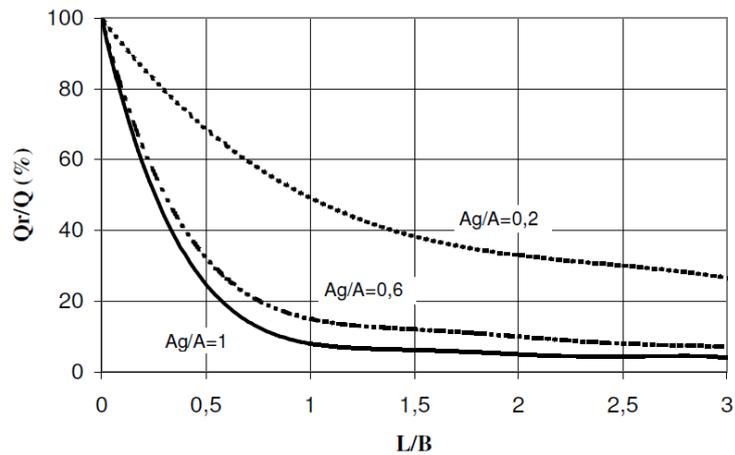


Figura 2.27: Compartilhamento de carga em pequenos radiers estaqueados (DE SANCTIS et al., 2002)

O recalque médio w do radier estaqueado, expresso como uma porcentagem do recalque w_r do radier sem estacas, é apresentado na Figura 2.28 novamente em função de A_g/A e L/B . O recalque médio do radier sem estacas foi calculado considerando a Teoria da Elasticidade. Nota-se que para diminuir o recalque, é conveniente ter A_g/A próximo à unidade (estacas uniformemente distribuídas abaixo de todo o radier) e estacas mais longas. Os resultados mostram que é possível obter uma redução substancial do recalque médio (até 50%) com a adição de algumas estacas ao radier.

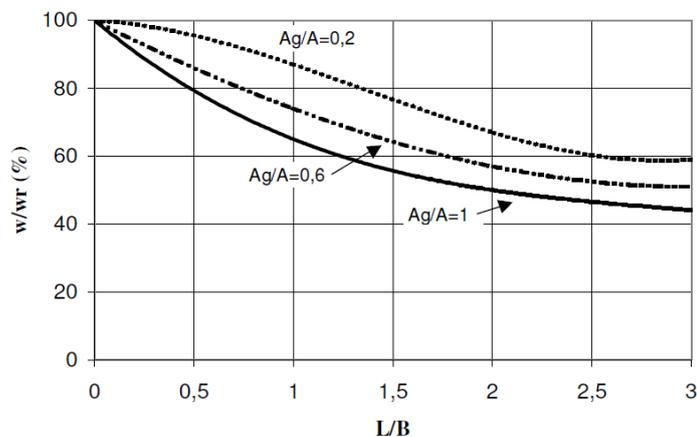


Figura 2.28: Redução do recalque médio para pequenos radiers estaqueados (DE SANCTIS et al., 2002)

Os autores concluem que a adição de estacas a um pequeno radier estaqueado aumenta sua capacidade de carga e reduz o recalque médio, sendo que devido à alta rigidez do radier, o recalque diferencial raramente é um problema. É demonstrado ainda que é conveniente ter as estacas uniformemente espalhadas abaixo do radier, e que quanto mais longas as estacas, menor é o recalque médio resultante (DE SANCTIS et al., 2002).

2.5 MÉTODOS DE ANÁLISE DE FUNDAÇÕES MISTAS

Ao longo dos anos tem-se desenvolvido inúmeros métodos de dimensionamento com o objetivo de representar o comportamento de fundações mistas. Conforme Poulos (2001) os métodos de cálculo em radier estaqueado se subdividem em duas categorias: “Simplificados ou Preliminares” e “Detalhados ou Numéricos”. Os métodos simplificados abrangem correlações empíricas, ábacos de cálculo, métodos de fundações equivalentes e métodos baseados na teoria da elasticidade, enquanto os métodos detalhados são baseados em Métodos Computacionais Aproximados, em que o radier é representado por uma placa e as estacas por molas e Métodos Computacionais Rigorosos como o Método dos Elementos de Contorno (MEC) e Método dos Elementos Finitos (MEF). Além disso, ainda existem métodos híbridos que são aqueles que combinam mais de um método de análise.

2.5.1 Métodos Simplificados

Dentre os métodos simplificados, apresentam-se dois métodos baseados na Teoria da Elasticidade, sendo o primeiro uma das primeiras abordagens feitas acerca do comportamento de raders estaqueados e o segundo uma abordagem mais recente sobre a temática.

2.5.1.1 Método PDR - Poulos e Davis (1980) e Randolph (1994).

Considerando métodos simplificados, o comportamento da curva carga-recalque de um radier estaqueado pode ser avaliada pelo método de Poulos – Davis - Randolph (PDR), o qual é uma combinação dos métodos de Poulos e Davis (1980) e Randolph (1994). O método PDR na sua forma original, baseia-se nas seguintes premissas: (1) as estacas e o radier tem comportamento linear elástico até a ruptura; (2) o radier é submetido a uma carga central vertical e é muito rígido; portanto, há ocorrência de um recalque vertical uniforme. Devido à tais hipóteses, o método é aplicável apenas a radier estaqueados pequenos ($B_R/L < 1$) para as quais as abordagens

CSBD (projeto baseado em capacidade de carga e recalque) ou SBD (projeto baseado em recalque) são relevantes e os recalques diferenciais não representariam um grande problema (MANDOLINI et al., 2013).

O método considera inicialmente que o recalque do grupo de estacas pode ser expresso como o recalque que as estacas experimentariam na ausência do radier mais um recalque devido à presença do radier. O mesmo se aplica ao comportamento do radier no sistema combinado. Assim, o problema pode ser expresso na forma de matriz conforme a Equação (2.29), em que K_p e K_r referem-se a rigidez do grupo de estacas e do radier, ρ_p e ρ_r correspondem ao recalque do grupo de estacas e do radier, Q_p e Q_r correspondem a carga no grupo de estacas e no radier e α_{rp} e α_{pr} são termos de interação relacionados à influência do recalque do radier no recalque do grupo de estacas e vice versa.

$$\begin{bmatrix} \rho_p \\ \rho_r \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{K_p} & \frac{\alpha_{pr}}{K_r} \\ \frac{\alpha_{rp}}{K_p} & \frac{1}{K_r} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} Q_p \\ Q_r \end{bmatrix} \quad (2.29)$$

A partir da imposição da condição de compatibilidade de recalques ($\rho_p = \rho_r$) e introduzindo a hipótese adicional de que os termos na diagonal secundária são iguais ($\alpha_{rp}/K_p = \alpha_{pr}/K_r$), Randolph (1994) propõe que a rigidez da fundação radier estaqueado pode ser estimada através da Equação (2.30), onde K_{pr} = rigidez do radier estaqueado; K_p = rigidez do grupo de estacas; K_r = rigidez do radier sozinho; e α_{rp} = fator de interação radier-estaca.

$$K_{pr} = \frac{K_p + K_r (1 - 2\alpha_{rp})}{1 - \alpha_{rp}^2 (K_r / K_p)} \quad (2.30)$$

Partindo disso, considera-se que a rigidez de uma estaca é a relação entre a carga aplicada no topo da estaca e o respectivo recalque medido, conforme a Equação (2.31). Já a rigidez do grupo de estacas K_p é obtida dividindo-se a carga total aplicada no topo no grupo pelo recalque do grupo conforme a Equação (2.32). A rigidez do radier K_r também é obtida diretamente da relação entre a carga aplicada no elemento pelo recalque resultante no solo.

$$K_s = \frac{Q}{\rho} \quad (2.31)$$

$$K_p = \frac{Q_{total}}{\rho_{grupo}} \quad (2.32)$$

A partir das relações expostas na Equação (2.29) e das condições impostas, a proporção de carga suportada pelo radier (Q_r) pode ser obtida pela Equação (2.33), sendo Q_{pr} a carga total suportada pelo radier estaqueado; Q_p a carga suportada pelas estacas; K_p a rigidez do grupo de estacas; K_r a rigidez do radier e α_{rp} = fator de interação radier-estaca.

$$\frac{Q_r}{Q_{pr}} = \frac{Q_r}{Q_r + Q_p} = \frac{K_r(1 - \alpha_{rp})}{K_p + K_r(1 - 2\alpha_{rp})} = X \quad (2.33)$$

O fator de interação radier-estaca α_{rp} pode ser obtido através da definição do problema apresentada por Randolph e exposto na Figura 2.29.

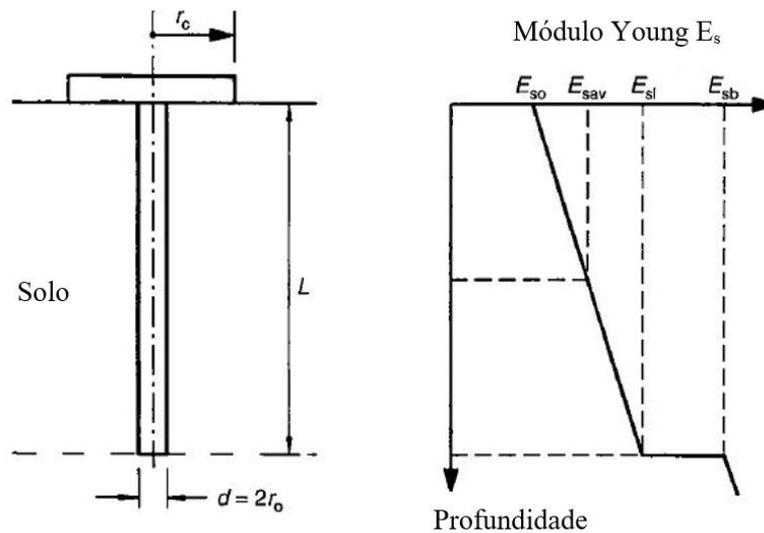


Figura 2.29: Representação de uma unidade de radier-estaca (Adaptado de POULOS, 2001)

Assim, o fator de interação radier-estaca, α_{rp} pode ser estimado pela Equação (2.34) e pelas equações adicionais. Para o cálculo do mesmo, considera-se r_c = raio médio do bloco; r_0 = raio da estaca; r_m = raio de influência da estaca correspondente a distância do seu eixo em que a deformação cisalhante no terreno é nula; A_c = área do radier; n = número de estacas; ν = coeficiente de Poisson de solo; L = comprimento da estaca; E_{sl} = Módulo de Young do solo no nível da ponta da estaca; E_{sb} = Módulo de Young do solo no estrato de suporte logo abaixo da ponta da estaca; e E_{sav} = média do módulo de Young ao longo da estaca conforme a Figura 2.29.

$$\alpha_{rp} = 1 - \frac{\ln(r_c/r_0)}{\zeta} \quad (2.34)$$

$$r_c = \sqrt{\frac{A_c}{n\pi}}$$

$$\zeta = \ln(r_m/r_0)$$

$$r_m = 0,25 + \xi[2,5\rho(1 - \nu) - 0,25]L$$

$$\xi = E_{sl}/E_{sb}$$

$$\rho = E_{sav}/E_{sl}$$

Finalmente, as equações desenvolvidas por podem ser usadas para desenvolver uma curva carga-recalque tri-linear semelhante a apresentada na Figura 2.30.

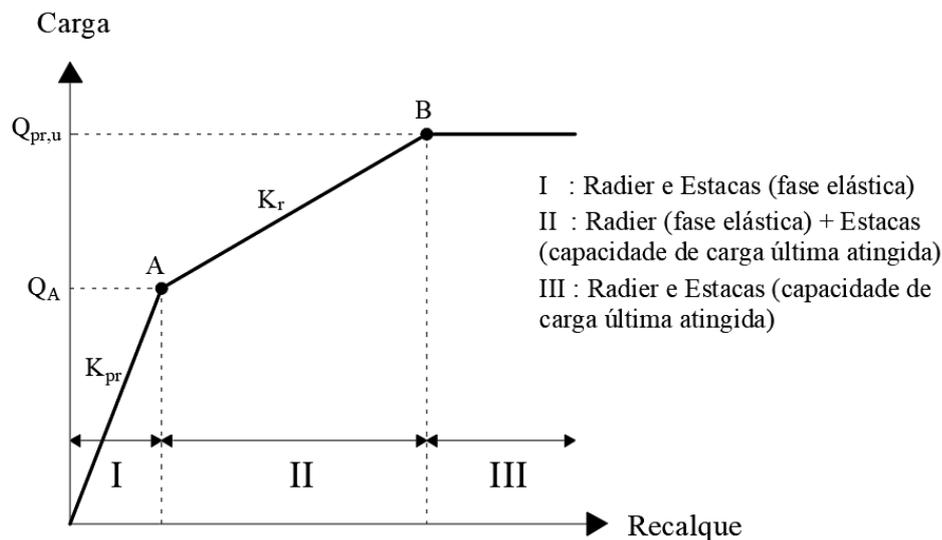


Figura 2.30: Curva carga-recalque simplificada (Adaptado de POULOS, 2001)

As equações de compartilhamento do carregamento são válidas até que as estacas atinjam a ruptura. O ponto A representa a condição em que é atingida a mobilização total da resistência do grupo de estacas $Q_{p,u}$. Para cargas abaixo de Q_A , a rigidez do sistema de fundação é devida à interação elástica entre estacas e o radier, sendo controlada pela rigidez do radier estaqueado calculada a partir da Equação (2.30). Esta rigidez permanecerá operacional até que a capacidade de carga das estacas seja totalmente mobilizada (Q_A), a qual pode ser encontrada pela Equação (2.35), onde $Q_{p,u}$ = capacidade de carga do grupo de estacas; e X = proporção de carga suportada pelo radier obtida na Equação (2.33).

$$Q_A = \frac{Q_{p,u}}{1 - X} \quad (2.35)$$

Além desse ponto (ponto A), assume-se que a rigidez do sistema de fundação é a do radier sozinho (K_r) e todo incremento de carga é transferido diretamente para o radier. Isso se mantém até que a capacidade de carga máxima do sistema de fundação de radier estaqueado seja alcançada (ponto B). Nesse estágio, a relação carga-recalque se torna horizontal. Mandolini (2003) ilustra graficamente o método PDR na Figura 2.31.

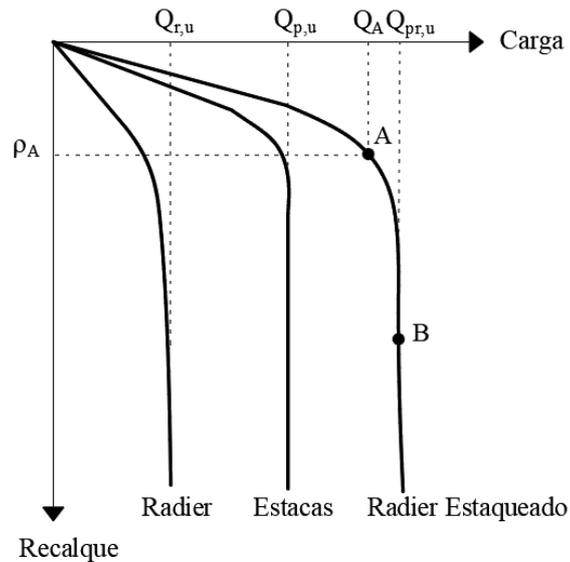


Figura 2.31: Curvas conforme método PDR (MANDOLINI, 2003)

Dessa forma, o recalque do radier estaqueado pode ser obtido pela Equação (2.36) caso a carga aplicada seja menor que a carga correspondente a mobilização total da resistência das estacas ($Q_{pr} < Q_A$) ou pela Equação (2.37) se a carga for maior ($Q_{pr} > Q_A$).

$$\rho = \frac{Q_{pr}}{K_{pr}} \quad (2.36)$$

$$\rho = \frac{Q_A}{K_{pr}} + \frac{Q_{pr} - Q_A}{K_r} \quad (2.37)$$

2.5.1.2 Método PDR Modificado – Mandolini et al. (2017)

Mandolini et al. (2017) afirmam que apesar da existência de conhecimento teórico e experimental acumulado sobre radiers estaqueados, métodos simplificados e conservadores ainda são empregados na rotina do projeto, pois os projetistas costumam relutar em realizar análises numéricas complicadas para investigar o problema de interação solo-estaca-radier, o que exige experiência e um custo computacional extra considerável. Com o objetivo de

preencher a lacuna entre o estado da arte e o estado da prática, os autores propõem um método simplificado (mas confiável) que considera o comportamento não linear do solo a fim de estimar a curva carga-recalque de um radier estaqueado e prever o compartilhamento de carga entre estacas e radier para uma carga centralizada vertical.

O método emprega curvas carga-recalque arbitrárias e não lineares para o grupo de estacas e radier. Por exemplo, a rigidez tangente pode ser expressa através da Equação (2.38) e Equação (2.39) para estacas e radier, sendo K_p e K_r a rigidez tangente do grupo de estacas e radier respectivamente; $K_{p,0}$ e $K_{r,0}$ a rigidez inicial; $Q_{p,ult}$ e $Q_{r,ult}$ as cargas últimas; e n_p e n_r números reais positivos que controlam a forma das curvas, sendo que quando n_p (n_r) = 0 assume-se que as estacas (radier) apresentam comportamento linear até a ruptura.

$$\frac{dQ_p}{d\rho_p} = K_p = K_p(Q_p) = K_{p,0} \left(1 - \frac{Q_p}{Q_{p,ult}}\right)^{n_p} \quad (2.38)$$

$$\frac{dQ_r}{d\rho_r} = K_r = K_r(Q_r) = K_{r,0} \left(1 - \frac{Q_r}{Q_{r,ult}}\right)^{n_r} \quad (2.39)$$

As equações acima podem ser integradas para obtenção das respectivas curvas carga-recalque. A Equação (2.40) é válida para $n_i \neq 1$, a Equação (2.41) é utilizada para $n_i = 1$ e a Equação (2.42) é aplicada para $n_i < 1$. Em todos os casos, considera-se $i = p$ e $i = r$.

$$\rho_i = \frac{(Q_{i,ult} - Q_i) - Q_{i,ult} \left(1 - \frac{Q_i}{Q_{i,ult}}\right)^{n_i}}{K_{i,0}(n_i - 1) \left(1 - \frac{Q_i}{Q_{i,ult}}\right)^{n_i}} \quad (2.40)$$

$$\rho_i = -\frac{Q_{i,ult}}{K_{i,0}} \ln \left(1 - \frac{Q_i}{Q_{i,ult}}\right) \quad (2.41)$$

$$\rho_i = \frac{Q_{i,ult}}{K_{i,0}(1 - n_i)} \quad (2.42)$$

Uma vez definidas as curvas carga-recalque para o grupo de estacas e radier, o método proposto pressupõe que cada incremento de carga no radier estaqueado seja compartilhado entre estacas e radier, dependendo de sua rigidez atual, enquanto os termos de interação sempre dependem da rigidez inicial. Na forma de matriz, o método assume o exposto na Equação (2.43).

$$\begin{bmatrix} d\rho_p \\ d\rho_r \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{K_p} & \frac{\alpha_{rp}}{K_{p,0}} \\ \frac{\alpha_{rp}}{K_{p,0}} & \frac{1}{K_r} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} dQ_p \\ dQ_r \end{bmatrix} \quad (2.43)$$

Considerando o equilíbrio de forças e a compatibilidade de deslocamentos, resulta-se na Equação (2.44).

$$\begin{cases} dQ_{pr} = dQ_p + dQ_r \\ d\rho_{pr} = d\rho_p + d\rho_r \end{cases} \quad (2.44)$$

Dessa forma, a rigidez do radier estaqueado é obtida através da Equação (2.45), enquanto o coeficiente de compartilhamento de carga entre radier e estacas é dado pela Equação (2.46).

$$K_{pr} = \frac{K_{p,0} \{K_p [K_p - (2 \alpha_{rp} K_r)] + (K_{p,0} K_r)\}}{K_{p,0}^2 - [\alpha_{rp}^2 (K_p K_r)]} \quad (2.45)$$

$$\beta = \frac{dQ_r}{dQ_p} = \frac{K_r [K_{p,0} - (\alpha_{rp} K_p)]}{K_p [K_{p,0} - (\alpha_{rp} K_r)]} \quad (2.46)$$

O método pode ser facilmente empregado em uma planilha, aplicando um incremento de carga constante ΔQ_{pr} e para um incremento de carga i , o procedimento envolve as seguintes etapas:

1. Cálculo da rigidez tangente $K_{pr,i}$ do radier estaqueado pela Equação (2.47) e de β_i conforme a Equação (2.48).

$$K_{pr,i} = \frac{K_{p,0} \{K_{p,i-1} [K_{p,0} - (2 \alpha_{rp} K_{r,i-1})] + (K_{p,0} K_{r,i-1})\}}{K_{p,0}^2 - [\alpha_{rp}^2 (K_{p,i-1} K_{r,i-1})]} \quad (2.47)$$

$$\beta = \frac{K_{r,i-1} [K_{p,0} - (\alpha_{rp} K_{p,i-1})]}{K_{p,i-1} [K_{p,0} - (\alpha_{rp} K_{r,i-1})]} \quad (2.48)$$

2. Avaliação do incremento de recalque $\Delta \rho_{pr,i}$ através da Equação (2.49), recalque atual $\rho_{pr,i}$ pela Equação (2.50) e porcentagem de incremento de carga no radier e grupo de estacas por meio da Equação (2.51).

$$\Delta \rho_{pr,i} = \frac{\Delta Q_{pr}}{K_{pr,i}} \quad (2.49)$$

$$\rho_{pr,i} = \rho_{pr,i-1} + \Delta \rho_{pr,i} \quad (2.50)$$

$$\frac{\Delta Q_{p,i}}{\Delta Q_{pr}} = \frac{1}{1 + \beta_i} \quad e \quad \frac{\Delta Q_{r,i}}{\Delta Q_{pr}} = \frac{\beta_i}{1 + \beta_i} \quad (2.51)$$

3. Avaliação dos incrementos de carga $\Delta Q_{p,i}$, $\Delta Q_{r,i}$ e cargas totais $Q_{p,i}$ e $Q_{r,i}$ no grupo de estacas e no radier conforme Equação (2.52) e (2.53).

$$\Delta Q_{p,i} = \frac{1}{1 + \beta_i} \Delta Q_{pr} \quad e \quad \Delta Q_{r,i} = \frac{\beta_i}{1 + \beta_i} \Delta Q_{pr} \quad (2.52)$$

$$Q_{p,i} = Q_{p,i-1} + \Delta Q_{p,i} \quad e \quad Q_{r,i} = Q_{r,i-1} + \Delta Q_{r,i} \quad (2.53)$$

4. Cálculo da carga total $Q_{pr,i}$ no radier estaqueado e porcentagens de carga total $\alpha_{p,i}$ e $\alpha_{r,i}$ suportada pelo grupo de estacas e pelo radier seguindo a Equação (2.54) e (2.55)

$$Q_{pr,i} = Q_{p,i} + Q_{r,i} \quad (2.54)$$

$$\alpha_{p,i} = \frac{Q_{p,i}}{Q_{pr,i}} \quad e \quad \alpha_{r,i} = \frac{Q_{r,i}}{Q_{pr,i}} \quad (2.55)$$

5. Obtenção da rigidez atual do radier e do grupo de estacas através das funções selecionadas para descrever a evolução da rigidez com a carga. Se essas funções obedecerem à Equação (2.38) e Equação (2.39) os novos valores de rigidez do grupo de estacas e do radier podem ser calculados pela Equação (2.56).

$$K_{p,i} = K_{p,0} \left(1 - \frac{Q_{p,i}}{Q_{p,ult}}\right)^{np} \quad e \quad K_{r,i} = K_{r,0} \left(1 - \frac{Q_{r,i}}{Q_{r,ult}}\right)^{nr} \quad (2.56)$$

Os passos acima são repetidos para um número de incrementos de carga igual a $Q_{pr,u}/\Delta Q_{pr}$. Esse procedimento fornece resultados que se comparam bem com estudos numéricos e experimentais da literatura, como demonstrado na Figura 2.32, que compara o método proposto com uma análise rigorosa feita através do Método de Elementos Finitos (MEF).

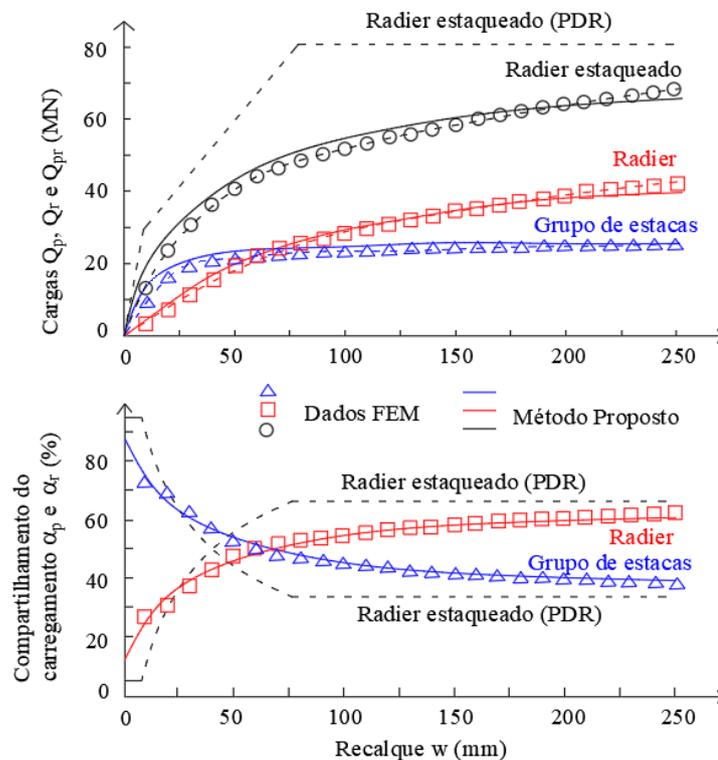


Figura 2.32: Aplicação do método proposto a trabalho existente na literatura (MANDOLINI et al., 2017)

2.5.2 Métodos Numéricos

O rápido desenvolvimento nos sistemas de computação e o surgimento de métodos numéricos poderosos encorajaram os pesquisadores a desenvolver modelos para estudar o comportamento carga-recalque e compartilhamento de carga de radiers estaqueados. Dentre os métodos disponíveis, destaca-se a análise em elementos finitos envolvendo uma modelagem tridimensional (BALAKUMAR, 2008). De acordo com Bittencourt (2012), o Método de Elementos Finitos (MEF) é o mais difundido atualmente para o estudo de estruturas de engenharia, sendo uma ferramenta que contribui na avaliação do comportamento de radiers estaqueados. Esse método permite realizar uma previsão do comportamento do sistema de fundação de forma mais aproximada que os métodos convencionais, pelo fato de não precisar incorporar tantas hipóteses simplificadoras nas análises.

Conforme Poulos (2000) a análise tridimensional dos problemas através de elementos finitos consiste na melhor ferramenta para análise de um radier estaqueado, visto que permite considerar os diferentes fatores que influenciam o comportamento desse sistema de fundação. Os diferentes programas que utilizam MEF discretizam o modelo em elementos finitos, para os quais são atribuídas as propriedades do material, sendo que através de procedimentos discretos é possível obter a relação aproximada entre os deslocamentos e forças para cada nó envolvido.

Bezerra (2003) complementa que o Método de Elementos Finitos é capaz de proporcionar uma melhor representação dos sistemas de fundação visto que abrange uma maior quantidade dos fenômenos presentes no comportamento do solo (não linearidade do solo, heterogeneidade e total interação entre os elementos estaca-solo-radier). A principal limitação da aplicação de tal ferramenta está relacionada ao tempo de discretização e obtenção dos resultados, o que tem sido minimizado com o desenvolvimento dos computadores. Ainda, segundo Garcia (2015), a utilização de modelo numérico tridimensional tornou-se prática comum nas pesquisas sobre o comportamento de fundações estaqueadas, visto que a discretização da malha de elementos finitos nas três direções permite obter de forma mais aproximada o comportamento das tensões e do recalque, obtendo-se resultados mais coerentes aos experimentais.

Zienkiewicz et al. (2013) explicam que devido às limitações na compreensão de comportamentos complexos existentes na natureza, surge a alternativa de subdividir os sistemas em componentes individuais ou "elementos", cujo comportamento é facilmente compreendido e, em seguida, reconstruir o sistema original a partir de tais componentes para estudar o

comportamento global. Em várias situações, um modelo adequado é obtido a partir da utilização de um número finito de componentes bem definidos (problemas discretos). Já em outras situações, o problema só pode ser definido usando a matemática de um infinitesimal, o que leva a equações diferenciais que implicam em um número infinito de elementos (sistemas contínuos). Como alternativa a análise de problemas contínuos (*continuum*) foram propostos vários métodos de discretização, sendo que todos envolvem uma aproximação matemática que tende a atingir a verdadeira solução contínua conforme o número de variáveis discretas aumenta. O contínuo deve ser dividido em um número finito de partes (elementos), cujo comportamento é especificado por um número finito de parâmetros; e então a solução do sistema completo (formado pelo conjunto dos elementos) segue as mesmas regras aplicáveis a problemas discretos (ZIENKIEWICZ et al., 2013).

Assim, para resolver um problema em elementos finitos é necessário que sejam atendidas três condições a nível global (o todo) e também a nível local (em cada elemento): equilíbrio de forças, compatibilidade de deslocamentos e relações tensão x deformação do material. Inicialmente, a estrutura é aproximada por variáveis primárias (forças ou deslocamentos) que são utilizadas para o cálculo das variáveis secundárias (deformações e tensões) no interior de cada elemento. A partir da consideração do equilíbrio de forças, os pontos nodais são submetidos a deslocamentos sendo possível calcular as forças nesses pontos através de um sistema de equações algébricas. Finalmente, pela compatibilidade de deslocamentos e conhecendo-se as forças nos pontos nodais, é possível obter os deslocamentos em tais pontos.

Atualmente existem inúmeros programas disponíveis para resolução de problemas através do uso de elementos finitos. Dentre estes, o software ABAQUS® se destaca na modelagem numérica de problemas geotécnico, conforme apresentado por Helwany (2007) através de inúmeros exemplos envolvendo diferentes casos recorrentes na geotecnia.

O ABAQUS® é um ambiente completo que oferece uma interface bastante simples para criar, enviar, monitorar e avaliar resultados de simulações. O Abaqus/CAE é a interface gráfica do software, sendo dividido em diferentes módulos que seguem o processo lógico envolvido na modelagem, que permitem: definir a geometria do modelo, atribuir as propriedades dos materiais envolvidos, unir as partes criadas no modelo, definir condições de contorno e carregamentos, além de gerar a malha. Ao seguir todos os módulos, é possível construir o modelo a partir do qual será gerado um arquivo de entrada que será processado pelo

Abaqus/Standard ou Abaqus/Explicit. O Abaqus/Standard é o módulo de solução mais geral do software, capaz de resolver problemas lineares e não lineares de forma implícita, resolvendo os sistemas de equações em cada incremento do processo. Este é um método mais exato, e que possui mais recursos no programa, porém demanda mais tempo computacional para resolução do problema. Após a análise, os resultados são retornados para o Abaqus/CAE, sendo possível monitorar o andamento do trabalho e consultar os dados de resposta. Finalmente, é possível utilizar o módulo de visualização do Abaqus/CAE para ler o banco de dados de saída e também visualizar os resultados da análise (ABAQUS, 2011).

Dessa forma, a resolução da análise numérica através do software envolve algumas etapas fundamentais: definição da geometria e criação do modelo referente ao problema; discretização do modelo em pequenos elementos finitos (malha); definição das propriedades físicas e mecânicas de todas as partes que compõem o modelo; aplicação de cargas e definições das condições de contorno; definição das interações entre as partes da estrutura; execução da análise numérica através das equações internas e por fim visualização e análise dos resultados.

2.6 PESQUISAS SEMELHANTES

Existem muitos trabalhos desenvolvidos sobre o tema fundações mistas que foram baseados em simulações numéricas, enquanto pesquisas experimentais em escala real são mais restritas, mesmo sabendo-se que as últimas são a melhor forma para analisar o comportamento real de fundações. Dessa forma, esse item abrange algumas pesquisas já realizadas que apresentam semelhanças com o presente trabalho, envolvendo estudos experimentais e numéricos.

2.6.1 Experimentais

Liu et al. (1985) realizaram provas de carga em estacas isoladas e grupos de estacas escavadas em um depósito de areia siltosa uniforme ao lado da barragem do Rio Amarelo, na China. As estacas possuíam diâmetro entre 12,5 e 33 cm e comprimentos variando de 8 a 23 vezes o diâmetro. Foram considerados grupos de estacas de 2 até 16 estacas com diferentes espaçamentos. De acordo com os autores, a parcela de carga absorvida pelo radier aumenta com a redução do diâmetro e comprimento das estacas; com o aumento no espaçamento entre as estacas e com a redução do número de estacas. Também verificaram que o comprimento da estaca (L) em relação ao tamanho do bloco (B) influencia na forma de mobilização do atrito

lateral em radiers estaqueados, sendo que para $L/B > 1,5$ o atrito lateral é maior do que para uma estaca isolada, enquanto que para $L/B < 1$ o atrito lateral é menor. Além disso, os grupos de estacas sem o contato bloco/solo apresentaram maior atrito lateral do que o radier estaqueado, o que está relacionado às deformações relativas estaca/solo perto do bloco.

Sales (2000) realizou provas de carga no Campo Experimental da UnB (Universidade de Brasília) para avaliar o comportamento de elementos isolados e associados. O solo do local é caracterizado como uma argila porosa, com alto índice de vazios e baixo peso específico, apresentando baixa capacidade de suporte, baixo nível de saturação e comportamento colapsável. Para determinar o compartilhamento de cargas, instrumentou-se o topo e a ponta das estacas com células de carga. As estacas utilizadas foram do tipo broca, escavadas manualmente com 15 cm de diâmetro e 5 m de comprimento. O espaçamento adotado entre estacas foi de 75 cm (5D). A sapata utilizada era uma placa de concreto pré-moldada de 1x1x0,15m.

A Figura 2.33 apresenta os resultados dos ensaios realizados sobre os elementos isolados (sapata e estaca) e sobre o elemento do tipo sapata estaqueada. A inclusão da estaca sob a sapata proporcionou um aumento na rigidez da fundação até mobilizar sua capacidade de carga última, sendo que após esse ponto os recalques começaram a crescer, porém em níveis inferiores aos da sapata isolada, ou seja, a estaca funcionou como um elemento redutor de recalque.

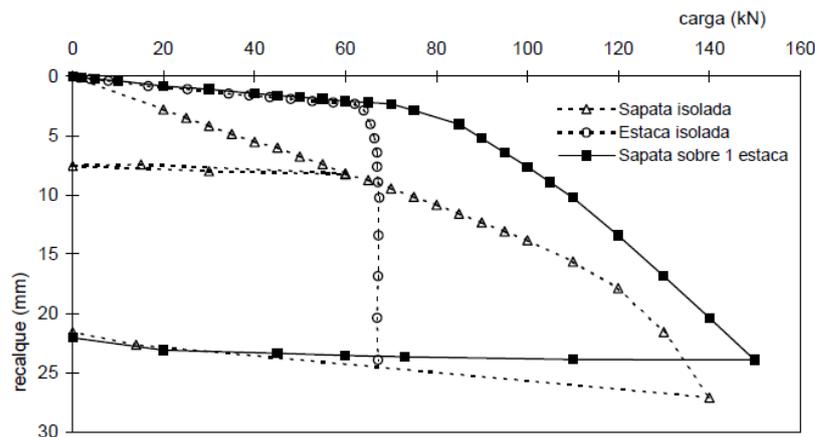
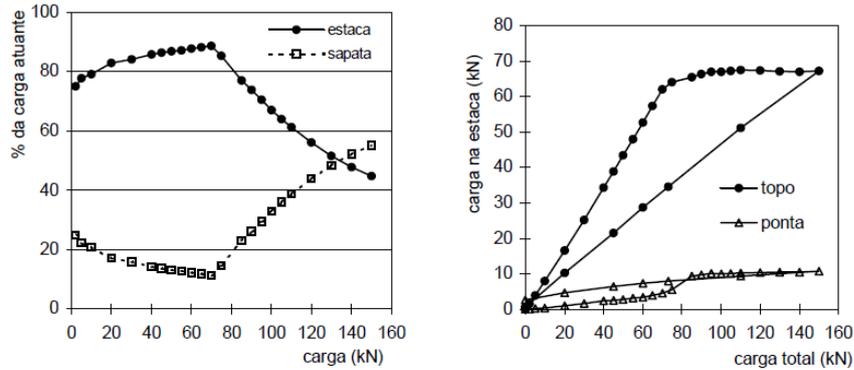


Figura 2.33: Provas de carga realizadas em argila porosa de Brasília/DF (SALES, 2000)

Em relação a distribuição de carregamento, a partir da Figura 2.34a é possível perceber que até os 70kN a estaca absorveu a maior parte do carregamento aplicado (75% a 90%), sendo que após esse ponto a sapata passou a suportar o acréscimo de carga atuante no elemento, o que está de acordo com o comportamento previamente visualizado. Em relação à distribuição de

carregamento ao longo da estaca, observa-se na Figura 2.34b que a parcela de atrito foi preponderante até a total mobilização da capacidade de carga da estaca. Após a mobilização da estaca a carga na ponta apresentou um aumento, porém ainda com pequena contribuição.

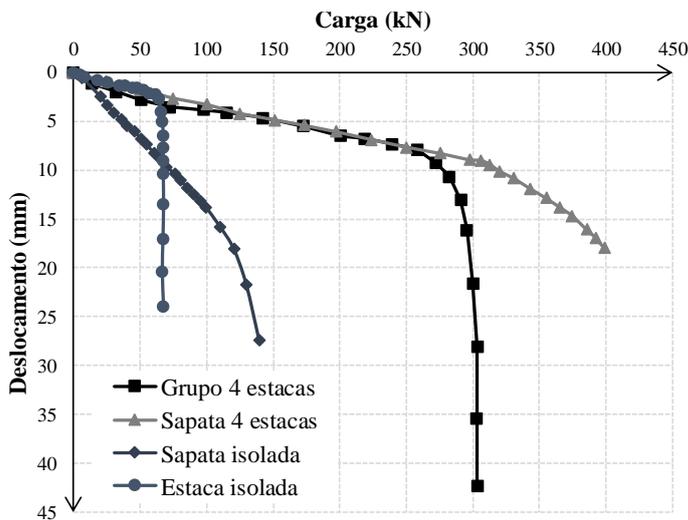


(a) distribuição de carga entre estaca e sapata

(b) mobilização da carga na estaca

Figura 2.34: Distribuição de carregamentos estaca/sapata e ao longo da estaca (SALES, 2000)

Sales (2000) também realizou provas de carga sobre um grupo de quatro estacas, com e sem o contato da sapata com o solo. Os resultados desses ensaios, bem como dos elementos individuais já apresentados foram compilados e estão apresentados na Figura 2.35, juntamente com as cargas de ruptura definidas pelo autor.



Ensaio	Carga de Ruptura (kN)
Sapata isolada	150
Estaca isolada	75
Grupo 4 estacas	300
Sapata 4 estacas	400

Figura 2.35: Análise de diferentes ensaios (Adaptado de SALES, 2000)

A capacidade de carga do grupo (300 kN) foi praticamente quatro vezes a capacidade de uma estaca isolada (75kN), não sendo detectada influência do efeito de grupo na situação estudada ($\eta = 1$). Além disso, a soma das cargas finais para o grupo de estacas e a sapata ($150 + 300 =$

450 kN) é 12,5% maior que o valor observado para a sapata estaqueada (400 kN). No recalque máximo, as estacas suportavam cerca de 70% da carga (280 kN), e o radier os 30% restantes (120 kN). Com essas considerações, os fatores seriam $\alpha_r = 0,80$ e $\alpha_p = 0,93$.

O trabalho de Soares (2011) foi realizado em solo arenoso da área litorânea de João Pessoa/PB. A pesquisa experimental baseou-se na construção de estacas do tipo *hollow auger* (30 cm de diâmetro e 4,5 m de comprimento) distribuídas em grupos e em radier estaqueados em modelos com uma, duas e quatro estacas. O autor utilizou um bloco pré-moldado rígido de 1,55 m x 1,55 m para todas as provas de carga, sendo apoiado apenas nas estacas (grupos de estacas) ou apoiado tanto nas estacas quanto no solo (radiers estaqueados). Realizaram-se sete provas de carga estáticas (Figura 2.36) instrumentadas, sendo um ensaio no radier isolado, três ensaios nos grupos de estacas e três ensaios nos radiers estaqueados.

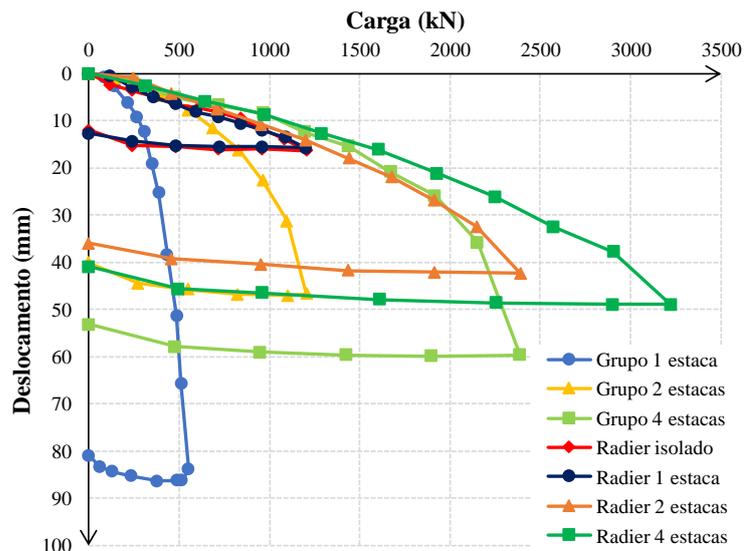


Figura 2.36: Provas de carga realizadas em solo arenoso de João Pessoa/PB (Adaptado de SOARES, 2011)

As análises de efeito de grupo realizadas mostraram que a capacidade de carga do grupo é maior que a soma das capacidades de carga das estacas individuais (para o grupo de duas estacas varia entre 1,02 e 1,31 e para o grupo de quatro estacas situa-se entre 0,98 e 1,24). Os gráficos de distribuição de carga entre estacas e radier mostraram que o radier absorve a maior parte das cargas aplicadas (80% para 1 estaca, 70% para 2 estacas e 50% para 4 estacas). Além disso, o autor concluiu que o radier interage com a estaca, ocasionando um menor grau de mobilização de sua resistência lateral. Os resultados também indicaram que a interação entre o radier e as estacas diminui a eficiência dos elementos em relação ao comportamento individual ($\alpha_r = 0,71$,

0,78 e 0,82 e $\alpha_p = 0,67, 0,60$ e 0,95 para grupos com 4, 2 e 1 estacas respectivamente). Porém, o desempenho do sistema de fundação é favorecido, pois o contato do radier com o solo aumenta sua capacidade de carga em relação ao grupo de estacas convencional. O melhor resultado ocorre no radier com uma estaca ($\zeta_{pr} = 4,78$), em que a relação de áreas $A_g/A = 0,03$ é a menor. Para o radier com duas estacas obteve-se $\zeta_{pr} = 1,98$, e para o radier com quatro estacas $\zeta_{pr} = 1,33$. O autor também aplicou o método PDR segundo abordagem tri-linear e hiperbólica na simulação da curva carga–recalque dos radiers estaqueados, obtendo resultados satisfatórios.

Garcia (2015) avaliou o comportamento de quatro radiers estaqueados compostos por uma, duas, três e quatro estacas escavadas (5 m de comprimento e 0,25 m de diâmetro) com espaçamento de 5ϕ . Os elementos foram executados em solo de diabásio (argila porosa) da região de Campinas/SP e ensaiados por provas de carga estática e lenta (Figura 2.37).

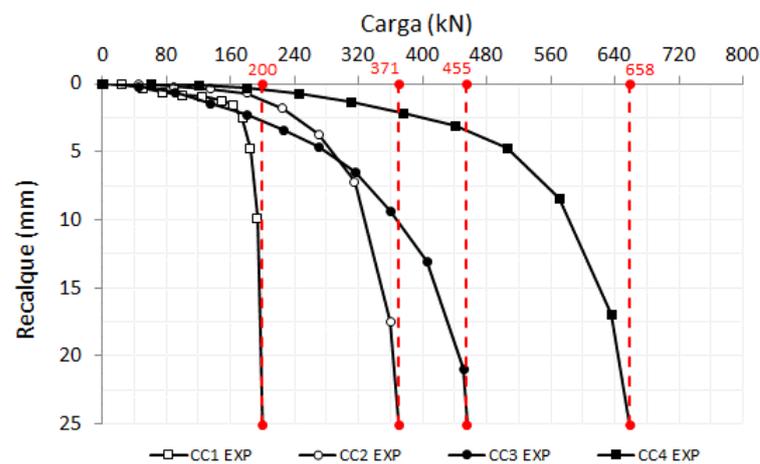


Figura 2.37: Provas de carga realizadas em solo argiloso de Campinas/SP (GARCIA, 2015)

As estacas foram instrumentadas no topo e na ponta para avaliar o mecanismo de distribuição de carga e verificar as parcelas de contribuição de cada elemento (estaca e radier) na capacidade do radier estaqueado. Os resultados experimentais mostraram uma contribuição média de 21% devido o contato radier-solo e 79% devido às estacas (lateral + ponta) em relação à capacidade de carga total do elemento.

2.6.2 Modelagem Numérica

Pezo (2013) realizou a retroanálise dos ensaios realizados experimentalmente por Soares (2011) a fim de obter os parâmetros do solo e prever o comportamento carga-recalque do sistema de

fundação. Para isso, o autor utilizou o programa Cesar LCPC v.4® e o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. A partir dos parâmetros do solo retroanalizados, Pezo (2013) realizou análises paramétricas. Com os resultados, o autor concluiu que com o aumento do número, diâmetro e comprimento das estacas os recalques foram reduzidos e que quanto maior o comprimento das estacas, menor é a contribuição do radier na distribuição dos carregamentos. Também foi possível analisar que na maioria dos casos analisados, o radier suportou mais do que 50% da carga total aplicada na fundação.

Garcia (2015) realizou retroanálise numérica a partir de resultados obtidos com prova de carga realizada em uma estaca isolada no mesmo campo experimental em que executou seu trabalho. O autor selecionou os parâmetros do solo adequados à representação do problema, comparando os resultados obtidos pela análise numérica com a curva carga-recalque experimental, estendendo os resultados para os casos em radier estaqueado. As análises numéricas foram realizadas através do software CESAR v.5®, sendo que a análise dos radiers estaqueados foi feita a partir de um quarto do problema devido à simetria existente e o solo foi denificado pelo critério de Mohr-Coulomb. Garcia (2015) comparou os resultados obtidos para os radiers estaqueados analisados numericamente com os resultados das provas de carga dos radiers estaqueados experimentais. A Figura 2.38 apresenta a comparação entre o ensaio experimental (CC4 – EXP) e a retroanálise numérica (CC4 – NUM) para o radier estaqueado com quatro estacas. Nota-se que os resultados foram muito próximos e que existe uma boa concordância em relação a previsibilidade do comportamento, sendo que o numérico apenas apresentou deslocamentos mais elevados do que os verificados no ensaio experimental.

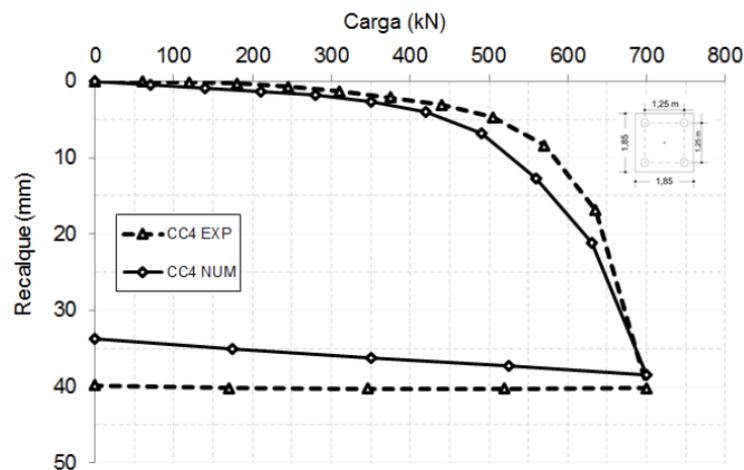


Figura 2.38: Curvas carga-recalque experimental e numérica (GARCIA, 2015)

Entretanto, Garcia (2015) apresenta as divergências que ocorrem entre o comportamento do radier estaqueado experimental e numérico. A partir da Figura 2.39 é possível notar que para o radier estaqueado CC4 NUM a mobilização da resistência parte da ponta para o topo da estaca e é variável ao longo dos carregamentos, enquanto que para o radier estaqueado CC4 EXP, ocorre inicialmente a mobilização pela resistência de ponta e permanece constante ao longo dos carregamentos. De acordo com o autor, a maior participação da resistência de ponta no radier estaqueado CC4 NUM pode estar relacionada com a dificuldade de impor ao modelo numérico as condições que realmente ocorrem em campo e dependem principalmente do processo executivo e do tipo de estaca empregada. A análise geral de Garcia (2015) permitiu concluir que os resultados numéricos apontaram uma maior participação do contato radier-solo na resistência do elemento, correspondendo em média a 36% da capacidade total (comparado aos 21% verificados experimentalmente), enquanto que as estacas apresentaram comportamento inferior sendo responsáveis por 64% dos carregamentos (enquanto nos ensaios de campo o valor foi de 79%). Novamente, o autor atribui essas diferenças a dificuldade da modelagem do contato entre a estaca e solo no modelo numérico, que acaba sendo diferente do que ocorre em campo.

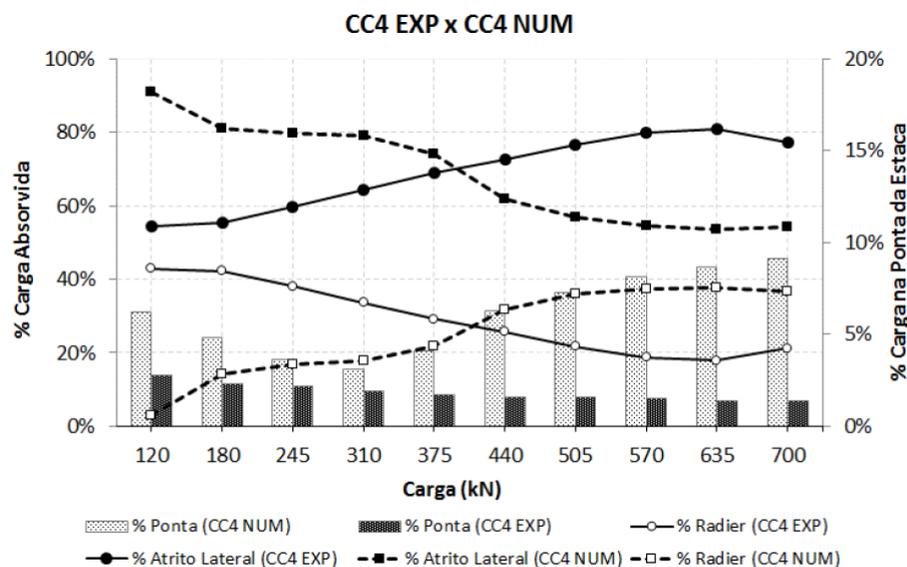


Figura 2.39: Distribuição de carga para análise experimental e numérica (GARCIA, 2015)

Bittencourt (2018) analisou uma fundação constituída por estacas escavadas do tipo hélice contínua, com 15, 17 e 20 m de comprimento e 25, 40 e 50 cm de diâmetro através do programa numérico PLAXIS 3D *Foundation*®. Os dados de entrada do programa foram obtidos através de retroanálise de três provas de carga executadas na área de estudo. O autor constatou que a

interação do bloco de fundação com o solo aumentou a capacidade de carga e a rigidez do sistema, sendo que o bloco de fundação chegou a apresentar 21% de contribuição em relação a carga total. Também foi observado que a capacidade de carga do sistema de fundação em radier estaqueado não se baseia diretamente na soma das resistências isoladas do bloco e estacas, e que a resistência dos blocos que constituem os raders estaqueados foi menor do que a resistência dos blocos isolados o que está relacionado a redução da área de contato com o solo.

Lee et al. (2010) utilizaram o ABAQUS® para realizar análises numéricas 3D de raders estaqueados quadrados com área de 100 m² e espessura de 1 metro sobre 9, 16 e 25 estacas com 8, 12 e 16 metros de comprimentos e 0,5 m de diâmetro considerando diferentes espaçamentos, assentes em argila mole e rija com 20 metros de espessura. Os autores consideraram a simetria do problema e simularam apenas um quarto da malha de elementos finitos, utilizando elementos hexaédricos, uma malha mais refinada perto da interface estaca-solo e radier-solo e uma malha mais grosseira na região mais afastada da estrutura. Restringiu-se todos os deslocamentos na base da malha e permitiu-se apenas o movimento descendente nos limites verticais. O critério de Mohr-Coulomb foi adotado para o solo, enquanto um modelo linear elástico e isotrópico foi utilizado para o radier e estacas. Para o contato solo-estaca permitiu-se o deslizamento entre os elementos através do critério de atrito de Coulomb, no qual a força de cisalhamento é governada por um coeficiente de atrito μ . Já interface radier-solo foi considerada apenas com contato perfeito. Os autores salientam que existe uma grande dificuldade para determinar as propriedades de contato entre as estacas e o solo adjacente e por esse motivo realizaram análises com e sem a possibilidade de deslizamento entre os elementos. Os carregamentos foram aplicados sobre o radier e a mudança de tensão no solo durante a instalação das estacas não foi incluída devido a complexidade (LEE et al., 2010).

As conclusões obtidas por Lee et al. (2010) foram que os recalques médios foram maiores e as cargas máximas suportadas pelas estacas foram menores considerando o deslizamento solo-estaca do que aqueles usando análise de não deslizamento. Além disso, a carga suportada pelas estacas diminuiu ao longo dos carregamentos, especialmente para espaçamentos maiores sob o mesmo número de estacas para argila mole e rija. Por outro lado, a carga suportada pelas estacas aumentou com o aumento do comprimento total da estaca. Também se verificou que a proporção da carga suportada pelo radier na ruptura não era altamente dependente das configurações das estacas, e os coeficientes dos grupos de estacas isolados ou dentro de um radier estaqueado eram aproximadamente iguais a 1,0.

Fattah et al. (2014) também utilizaram método dos elementos finitos através do programa ABAQUS® para estudar o comportamento carga-recalque de radiers estaqueados assentes em solo argiloso sujeito a dissipação de poropressão. O solo foi representado como homogêneo e isotrópico considerando o modelo de Drucker-Prager (*Cap Model*) sendo utilizadas cinco configurações diferentes de grupos compostos por 9 estacas com diâmetros de 0,5 m a 1,5 e comprimentos de 15 m a 30 m. A fim de obter um tempo de processamento menor, os autores utilizaram um quarto do problema. Com suas análises, os autores concluíram que para o solo analisado, quanto maior a espessura do radier, mais uniforme é a distribuição de carga entre as estacas e que dependendo da configuração e do espaçamento entre as estacas ocorre uma mudança na interação estaca-solo sendo que o espaçamento precisa ser grande o suficiente para permitir que o radier suporte parte da carga. Assim, notou-se que a carga suportada pelas estacas em relação a carga total aplicada diminui com o aumento do espaçamento (redução de 90% para 76% para relações espaçamento/diâmetro de 3 a 5).

Outros trabalhos em ABAQUS® também foram desenvolvidos por Reul e Randolph (2003) e Katzenbach et al. (2005) comparando resultados obtidos através de modelagem numérica tridimensional com situações reais observadas em obras com radiers estaqueados, obtendo aproximações bastante satisfatórias.

2.7 INTERPRETAÇÃO DE PROVAS DE CARGA

As provas de carga permitem uma análise experimental da carga de ruptura e da ocorrência de recalques no solo. O resultado de uma prova de carga é representado por meio de uma curva carga-recalque, indicando o comportamento do solo ao ser carregado em campo. Em algumas curvas é possível identificar uma ruptura nítida (Figura 2.40a), em que para determinada carga os recalques aumentam acentuadamente. Dessa forma, quando uma curva se verticaliza no seu trecho final a carga de ruptura pode ser encontrada pela interseção dessa vertical com o eixo das abscissas. Entretanto, nem sempre é possível identificar visualmente esse ponto (Figura 2.40b), como nos casos em que as cargas são crescentes com os recalques, sendo necessário definir um critério arbitrário para definir a ruptura (CINTRA et al., 2014).

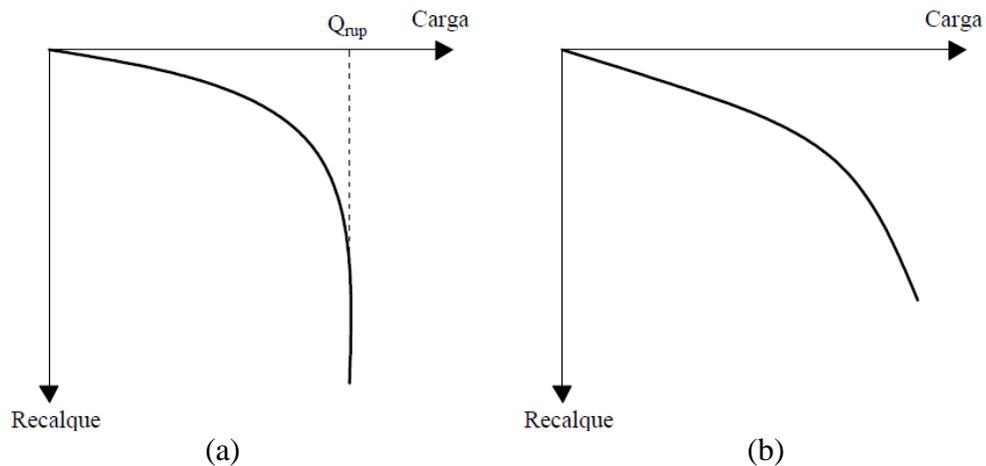


Figura 2.40: Curvas carga-recalque (a) com ruptura nítida (b) sem ruptura nítida

A NBR 6122 indica que a carga de ruptura da estaca é considerada definida quando ocorre uma ruptura nítida, caracterizada por deformações contínuas sem novos acréscimos de carga. Porém, essa situação pode não ocorrer quando a carga de ruptura for superior a carga máxima aplicada devido ao esgotamento da reação ou quando a estaca for carregada até apresentar recalques elevados, mas sem configurar uma ruptura nítida (ABNT, 2019). Conforme Salgado (2008) para solucionar essas questões, muitos critérios foram desenvolvidos, buscando-se arbitrar uma carga última com base nas curvas carga-recalque resultantes de provas de carga.

Uma forma de definir a carga última é pelo uso de critérios baseados em recalque, visto que na maioria dos casos, a estrutura entrará em colapso ou não será mais útil devido a ocorrência de recalques excessivos, o que ocorre muito antes da carga de ruptura ser atingida. Assim, uma maneira prática para encontrar a carga última é estabelecer um valor limite de recalque relativo que não deve ser excedido. O recalque relativo é definido como a razão entre o recalque no topo da estaca e o diâmetro da estaca (SALGADO, 2008). Esse valor de recalque máximo adotado deve ser coerente com o tipo de estrutura, solo e ocupação do local.

Ainda de acordo com Salgado (2008), o critério mais utilizado define a carga última com base em um recalque igual a 10% do diâmetro da estaca. Estudos em estacas revelam que os recalques relativos necessários para causar perda de serviço ou colapso serão maiores do que 0,10 na maioria dos casos de interesse prático. Esse critério foi adotado no Código Britânico BS 8004 (BSI, 2015) e hoje é a maneira padrão de definir a carga última internacionalmente. Ainda, esse valor mostra-se coerente com o apresentado previamente, que indica que a

resistência da base de uma estaca é totalmente mobilizada para recalques da ordem de 10 a 20% do diâmetro da base, quando então se atinge a carga máxima do elemento.

Também podem ser citados critérios descritos em normas de diferentes cidades, como o Código de Boston, que estabelece um recalque de 25 mm como critério de ruptura técnica. Porém, ao estabelecer valores absolutos, tais critérios não consideram aspectos quanto a mobilização do atrito e da resistência de base da fundação. A norma brasileira na sua versão anterior considerava que o ensaio de placa poderia ser encerrado em um recalque de 25 mm, admitindo-se ruptura técnica. Porém, a NBR 6489 (ABNT, 2019) indica que o ensaio pode ser realizado até o deslocamento máximo estabelecido pelo projetista.

O critério da NBR 6122 (ABNT, 2019) também é considerado um critério de recalque, o qual caracteriza a ruptura pelo encurtamento elástico da estaca somado a uma porcentagem do diâmetro da base. Assim, a carga de ruptura é convencionada como a carga correspondente ao recalque obtido pela Equação (2.57) na curva carga-recalque, sendo Δ_r = recalque de ruptura convencional; P_r = carga de ruptura convencional; L = comprimento da estaca; A = área da seção transversal da estaca; E = módulo de elasticidade do material da estaca; e D = diâmetro da estaca (ABNT, 2019). A Figura 2.41 representa a aplicação do método na curva carga-recalque.

$$\Delta_r = \frac{P_r L}{A E} + \frac{D}{30} \quad (2.57)$$

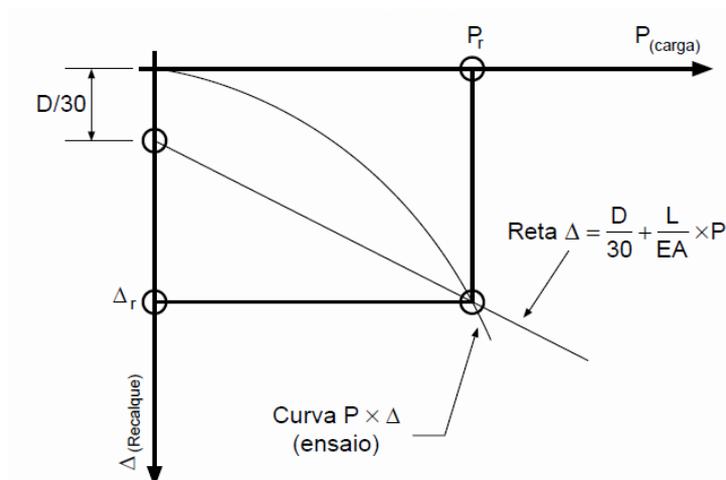


Figura 2.41: Carga de ruptura convencional (ABNT, 2019).

3 CAMPO EXPERIMENTAL

O presente item visa apresentar a caracterização do solo residual encontrado no Campo Experimental da UPF (Universidade de Passo Fundo) na cidade de Passo Fundo. Assim, apresentam-se dados obtidos em pesquisas anteriores através de ensaios de campo e de laboratório, com o objetivo de auxiliar na análise do comportamento desse material.

3.1 LOCALIZAÇÃO

O campo experimental base da presente pesquisa pertence ao Centro de Tecnologia (CETEC) da Faculdade de Engenharia e Arquitetura (FEAR) da Universidade de Passo Fundo (UPF). O mesmo está localizado no campus universitário de Passo Fundo, junto à Rodovia Federal BR-285, km-171, Bairro São José, cidade de Passo Fundo, na região norte do Estado do Rio Grande do Sul. A localização da cidade de Passo Fundo e a demarcação do campo experimental dentro da Universidade de Passo Fundo (UPF) pode ser visualizada na Figura 3.1.



Figura 3.1: Localização da cidade de Passo Fundo e do campo experimental na UPF (GOOGLE, 2020)

3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E PEDOLÓGICA

Segundo descrito por Ruver (2011), o solo residual do campo experimental é do tipo residual homogêneo, originário da composição de rochas basálticas (ígneas) e de arenitos (sedimentar). Em relação a formação geológica de Passo Fundo, através do Mapa Geológico do Estado do Rio Grande do Sul, verifica-se que o local estudado está inserido na formação “K1βpr” que corresponde à Formação Serra Geral, pertencente ao éon Fanerozóico, era Mesozóica, período Cretáceo. Essa área apresenta geologia formada por derrames basálticos granulares finos, melanocráticos, horizontes vesiculares espessos preenchidos por quartzo, zeolitas, carbonatos, seladonita, Cu nativo e barita. Quanto a pedologia, o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) caracteriza o solo da região de Passo Fundo como Latossolo Vermelho-Escuro Húmico Álico (latossolo vermelho). Já conforme Streck et al. (2008), o solo Passo Fundo se classifica como um Latossolo Vermelho Distrófico Típico Argissólico, sendo caracterizado por ser um solo profundo, fortemente intemperizado, bem drenado e homogêneo, exibindo uma sequência de horizontes A – B – C com transição gradual entre eles, sendo que a cor avermelhada relaciona-se a predominância de caulinita e óxido de ferro em sua composição.

3.3 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

O presente item apresenta a caracterização laboratorial do solo do Campo Experimental.

3.3.1 Granulometria

A análise granulométrica realizada por diferentes autores demonstra que o solo do campo experimental apresenta predominância de argila, com parcelas de silte e areia. A Figura 3.2 apresenta a curva granulométrica obtida por Carretta (2018), sob a qual foram plotados os pontos da curva obtida por Ruver (2011), notando que há concordância entre ambas. Além disso, a Figura 3.3 apresenta resultados obtidos por Dalla Rosa e Thomé (2004), os quais analisaram a granulometria do solo através de diferentes amostras retiradas ao longo de 5 m de profundidade. Nota-se que a granulometria do solo é extremamente uniforme, com uma pequena alteração na camada superficial. A Tabela 3.1 contempla os resultados obtidos por Carretta (2018) e Ruver (2011), os valores médios obtidos do trabalho de Dalla Rosa e Thomé (2004) e também os valores encontrados no trabalho de Thomé et al. (2017) o que permite concluir que há concordância entre as análises executadas pelos diferentes autores.

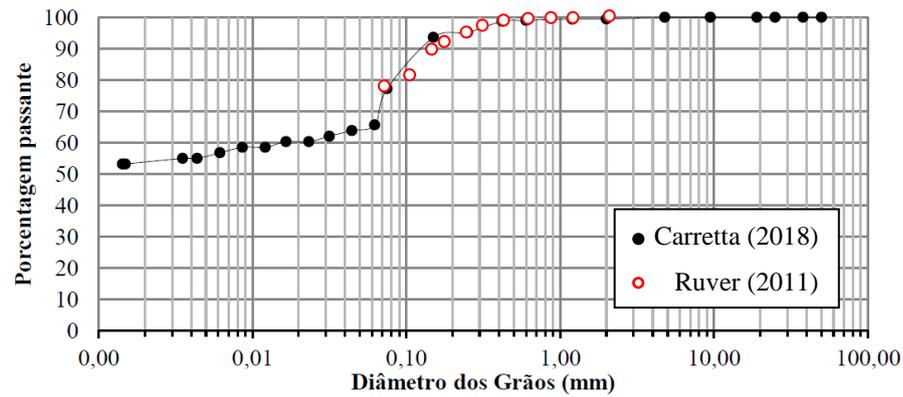


Figura 3.2: Curva granulométrica do solo de Passo Fundo (Adaptado de CARRETTA, 2018 e RUVÉR, 2011)

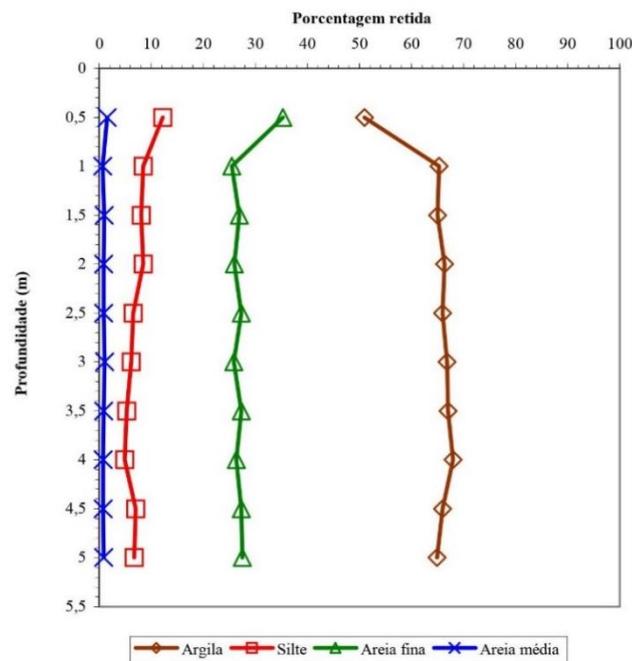


Figura 3.3: Análise granulométrica do solo de Passo Fundo ao longo da profundidade (DALLA ROSA; THOMÉ, 2004)

Tabela 3.1: Análise granulométrica por diferentes autores

Fração	Porcentagem de material			
	CARRETTA (2018)	RUVÉR (2011)	DALLA ROSA E THOMÉ (2004)	THOMÉ ET AL. (2017)
Areia (0,06 mm < D ≤ 2mm)	35 %	21,1 %	27 %	27 %
Silte (0,002 mm < D ≤ 0,06 mm)	5 %	19,9 %	8 %	5 %
Argila (D ≤ 0,002 mm)	60 %	59%	65 %	68 %

3.3.2 Limites de Atterberg e Índices Físicos

Dalla Rosa e Thomé (2004) realizaram a caracterização geotécnica do solo até a profundidade de 5 metros por meio de amostras coletadas com auxílio de trado manual e os resultados obtidos estão expostos na Figura 3.4. Ruver (2011) e Carretta (2018) também realizaram a caracterização desse material, determinando os limites de Atterberg, peso específico real dos grãos e a umidade em campo. Além disso, Carretta (2018) determinou o peso específico natural, índice de vazios e porosidade do solo do campo experimental através da moldagem de corpos de prova com amostras indeformadas. Thomé et al. (2017) também realizaram uma série de ensaios envolvendo o estudo aprofundado de tal solo. A Tabela 3.2 apresenta a compilação dos resultados de todos os autores citados acima, os quais foram próximos entre si.

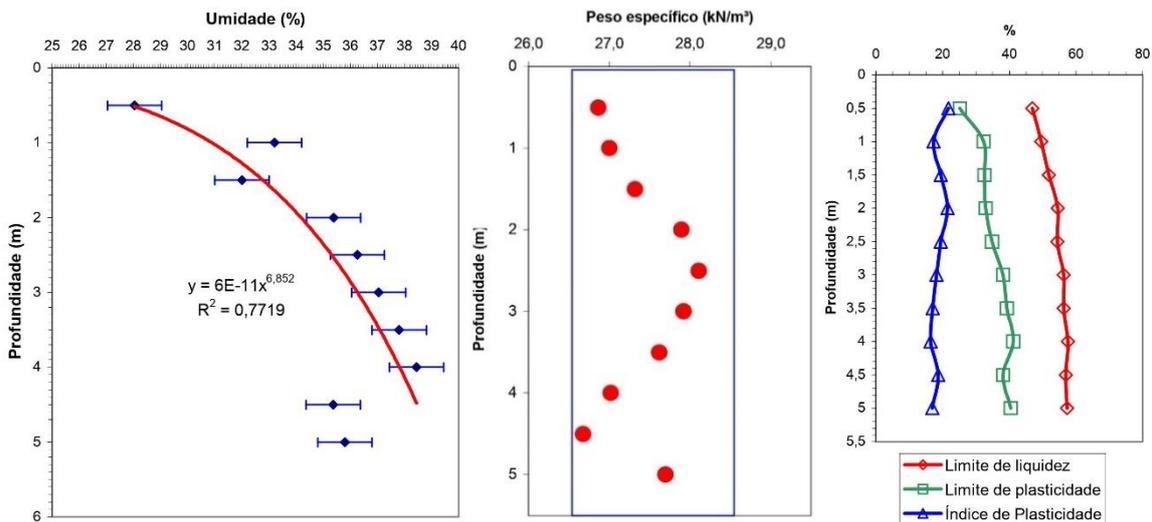


Figura 3.4: Índices físicos do solo de Passo Fundo ao longo da profundidade (DALLA ROSA; THOMÉ, 2004)

Tabela 3.2: Parâmetros do solo obtidos por diferentes autores

Parâmetro	THOMÉ ET AL. (2017)	CARRETTA (2018)	RUVER (2011)	(DALLA ROSA; THOMÉ, 2004)
Limite de liquidez (LL)	53 %	42 %	41 %	55 %
Limite de plasticidade (LP)	42 %	31 %	32 %	35 %
Índice de plasticidade (IP)	11 %	11 %	9 %	20 %
Umidade natural (w)	34 %	35 %	28,87 %	27 a 38 %
Peso específico real (γ_s)	26,7 kN/m ³	26,5 kN/m ³	26,7 kN/m ³	26,5 a 28,2 kN/m ³
Peso específico natural (γ)	16,3 kN/m ³	15,6 kN/m ³		
Índice de vazios (e)	1,2	1,28		
Grau de saturação (S)	75,7 %	72 %		
Porosidade (η)	54 %	55 %		
Coefficiente de permeabilidade	1,38 x 10 ⁻⁵ m/s			
Classificação do solo (SUCS)	CH	ML	CL	

3.3.3 Ensaios Triaxiais

A fim de identificar os parâmetros de resistência do solo residual do campo experimental, Carretta (2018) realizou ensaios triaxiais consolidados drenados (CD) em amostras indeformadas de solo retiradas à 3 metros de profundidade. As tensões confinantes efetivas utilizadas foram de 20 kPa, 35 kPa e 50 kPa (a fim de manter a estrutura cimentada do solo) e os resultados estão representados na Figura 3.5. Verifica-se que o solo sofre maior compressão e aumenta sua resistência conforme aumenta-se a tensão confinante, devido a maior redução do índice de vazios. Os parâmetros de resistência obtidos por Carretta (2018) através da envoltória de ruptura foram: ângulo de atrito (ϕ') = 30,5° e coesão (c') = 9,52 kPa.

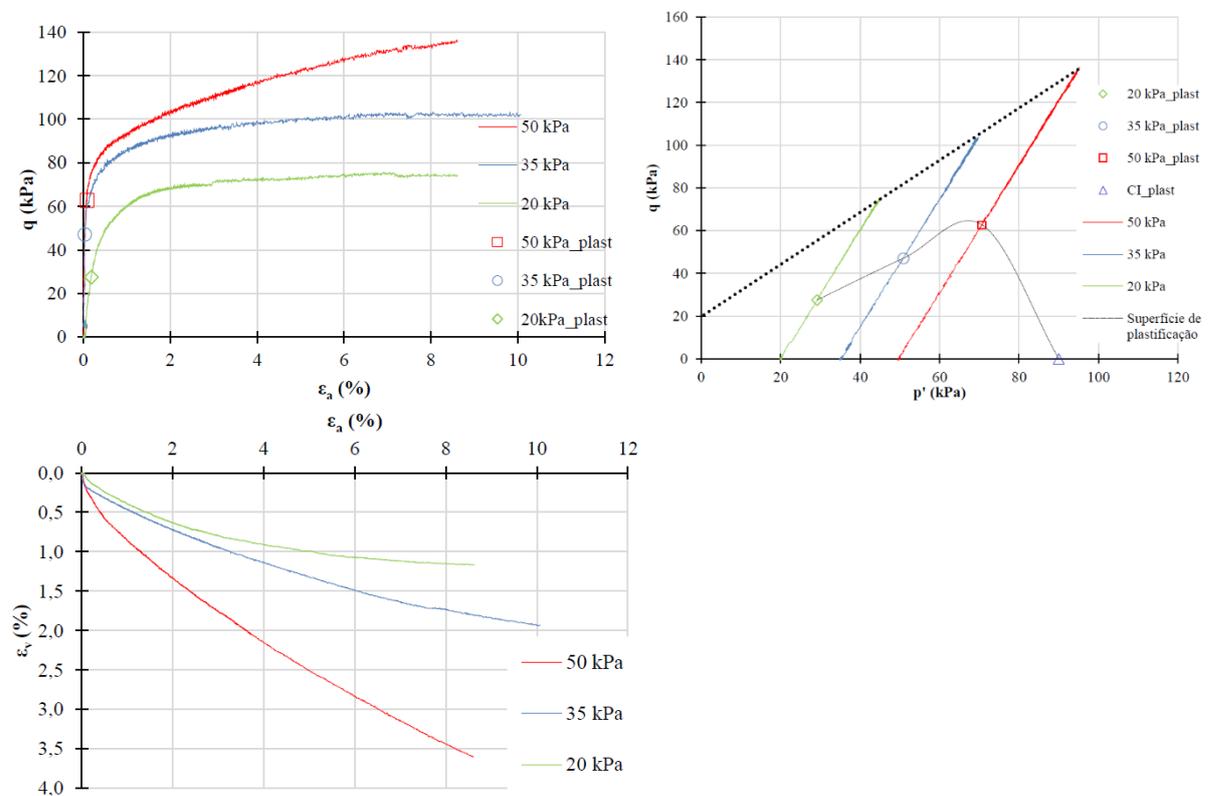


Figura 3.5: Ensaios triaxiais no solo residual (CARRETTA, 2018)

3.3.4 Ensaios de Compressão Confinada

Carretta (2018) também realizou dois ensaios oedométricos saturados em amostra indeformada e remoldada, a partir dos quais foram obtidos os resultados de índice de vazios das amostras em função da tensão vertical efetiva aplicada, conforme ilustrado na Figura 3.6. A partir das análises, a autora constatou que o índice de compressão (C_c) foi de 0,42 e 0,34 para o material indeformado e remoldado, respectivamente, enquanto o coeficiente de recompressão (C_r) foi de

0,025 para o corpo de prova indeformado e 0,014 para o remoldado. Além disso, foi possível verificar uma perda de linearidade na curva de compressão da amostra indeformada a partir de aproximadamente 87,5 kPa, quando o material começou a desenvolver redução mais acentuada do índice de vazios, o que pode representar o início da plastificação do material e de sua desestruturação. A Figura 3.6b torna mais clara a visualização, em que é possível verificar um ponto de inflexão na curva da amostra indeformada em uma tensão vertical efetiva de 87,5 kPa, se apresentando como um possível indicativo de desagregação da estrutura cimentada do solo.

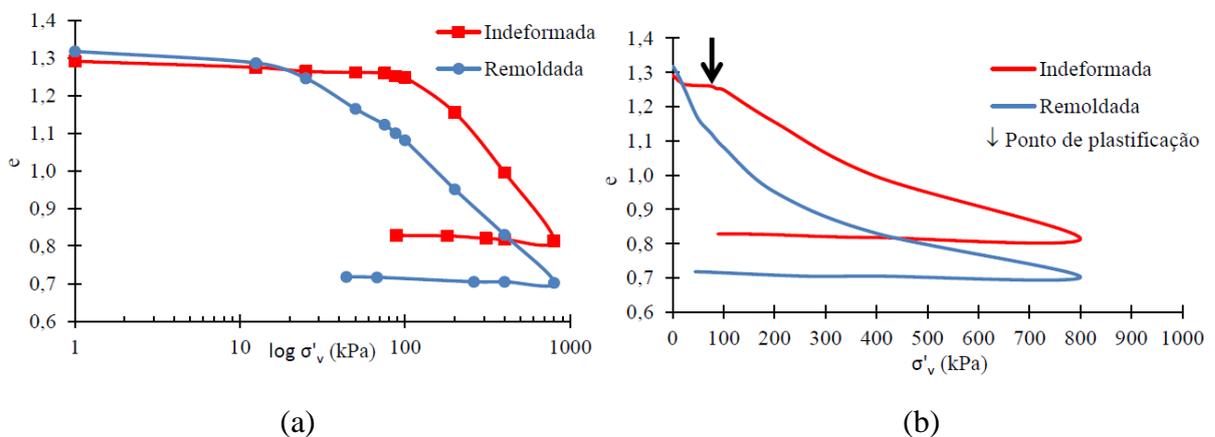


Figura 3.6: Ensaios oedométricos (a) em escala logarítmica (b) em escala natural (CARRETTA, 2018)

3.4 ENSAIOS DE CAMPO

A investigação geotécnica é uma ferramenta muito importante para a elaboração de projetos seguros e econômicos, pois permite analisar e compreender o comportamento do solo na sua condição natural. Os ensaios in situ tornam-se ainda mais significativos para solo residual, visto que esse material ao ser manuseado apresenta comportamento frágil com quebra da cimentação, o que implica em maior dificuldade na obtenção de amostras indeformadas que representem com certa precisão o comportamento do material em campo. A fim de caracterizar o subsolo do campo experimental, Lopes Jr. e Thomé (2005) executaram ensaios de sondagem à percussão SPT (*Standard Penetration Test*), enquanto Faro (2014) realizou ensaios de CPT (*Cone Penetration Test*) e ensaios dilatométricos SDMT (*Seismic Dilatometer Test*).

3.4.1 Ensaio SPT

O perfil de sondagem obtido com os ensaios SPT é apresentado na Figura 3.7 os quais foram obtidos seguindo o procedimento normal com execução com lavagem (a) e sem lavagem (b). A partir dos resultados é possível notar que o solo em estudo é bastante homogêneo. Nota-se ainda que há uma pequena tendência de aumento na resistência em relação à camada superficial, comportamento típico de solos residuais devido ao aumento da tensão efetiva e aproximação da rocha mãe. Entre os 2 e 3 m de profundidade a resistência é muito parecida, tendendo a um valor ligeiramente superior aos 3 m, o que fica mais evidente no ensaio sem lavagem. As amostras retiradas mostram um perfil com total predominância de material argiloso. Além disso, o nível de água não foi identificado, o que também corrobora com o esperado para o material. A utilização da água durante o ensaio também influenciou os resultados, gerando valores de resistência menores que para o caso sem água devido a influência na estrutura do mesmo.

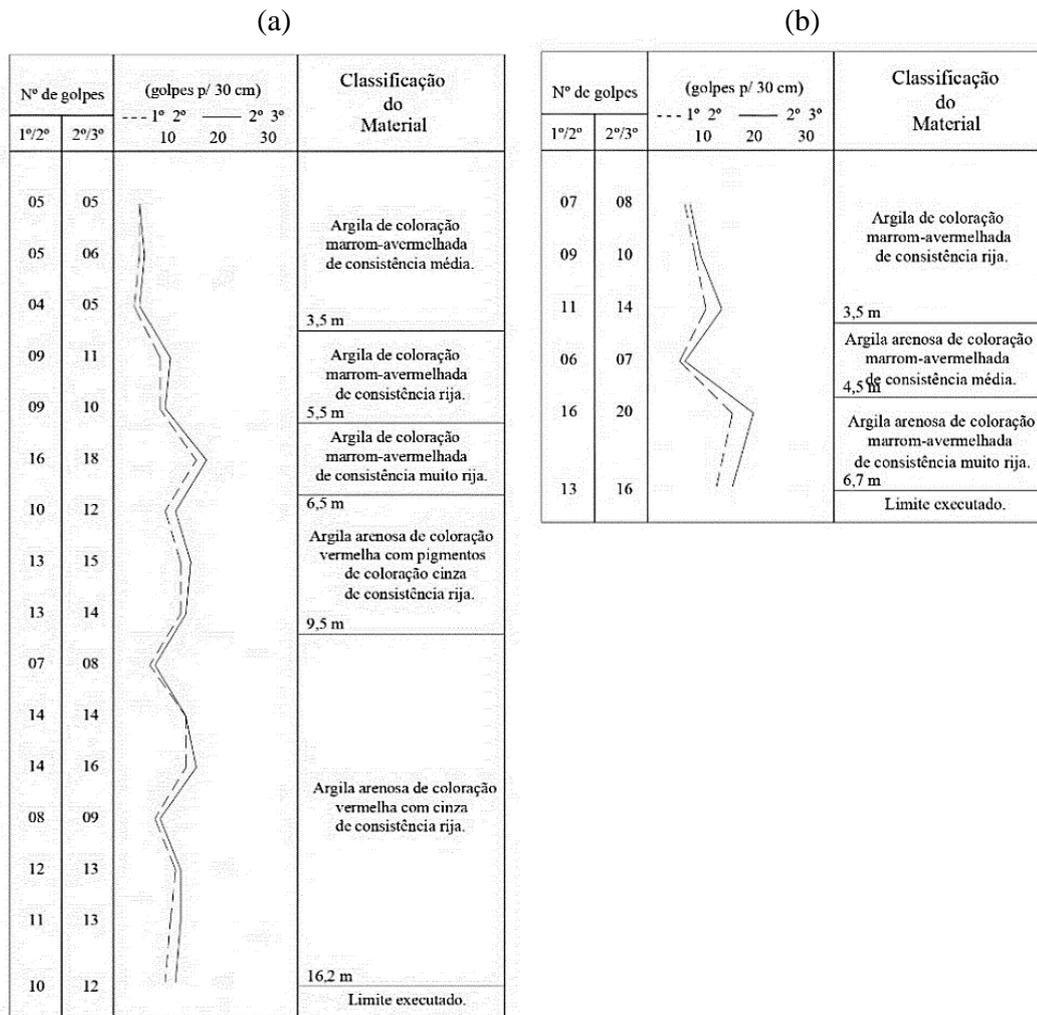


Figura 3.7: Ensaio SPT do campo experimental (LOPES JR; THOMÉ, 2005)

3.4.2 Ensaio CPT

Foram executados cinco ensaios do tipo CPT em pontos distintos do campo experimental, sendo que os resultados obtidos para resistência da ponta (q_t), resistência por atrito (f_s), razão de atrito (R_f) e índice de classificação do material (I_c) desses ensaios são apresentados na Figura 3.8. O nível d'água foi identificado na profundidade de 10 m, a razão de atrito variou em média de 6% e 7% e a resistência de ponta variou em torno de 2 MPa. Além disso, o índice de classificação do material se encontra entre 2,95 e 3,6 na maior parte do perfil, indicando a presença de solo argiloso. Por meio dos perfis obtidos verifica-se que os ensaios apresentaram pouca variação entre eles, comprovando a homogeneidade do solo do campo experimental devido a repetibilidade do ensaio em diferentes pontos de análise. Além disso, observa-se que o solo apresenta um perfil relativamente homogêneo até os 15 metros, pelo fato da resistência de ponta e atrito lateral apresentarem pouca variação até essa profundidade. Dessa forma, não se nota diferença de comportamento significativa entre os 2 e 3 metros de profundidade.

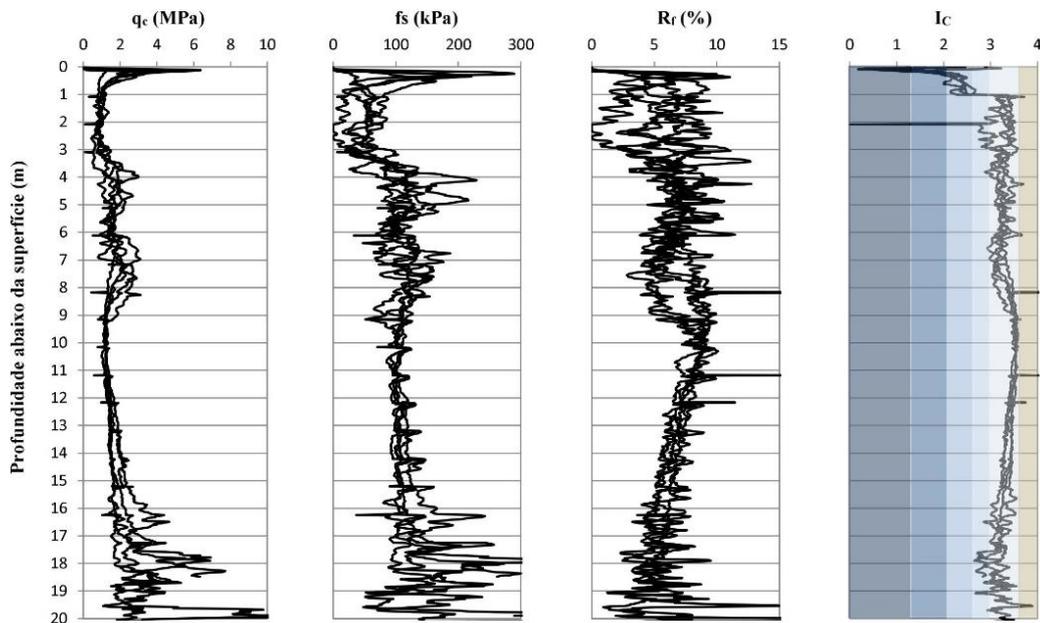


Figura 3.8: Ensaios CPT do campo experimental (BORN, 2019)

3.4.3 Ensaio SDMT

Os perfis obtidos para os dois ensaios realizados no campo experimental estão apresentados na Figura 3.9, incluindo os valores da pressão inicial corrigida P_0 , pressão corrigida após expansão da membrana P_1 , poropressão u_0 , índice de classificação do solo I_D , módulo dilatométrico E_D , e índice de tensão horizontal K_D .

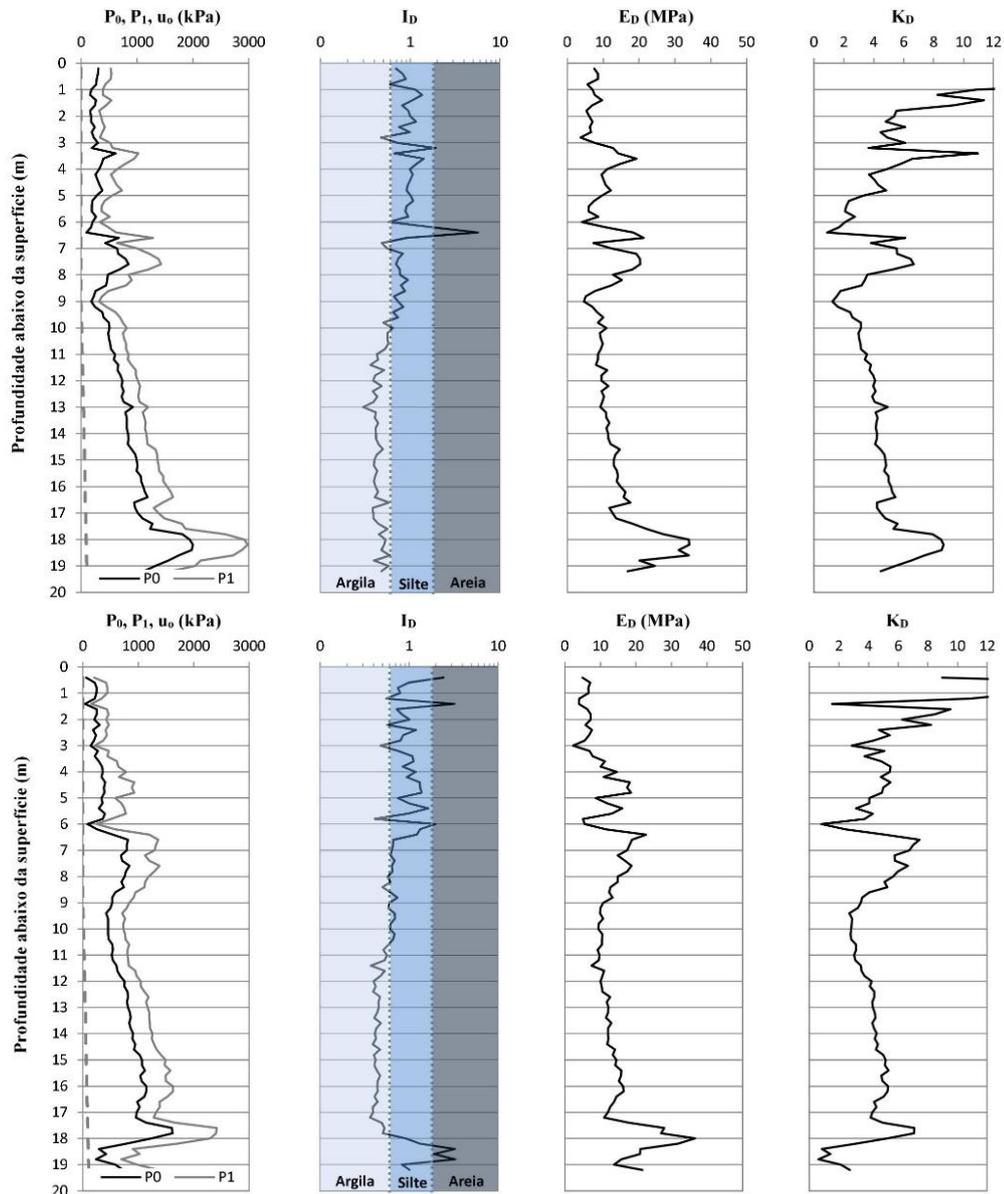


Figura 3.9: Ensaio SDMT do campo experimental (BORN, 2019)

Nota-se pelo valor da poropressão u_0 que o nível d'água foi encontrado na profundidade de 9 m. O índice de classificação de solos I_D indica a presença de solo siltoso até a profundidade de 10-11 m, sendo que após esta profundidade o solo é classificado como argiloso. A diferença entre P_0 e P_1 está relacionada a compressibilidade do solo. Como ambos os valores estão próximos ao longo do perfil é possível concluir que o solo do campo experimental apresenta grande deformabilidade, coerente com o alto índice de vazios apresentado pelo mesmo. Esse comportamento pode ser visualizado pelo módulo E_D , que apresenta tendência linear com a profundidade, caracterizando um perfil homogêneo. Já o valor de K_D é proporcional ao valor de K_0 in situ mas também é influenciado por outras propriedades do solo como histórico de

tensões, grau de cimentação e envelhecimento (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012). Como a variação entre os dois ensaios é muito baixa, pode-se concluir que o solo do campo experimental é bastante homogêneo. Além disso, verifica-se a tendência de aumento da resistência com a profundidade, apresentando um desempenho muito próximo aos 2 e 3 m de profundidade.

O ensaio SDMT também permite a obtenção da rigidez do solo. A Figura 3.10 apresenta os resultados das leituras de velocidade da onda cisalhante feitas durante ensaio, as quais apresentaram valores médios de 230 m/s. A partir da velocidade da onda e do peso específico do solo local obtém-se os perfis derivados para o módulo cisalhante G_0 (correspondente a rigidez do solo em pequenas deformações), que apresentou valores médios de 100 MPa, sendo considerado relativamente homogêneo ao longo da profundidade, com picos entre 6,5 m e 7,5 m. Além disso, também é possível obter o perfil correspondente para E_0 , obtido com base na Teoria da Elasticidade considerando um coeficiente de Poisson de 0,3.

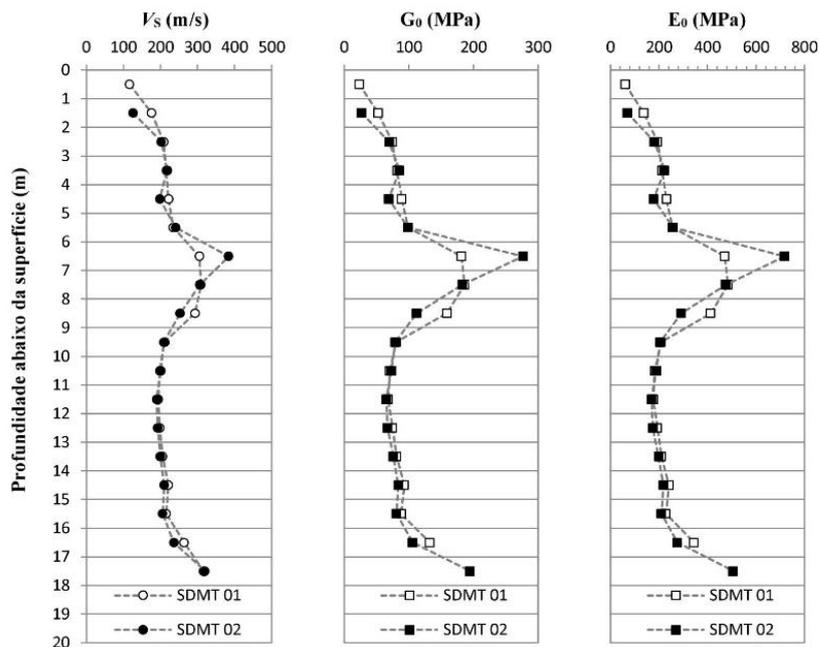


Figura 3.10: Ensaio sísmico do SDMT (BORN, 2019)

4 MÉTODO DE PESQUISA

Este capítulo engloba todas atividades realizadas para desenvolvimento do presente trabalho, abordando as técnicas, materiais e procedimentos empregados para execução da pesquisa, além dos ensaios adotados. A Figura 4.1 contempla uma organização esquemática das etapas a serem executadas a fim de atingir os objetivos propostos. Os detalhes sobre a realização de cada fase serão expostos nos próximos subitens.

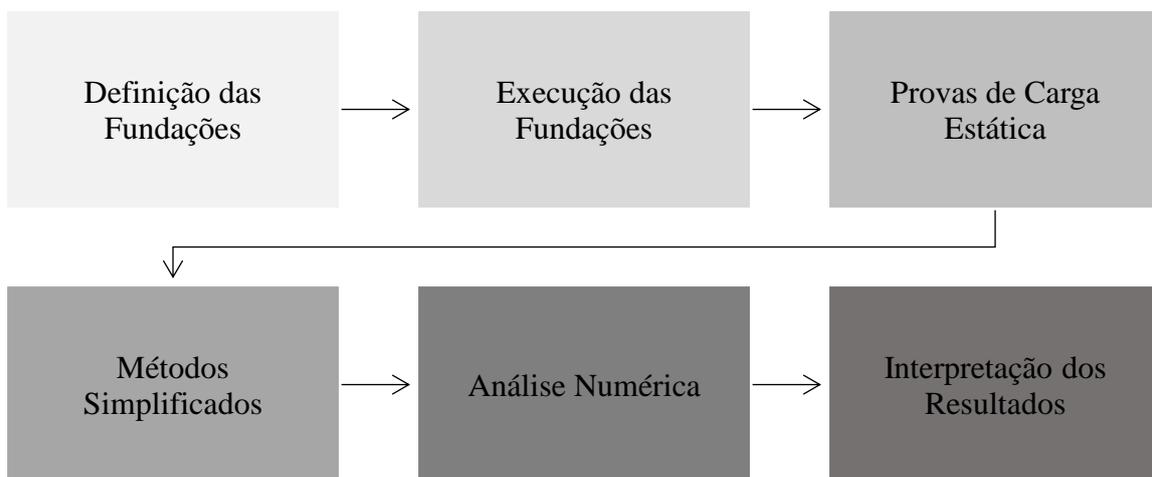


Figura 4.1: Delineamento da pesquisa

4.1 DEFINIÇÃO DAS FUNDAÇÕES

A primeira etapa trata-se da escolha dos elementos de fundação a serem executados e ensaiados na pesquisa. Inicialmente, determinou-se que os tipos de fundação a serem analisados seriam sapata e estaca (para análise individual), grupo de estacas (para considerações sobre efeito de grupo) e sapata estaqueada, alvo do presente trabalho. A definição das dimensões foi limitada pelo sistema de reação existente no Campo Experimental, buscando-se selecionar elementos que fornecessem uma análise satisfatória em termos de capacidade de carga e recalques com a reação disponível. Sendo a sapata estaqueada o elemento pressuposto com maior capacidade de carga, optou-se pela utilização de quatro estacas de pequeno diâmetro distribuídas sobre uma sapata com espaçamento usual de três vezes o diâmetro entre eixos das estacas. A Tabela 4.1 apresenta uma síntese dos modelos escolhidos.

Tabela 4.1: Fundações envolvidas no presente trabalho

Tipo de Fundação	Ensaio	Modelo
Sapata	1	Sapata (80 x 80 x 35 cm)
Estaca	2	Estaca A (Ø10 cm; L= 3 m)
	3	Estaca B (Ø15 cm; L= 2 m)
Grupo de Estacas	4	4 Estacas A
	5	4 Estacas B
Sapata Estaqueada	6	4 Estacas A + Sapata
	7	4 Estacas B + Sapata

Os dois tipos de sapata estaqueada foram definidos com o objetivo de compará-los após a execução dos ensaios. Como estacas escavadas apresentam a maior parte da sua resistência por atrito lateral, optou-se por estabelecer dois diferentes grupos de estacas que resultassem numa mesma área lateral, sendo possível verificar quais outros fatores influenciariam no comportamento desses elementos visto que a contribuição de ponta não seria significativa. Assim, os arranjos estabelecidos são compostos por estacas de 10 cm de diâmetro com 3 m de comprimento (A) e estacas de 15 cm de diâmetro com 2 m de comprimento (B). A dimensão em planta da sapata foi definida de forma a abranger as estacas de ambos os grupos considerando o espaçamento imposto ($3 \cdot D$), enquanto a altura foi definida para que trabalhasse como um elemento rígido. As sapatas estaqueadas da presente pesquisa podem ser classificadas como “pequenos radiers estaqueados” conforme a definição de Russo e Viggiani (1998), visto que ambas apresentam relação $B/L < 1$.

A Tabela 4.2 apresenta um resumo das características resultantes para as diferentes sapatas estaqueadas. Mantendo-se uma mesma área lateral de estacas, obtém-se diferentes comprimentos de estaca (parâmetros L/B e L/D) e altera-se a área de contato resultante da sapata com o solo (A_s). Além disso, a disposição do grupo de estacas também varia o parâmetro A_g/A . A Figura 4.2 apresenta esquematicamente as fundações estudadas no presente trabalho.

Tabela 4.2: Características das sapatas estaqueadas

Tipo de Fundação	L/B	L/D	Área Lateral Estacas	Área Sapata (A)	Área Contato Sapata (A_s)	Área Grupo de Estacas (A_g)	A_g/A
Sapata Estaqueada A	3,75	30	3,77 m ²	0,64 m ²	0,609 m ²	0,09 m ²	0,14
Sapata Estaqueada B	1,60	13,33	3,77 m ²	0,64 m ²	0,569 m ²	0,20 m ²	0,32

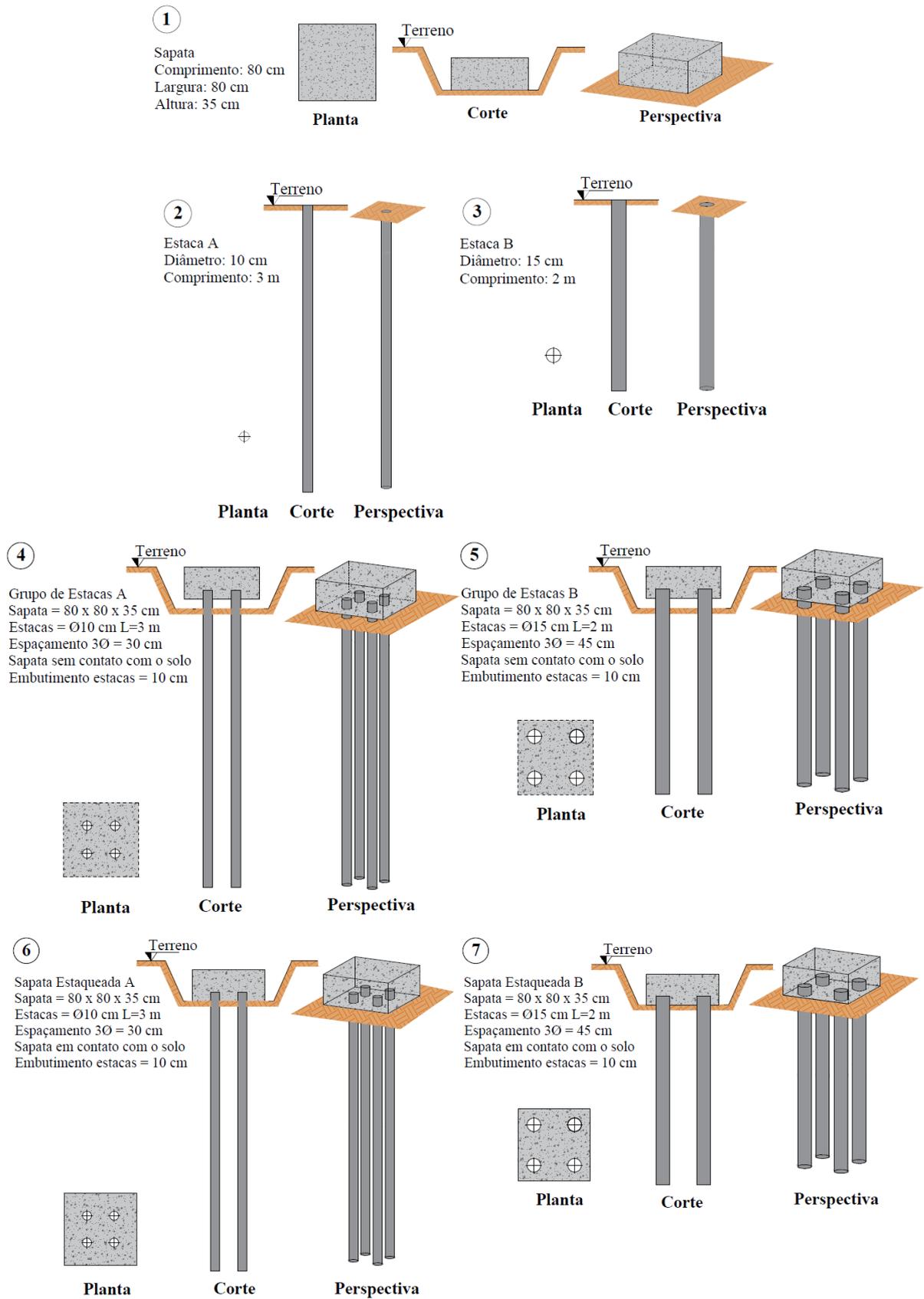


Figura 4.2: Detalhamento das fundações do trabalho

4.2 EXECUÇÃO DAS FUNDAÇÕES

O presente item abrange as atividades relacionadas a execução das fundações, incluindo a locação das mesmas no Campo Experimental, concepção e montagem das formas, concepção e organização das armaduras, além dos procedimentos de escavação e concretagem das estacas e blocos.

4.2.1 Locação em Campo

O local para execução do experimento foi selecionado a partir do posicionamento de ensaios já realizados, buscando-se uma área em que o solo ainda não tivesse sido modificado nem sofrido influência de ensaios executados nas proximidades. Dessa forma, em conjunto com o laboratorista da UPF e com a planta de ensaios já realizados, selecionou-se uma área localizada à esquerda e na parte central do primeiro talude de ensaios. A área escolhida está demarcada na Figura 4.3.



Figura 4.3: Localização da área escolhida para ensaios

Na área foram demarcados todos os ensaios a serem realizados, incluindo ensaios pertencentes a outras duas dissertações que foram realizadas simultaneamente. Assim, foram locados os eixos de todas as estacas com auxílio de pequenas estacas de madeira, conforme ilustrado na Figura 4.4. O posicionamento final de todos os ensaios está ilustrado na Figura 4.5, indicando os espaçamentos adotados entre os ensaios, de modo a evitar interferência entre os mesmos.



Figura 4.4: Locação das estacas em campo

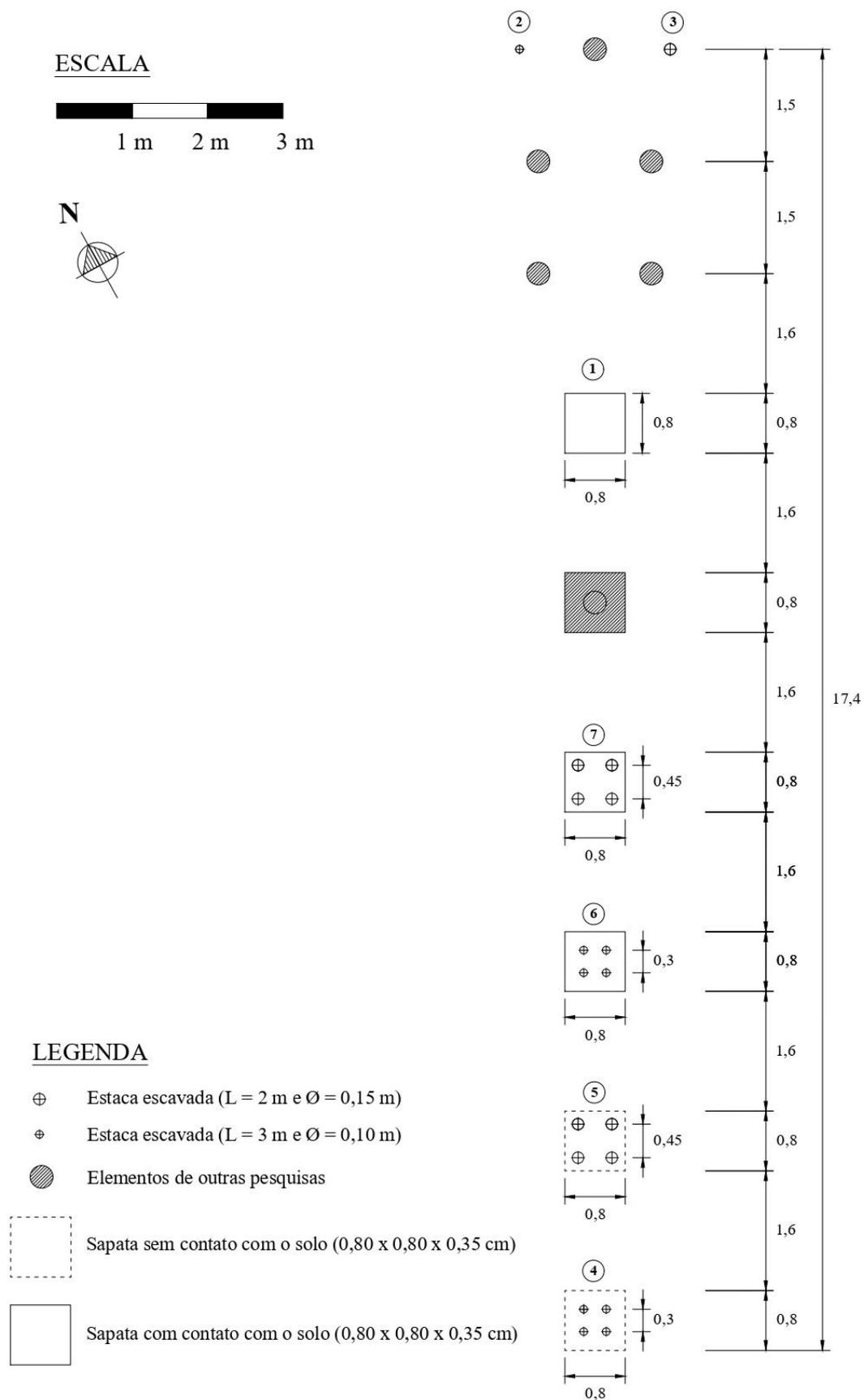


Figura 4.5: Locação dos ensaios no Campo Experimental

4.2.2 Armaduras

As sapatas e estacas foram dimensionadas estruturalmente para resistir aos esforços aplicados durante as provas de carga. O dimensionamento foi realizado considerando cargas superiores as que seriam aplicadas, a fim de garantir que não houvesse ruptura estrutural dos elementos no decorrer dos ensaios, visto que o objetivo do trabalho é analisar o comportamento do solo e a ruptura geotécnica das fundações, supondo que a estrutura tenha resistência adequada.

A armadura das sapatas foi calculada através do Método das Bielas, admitindo-se os elementos como blocos rígidos. Também se optou por utilizar estacas totalmente armadas, a fim de propiciar uma melhor transmissão e distribuição da carga ao longo do seu comprimento, além de garantir o engastamento das mesmas com a sapata.

A Figura 4.6, Figura 4.7 e Figura 4.8 apresentam imagens das estruturas adotadas, facilitando a visualização da armadura das diferentes fundações que constituem a presente pesquisa. Os projetos estruturais elaborados estão contidos no Apêndice A, sendo possível consultar os detalhes das armaduras de cada elemento, tais como quantidade, bitola de aço, comprimento e distribuição adotada.

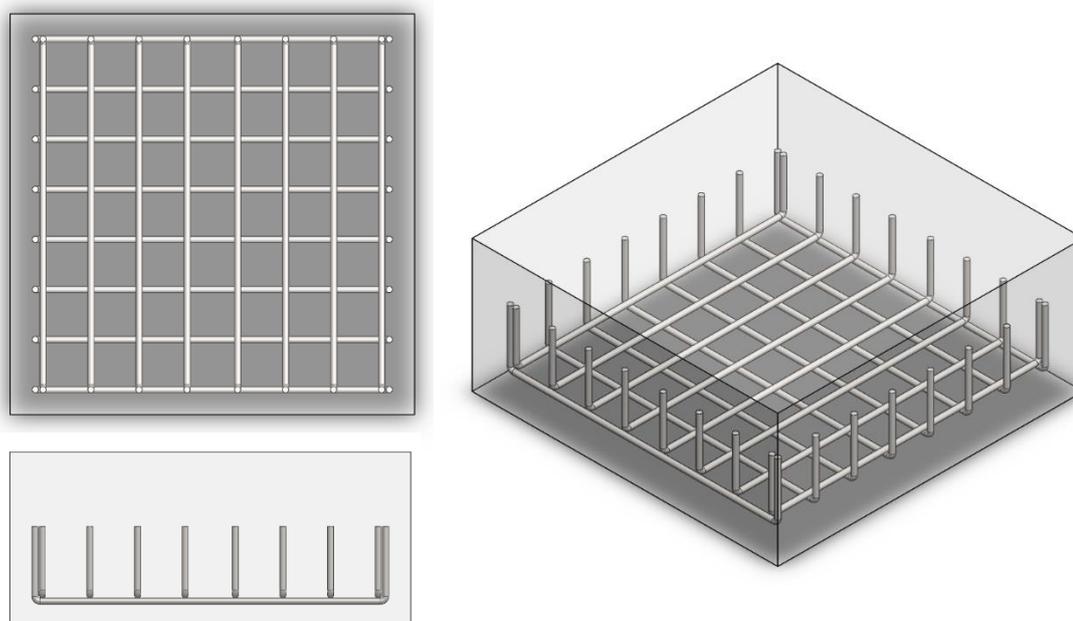


Figura 4.6: Armadura da sapata isolada

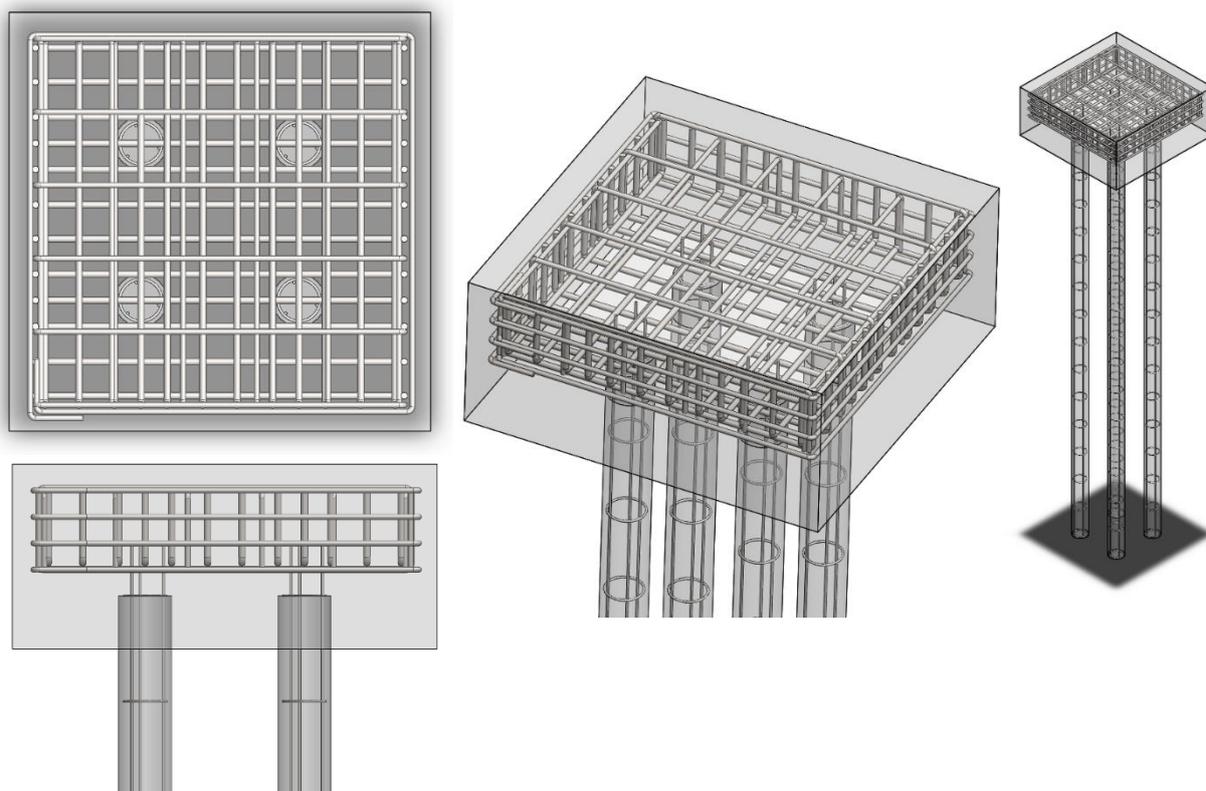


Figura 4.7: Armadura do grupo de estacas A e sapata estaqueada A

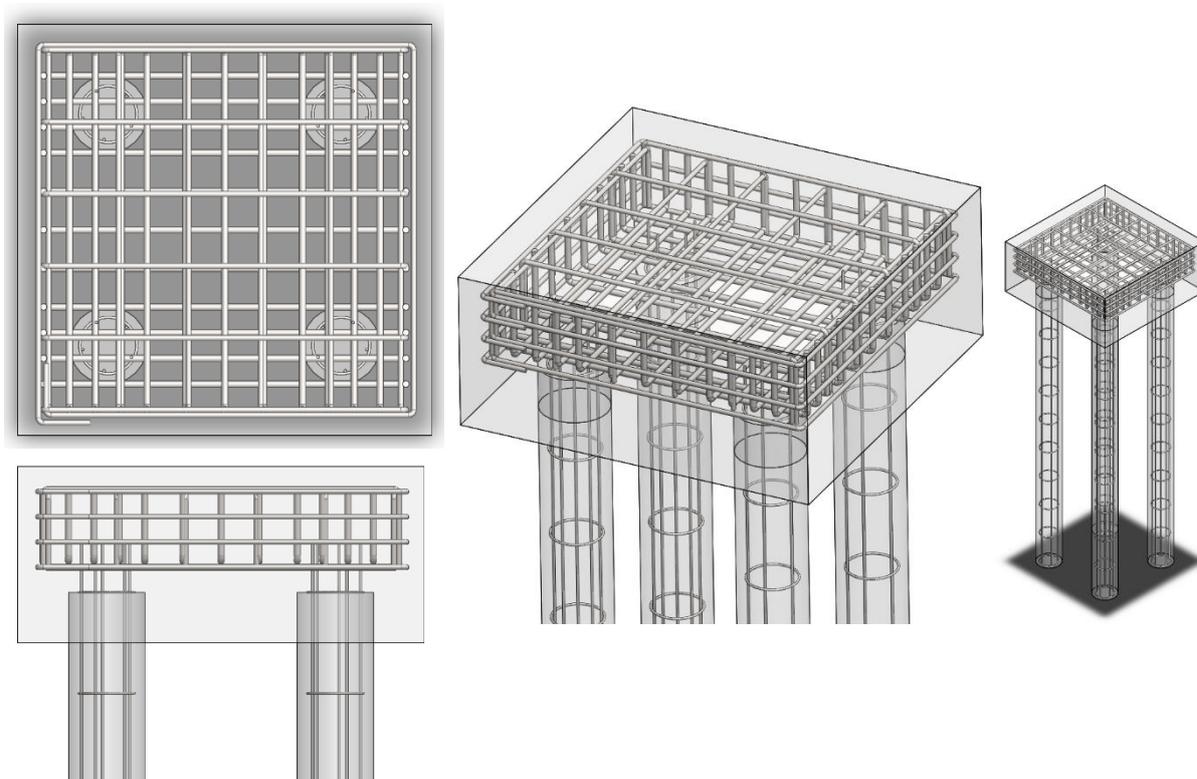


Figura 4.8: Armadura do grupo de estacas B e sapata estaqueada B

As armaduras foram devidamente preparadas antes da sua colocação nos elementos de fundação, sendo também instalados espaçadores, de modo a garantir o cobrimento necessário das mesmas durante a concretagem. A Figura 4.9 apresenta as armaduras utilizadas.



Figura 4.9: Armaduras preparadas

4.2.3 Formas

Para moldagem das sapatas foi necessário confeccionar formas de madeira. As formas foram construídas unindo-se quatro painéis de madeira de modo que as dimensões internas resultassem em 80 cm, sendo a altura dos painéis igual a 35 cm. Os painéis foram fixados com auxílio de sarrafos pregados ao redor dos mesmos, os quais foram unidos por meio de gravatas na parte superior e inferior, de modo que o conjunto ficasse estanque e firme o suficiente para garantir a resistência da estrutura aos esforços oriundos da concretagem. No caso das sapatas estaqueadas e sapata isolada o fundo da forma foi apoiado diretamente sobre o terreno, enquanto que para os blocos de estacas utilizou-se um fundo de EPS (poliestireno expandido) durante a concretagem para evitar o contato entre a sapata e o solo. A Figura 4.10 demonstra o modelo de forma executada.



Figura 4.10: Montagem das formas

4.2.4 Escavação e Concretagem

De posse de todos os materiais necessários, iniciou-se o processo de escavação e concretagem dos elementos de fundação envolvidos na pesquisa. Inicialmente, realizou-se a escavação das 18 estacas previstas. Devido ao pequeno diâmetro, as estacas foram escavadas através de equipamento mecanizado de pequeno porte, utilizando-se diferentes brocas para a execução das estacas de 10 cm e de 15 cm de diâmetro. Dessa forma, seguindo a locação previamente estabelecida, escavou-se o solo até a profundidade correspondente a cada uma das estacas.

As profundidades estabelecidas em projeto (3 m e 2 m) correspondem a parte da estaca que permanece em contato com o solo após o término dos elementos, como forma de garantir que a parcela da resistência por atrito lateral mantenha-se igual. Como a face superior da sapata deveria ficar no nível do terreno para posterior posicionamento do sistema de reação, adicionou-se sua profundidade ao comprimento total das estacas, visto que tal camada superficial seria escavada para execução da mesma. Além disso, também se considerou 10 cm a mais na profundidade para os blocos de estacas, visto que esse é o espaço deixado entre a sapata e o

solo para evitar o contato entre os mesmos. A Figura 4.11 demonstra o processo de escavação e o equipamento utilizado, sendo que à medida que o solo ia sendo removido, novas hastes eram acopladas ao equipamento a fim de atingir à profundidade necessária para cada fuste.



Figura 4.11: Escavação das estacas

Com a escavação concluída, as armaduras foram instaladas nos furos de cada estaca conforme apresentado na Figura 4.12 de forma cuidadosa para manter seu alinhamento e cobrimento.



Figura 4.12: Posicionamento das armaduras nas estacas

Ao final da escavação e posicionamento da armadura, todas as estacas foram concretadas com concreto autoadensável usinado de $f_{ck} = 25$ MPa aos 28 dias. Optou-se pela utilização de concreto autoadensável a fim de garantir que as estacas fossem adequadamente preenchidas pelo fato de as mesmas serem armadas e apresentarem pequeno diâmetro. Dessa forma, esse material garante maior segurança quanto a homogeneidade das estacas, visto que tende a ocupar de forma mais eficiente os vazios ao longo do elemento. As estacas foram então concretadas até o nível necessário, deixando-se uma parte superior dos fustes sem concreto, devido a necessidade de escavação do solo para instalação das sapatas sobre as estacas. A Figura 4.13 apresenta o procedimento de concretagem das estacas em campo, o qual foi realizado com auxílio de um funil metálico projetado a fim de facilitar o processo devido ao pequeno diâmetro dos elementos.



Figura 4.13: Concretagem das estacas

Depois da finalização das estacas, aguardou-se quatro dias para garantir que os elementos desenvolvessem uma resistência inicial. Então, iniciou-se o processo de escavação do solo superficial para construção das sapatas sobre as estacas, conforme apresentado na Figura 4.14. A escavação realizada foi de aproximadamente 35 cm de profundidade para as sapatas estaqueadas e para a sapata isolada e de 45 cm para os grupos de estacas, devido aos 10 cm deixados livres entre a sapata e o solo. A escavação foi realizada com cuidado para não danificar os elementos, tendo sempre como referência o topo das estacas, visto que as mesmas deveriam

ficar com 10 cm de embutimento na sapata. Ao atingir a profundidade necessária, a superfície do solo foi devidamente regularizada e nivelada, como demonstra a Figura 4.15



Figura 4.14: Escavação do solo para execução das sapatas



Figura 4.15: Regularização do solo para execução das sapatas

Após a escavação do solo, procedeu-se o arrasamento e a limpeza do topo de todas as estacas a fim de garantir sua aderência com a sapata. A Figura 4.16 demonstra essa etapa, em que foram utilizadas escovas e ferramentas para proceder a remoção do solo aderido no concreto das estacas.



Figura 4.16: Limpeza do topo das estacas

A próxima etapa foi o posicionamento das formas previamente preparadas sobre as respectivas estacas, conforme a Figura 4.17. Nos grupos de estacas colocou-se a forma de madeira sobre uma placa de EPS de 10 cm de altura (a qual foi removida após a cura do elemento), enquanto que nas sapatas estaqueadas e sapata isolada a forma foi disposta diretamente sobre o terreno nivelado. As formas foram posicionadas de modo que seu centro coincidissem com o centro do grupo de estacas. Além disso, as formas foram preparadas com a aplicação de desmoldante em suas paredes internas, a fim de facilitar a retirada das mesmas após a cura do concreto.



Figura 4.17: Posicionamento das formas no solo com e sem EPS

O concreto utilizado nessa etapa foi preparado no local com auxílio de uma betoneira. O traço utilizado foi 1:1,5:2 em peso com fator a/c de 0,54, sendo que o mesmo foi estabelecido experimentalmente em laboratório a fim de atingir a resistência mínima de 25 MPa. No traço considerou-se o uso de Cimento Portland CP V, areia de Santa Maria e brita 0. A umidade da areia em campo foi calculada e considerada na hora do preparo a fim de manter o traço conforme estabelecido. A Figura 4.18 apresenta os materiais utilizados para a confecção do concreto em campo, sendo que o traço foi previamente calibrado com a utilização de baldes, a fim de facilitar o controle durante a concretagem dos elementos.



Figura 4.18: Confecção do concreto

O concreto era produzido e transportado com auxílio de um carrinho de mão até as sapatas a serem preenchidas. Inicialmente, colocava-se uma camada de concreto no fundo da sapata antes da colocação da armadura. Em seguida, posicionava-se a respectiva armadura na sapata, sobre as estacas (nos grupos de estacas e sapatas estaqueadas) e sobre a camada de concreto inicial (na sapata isolada) atentando para que a armadura ficasse centralizada e nivelada, respeitando o cobrimento. Então, adicionavam-se novas camadas de concreto até o preenchimento total dos elementos, sendo utilizado um vibrador para garantir a uniformidade dos mesmos, o qual era aplicado em diferentes pontos, tendo cuidado para não prejudicar as armaduras. Finalmente, o elemento era alisado e nivelado com auxílio de ferramentas manuais. A Figura 4.19 compila as atividades dessa etapa.



Figura 4.19: Concretagem das fundações com sapata

Assim, concluiu-se a execução de todos elementos de fundação. A Figura 4.20 contempla uma perspectiva geral dos elementos concluídos no campo experimental.



Figura 4.20: Estruturas finalizadas

Após a cura dos elementos, as formas e EPS foram removidos, estando os elementos prontos para a realização das provas de carga, como demonstrado na Figura 4.21

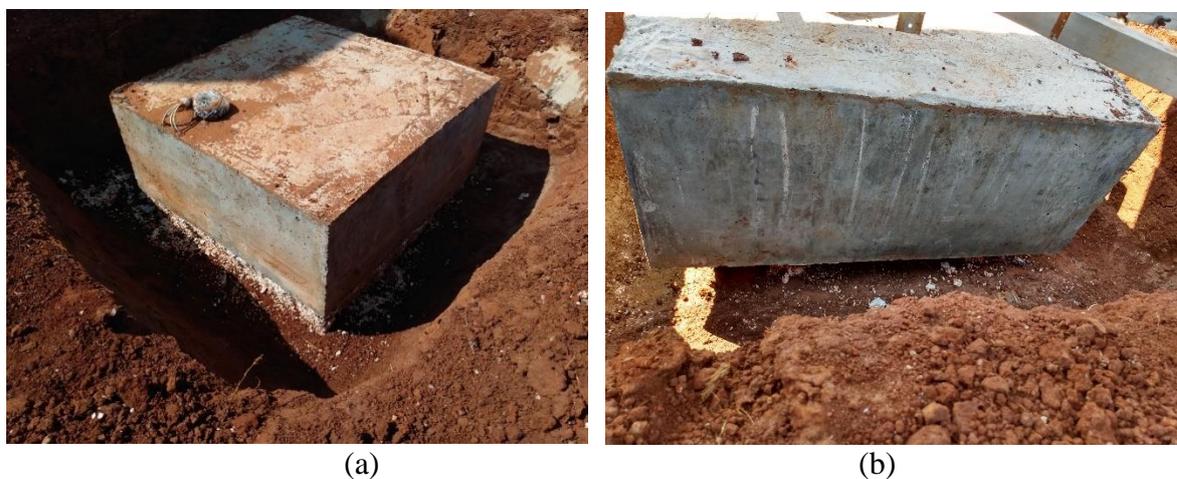


Figura 4.21: Sapatas sem as formas (a) com EPS (b) sem EPS

A Figura 4.22 e a Figura 4.23 ilustram todo o processo de execução desenvolvido em diferentes etapas, indicando detalhes construtivos das estacas e sapatas que contemplam os 7 elementos em estudo, além das profundidades adotadas em cada fase a fim de alcançar as dimensões estabelecidas.

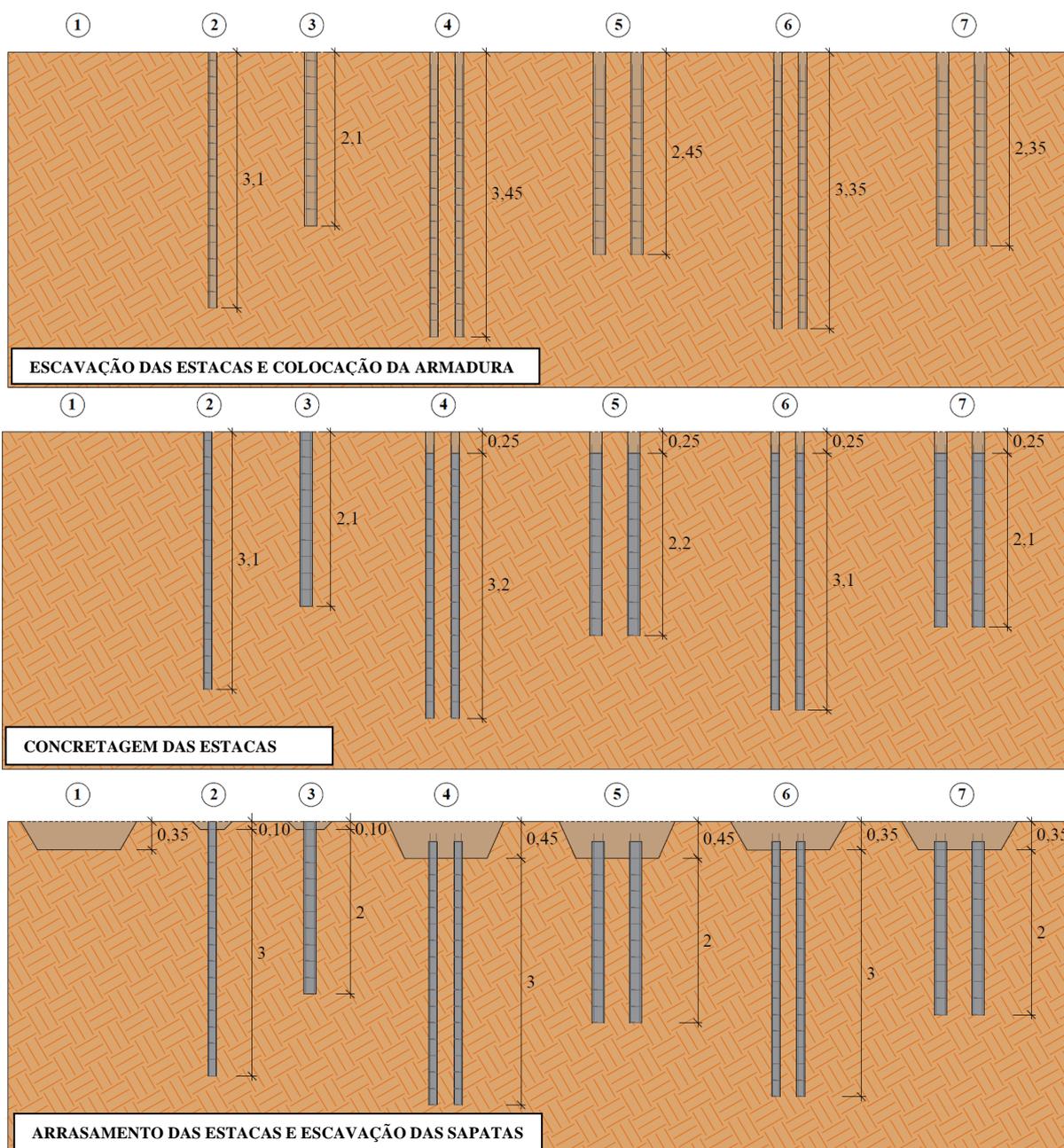


Figura 4.22: Execução das estacas e escavação das sapatas

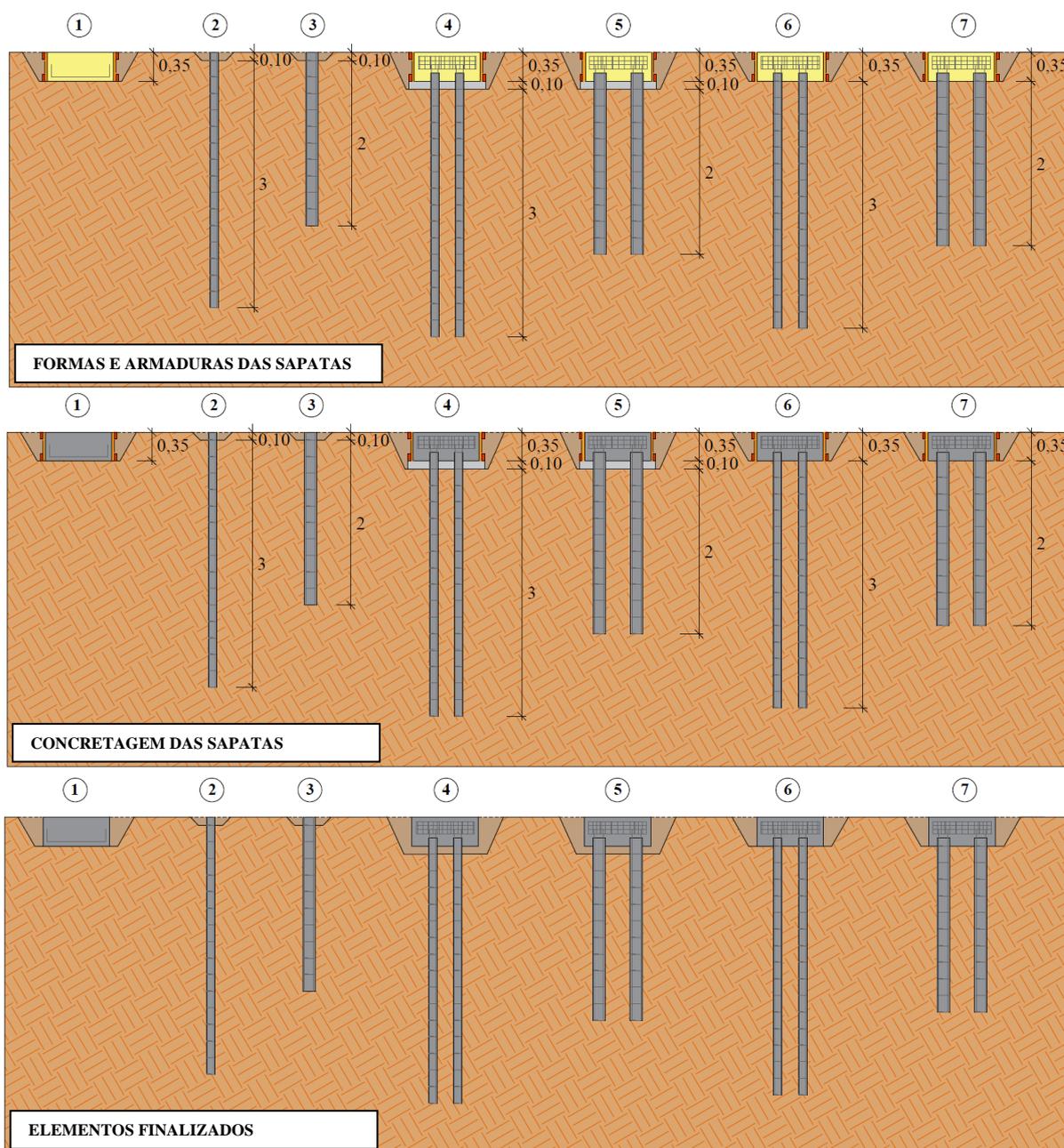


Figura 4.23: Execução das sapatas

4.2.5 Controle Tecnológico do Concreto

O controle tecnológico do concreto autoadensável usinado utilizado no preenchimento das estacas foi realizado através de amostras retiradas do caminhão. Por se tratar de um concreto autoadensável, não foi realizado ensaio de abatimento para verificar a consistência do mesmo, visto que sua fluidez é bastante alta. Dessa forma, realizou apenas a moldagem de amostras para ensaios de compressão simples a fim de comprovar a resistência do material.

Para isso, preencheu-se aproximadamente metade das estacas e então coletou-se material suficiente para a moldagem de 10 corpos de prova cilíndricos (100 mm x 200 mm), finalizando o preenchimento das demais estacas após esse procedimento. Assim, garante-se que o comportamento do concreto seja mais representativo, devido a possíveis interferências no início e final da concretagem. Os corpos de prova foram moldados seguindo as recomendações da NBR 5738 (ABNT, 2015), utilizando-se duas camadas de material e aplicando-se 12 golpes uniformemente distribuídos em cada uma das camadas. A Figura 4.24 apresenta o processo de moldagem dos corpos de prova através do concreto retirado do caminhão.



Figura 4.24: Moldagem dos CPs de concreto autoadensável

Os corpos de prova foram mantidos nos moldes por aproximadamente 24 horas em temperatura ambiente. Após esse período, realizou-se a desmoldagem e identificação dos mesmos, sendo então transferidos para a câmara úmida onde permaneceram em cura pelo tempo determinado (5 corpos de prova durante 7 dias e 5 corpos de prova durante 28 dias). Passado o tempo de cura, as amostras foram medidas e tiveram as superfícies niveladas, sendo então realizados ensaios de compressão simples seguindo as recomendações da NBR 5739 (ABNT, 2018). A Tabela 4.3 apresenta os resultados obtidos para os 10 corpos de prova, obtendo-se uma resistência média de 17,04 MPa aos 7 dias e de 19,26 MPa aos 28 dias. Apesar de o concreto não ter atingido a resistência especificada pela empresa fornecedora, a resistência obtida foi considerada satisfatória de modo a não prejudicar o comportamento estrutural dos elementos de fundação.

Tabela 4.3: Resistência a compressão simples do concreto das estacas

Corpo de Prova (CP)	Tempo de Cura (Dias)	Resistência à Compressão (MPa)
01	7	15,48
02	7	18,00
03	7	16,49
04	7	16,59
05	7	18,64
06	28	20,34
07	28	19,07
08	28	19,82
09	28	18,22
10	28	18,85

Também se realizou o controle tecnológico do concreto produzido com betoneira no próprio campo experimental. Foram realizadas 12 betonadas de concreto para atender ao volume necessário ao preenchimento de todas as sapatas. Assim, foi moldado um corpo de prova com o concreto produzido em cada uma das betonadas, totalizando 12 corpos de prova, a fim de avaliar a resistência aos 28 dias do concreto utilizado. Além disso, foram retiradas 3 amostras de betonadas aleatórias para avaliar a resistência do concreto aos 7 dias, totalizando 15 corpos de prova. Os corpos de prova utilizados foram cilíndricos de 100 mm x 200 mm, sendo moldados também através das recomendações da NBR 5738 (ABNT, 2015), com duas camadas e 12 golpes por camada. A Figura 4.25 apresenta a moldagem em campo.



Figura 4.25: Moldagem dos CPs do concreto produzido em campo

Seguindo-se os mesmos procedimentos já descritos, após 24 horas realizou-se a desmoldagem e identificação dos corpos de prova, os quais foram mantidos na câmara úmida pelo tempo de

cura determinado (3 corpos de prova durante 7 dias e 12 corpos de prova durante 28 dias). Então foram realizados ensaios de compressão simples seguindo as recomendações da NBR 5739 (ABNT, 2018). A Tabela 4.4 apresenta os resultados obtidos para os 15 corpos de prova, obtendo-se uma resistência média de 26,36 MPa aos 7 dias e de 40,12 MPa aos 28 dias. Nota-se que houve uma grande variação entre os corpos de prova ensaiados devido a moldagem ter sido feita em campo, o que ocorre em diferenças no traço devido a inexperiência e possíveis alterações nas quantidades de materiais durante a execução de cada betonada. Entretanto, o concreto utilizado nas sapatas é considerado adequado à resistência de 25 MPa prevista.

Tabela 4.4: Resistência a compressão simples do concreto das sapatas

Corpo de Prova (CP)	Tempo de Cura (Dias)	Resistência à Compressão (MPa)
01	7	36,61
02	7	23,25
03	7	19,23
04	28	28,45
05	28	30,47
06	28	39,20
07	28	51,21
08	28	35,24
09	28	41,26
10	28	50,31
11	28	46,52
12	28	41,01
13	28	38,25
14	28	47,63
15	28	31,91

4.3 PROVAS DE CARGA ESTÁTICA

As provas de carga sobre as sapatas e estacas foram realizadas seguindo as orientações da NBR 6489: Solo - Prova de carga estática em fundação direta (ABNT, 2019) e da NBR 16903: Solo - Prova de carga estática em fundação profunda (ABNT, 2020), respectivamente. O método de ensaio consiste na aplicação de esforços estáticos axiais de compressão ao elemento instalado no terreno, com o registro dos deslocamentos correspondentes.

4.3.1 Sistema de Reação

O sistema de reação utilizado nas provas de carga já era existente no campo experimental da UPF. O sistema baseia-se em um pórtico formado por uma viga metálica e duas sapatas de

concreto sobre os quais são dispostos blocos de concreto, na forma de uma cargueira, conforme ilustrado na Figura 4.26. A viga de aço é constituída por um perfil H fabricado com chapas de aço e pesa cerca de 2 toneladas. Sobre o pórtico foi posicionada uma sobrecarga composta por 18 blocos de concreto (6 blocos com 1,25 toneladas e 12 blocos com 0,8 toneladas aproximadamente). Também se utilizaram pinos para que as sapatas fossem mobilizadas durante o carregamento, sendo que cada uma delas possui cerca de 2 toneladas. Dessa forma, a reação máxima utilizada nas provas de carga foi de aproximadamente 23 toneladas.



Figura 4.26: Sistema de reação

4.3.2 Sistema de Transmissão de Carga

A transmissão do carregamento proveniente da reação para as estruturas foi realizada através de um macaco hidráulico ENERPAC® RR5020 de dupla ação com capacidade de 50 toneladas, o qual é acionado por uma bomba hidráulica manual e está apresentado na Figura 4.27.



Figura 4.27: Sistema de transmissão dos carregamentos

4.3.3 Sistema de Aquisição de Dados

O sistema de aquisição de dados contempla uma célula de carga para medição da carga aplicada e transdutores de deslocamentos para medição de recalques. A Figura 4.28 apresenta a célula de carga e os transdutores de deslocamento utilizados ao longo dos ensaios.



Figura 4.28: Célula de carga e transdutores de deslocamento

A célula de carga utilizada é da marca HBM® modelo C16AC3 e tem capacidade máxima de 30 toneladas, sendo que sua calibração foi devidamente realizada em laboratório, correlacionando valores de carga conhecidos aplicados por uma prensa com os sinais lidos pela aquisição, resultando na curva apresentada na Figura 4.29 com uma constante de calibração igual a 20,444 kN/mV.

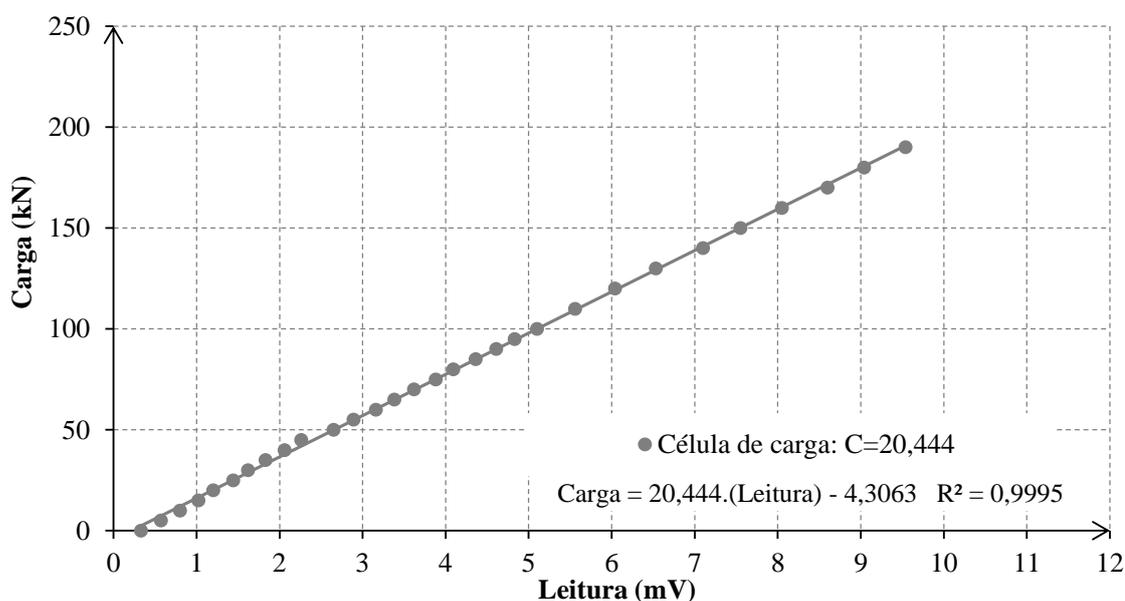


Figura 4.29: Calibração da célula de carga

Para o controle dos recalques ao longo dos ensaios foram utilizados cinco transdutores de deslocamento (TD) da marca Gefran® e um relógio digital, todos com curso máximo de 50 mm. Os instrumentos foram devidamente calibrados com auxílio de um paquímetro, correlacionando diferentes distâncias com os sinais obtidos pela aquisição. A Figura 4.30 apresenta as curvas obtidas para cada equipamento e as respectivas constantes de calibração resultantes em mm/V.

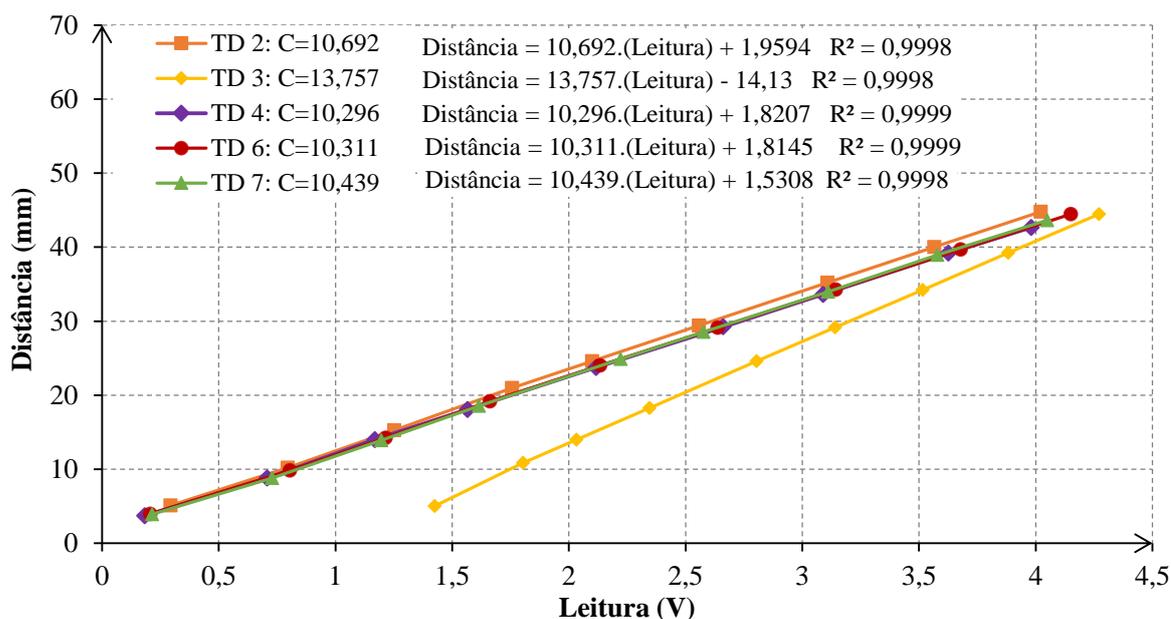


Figura 4.30: Calibração dos transdutores de deslocamento (TD)

Os dados dos ensaios provenientes da instrumentação utilizada (célula de carga e transdutores de deslocamento) foram coletados através de um sistema de aquisição de dados de alta velocidade com o *datalogger* Novus® Fieldlogger Mod. 8812120000, com transmissão de dados instantânea através de cabo USB para um notebook, para aquisição e manipulação das informações durante e após cada ensaio, sendo o mesmo apresentado na Figura 4.31. O sistema foi configurado para leitura e gravação dos dados na frequência de 1 leitura por segundo. A alimentação dos canais era de 5 V, sendo as leituras dos transdutores de deslocamentos obtidas na faixa de 0 a 5 V e as leituras da célula de carga obtidas na faixa de -20 a 20 mV. Todos os valores lidos durante o ensaio eram extraídos do sistema de aquisição na forma de planilhas eletrônicas, utilizando-se as constantes de calibração de cada equipamento para transformação dos sinais lidos em valores físicos de carga e deslocamentos medidos durante o ensaio.

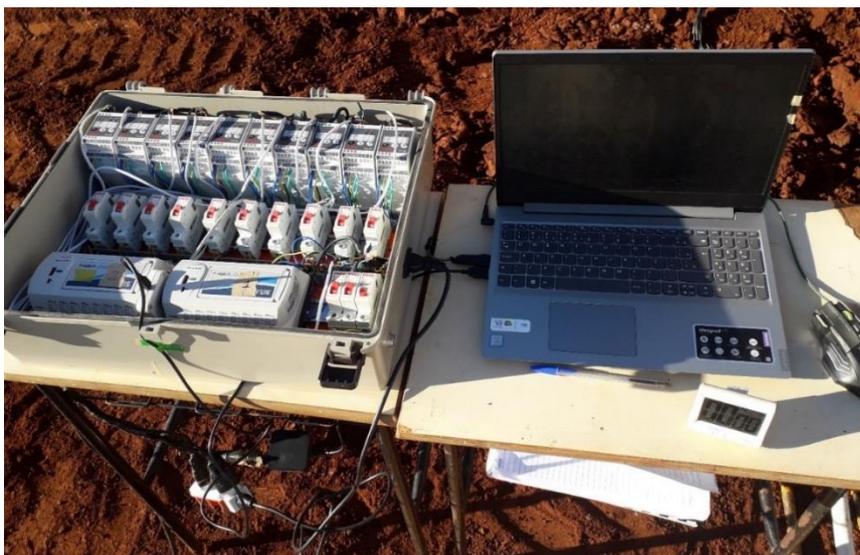


Figura 4.31: Sistema de aquisição

4.3.4 Execução dos Ensaios

Cada ensaio foi executado seguindo três etapas principais: mobilização do sistema de reação até o local do ensaio; organização e posicionamento dos equipamentos necessários sobre o elemento de fundação a ser ensaiado; e aplicação dos estágios de carregamento sobre os elementos com aquisição dos dados resultantes.

Após o posicionamento do sistema de reação sobre o elemento de fundação a ser ensaiado, realizava-se a montagem dos equipamentos necessários para execução da prova de carga. Inicialmente, verificava-se o nivelamento do elemento de fundação, corrigindo pequenas irregularidades na superfície oriundas do processo de concretagem. Sobre os elementos nivelados posicionava-se uma placa metálica de 30 cm de diâmetro, sobre a qual apoiavam-se algumas chapas metálicas a fim de compensar a diferença de altura entre o elemento de fundação e a viga de reação, para os casos em que o macaco não era suficiente.

Então, sobre as chapas devidamente centralizadas com o eixo da placa e da fundação, posicionava-se o macaco hidráulico e a célula de carga, sendo que a mesma apresentava uma conexão rotulada com suas chapas de apoio, fazendo com que houvesse transferência somente de esforços de compressão ao elemento ensaiado. A Figura 4.32 ilustra o procedimento de montagem e posicionamento desses equipamentos sobre as estacas e sobre as sapatas.

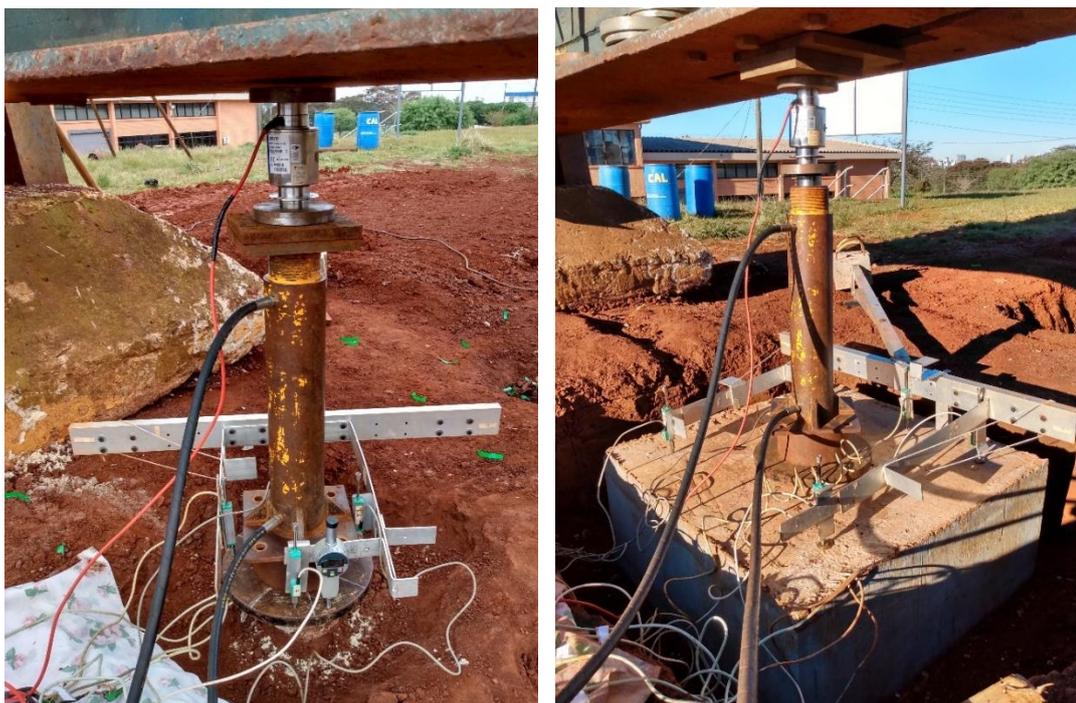


Figura 4.32: Posicionamento do macaco hidráulico e célula de carga

Após concluída essa etapa, iniciava-se a disposição dos transdutores de deslocamento sobre o elemento de fundação. Primeiramente, uma régua metálica articulada era devidamente posicionada sobre o terreno de modo que ficasse estável e não influenciasse o andamento do ensaio, visto que a mesma serve de referência aos deslocamentos medidos. A régua era então regulada de maneira a possibilitar a distribuição estratégica dos instrumentos sobre cada elemento de fundação. Após a definição das posições, os transdutores de deslocamento eram colados na régua com auxílio de fita adesiva dupla face, ajustando-os para melhor aproveitamento da sua faixa de leitura máxima durante o ensaio (próximo aos 50 mm).

Nas estacas individuais foram posicionados quatro transdutores de deslocamento diametralmente opostos sobre a placa metálica instalada no topo de cada estaca (devido ao pequeno diâmetro das mesmas, que impossibilitou a colocação dos instrumentos diretamente sobre sua superfície). A Figura 4.33 apresenta a distribuição adotada para esse caso.

Já para os ensaios em que havia a presença das sapatas, foram distribuídos cinco transdutores de deslocamento na superfície dos elementos, sendo quatro nas extremidades e um na parte central, a fim de analisar o deslocamento da fundação como um todo e verificar o comportamento rígido previsto para a fundação. Além disso, em todos os ensaios instalou-se um transdutor de deslocamento digital para acompanhamento dos deslocamentos de forma

direta e em tempo real. A Figura 4.34 demonstra o posicionamento dos instrumentos sobre os elementos de fundação em que a sapata está em contato com o solo e a Figura 4.35 apresenta os instrumentos posicionados sobre os grupos de estacas (sem o contato da sapata com o solo).



Figura 4.33: Posicionamento dos instrumentos nas estacas



Figura 4.34: Configuração das sapatas estaqueadas



Figura 4.35: Configuração dos grupos de estacas

Com todos os equipamentos devidamente instalados, realizava-se a conexão dos cabos provenientes da instrumentação com o sistema de aquisição, através do qual eram adquiridos os dados durante os ensaios através de um notebook. Antes do início dos ensaios eram realizados alguns testes com auxílio do multímetro para conferência do funcionamento de todos os equipamentos envolvidos. A Figura 4.36 contempla uma visão geral do ensaio com tudo devidamente instalado antes do seu início.



Figura 4.36: Disposição geral do ensaio

Finalmente, iniciava-se o ensaio através da aplicação dos estágios de carregamentos. Todos os ensaios foram realizados seguindo o método de carregamento lento conforme recomendações da NBR 6489 (ABNT, 2019) e NBR 16903 (ABNT, 2020). Os incrementos utilizados foram definidos através da previsão da capacidade de carga de cada elemento a ser ensaiado, respeitando os incrementos mínimos apresentados em norma. Para a previsão da capacidade de carga da sapata utilizou-se o método teórico de Terzaghi e para a previsão da capacidade de carga das estacas individuais utilizou-se o método de Décourt-Quaresma por serem representativos do solo da região. Para os grupos de estacas e sapatas estaqueadas, utilizou-se como estimativa a soma direta da capacidade de carga dos elementos individuais envolvidos, visto que a obtenção real desses valores trata-se do objetivo da presente pesquisa. Dessa forma, a Tabela 4.5 indica os incrementos adotados em cada um dos ensaios realizados. Inicialmente, adotaram-se incrementos menores para melhor caracterizar a rigidez inicial do solo, aumentando-se a magnitude dos incrementos no decorrer do ensaio.

Tabela 4.5: Incrementos adotados nas provas de carga

Prova de Carga	Fundação	Previsão Capacidade de Carga (kN)	Incrementos Adotados (kN)
1	Sapata	111,91	5 e 10
2	Estaca A	26,82	1, 2 e 3
3	Estaca B	30,98	1, 2 e 3
4	Grupo de Estacas A	107,27	5 e 10
5	Grupo de Estacas B	123,90	5 e 10
6	Sapata Estaqueada A	219,18	5, 10, 15 e 20
7	Sapata Estaqueada B	235,81	5, 10 e 15

Em cada estágio, as leituras de deslocamentos eram realizadas em tempos dobrados (1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min...) contados a partir do início do estágio até a estabilização, considerando um tempo mínimo de 30 minutos antes da aplicação de um novo acréscimo de carga. Os ensaios foram conduzidos até que houvesse o esgotamento do curso dos transdutores de deslocamento ou se atingisse o limite do sistema de reação, quando então, realizava-se o descarregamento e finalizava-se o ensaio. Ao final de cada ensaio realizava-se a coleta dos dados armazenados pelo sistema de aquisição, a partir dos quais determinava-se as cargas aplicadas sobre os elementos e recalques resultantes em cada estágio de carregamento com a utilização das constantes de calibração.

4.4 ANÁLISE NUMÉRICA

A análise numérica foi realizada no presente trabalho com o intuito de retroanalisar os parâmetros geotécnicos do solo através dos resultados de ensaios realizados sobre os elementos convencionais (sapata e estacas). Dessa forma, os parâmetros representativos foram usados para prever o comportamento das sapatas estaqueadas assentes no solo residual, analisando também o compartilhamento de carga entre os elementos (grupo de estacas e sapata). Para as análises utilizou-se o software ABAQUS® e a retroanálise foi baseada no ajuste iterativo dos parâmetros, demandando um período de tempo considerável para processamento computacional e definição dos parâmetros mais representativos dos ensaios realizados.

4.4.1 Geometria

Os modelos geométricos utilizados nas simulações numéricas são compostos por três componentes (sapata, solo e estacas) e apresentam as mesmas dimensões que os elementos ensaiados no campo experimental, conforme ilustrado na Figura 4.2. As estacas individuais foram analisadas a partir de um modelo tridimensional axissimétrico com eixo de simetria passando pelo centro da estaca. Para os demais elementos utilizou-se um modelo tridimensional considerando $\frac{1}{4}$ dos elementos de fundação e eixos de simetria em duas faces do modelo. Essas simplificações foram realizadas com o objetivo de reduzir o tempo do processamento computacional envolvido, devido a simetria existente nos elementos.

As dimensões atribuídas para a camada de solo foram definidas de modo a tornar desprezível os efeitos de borda sobre os elementos de fundação. Para determinação da profundidade do modelo, utilizou-se como referência a estaca de maior comprimento (Estaca A com $L = 3$ m), sendo atribuída a profundidade total como dobro desse comprimento ($2L = 6$ m). Já para os limites laterais optou-se por manter a mesma distância de 6 m, o que representa cerca de sete vezes e meia a largura da sapata utilizada (7,5B). De forma a exemplificar a modelagem realizada, a Figura 4.37 representa o modelo geométrico referente a Estaca A e a Figura 4.38 contém o modelo da Sapata Estaqueada A, sendo que os demais elementos apresentam as mesmas distâncias globais, apenas com diferenças na geometria individual das fundações.

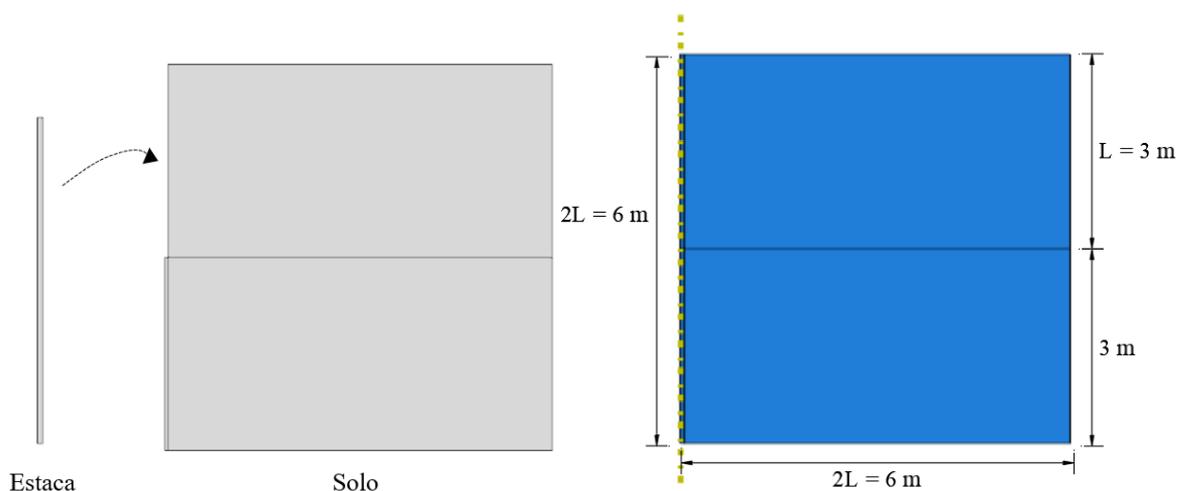


Figura 4.37: Modelo geométrico adotado para Estaca A

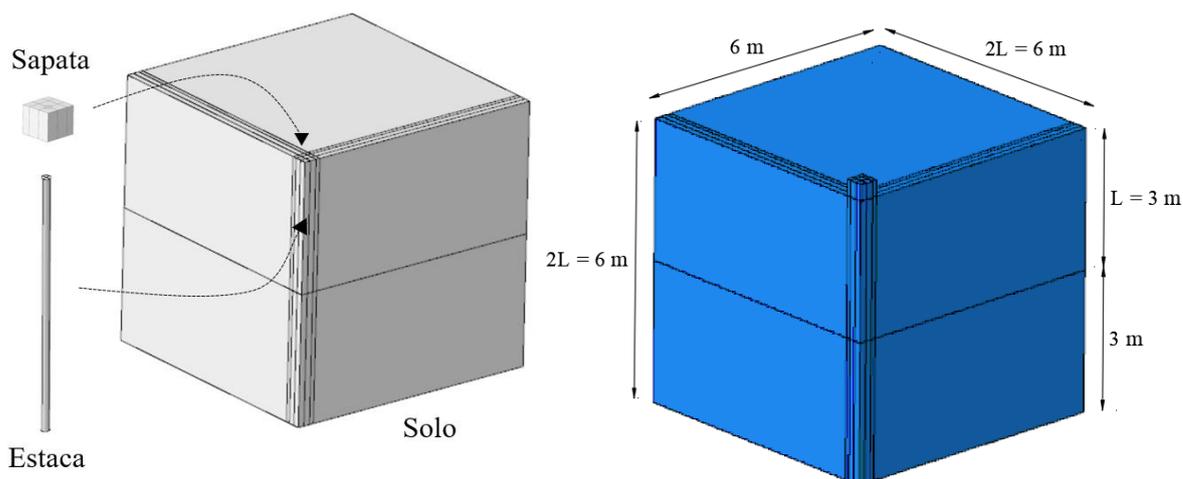


Figura 4.38: Modelo geométrico adotado para Sapata Estaqueada A

4.4.2 Malha

Para os modelos tridimensionais adotou-se uma malha de elementos hexaédricos com oito nós “C3D8R”, enquanto que para os modelos bidimensionais os elementos adotados foram quadriláteros com quatro nós do tipo “CAX4R”. As aparências globais das malhas utilizadas para a Estaca A (tridimensional) e Sapata Estaqueada A (tridimensional) são apresentadas na Figura 4.39 e Figura 4.40 respectivamente, sendo que as demais malhas impostas aos outros elementos de fundação estudados seguem o mesmo padrão. Para garantir resultados representativos e ao mesmo tempo reduzir o tempo de processamento, adotou-se uma malha mais refinada nas regiões de maior solicitação (junto aos elementos de fundação) e mais

grosseira nas fronteiras do modelo. Também foram utilizadas malhas compatíveis nas regiões de contato entre os diferentes componentes do modelo para facilitar a convergência.

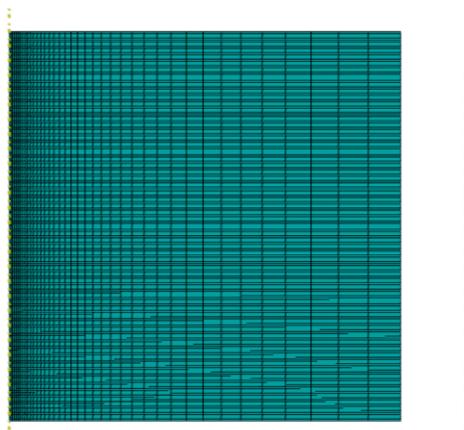


Figura 4.39: Modelo da malha adotada para a Estaca A

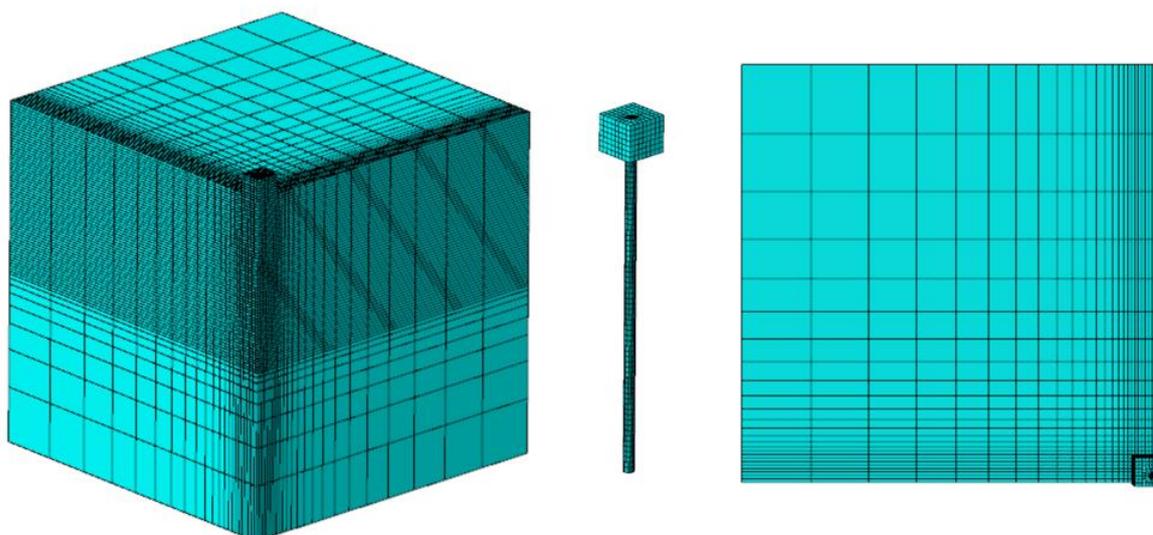


Figura 4.40: Modelo da malha adotada para a Sapata Estaqueada A

4.4.3 Condições de Contorno

As condições de contorno foram aplicadas nas superfícies externas da camada de solo. Dessa forma, assumiu-se que os planos verticais possuem restrição aos deslocamentos nas direções horizontais, permitindo que os nós se desloquem apenas no sentido vertical. Já a para o plano inferior, restringiram-se todos os deslocamentos dos nós, tanto nas direções horizontais como na direção vertical. Já na região central do maciço onde está posicionado o elemento de fundação, foram aplicadas condições de simetria nas faces dos elementos a fim de representar o comportamento tridimensional do sistema completo.

4.4.4 Solicitações

As solicitações impostas ao modelo foram divididas em três etapas (*steps*): Inicial, Geostático e Carregamento. Na etapa Inicial é feita a inserção do estado inicial de tensões e também a consideração das condições de contorno definidas, propriedades dos materiais e propriedades de contato entre as diferentes partes que compõem o problema. Na etapa Geostático, o carregamento do peso próprio é aplicado através da consideração da ação da gravidade e da densidade dos materiais. Idealmente, a aplicação do peso próprio e o estado de tensões iniciais devem se equilibrar e produzir deformações nulas. Dessa forma, o software verifica o equilíbrio através do comando *geostatic* e realiza iterações para obter um estado de tensões que equilibra o sistema a partir das condições de contorno e cargas prescritas. Essa etapa resulta no campo de tensões geostáticas usado nas etapas seguintes. Finalmente, na etapa de Carregamento adotou-se a aplicação gradual e uniforme de um deslocamento de 60 mm no topo do elemento (estaca ou sapata), o qual é compatível com o nível de recalque analisado em campo.

Após a aplicação do passo Geostático é possível verificar o estado de tensões do solo, a fim de comprovar se a ordem de grandeza dos resultados satisfaz o esperado *in situ*. Nesse momento também é coerente verificar se os deslocamentos verticais tendem a zero, visto que após tal etapa o modelo deve estar em equilíbrio. A Figura 4.41 apresenta o crescimento das tensões verticais no solo com a profundidade após a etapa geostática para o modelo da Estaca A. Considerando o peso específico natural do solo de 16 kN/m³ espera-se que a tensão geostática na profundidade de 6 m (adotada no modelo) seja de aproximadamente 96 kPa. Dessa forma, verifica-se que o valor obtido na modelagem numérica foi de 95,81 kPa, muito próximo ao valor teórico.

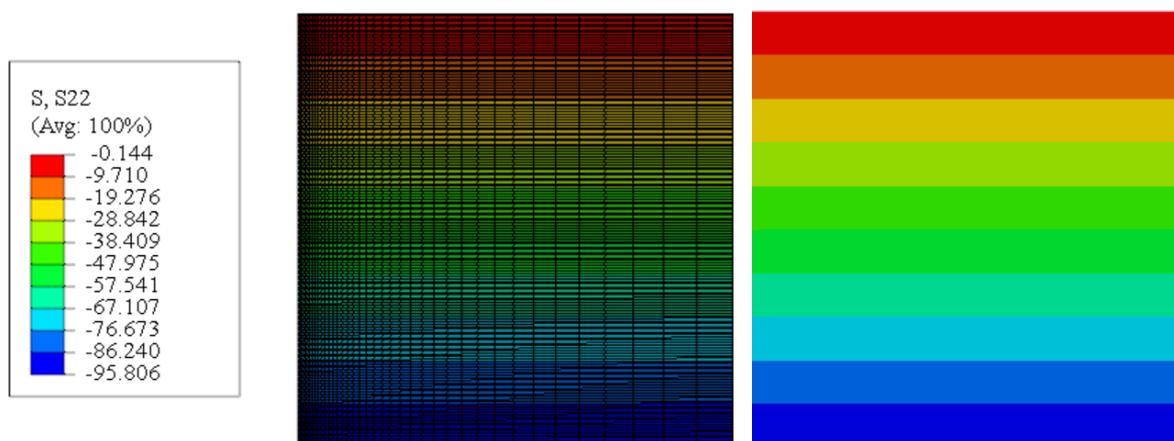


Figura 4.41: Análise da tensão geostática para a Estaca A

4.4.5 Interações

A interação entre dois elementos é definida através superfícies de contato. Para isso, é necessário definir uma “superfície mestre” e outra “superfície escrava”, sendo que a primeira normalmente refere-se ao corpo mais rígido, visto que é ela quem controla a aplicação do contato durante a interação solo-estrutura. Dessa forma, podem ser definidas propriedades de interação que serão utilizadas pelo software quando os elementos forem solicitados.

A interação devido o atrito lateral existente no contato estaca-solo foi adotada na modelagem através de um contato perfeito entre os elementos (*perfect bond*). Essa decisão foi tomada pelo fato de que estacas escavadas normalmente apresentam certa rugosidade devido a forma irregular do fuste gerada pela escavação, fazendo com que haja uma faixa de solo no entorno da estaca em que ocorrem deformações cisalhantes (VELLOSO; LOPES, 2010). Essa situação não é bem representada quando permite-se o deslizamento entre os elementos (visto que nesse tipo de interação o solo no entorno da estaca não é afetado pois considera-se um contato liso).

O contato perfeito também foi utilizado para os demais contatos envolvidos no problema (sapata – solo; sapata – estaca; ponta estaca – solo), fazendo com que as partes envolvidas mantenham um contato direto durante todas as solicitações. A Tabela 4.6 contempla um resumo das interações consideradas entre os elementos na análise numérica.

Tabela 4.6: Resumo das interações adotadas na modelagem

Contato	Superfície Mestre	Superfície Escrava
Lateral Estaca - Solo	Lateral Estaca	Solo
Ponta Estaca - Solo	Ponta Estaca	Solo
Sapata - Solo	Sapata	Solo
Sapata - Estaca	Sapata	Estaca

4.4.6 Propriedades dos Materiais

As propriedades dos materiais envolvidos (solo e concreto) foram definidas através de retroanálise das provas de carga realizadas em campo sobre os elementos individuais (sapata e estacas), sendo que os mesmos foram testados em diferentes combinações de forma a selecionar os valores que melhor representassem o comportamento das fundações. A definição inicial dos parâmetros foi feita a partir de resultados de ensaios de laboratório e de campo já realizados no

solo local e previamente apresentados no presente trabalho. Através de ajustes, alguns parâmetros foram alterados e outros permaneceram iguais aos obtidos por outros autores. A seguir serão apresentados os valores finais utilizados para a análise numérica dos diferentes elementos de fundação que constituem a pesquisa.

O solo foi representado através de um modelo elasto-plástico, utilizando-se o modelo de plasticidade de Drucker-Prager (*Cap Model*). De acordo com Helwany (2007), tal modelo tem sido amplamente utilizado em programas de análise de elementos finitos para várias aplicações geotécnicas pelo fato de representar de forma satisfatória o comportamento do solo ao considerar o efeito do histórico de tensões, trajetórias de tensões, dilatância e o efeito da tensão principal intermediária. A superfície de plastificação do modelo de Drucker-Prager consiste em três partes: uma superfície de ruptura por cisalhamento, um *cap* elíptico que intercepta o eixo de tensão efetiva média em um ângulo reto e uma região de transição entre ambas.

O comportamento elástico é modelado como elástico linear usando a lei de Hooke generalizada. O início do comportamento plástico é determinado pela superfície de ruptura de Drucker-Prager e pela superfície de plastificação em *cap*. A superfície de ruptura é definida pelos parâmetros β e d que são relacionados respectivamente ao ângulo de atrito e a coesão do solo (HELWANY, 2007). Assim, a partir dos valores de ângulo de atrito e coesão obtidos pelos ensaios de compressão triaxial realizados por Carretta (2018) apresentados no item 3.3.3 e aplicando os fatores de redução sugeridos por Terzaghi (1943) foi possível determinar os parâmetros $\beta = 39,8^\circ$ e $d = 40,38$ kPa para o modelo de Drucker-Prager aplicando-se a Equação (4.1) e Equação (4.2) respectivamente.

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'}{3 - \operatorname{sen} \phi'} \quad (4.1)$$

$$d = \frac{18 c \operatorname{cos} \phi'}{3 - \operatorname{sen} \phi'} \quad (4.2)$$

Já a superfície de plastificação em *cap* é uma elipse. Quando o estado de tensão causa escoamento no *cap*, ocorre deformação volumétrica plástica (compactação), fazendo com que o *cap* expanda (*hardening*). A curva de *hardening* do *cap* pode ser obtida através de resultados de ensaios de consolidação, relacionando a tensão média efetiva com a deformação volumétrica plástica correspondente (HELWANY, 2007). Dessa forma, utilizando-se os parâmetros obtidos

por Carretta (2018) pra amostra indeformada no item 3.3.4 (alterando apenas o valor da tensão virtual de pré-adensamento) e utilizando a Equação (4.3) foi possível obter a curva de *hardening* que descreve a evolução das deformações volumétricas plásticas com a tensão efetiva média e é um dos parâmetros utilizados pelo software.

$$\varepsilon_v^p = \frac{C_c - C_s}{2,3 (1 + e_0)} \ln \frac{p'}{p'_0} \quad (4.3)$$

A superfície *cap* também depende dos parâmetros R e α . R é um parâmetro de material que controla a forma do *cap*, enquanto α é um pequeno número que normalmente varia de 0,01 a 0,05 e é usado para definir uma superfície de transição suave entre a superfície de ruptura por cisalhamento e o *cap* (HELWANY, 2007). Dessa forma, através da retroanálise realizada o valor definido para R foi de 1,2 o valor adotado para α foi de 0,05.

Outro parâmetro é o K que varia entre 0,8 e 1, permitindo a combinação de diferentes valores de tração e compressão no plano de tensão desvio, proporcionando flexibilidade no ajuste de resultados experimentais quando o material exibe diferentes valores de escoamento em ensaios de tração e compressão (ABAQUS, 2011). Dessa forma, adotou-se um valor de $K = 0,8$ nas simulações realizadas.

Finalmente, o modelo de Drucker Prager também solicita o valor da posição inicial da superfície *cap*, a qual relaciona-se a consolidação da amostra e corresponde ao valor da deformação volumétrica plástica na tensão virtual de pré-adensamento conforme a curva obtida anteriormente (HELWANY, 2007). Dessa forma, adota-se que início da superfície de plastificação ocorre quando $\varepsilon_v^p = 0$.

Quanto aos parâmetros elásticos, adotou-se um valor de coeficiente de Poisson de 0,25 para o solo e um Módulo de Elasticidade de 200 MPa. O valor do módulo foi obtido tendo como base os resultados dos ensaios SDMT realizados por Faro (2014) apresentados no item 3.4.3, em que as camadas de solo superficiais resultaram em um valor de E_0 próximo a faixa de 200 MPa. Já o coeficiente de Poisson adotado foi o mesmo aplicado por Faro (2014) em suas análises numéricas referentes ao mesmo solo da presente pesquisa.

Dessa forma, a Tabela 4.7 apresenta todos os parâmetros adotados para o solo, os quais foram admitidos constantes em toda profundidade pelo fato do perfil real ser bastante homogêneo conforme verificado através dos ensaios de campo apresentados no item 3.4.

Tabela 4.7: Parâmetros adotados para o solo

Referência	Parâmetro	Valor Adotado
Carretta (2018)	γ - Peso específico	16 kN/m ³
	e_0 - Índice de vazios inicial	1,3
	C_c - Índice de compressão	0,42
	C_s - Índice de recompressão	0,025
	p'_0 - Tensão virtual de pré-adensamento	70 kPa*
	ϕ' - Ângulo de atrito	21,44°*
	c' - Coesão	6,35 kPa*
Faro (2014)	E - Módulo de Elasticidade	200 MPa
Faro (2014)	ν - Coeficiente de Poisson	0,25
Carretta (2018)	d	39,8 kPa
	β	40,38°
Adotado	R	1,2
Helwany (2007)	Initial Yield	0
Helwany (2007)	α	0,05
Helwany (2007)	K	0,8

Os valores com * foram modificados em relação aos obtidos pelos ensaios para melhor convergência

O outro material utilizado nas modelagens é o concreto, o qual foi atribuído para as estacas e sapatas considerando-se um comportamento elástico linear. Dessa forma, os parâmetros de entrada do modelo foram um Módulo de Elasticidade (E) de 30 GPa e um Coeficiente de Poisson (ν) de 0,20 sugerido pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para tensões de compressão usuais (até 50% da resistência a compressão do concreto). O Módulo de Elasticidade foi determinado através da Equação (4.4) extraída da NBR 6118 (ABNT, 2014) referente a agregados graúdos de basalto, considerando-se um $f_{ck} = 20$ MPa referente a resistência obtida para o concreto utilizado nas estacas através do controle tecnológico realizado.

$$E_{ci} = 1,2 \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (4.4)$$

A Tabela 4.8 apresenta os parâmetros utilizados no modelo elástico-linear atribuído para o concreto. Além disso, admitiu-se um valor de peso específico igual ao do solo a fim de garantir que não houvesse mobilização de tensões cisalhantes na etapa geostática, visto que ao aplicar a gravidade sobre os elementos (solo e concreto) se os mesmos apresentarem densidades diferentes haverá a mobilização de tensões nas interfaces dos mesmos. Assim, usualmente utilizam-se valores iguais para evitar tal problema de convergência no ABAQUS.

Tabela 4.8: Parâmetros adotados para o concreto

Referência	Parâmetro	Valor
(ABNT, 2014)	E - Módulo de Elasticidade (GPa)	30
(ABNT, 2014)	ν - Coeficiente de Poisson	0,20

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

No presente capítulo serão apresentados os resultados referentes às sete provas de carga executadas, contemplando os elementos individuais (sapata e estacas), os grupos de estacas e as sapatas estaqueadas. Será analisado o comportamento carga-recalque de cada fundação e realizadas comparações em termos de carga de ruptura, fator de segurança e recalques. Também serão apresentados os resultados obtidos através dos métodos simplificados e da modelagem numérica, expondo as previsões de comportamento obtidas quanto a curva carga-recalque e compartilhamento de carga entre os grupos de estacas e a sapata. Finalmente, apresenta-se uma comparação geral entre os métodos estudados e comportamento visualizado em campo.

5.1 COMPORTAMENTO DAS FUNDAÇÕES

Nesse item serão apresentadas e analisadas as curvas carga-recalque das fundações ensaiadas. Para a sapata e estacas individuais as cargas de ruptura obtidas através dos ensaios de campo serão comparadas com as estimativas de capacidades de carga realizadas através de metodologias teóricas e semiempíricas descritas no item 2.2.1 e 2.3.2.

5.1.1 Ensaio 1 – Sapata

A Figura 5.1 apresenta a curva carga-recalque resultante da prova de carga estática realizada sobre a sapata, a qual contempla a carga total medida através da célula de carga versus o recalque médio dos cinco transdutores de deslocamento posicionados sobre a estrutura. No Apêndice B é possível visualizar as curvas para cada transdutor de deslocamento, notando-se que os recalques medidos foram muito próximos devido ao comportamento rígido da fundação ao ser submetida aos carregamentos. A carga máxima aplicada na sapata durante o ensaio foi de aproximadamente 150 kN, o que levou a ocorrência de cerca de 45 mm de recalque. Nota-se que o solo apresentou poucos deslocamentos até aproximadamente 70 kN, sendo que a partir desse valor acentuaram-se as deformações, levando a acúmulos consideráveis de recalque a cada estágio de carregamento seguinte. Tal comportamento é típico de solos residuais, visto que a cimentação existente entre os grãos (oriunda do processo de formação) proporciona uma elevada rigidez inicial a esse material até alcançar um determinado nível de carregamento que cause sua desestruturação e conseqüente aumento de deslocamentos.

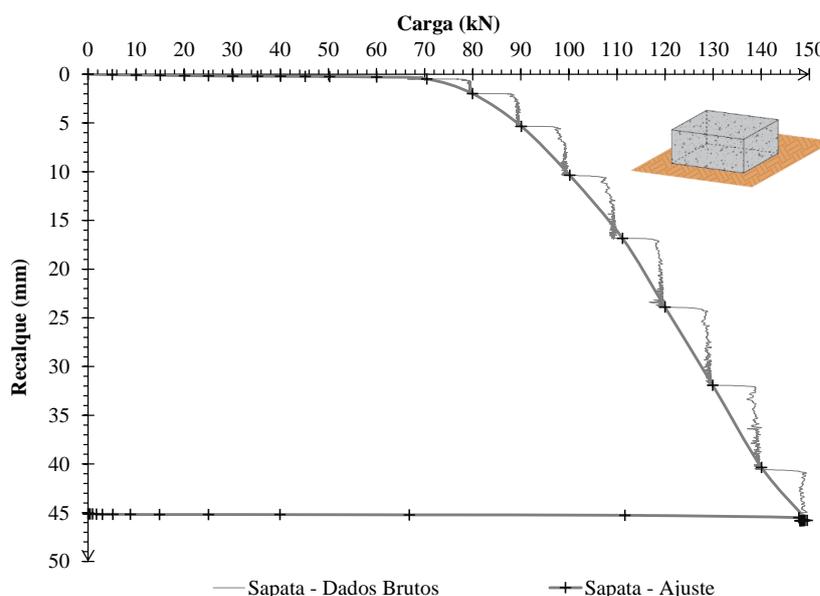


Figura 5.1: Curva carga-recalque da Sapata

Nota-se pela Figura 5.1 que a cada novo de incremento de carga o sistema sapata-solo sofreu deslocamentos que se estabilizaram ao longo do tempo, não sendo possível identificar a ruptura nítida para esse caso. Portanto, torna-se necessário adotar algum critério de ruptura para análise da fundação em termos de capacidade de carga. Com o objetivo de padronizar as análises e comparar os resultados, a carga de ruptura geotécnica foi convencionada como a carga obtida através do Critério de Boston, sendo a carga corresponde a um recalque absoluto de 25 mm na curva carga-recalque. Essa decisão foi tomada baseada no fato de que a pesquisa envolve diferentes tipos de fundações (profundas, superficiais e mistas), sendo difícil a aplicação de outros critérios disponíveis a todas elas de maneira satisfatória e comparável. Assim, através de um recalque arbitrário é possível estabelecer relações diretas entre todos os elementos.

Dessa maneira, a Figura 5.2 apresenta a carga de ruptura obtida através da curva carga-recalque da sapata aplicando-se o Critério de Boston resultando no valor de 121,5 kN. A Figura 5.2 também inclui as cargas de ruptura obtidas através de dois métodos de estimativa de capacidade de carga, buscando-se avaliar a aplicabilidade dos mesmos para as condições da pesquisa (sapata sobre solo residual). Percebe-se que os resultados obtidos por ambos os métodos ficaram muito próximos ao valor de carga última considerada através do critério de ruptura, demonstrando-se bastante satisfatórios para esse fim. O método teórico de Terzaghi (1943) resultou em uma carga de 111,91 kN, enquanto que o método de Ruvér (2005) resultou em uma carga de ruptura de 120,89 kN. Nota-se que o método de Ruvér (2005) por ter sido desenvolvido especificamente para solo residual foi praticamente igual ao valor encontrado em campo.

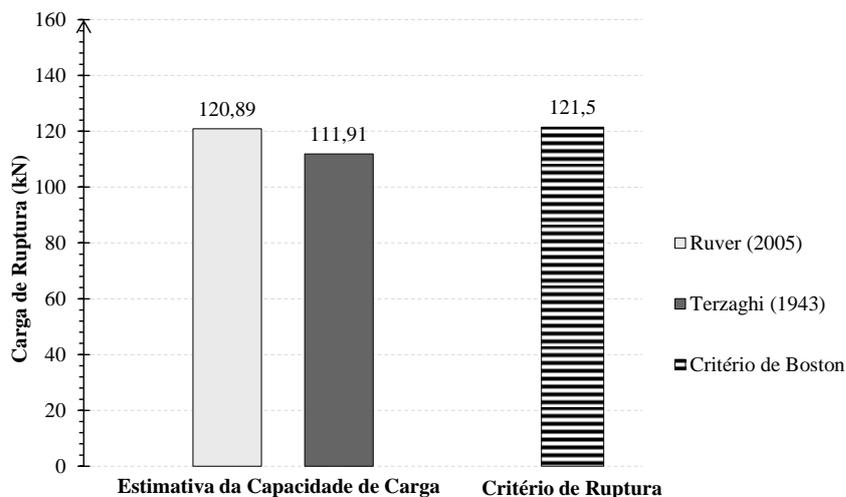


Figura 5.2: Análise da capacidade de carga da Sapata

5.1.2 Ensaio 2 – Estaca A

A curva carga-recalque apresentada na Figura 5.3 resulta da prova de carga estática realizada sobre a estaca isolada de 10 cm de diâmetro e 3 m de comprimento. A carga refere-se a carga total aplicada no topo da estaca medida através da célula de carga, enquanto o recalque trata-se do recalque médio obtido entre três transdutores de deslocamento posicionados no topo do elemento. No Apêndice B é possível visualizar as curvas para cada transdutor de deslocamento. A carga máxima atingida foi próxima a 35 kN para um recalque de cerca de 37 mm.

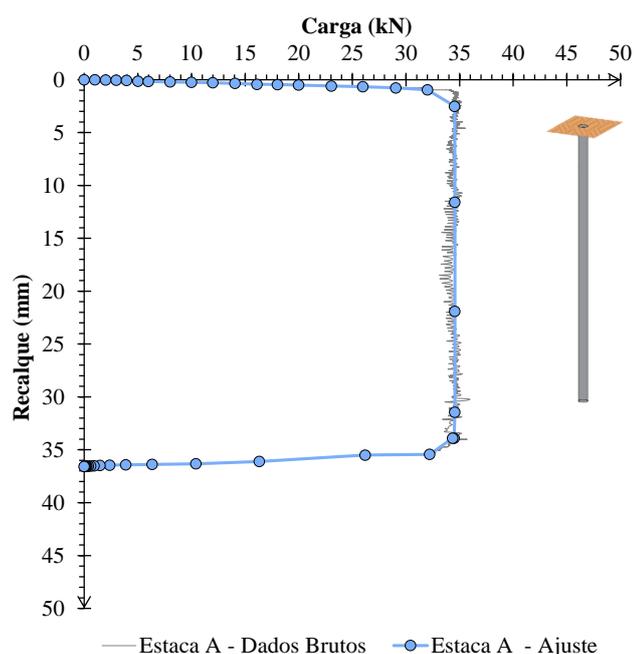


Figura 5.3: Curva carga-recalque da Estaca A

O resultado exposto na Figura 5.3 demonstra um comportamento estaca-solo dividido em dois trechos bem definidos. Para os incrementos iniciais, a curva apresenta uma rigidez elevada, sendo que em determinado estágio de carregamento ocorre um aumento contínuo dos recalques. Essa transição ocorreu entre os estágios de 32 kN para 35 kN, visto que a estaca começou a apresentar grandes deslocamentos, sendo difícil a manutenção da carga aplicada, chegando-se a um valor máximo de cerca de 34,6 kN. O comportamento observado pode ser explicado através do mecanismo de transferência de carga característico de estacas escavadas, em que a parcela de atrito lateral é mobilizada inicialmente com pequenos deslocamentos, enquanto que a parcela de ponta só é mobilizada em níveis de deslocamento maiores. Dessa forma, sugere-se que os primeiros incrementos aplicados na estaca (até 32 kN) foram resistidos em princípio pelo atrito lateral, o qual foi mobilizado em pequenos níveis de recalque (inferiores a 1 mm). Com o esgotamento dessa parcela de resistência, a estaca teve um recalque acentuado, visto que a parcela de ponta é praticamente inexistente nesse elemento, tanto por questões executivas (o fundo de estacas escavadas normalmente acaba ficando com solo fofo devido a dificuldade ou ausência de limpeza), quanto pela própria dimensão da estaca (apenas 10 cm).

Nesse caso, houve a verticalização da curva no trecho final, sendo possível notar um comportamento próximo a uma ruptura nítida até o nível analisado. Dessa forma, a carga de ruptura obtida para esse elemento foi de 34,6 kN, conforme indicado na Figura 5.4, a qual também contempla os valores de carga de ruptura obtidos por diferentes métodos de estimativa.

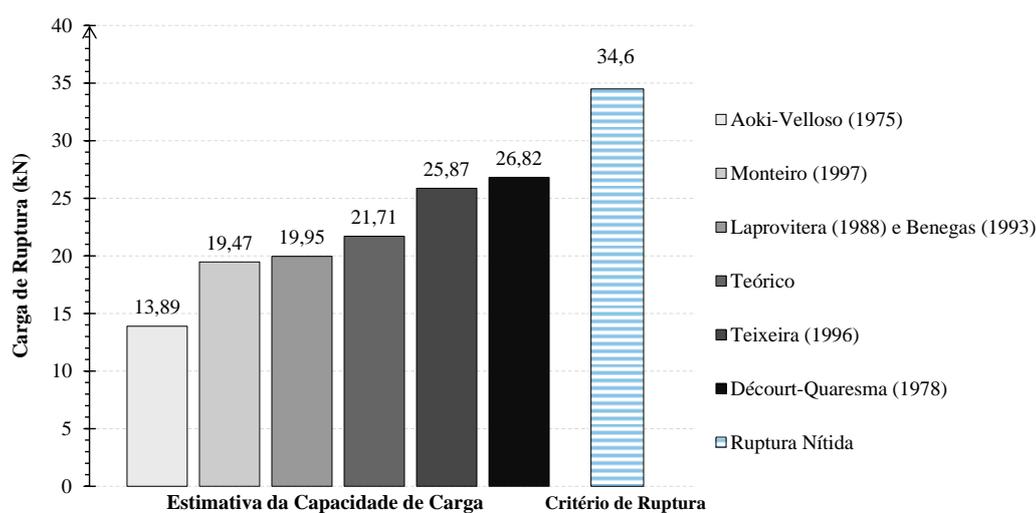


Figura 5.4: Análise da capacidade de carga da Estaca A

Percebe-se que todos os métodos utilizados subestimaram a carga última da estaca obtida pela prova de carga. Os métodos que apresentaram valores mais próximos aos observados em campo

foram Teixeira (1996) e Décourt e Quaresma (1978) com 25,87 kN e 26,82 kN respectivamente, sendo considerados os mais aplicáveis para a estaca escavada em solo residual. Por outro lado, o método original de Aoki e Velloso (1975) foi o mais conservador entre todos os analisados.

5.1.3 Ensaio 3 – Estaca B

A Figura 5.5 apresenta o resultado da prova de carga estática realizada sobre a estaca isolada de 15 cm de diâmetro e 2 m de comprimento. A carga refere-se a carga total aplicada no topo da estaca obtida pela célula de carga, enquanto o recalque trata-se do recalque médio entre os quatro transdutores de deslocamento instalados no topo da estrutura. No Apêndice B é possível visualizar as curvas individuais para cada transdutor de deslocamento. A carga máxima atingida durante o ensaio foi de aproximadamente 36 kN, resultando em um recalque de 45 mm.

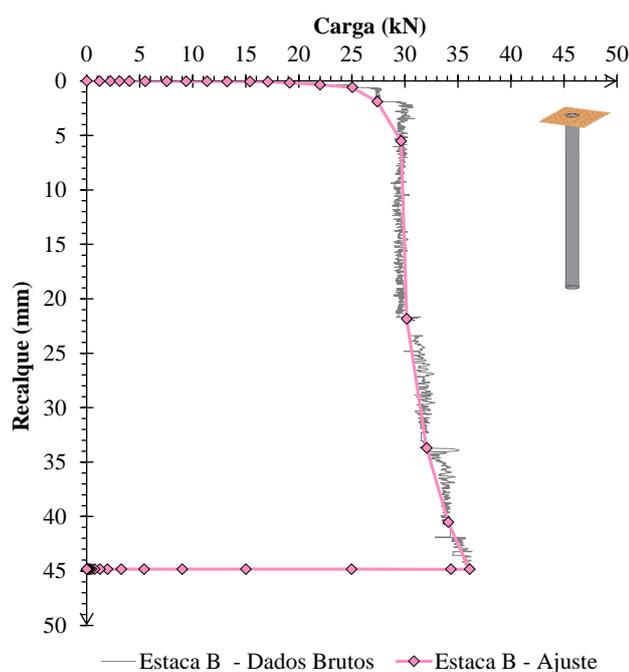


Figura 5.5: Curva carga-recalque da Estaca B

O resultado obtido é próximo ao visualizado na Estaca A, com deslocamentos muito pequenos nos primeiros estágios de carregamento seguido de um aumento considerável após atingir níveis de carga maiores. Novamente, sugere-se que a parcela de atrito lateral foi responsável por resistir aos primeiros incrementos (até aproximadamente 25 kN), visto que tal parcela de resistência é mobilizada com níveis pequenos de recalque. Após esse ponto, notou-se o início da desestabilização do sistema estaca-solo com aumento progressivo de recalques e verticalização da curva, possivelmente devido ao esgotamento da parcela de atrito lateral.

Diferentemente da estaca de 10 cm de diâmetro, a Estaca B apresentou estabilização de recalques e possibilitou o aumento de incrementos após sofrer um deslocamento considerável aos 30 kN. Essa diferença pode estar associada a uma possível mobilização da ponta da estaca, visto que essa estaca apresenta uma área da base maior, podendo também estar associada a melhores condições do solo na ponta da mesma.

Nota-se através da Figura 5.5 que a curva-carga recalque demonstrou uma verticalização após o incremento de 30 kN, apresentando um comportamento próximo a uma ruptura nítida. Dessa forma, admitiu-se a carga de ruptura como 30,5 kN correspondente ao trecho verticalizado da curva em que ocorreram recalques significativos. A Figura 5.6 compara a carga de ruptura adotada com os valores de carga de ruptura obtidos por diferentes métodos de estimativa de capacidade de carga. Constata-se novamente que os métodos de Teixeira (1996) e Décourt e Quaresma (1978) apresentaram os valores mais próximos (30,16 kN e 30,98 kN respectivamente), confirmando a maior aplicabilidade de tais métodos para previsão da capacidade de carga de estacas escavadas em solos residuais em relação aos demais. Enquanto isso, o método original de Aoki e Velloso (1975) se confirmou como o mais conservador.

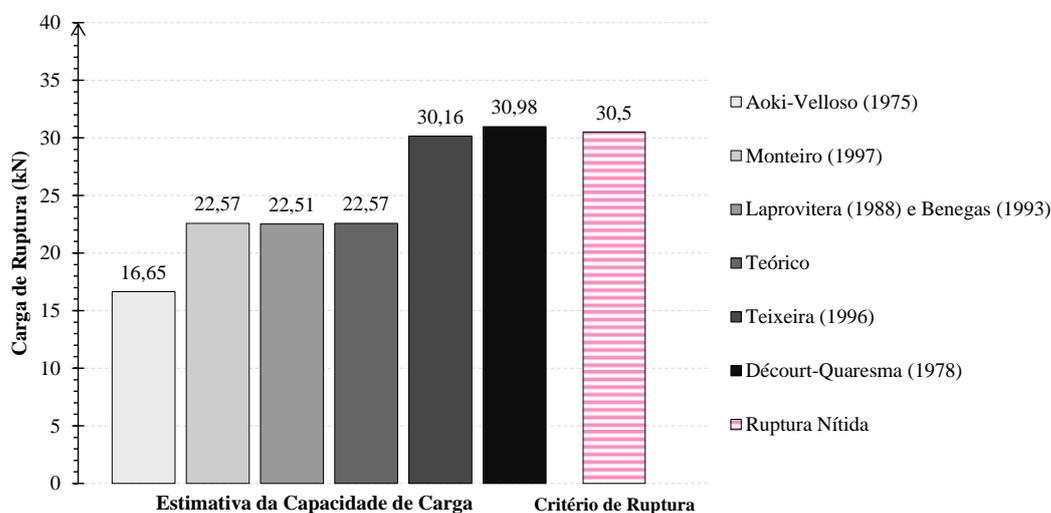


Figura 5.6: Análise da capacidade de carga da Estaca B

5.1.4 Ensaio 4 – Grupo de Estacas A

A Figura 5.7 apresenta a prova de carga estática realizada sobre o grupo de estacas composto por quatro estacas de 10 cm de diâmetro e 3 m de comprimento. A carga refere-se a carga total aplicada no topo do bloco (sem contato com o terreno) obtida pela célula de carga, enquanto o recalque corresponde ao recalque médio obtido através das medidas de cinco transdutores de

deslocamento instalados no topo da estrutura. Todos os instrumentos apresentaram valores próximos (os quais podem ser consultados no Apêndice B), o que sugere deslocamentos e carregamentos uniformes entre as estacas que compõem o grupo. A carga máxima atingida durante o ensaio foi próxima aos 120 kN, resultando em um recalque total de cerca de 50 mm.

O comportamento do grupo de estacas foi similar ao comportamento da estaca. Inicialmente, verifica-se que a fundação apresenta um bom desempenho frente aos carregamentos, resultando em pouquíssimos deslocamentos ao longo dos diferentes estágios. Porém, ao atingir certo nível de carga verificou-se uma desestabilização no sistema de fundação devido a ocorrência de recalques elevados e a dificuldade na manutenção da carga aplicada. Essa situação pode ser visualizada na Figura 5.7 através da verticalização da curva carga-recalque, o que levou a definição de uma carga de ruptura de 118 kN. Sugere-se que a mobilização da resistência do grupo de estacas ocorreu assim como na estaca individual, em que a parcela de atrito lateral foi responsável por resistir aos primeiros incrementos, enquanto que o recalque acentuado ocorreu devido ao esgotamento dessa parcela e ausência de uma resistência de ponta significativa.

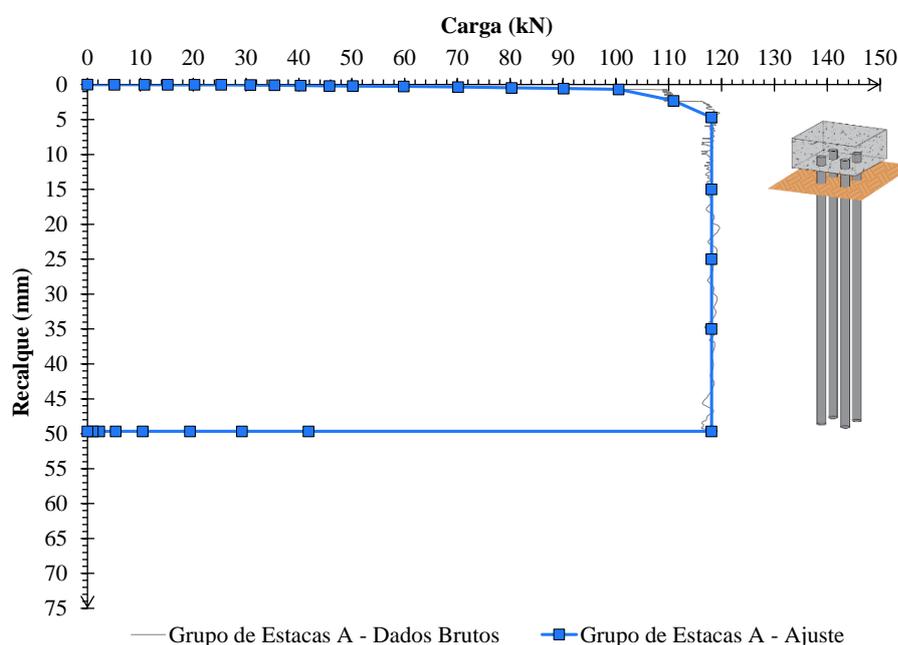


Figura 5.7: Curva carga-recalque da Grupo de Estacas A

5.1.5 Ensaio 5 – Grupo de Estacas B

A Figura 5.8 apresenta a curva carga-recalque da prova de carga estática realizada sobre o grupo de estacas composto por quatro estacas de 15 cm de diâmetro e 2 m de comprimento. A carga foi aplicada no topo do bloco de coroamento e foi medida pela célula de carga, enquanto o

recalque refere-se ao valor médio entre os cinco transdutores de deslocamento instalados no topo da estrutura. Como o bloco de coroamento não apresentava contato com o solo, sugere-se que a carga total foi distribuída de forma semelhante entre as quatro estacas, pelo fato de que os recalques foram bastante uniformes no elemento (os transdutores resultaram em deslocamentos similares como apresentado no Apêndice B). A carga máxima atingida durante o ensaio foi de aproximadamente 90 kN, resultando em um recalque total de cerca de 70 mm.

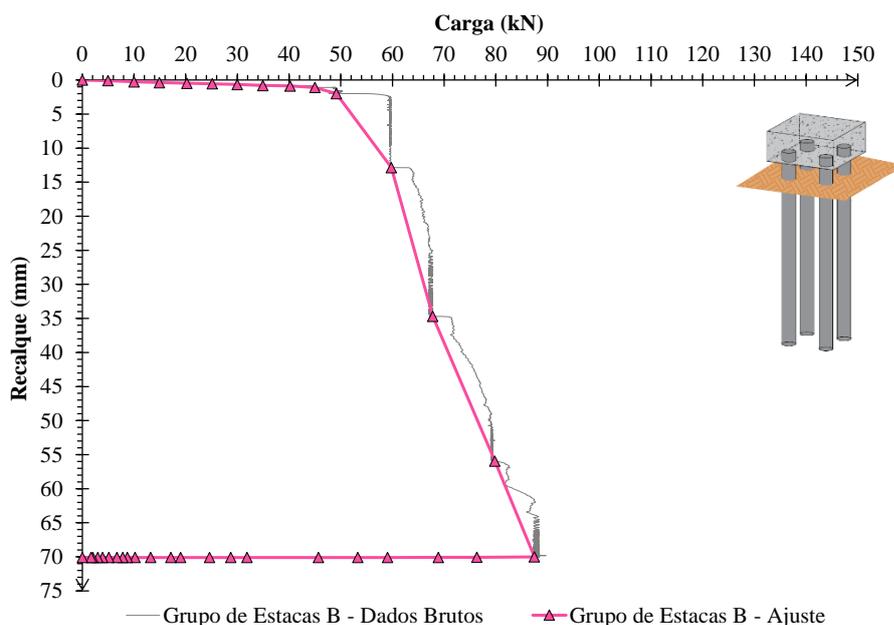


Figura 5.8: Curva carga-recalque do Grupo de Estacas B

O comportamento do grupo de estacas também se assemelha a respectiva estaca individual. Há um trecho inicial com ocorrência de deslocamentos pequenos, seguido de um aumento progressivo de recalques com os acréscimos de carga. Entretanto, nota-se que houve uma estabilização de recalques ao longo do ensaio, o que possibilitou o aumento de incrementos de carga. Assim como aconteceu na Estaca B, sugere-se que após a mobilização do atrito ocorreu a mobilização da resistência de ponta das estacas, o que levou a estabilização dos recalques ao longo dos incrementos e não ocasionou uma ruptura tão nítida. Dessa maneira, seguindo que foi estabelecido anteriormente, adotou-se o Critério de Boston (recalque de 25 mm) para determinação da carga de ruptura da fundação, resultando no valor de carga igual a 64 kN.

5.1.6 Ensaio 6 – Sapata Estaqueada A

A Figura 5.9 apresenta a curva carga-recalque da prova de carga estática realizada sobre a sapata estaqueada composta pela sapata em contato com o solo sobre quatro estacas de 10 cm de

diâmetro e 3 m de comprimento. A carga refere-se a carga total aplicada no topo da estrutura medida pela célula de carga e o recalque corresponde ao recalque médio entre os cinco transdutores de deslocamento utilizados no ensaio, visto que todos os instrumentos apresentaram valores próximos que indicaram um comportamento rígido do elemento (disponível no Apêndice B). A carga máxima aplicada durante o ensaio foi de aproximadamente 207 kN, o que levou a ocorrência de cerca de 21 mm de recalque. A carga máxima foi limitada pela capacidade do sistema de reação, visto que o pórtico começou a tornar-se instável devido aos altos carregamentos, sendo necessário encerrar o ensaio devido aos riscos envolvidos.

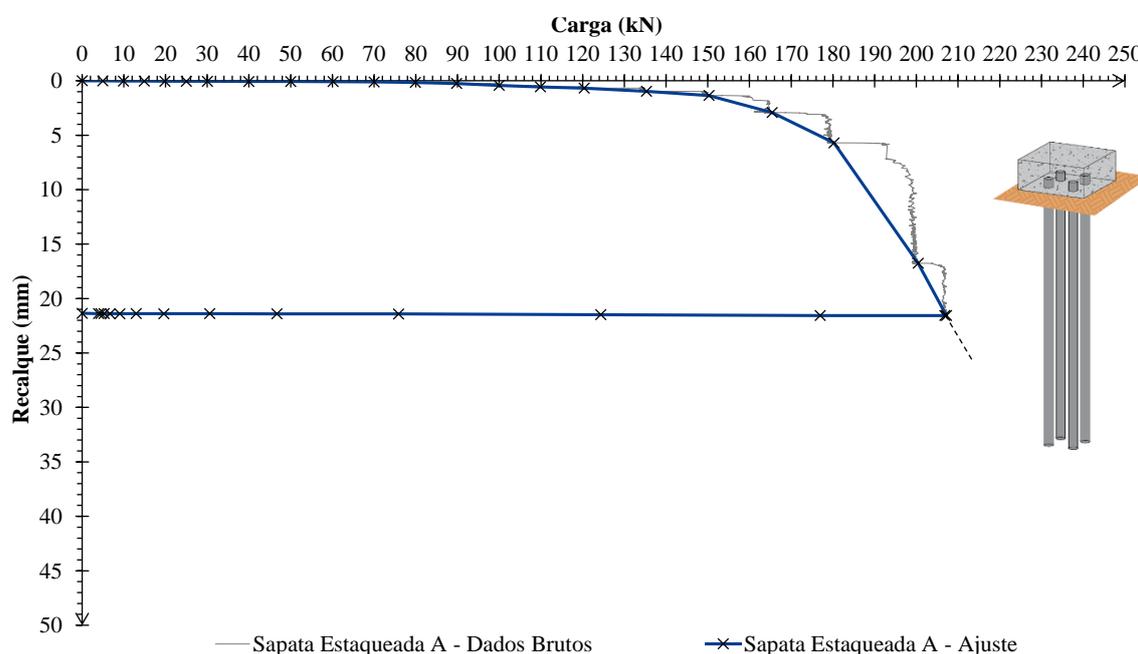


Figura 5.9: Curva carga-recalque da Sapata Estaqueada A

Nota-se que o sistema de fundação apresentou rigidez elevada até o incremento de 80 kN devido a ausência de deslocamentos consideráveis. Após esse ponto os recalques começam a aumentar, tornando-se mais significativos após o incremento de 150 kN. Percebe-se a estabilização dos deslocamentos para cada estágio de carga, o que faz com que a curva não apresente uma ruptura nítida. Dessa forma, adotando-se o Critério de Boston obteve-se uma carga de ruptura de 212,5 kN. A carga foi obtida supondo uma extrapolação linear do trecho final da curva, seguindo o padrão visualizado nos outros ensaios em que há o contato da sapata com o solo.

5.1.7 Ensaio 7 - Sapata Estaqueada B

A Figura 5.10 contém a curva carga-recalque da prova de carga estática realizada sobre a sapata estaqueada composta pela sapata em contato com o solo sobre quatro estacas de 15 cm de

diâmetro e 2 m de comprimento. A carga foi medida pela célula de carga e refere-se a carga total aplicada na estrutura, enquanto o recalque corresponde a média dos cinco transdutores de deslocamento utilizados, considerando-se que as leituras foram muito próximas devido ao comportamento rígido do elemento (disponível no Apêndice B). A carga máxima atingida foi de aproximadamente 190 kN, o que levou a ocorrência de cerca de 48 mm de recalque.

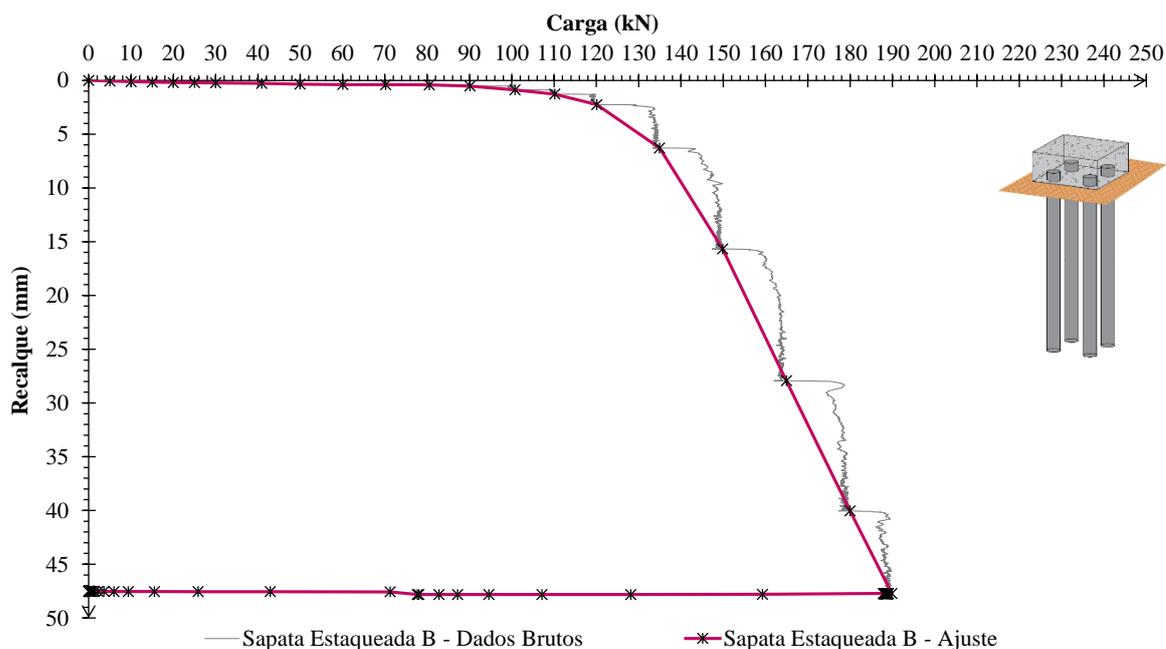


Figura 5.10: Curva carga-recalque da Sapata Estaqueada B

Constata-se que o sistema fundação-solo apresentou pequenos deslocamentos até aproximadamente 110 kN. Ao ser submetido a carregamentos superiores a 120 kN foi possível verificar a ocorrência de recalques significativos, com uma visível alteração no comportamento da curva, resultando em uma taxa de recalque maior que os estágios anteriores. Assim como no caso anterior, não foi visualizada uma ruptura nítida, visto que os recalques foram estabilizados ao final de cada incremento, permitindo o aumento dos carregamentos ao longo do ensaio. Novamente, aplicou-se o Critério de Boston para padronizar as análises entre as fundações, resultando em uma carga de ruptura de 161,5 kN para o ensaio em questão.

5.1.8 Análise Geral

A Figura 5.11 compila as curvas carga-recalque referentes aos sete ensaios realizados sobre os as fundações estudadas no presente trabalho, permitindo uma comparação direta entre as mesmas. A Tabela 5.1 apresenta as respectivas cargas de ruptura obtidas a partir da aplicação do Critério de Boston (recalque de 25 mm). Também é importante ressaltar que para todas as

fundações a ruptura do solo visualizada foi do tipo puncionamento, característica de solos altamente deformáveis. Dessa forma, após a quebra da cimentação existente entre as partículas (típica dos solos residuais) responsável pela elevada rigidez inicial, ocorreu o afundamento dos elementos de fundação devido a compressão do solo.

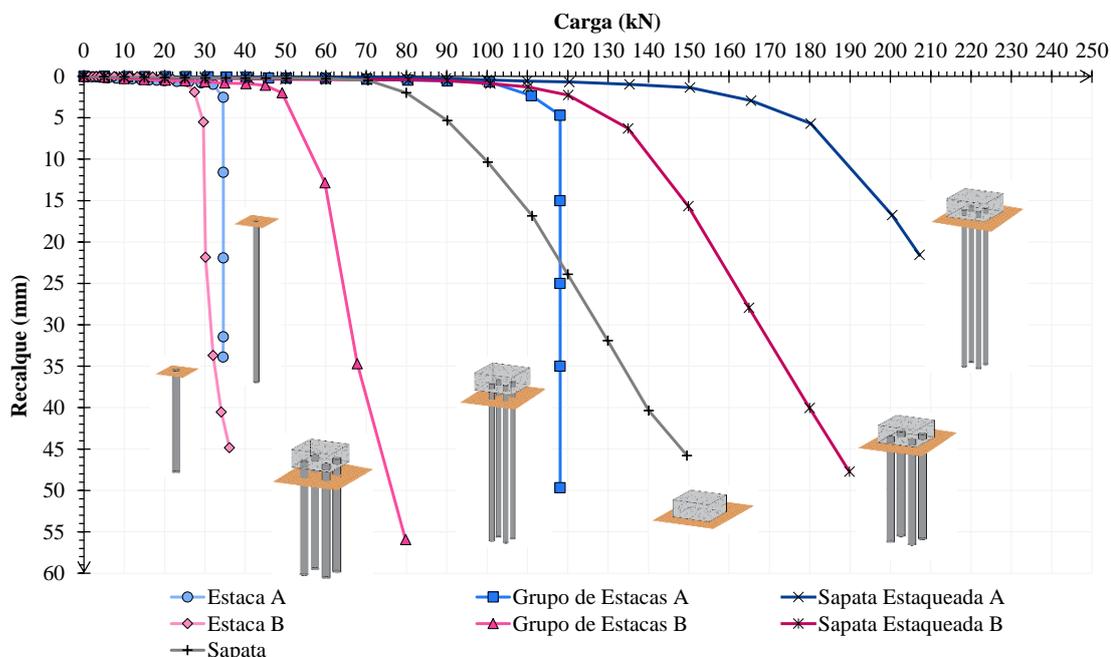


Figura 5.11: Curvas carga-recalque dos ensaios realizados

Tabela 5.1: Cargas de ruptura obtidas para os elementos

Fundação	Carga de Ruptura (kN)
Sapata	121,5
Estaca A	34,6
Estaca B	30,5
Grupo de Estacas A	118
Grupo de Estacas B	64
Sapata Estaqueada A	212,5
Sapata Estaqueada B	161,5

5.2 COMPARAÇÃO ENTRE AS FUNDAÇÕES

O presente item pretende comparar os resultados das fundações, analisando quais características influenciaram os desempenhos observados e estabelecendo correlações entre os mesmos.

5.2.1 Estacas Individuais

A Figura 5.12 apresenta as curvas carga-recalque obtidas através das provas de carga realizadas sobre as duas estacas individuais, enquanto a Tabela 5.2 reúne informações quanto a geometria

das mesmas e as respectivas cargas de ruptura. As estacas foram projetadas para que apresentassem a mesma área lateral, combinando diâmetros e comprimentos diferentes.

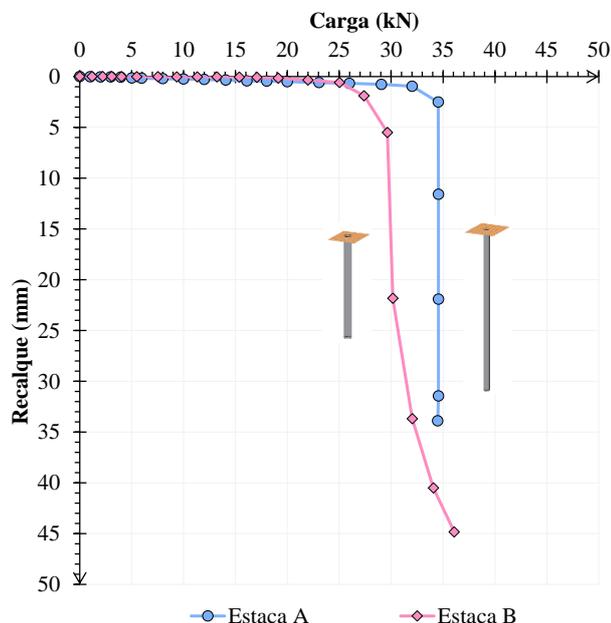


Figura 5.12: Comportamento das estacas individuais

Tabela 5.2: Cargas de ruptura e geometria das estacas individuais

Fundação	Diâmetro (m)	Comprimento (m)	Área da Base (m ²)	Área Lateral (m ²)	Volume (m ³)	Carga de Ruptura (kN)
Estaca A	0,10	3	0,0078	0,94	0,0236	34,6
Estaca B	0,15	2	0,0176	0,94	0,0353	30,5

Nota-se através da Figura 5.12 que o comportamento das estacas foi muito semelhante. Nos primeiros incrementos, as curvas ficaram praticamente sobrepostas, apresentando elevada rigidez inicial. O término do trecho linear ocorreu com uma verticalização de ambas as curvas devido a ocorrência acentuada de recalques em certo nível de carregamento, sendo essa situação mais pronunciada para a Estaca A. Sabe-se que a resistência de uma estaca é a soma de sua resistência de ponta com a resistência de fuste. Nota-se que mesmo a Estaca B apresentando maior área da base em relação a Estaca A (visto que a área lateral é igual para as duas), essa parcela não foi significativa até o nível de recalque analisado, visto que a Estaca A apresentou uma carga de ruptura superior. Isso pode ser explicado pelo fato de que estacas escavadas apresentam a maior parte de sua resistência mobilizada pelo atrito lateral, visto que a ponta normalmente armazena solo fofo oriundo do processo de escavação, fazendo com que tal parcela só seja mobilizada em níveis de recalques maiores. Como a área lateral das estacas é

igual, sugere-se que o fato de a Estaca A apresentar uma carga de ruptura um pouco superior pode estar associado ao seu maior comprimento, visto que as camadas de solo mais profundas tendem a gerar um maior confinamento na estaca e assim contribuir para o desenvolvimento de uma resistência lateral maior, a qual é diretamente afetada pela tensão normal que atua no fuste. Além disso, a investigação de campo realizada indica uma leve tendência de aumento na resistência do solo com o aumento da profundidade (3 para 2 m) o que condiz com o observado.

5.2.2 Contribuição dos Grupos de Estacas

A Tabela 5.3 apresenta a geometria dos grupos de estacas, os quais também combinam uma mesma área lateral e áreas da base diferentes, sendo que o espaçamento adotado entre eixos foi proporcional ao diâmetro das estacas (3 vezes). A Tabela 5.3 também contempla os valores de carga de ruptura, os quais apresentam uma variação de cerca de 50 % entre eles.

Tabela 5.3: Cargas de ruptura e geometria dos grupos de estacas

Fundação	Diâmetro (m)	Comprimento (m)	Espaçamento (m)	Área da Base (m ²)	Área Lateral (m ²)	Volume (m ³)	Carga de Ruptura (kN)
Grupo de Estacas A	0,10	3	0,30	0,0314	3,77	0,0942	118
Grupo de Estacas B	0,15	2	0,45	0,0707	3,77	0,1414	64

A Figura 5.13 apresenta as curvas carga-recalque obtidas para a Estaca A e para o Grupo de Estacas A. Nota-se que o comportamento de ambos os elementos foi muito similar e que o grupo de estacas atingiu cargas praticamente quatro vezes maiores que a estaca individual.

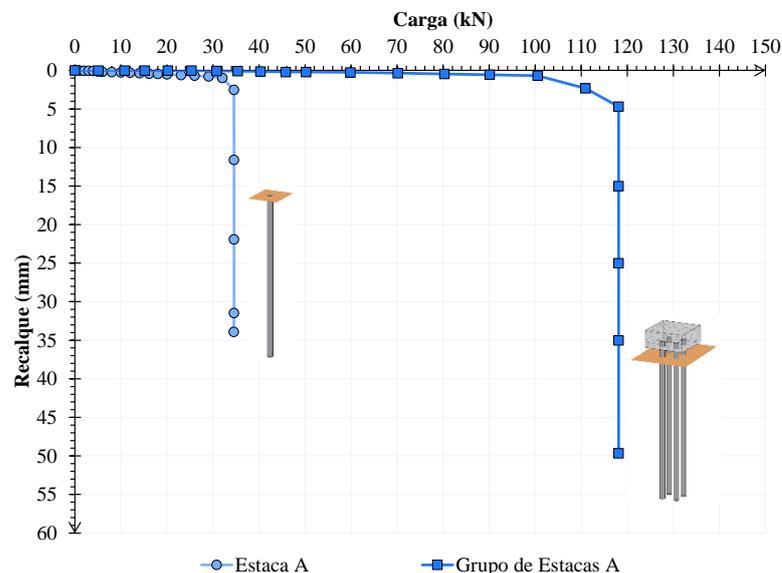


Figura 5.13: Comportamento da Estaca A e Grupo de Estacas A

A Figura 5.14 contém as curvas carga-recalque da Estaca B e do Grupo de Estacas B, sendo possível verificar que o comportamento foi muito semelhante, porém a carga suportada pelo grupo de estacas foi apenas cerca de duas vezes maior que a carga da estaca isolada.

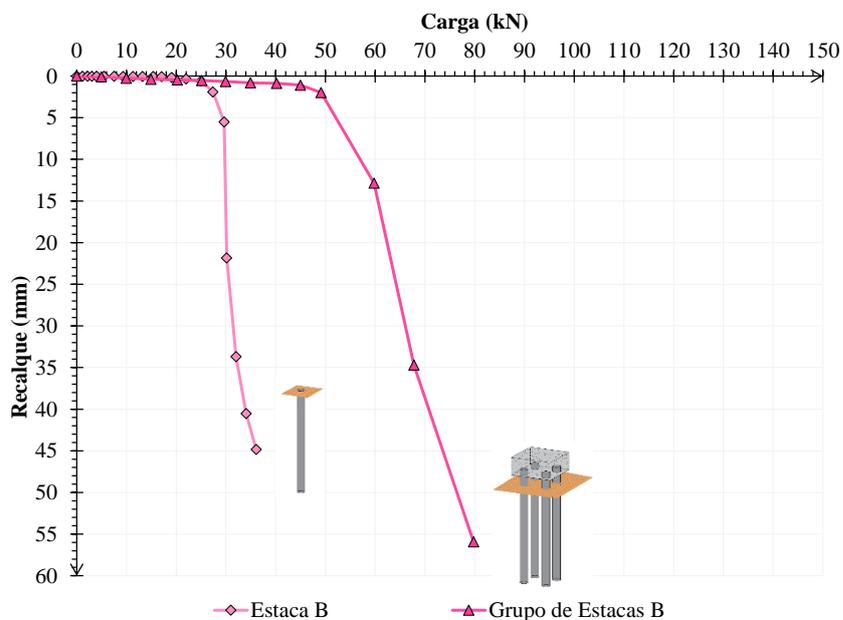


Figura 5.14: Comportamento da Estaca B e Grupo de Estacas B

Através dos resultados apresentados é possível analisar o efeito de grupo para ambos os grupos de estacas, sendo as análises expostas na Tabela 5.4. Ao comparar as estacas individuais com os respectivos grupos, percebe-se que a eficiência do Grupo de Estacas A foi de 85% enquanto a eficiência do Grupo de Estacas B foi de 52%. O resultado obtido foi bastante surpreendente, justamente por se tratar de estacas parecidas em um solo homogêneo e com o mesmo espaçamento. Além disso, os equipamentos executivos foram os mesmos e não notou-se nenhum problema em campo que poderia ter afetado o resultado.

Assim, esperava-se que o comportamento dos grupos se assemelhasse ao observado entre as estacas individuais e apresentasse eficiências similares. Como isso não aconteceu, é necessário analisar possíveis fatores que influenciaram mais negativamente o grupo composto pelas estacas menores e com diâmetro maior (Estacas B). Como demonstrado na Tabela 5.3 a diferença que poderia ser significativa e afetar mais o Grupo de Estacas B é o volume das estacas, visto que o volume de solo removido durante a escavação dessas estacas foi 1,5 vezes maior que o volume de solo escavado para o Grupo de Estacas A. Dessa forma, sugere-se que essa maior escavação pode ter causado um desconfinamento de solo maior nas estacas que

compõe o Grupo de Estacas B, afetando mais o desenvolvimento de sua resistência de fuste em comparação ao outro grupo. Além disso, por se tratarem de grupos de estacas com geometrias diferentes, a distribuição de tensões entre os elementos e o solo também é distinta e tem influência sobre os resultados obtidos, visto que as áreas de transferência de carga são afetadas. Porém, para comprovar e melhor compreender o efeito de grupo de estacas escavadas em solos residuais seria necessário estudos complementares com maior variação dos parâmetros.

Tabela 5.4: Cargas de ruptura e eficiência dos grupos de estacas

Fundação	Carga de Ruptura (kN)	Eficiência de grupo (η)
Estaca A	34,6	0,85
Estaca A * 4	138,4	
Grupo de Estacas A	118	
Estaca B	30,5	0,52
Estaca B * 4	122	
Grupo de Estacas B	64	

A diferença de comportamento entre os dois grupos de estacas também foi observada na associação dos mesmos com a sapata conforme apresentado na Figura 5.15, visto que a melhoria causada na sapata pela inclusão do Grupo de Estacas A foi muito superior que o benefício gerado pelo Grupo de Estacas B, o que mostra-se coerente com o visualizado na análise anterior.

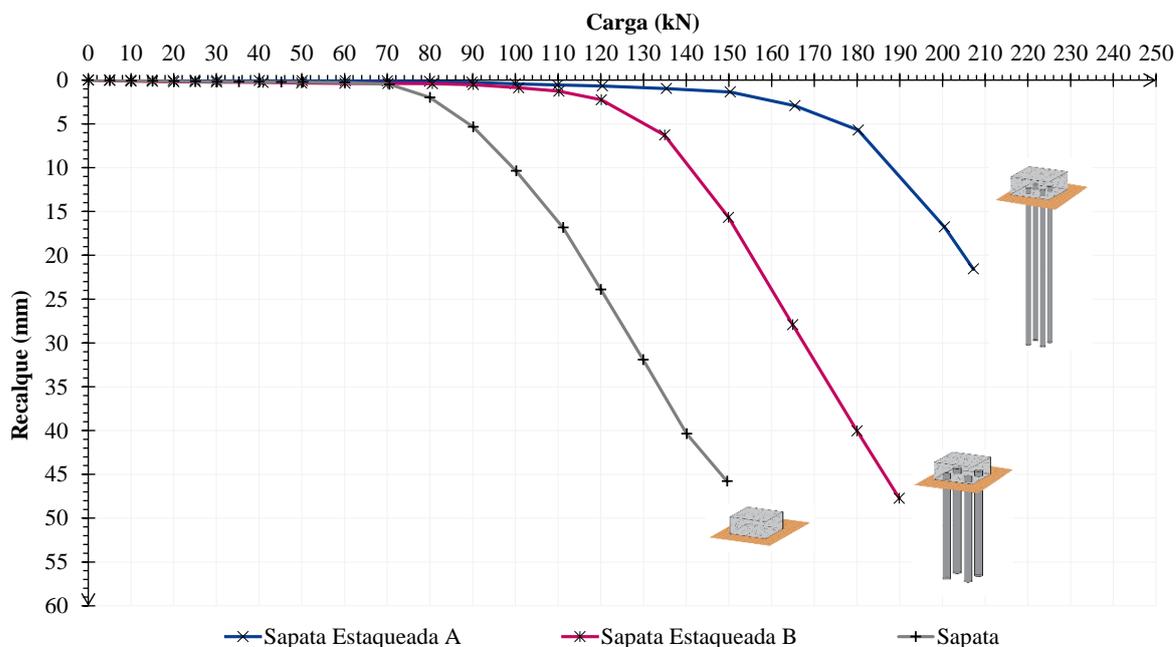


Figura 5.15: Comportamento das fundações com o contato da sapata no solo

A Tabela 5.5 demonstra em termos de carga de ruptura a melhoria causada no desempenho da sapata a partir da inserção dos dois grupos de estacas sob ela, sendo que o Grupo de Estacas A proporcionou um acréscimo de 74,9% na carga de ruptura da sapata (Sapata Estaqueada A), enquanto a presença do Grupo de Estacas B aumentou a carga de ruptura da sapata em 32,92% (Sapata Estaqueada B). No entanto, verifica-se pela Figura 5.15 que ambos os grupos de estacas atuaram como redutores de recalque na sapata além de aumentar sua capacidade de carga, possibilitando o suporte de cargas maiores com a ocorrência de recalques menores.

Tabela 5.5: Contribuição dos grupos de estacas em relação a sapata

Fundação	Carga de Ruptura (kN)		Aumento devido a presença do Grupo de Estacas	
	Sapata	Sapata Estaqueada	kN	%
A	121,5	212,5	91	74,90
B	121,5	161,5	40	32,92

Outra análise importante na concepção de um projeto de fundação trata-se da análise do fator de segurança (FS). Dessa forma, a Figura 5.16 correlaciona o fator de segurança global obtido para as três fundações em análise considerando as respectivas cargas de ruptura definidas e diferentes cargas de projeto, analisando-se também a ocorrência de recalques.

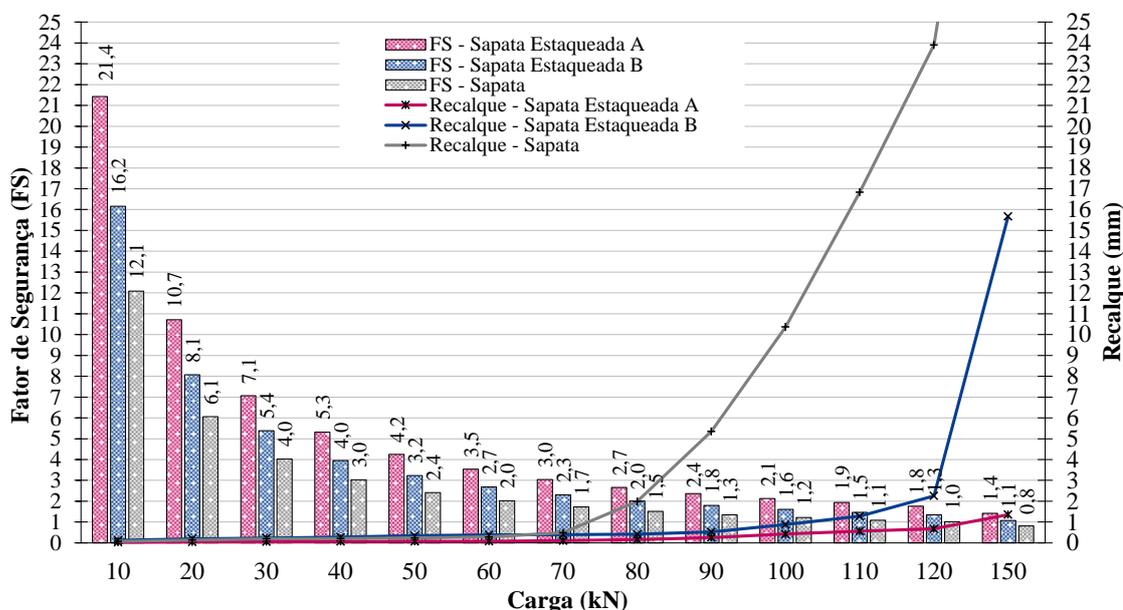


Figura 5.16: FS e recalques das fundações com o contato da sapata no solo

Constata-se que para todas as cargas de projeto, o fator de segurança obtido para a Sapata Estaqueada A e Sapata Estaqueada B são maiores do que o fator de segurança obtido para a

Sapata. Dessa forma, constata-se que para a aplicação de qualquer fator de segurança definido através da norma é possível considerar uma maior carga de projeto para as Sapatas Estaqueadas em relação a Sapata, o que também resulta em recalques inferiores para as fundações com a presença de estacas. Até a carga de 70 kN os recalques são semelhantes para as três fundações e apresentam valores muito pequenos, porém o FS da sapata já está menor que 2, enquanto que para as outras estruturas o FS permanece maior que 2 até cargas maiores com a ocorrência de recalques menores. Supondo a adoção de um $FS = 2$ nota-se que a carga de projeto adotada para a Sapata Estaqueada A (105 kN) é 1,75 vezes maior que a carga de projeto adotada para a Sapata (60 kN), enquanto que a carga adotada para a Sapata Estaqueada B (80 kN) é 1,3 vezes maior que a carga da Sapata (60 kN). Dessa forma, a adoção dos elementos em que há contribuição das estacas é mais econômica em relação a fundação superficial sozinha.

5.2.3 Contribuição do Contato da Sapata

A Figura 5.17 permite analisar a melhoria causada pela consideração do contato da sapata em relação aos grupos de estacas. Observa-se que a contribuição da sapata foi significativa tanto na redução de recalques quanto para o aumento da capacidade de carga dos grupos de estacas. A contribuição da sapata ocorreu pelo fato de que o solo residual apresenta elevada rigidez inicial, o que faz com que a sapata associada ao grupo de estacas interaja com a camada superficial do solo e desenvolva resistência significativa.

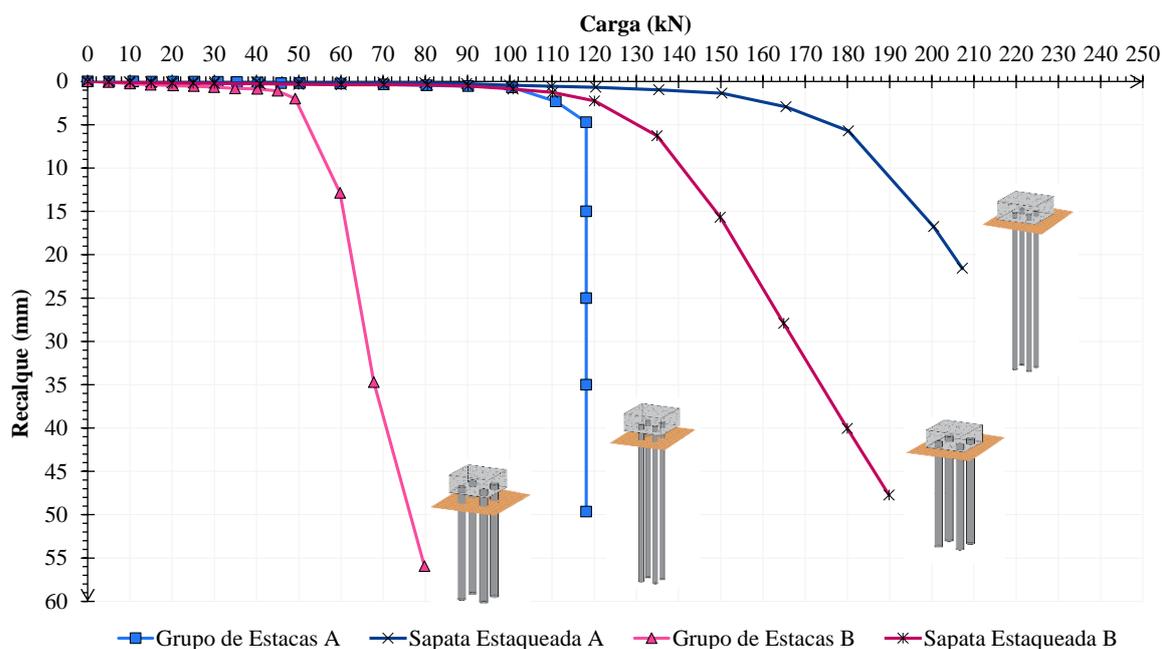


Figura 5.17: Comportamento das fundações com e sem o contato da sapata no solo

A Tabela 5.6 quantifica em termos de carga de ruptura o benefício gerado pelo contato da sapata para os dois grupos de estacas. Nota-se que o aumento na capacidade de carga foi muito semelhante para ambos os elementos, resultando em um acréscimo de 94,5 kN para o Grupo de Estacas A e de 97,5 kN para o Grupo de Estacas B devido a presença da sapata. Porém, como o Grupo de Estacas B apresentou um desempenho inferior de forma isolada, a contribuição da sapata em termos percentuais foi bastante superior, gerando um aumento de 152,34% em sua carga de ruptura, enquanto que o acréscimo foi de 80,08% para o Grupo de Estacas A.

Tabela 5.6: Contribuição da sapata em relação aos grupos de estacas

Fundação	Carga de Ruptura (kN)		Aumento devido a contribuição da Sapata	
	Grupo de Estacas	Sapata Estaqueada	kN	%
A	118	212,5	94,5	80,08
B	64	161,5	97,5	152,34

Em relação ao fator de segurança (FS), percebe-se pela Figura 5.18 que ao se utilizar o elemento Sapata Estaqueada A é possível considerar cargas superiores no projeto de fundação visto que os FS são maiores para qualquer nível de carregamento. Além disso, a ocorrência de recalques é semelhante para cargas inferiores mas torna-se mais significativa para o Grupo de Estacas A ao longo dos carregamentos. Supondo a adoção de um FS = 2 nota-se que a carga de projeto adotada para a Sapata Estaqueada A (105 kN) seria 1,75 vezes maior que a carga de projeto adotada para o Grupo de Estacas A (60 kN) o que possibilitaria economia significativa ao projeto de fundação ao considerar a contribuição da sapata.

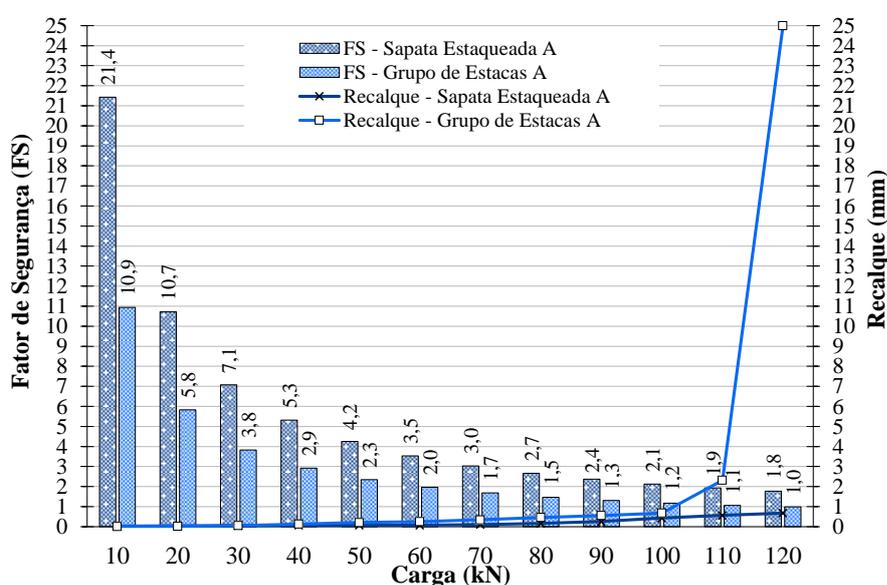


Figura 5.18: FS e recalques do Grupo de Estacas A e Sapata Estaqueada A

A Figura 5.19 permite realizar a mesma análise anterior para os elementos com Estaca B. Consta-se inicialmente que a ocorrência de recalques é reduzida para a Sapata Estaqueada B em relação ao Grupo de Estacas B para todas as cargas de projeto analisadas. Além disso, o fator de segurança é mais elevado para a Sapata Estaqueada B considerando qualquer carga de trabalho. Supondo a adoção de um $FS = 2$ verifica-se que a carga de projeto adotada para a Sapata Estaqueada B (80 kN) é 2,6 vezes maior que a carga de projeto adotada para o Grupo de Estacas B (30 kN) o que possibilitaria um projeto de fundações muito mais econômico mantendo o mesmo nível de segurança.

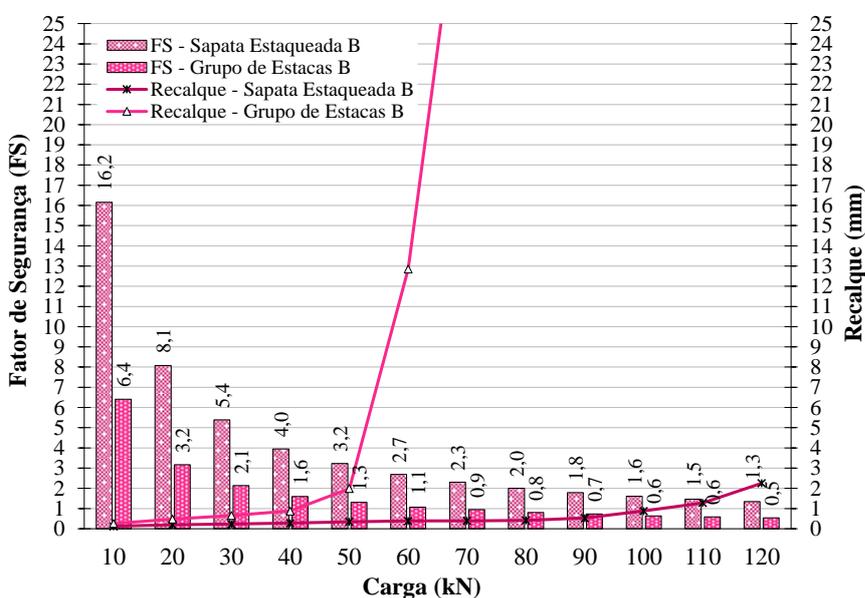


Figura 5.19: FS e recalques do Grupo de Estacas B e Sapata Estaqueada B

5.2.4 Comportamento das Sapatas Estaqueadas

O desempenho das sapatas estaqueadas está diretamente relacionado ao comportamento dos elementos isolados (grupos de estacas e sapata), os quais ao serem combinados geram uma resposta carga-recalque que é influenciada pelas diferentes interações que ocorrem no elemento. Buscando-se analisar se existe uma relação direta entre o desempenho individual dos elementos e o desempenho combinado, analisou-se os resultados obtidos e comparou-se com uma curva teórica gerada através da soma das cargas suportadas pelos grupos de estacas e pela sapata individualmente, resultando na Figura 5.20 para os elementos com Estaca A e Figura 5.21 para os elementos com Estaca B.

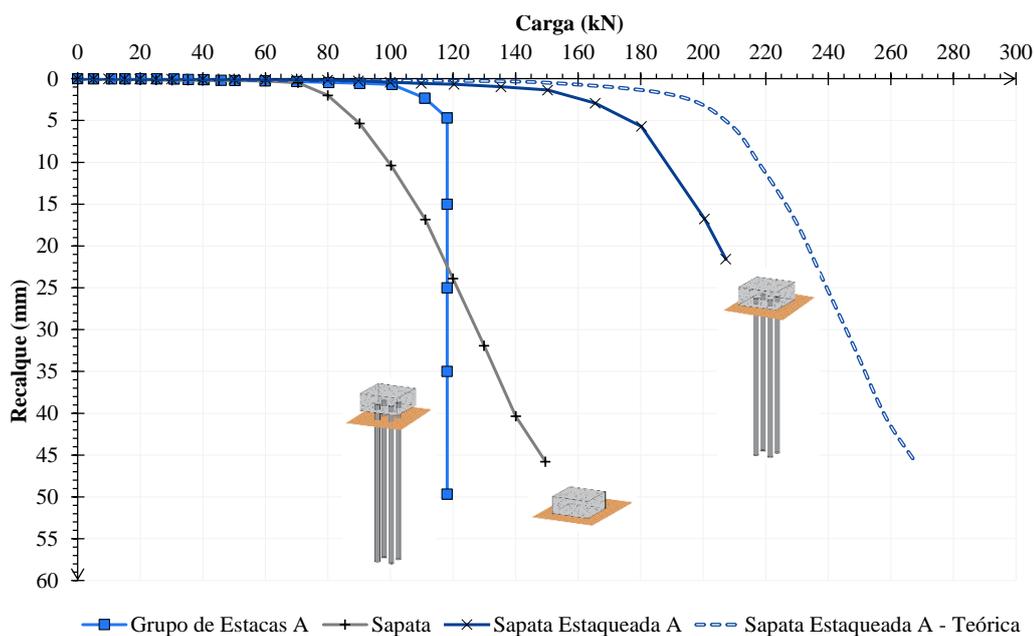


Figura 5.20: Comportamento dos elementos com Estaca A

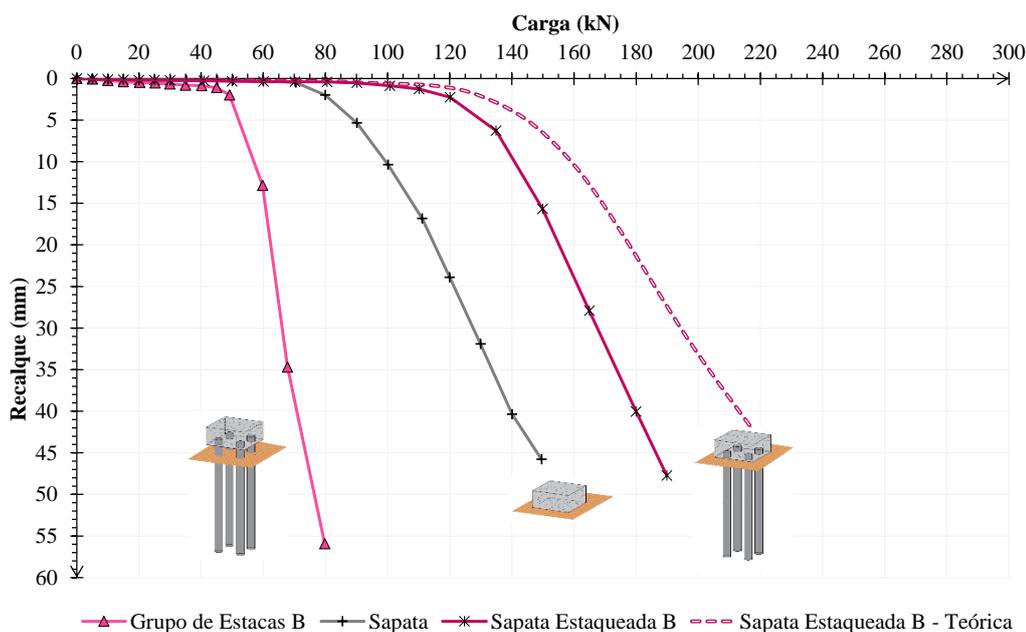


Figura 5.21: Comportamento dos elementos com Estaca B

Nota-se que as curvas teóricas previstas foram superiores as obtidas em campo para as sapatas estaqueadas, o que é coerente com o apresentado por diferentes autores na revisão bibliográfica devido a redução na eficiência dos elementos devido as interações solo-estrutura e estrutura-estrutura. Devido a impossibilidade de definir qual é a carga suportada pelo grupo de estacas e pela sapata na sapata estaqueada em relação a suas cargas quando isoladas (o que possibilitaria a análise da eficiência de cada elemento), buscou-se estabelecer uma relação entre a capacidade de carga das sapatas estaqueadas e a capacidade de carga teórica obtida pela soma dos elementos

individuais (grupos de estacas e sapata), conforme demonstrado na Tabela 5.7. Assim, a Tabela 5.7 apresenta as cargas de ruptura referentes as curvas teóricas previstas para cada uma das sapatas estaqueadas, considerando o mesmo critério de ruptura (recalque de 25 mm).

Tabela 5.7: Eficiência das sapatas estaqueadas em relação as fundações individuais

Fundação	Carga de Ruptura (kN)				Eficiência
	Sapata	Grupo de Estacas	Sapata Estaqueada	Sapata Estaqueada Teórica	
A	121,5	118	212,50	239,5	0,89
B	121,5	64	161,50	185,5	0,87

Verifica-se que a eficiência foi praticamente a mesma para as duas situações, variando entre 0,87 e 0,89, o que significa que a capacidade de carga das sapatas estaqueadas analisadas foi 87% e 89% da soma das capacidades de carga dos elementos isolados (grupos de estacas + sapata). O valor encontrado está na faixa apresentada por De Sanctis e Mandolini (2006), os quais indicam que tal fator situa-se no intervalo de 0,80 a 1, ou seja, que a capacidade de um radier estaqueado é de pelo menos 80% da soma das capacidades dos componentes separados. Dessa forma, o estudo realizado permite constatar que a capacidade de carga de uma fundação do tipo sapata estaqueada em solo residual pode ser estimada de maneira preliminar através da soma das capacidades de carga individuais corrigidas por uma eficiência média de 0,88.

5.3 MÉTODOS SIMPLIFICADOS

Esse item tem como objetivo apresentar os resultados provenientes da aplicação dos métodos simplificados descritos no item 2.5.1 para previsão do comportamento das sapatas estaqueadas.

5.3.1 Método PDR

O método PDR considera a rigidez do grupo de estacas e da sapata (K_p e K_r) e as cargas de ruptura do grupo de estacas e da sapata (Q_p e Q_r), fornecendo equações para obtenção de coeficientes de interação e compartilhamento de carga entre os elementos (α_{rp} e X) além de propor um valor de rigidez para a sapata estaqueada (K_{pr}), a qual é válida até que ocorra a mobilização total do grupo de estacas (Q_A). O método considera o comportamento linear elástico e parâmetros constantes ao longo dos carregamentos. Dessa forma, a partir das curvas

carga-recalque dos ensaios realizados sobre as fundações convencionais em campo e das equações propostas pelos autores foi possível determinar os parâmetros necessários para aplicação do método, os quais estão apresentados na Tabela 5.8. No Apêndice C é possível encontrar a aplicação completa do método.

Tabela 5.8: Parâmetros adotados para aplicação do PDR

Fundação	Sapata		Grupo de Estacas		Coeficientes do Método PDR			
	K_r (kN/mm)	$Q_{r,ult}$ (kN)	K_p (kN/mm)	$Q_{p,ult}$ (kN)	α_{rp}	X	K_{pr} (kN/mm)	Q_A (kN)
Sapata Estaqueada A	185	121,5	200	118	0,67	0,445	234,58	212,78
Sapata Estaqueada B	185	121,5	190	64	0,71	0,478	220,85	122,58

A Figura 5.22 apresenta o resultado obtido para a curva tri-linear da Sapata Estaqueada A proposta pelo método PDR em comparação ao resultado obtido em campo. Nota-se que no trecho inicial as curvas apresentaram comportamento semelhante, porém pelo fato do método PDR desconsiderar a degradação da rigidez, o mesmo resultou em cargas superiores com ocorrência de recalques muito pequenos, não sendo condizente com a realidade.

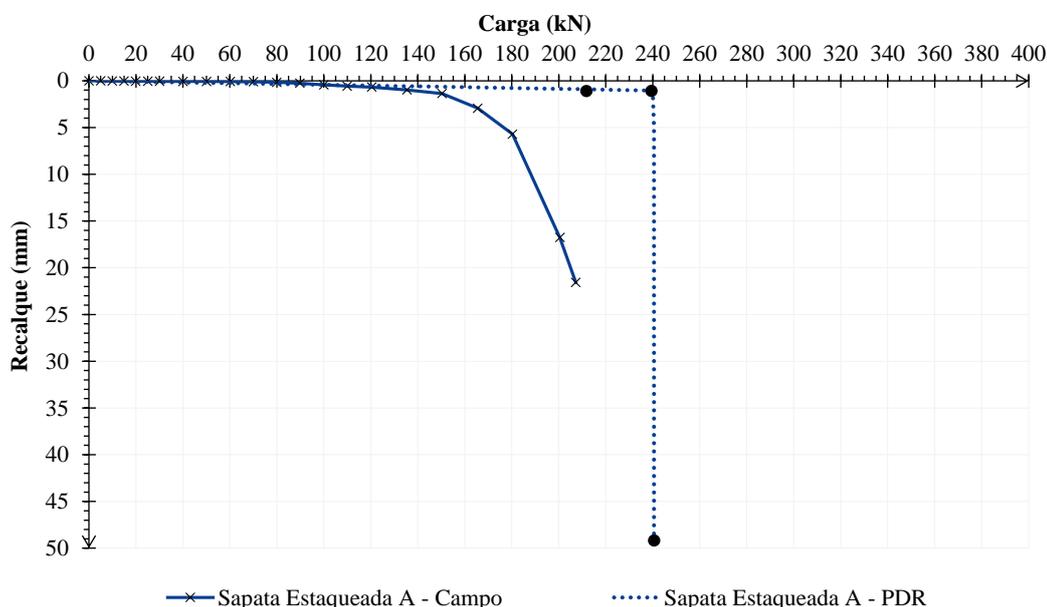


Figura 5.22: Comportamento da Sapata Estaqueada A pelo método PDR

De acordo com o método, a carga aplicada sobre a sapata estaqueada é dividida entre o grupo de estacas e a sapata conforme o coeficiente de compartilhamento de carga $X = 0,445$ (o qual indica a parcela de carga suportada pela sapata em relação a carga total) e os recalques resultantes dependem da rigidez $K_{pr} = 234,58$ kN/mm até que se atinja a mobilização total do

grupo de estacas ($Q_p = 118 \text{ kN}$) a qual ocorre para uma carga $Q_A = 212,78 \text{ kN}$. Após esse ponto, os carregamentos adicionais são suportados pela sapata e os recalques dependem somente da sua rigidez $K_r = 185 \text{ kN/mm}$ até que se mobilize toda sua resistência ($Q_r = 121,5 \text{ kN}$), quando ocorrem recalques acentuados devido ao esgotamento da capacidade de carga da fundação.

O comportamento descrito pode ser observado na Figura 5.23 através do compartilhamento de carga entre os componentes. No trecho inicial a sapata recebe 44,5% dos carregamentos ($X = 0,445$) enquanto que o grupo de estacas absorve 55,5% da carga aplicada. Quando o grupo de estacas é totalmente mobilizado, a sapata passa a absorver todos os carregamentos adicionais, aumentando sua contribuição para 50,7% em relação a carga total, enquanto que a participação do grupo de estacas reduz para 49,3%. Isso ocorre porque a carga de ruptura adotada para a sapata é superior ao grupo de estacas (121,5 kN em relação a 118 kN do grupo de estacas). Dessa forma, o método admite que na mobilização total do sistema a carga suportada pela sapata é superior em relação a carga última (soma das duas capacidades de carga).

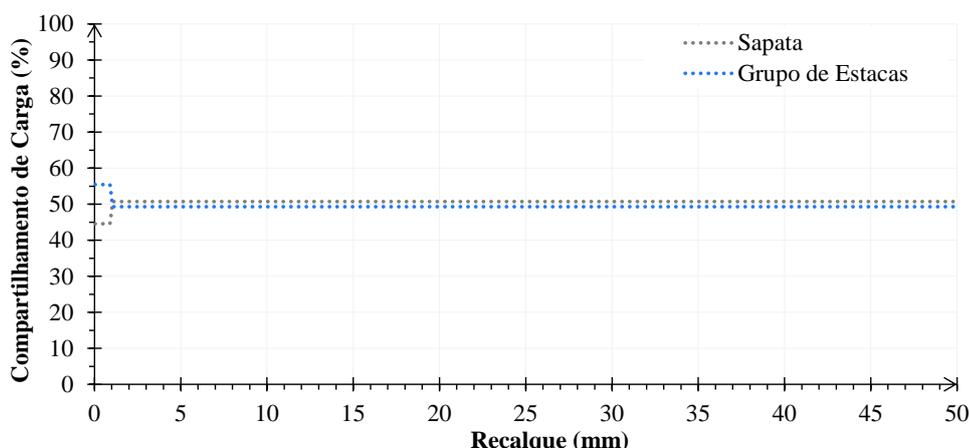


Figura 5.23: Compartilhamento de carga na Sapata Estaqueada A pelo PDR

A Figura 5.24 contém a curva tri-linear da Sapata Estaqueada B proposta pelo método PDR comparada ao resultado em campo. Nota-se um comportamento semelhante no trecho inicial e no ponto final das curvas, porém o método PDR indica a ocorrência de recalques muito pequenos até a ruptura, não representando de maneira adequada o comportamento real do sistema de fundação ao longo dos carregamentos. De acordo o método a carga aplicada sobre a sapata estaqueada é dividida entre o grupo de estacas e a sapata conforme o coeficiente de compartilhamento $X = 0,478$ (parcela de carga suportada pela sapata em relação a carga total) e os recalques dependem da rigidez $K_{pr} = 220,85 \text{ kN/mm}$ até que se atinja a mobilização total

o grupo de estacas ($Q_p = 64 \text{ kN}$) na carga correspondente $Q_A = 121,58 \text{ kN}$. A partir daí, os carregamentos adicionais são suportados somente pela sapata e os recalques dependem da sua rigidez $K_r = 185 \text{ kN/mm}$ até atingir sua capacidade de carga última ($Q_r = 121,5 \text{ kN}$).

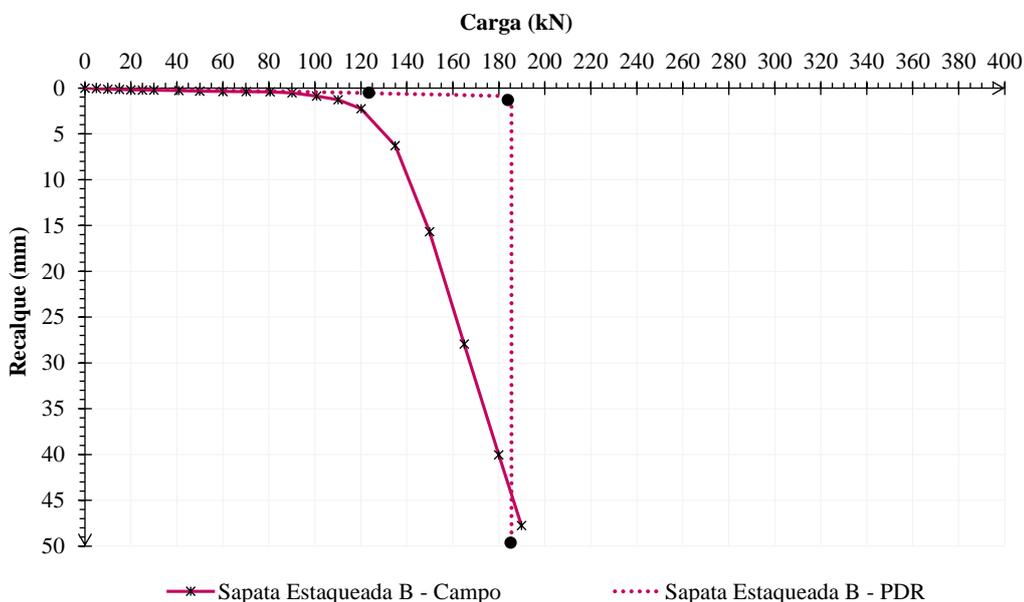


Figura 5.24: Comportamento da Sapata Estaqueada B pelo método PDR

A Figura 5.25 ilustra o compartilhamento de carga entre os componentes. Inicialmente a sapata recebe 47,8% dos carregamentos ($X = 0,478$) enquanto que o grupo de estacas absorve 52,2% da carga aplicada. Após a mobilização do grupo de estacas, a sapata passa a absorver todos os carregamentos adicionais, aumentando sua contribuição para 65,5% em relação a carga total, enquanto que a participação do grupo de estacas reduz para 34,5%, visto que a capacidade de carga final da sapata (121,5 kN) é bastante superior a do grupo de estacas (64 kN).

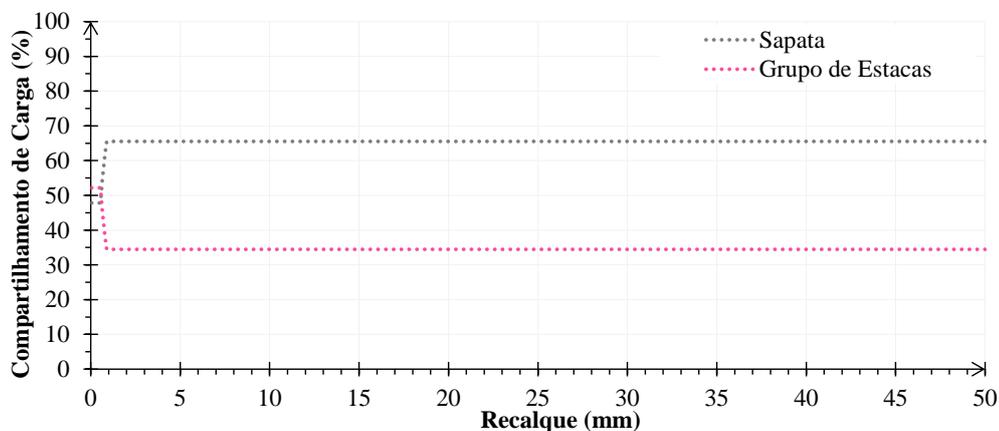


Figura 5.25: Compartilhamento de carga na Sapata Estaqueada B pelo PDR

A Tabela 5.9 compara as cargas de ruptura obtidas através das provas de carga com as resultantes do método PDR. Como o próprio método indica, seu uso destina-se a projetos preliminares, visto que o mesmo considera a soma das capacidades de carga dos dois componentes individuais como carga última do elemento combinado. Dessa forma, o método superestimou a capacidade de carga das sapatas estaqueadas em 12,70% e 14,86%.

Tabela 5.9: Carga de ruptura obtida pelo método PDR

Fundação	Carga de Ruptura		
	Campo (kN)	PDR (kN)	Variação (%)
Sapata Estaqueada A	212,5	239,5	12,70
Sapata Estaqueada B	161,5	185,5	14,86

5.3.2 Método PDR Modificado - Mandolini et al.

O método é baseado no método PDR original. A maior diferença é a empregabilidade de curvas carga-recalque arbitrárias e não lineares para o grupo de estacas e para a sapata. Dessa forma, calcula-se a rigidez de cada componente e determina-se a distribuição dos carregamentos entre grupo de estacas e sapata ao longo dos carregamentos. Os valores constantes utilizados no método são apresentados na Tabela 5.10 e referem-se a rigidez inicial do grupo de estacas e da sapata ($K_{p,0}$ e $K_{r,0}$), as cargas últimas do grupo de estacas e da sapata ($Q_{p,ult}$ e $Q_{r,ult}$) e números reais positivos (n_p e n_r) que controlam o formato das curvas arbitrárias. Os demais parâmetros envolvidos no método são alterados para cada incremento de carga de forma iterativa, sendo que os resultados completos podem ser consultados no Apêndice C.

A Figura 5.26 apresenta as curvas arbitrárias geradas a partir dos coeficientes apresentados na Tabela 5.10, as quais foram a base para previsão do comportamento das sapatas estaqueadas. Os coeficientes foram alterados de forma a encontrar a curva que melhor representasse o comportamento visualizado para cada fundação em campo considerando a equação sugerida pelos autores.

Tabela 5.10: Parâmetros adotados para obtenção das curvas individuais

Fundação	Sapata			Grupo de Estacas		
	$K_{r,0}$ (kN/mm)	$Q_{r,ult}$ (kN)	n_r	$K_{p,0}$ (kN/mm)	$Q_{p,ult}$ (kN)	n_p
Sapata Estaqueada A	185	121,5	3,0	200	118	1,4
Sapata Estaqueada B	185	121,5	3,0	190	64	2,5

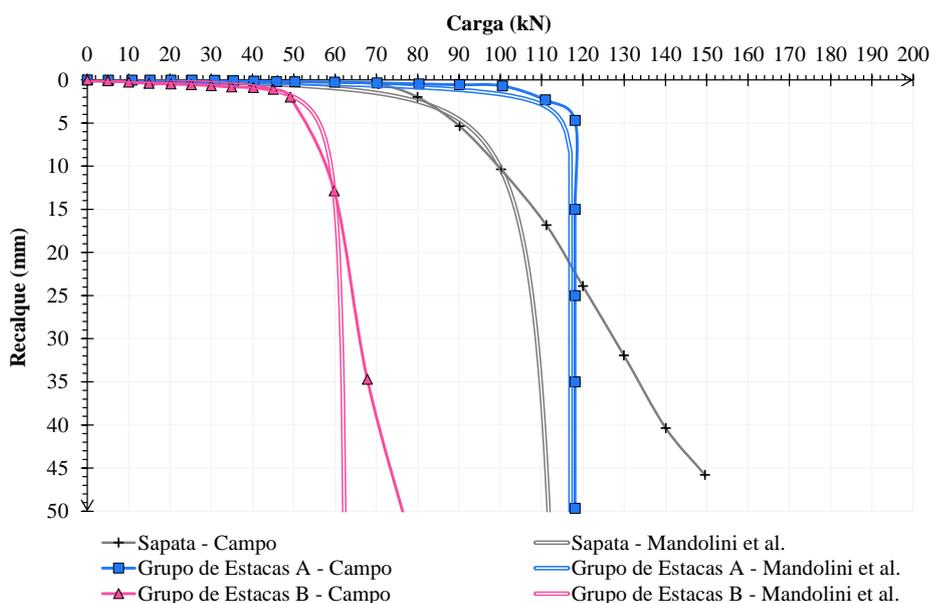


Figura 5.26: Comportamento das fundações individuais para o método de Mandolini et al.

A aplicação do método resultou na curva exposta na Figura 5.27 para a Sapata Estaqueada A em comparação ao resultado da prova de carga em campo. Verifica-se melhoria significativa do método proposto em relação ao método PDR original, visto que ao considerar a não-linearidade e a variação da rigidez foi possível obter uma curva com o formato mais próximo ao obtido em campo. O trecho inicial das curvas foi muito próximo e a ruptura foi um pouco superior ao esperado, entretanto o comportamento geral mostrou-se satisfatório.

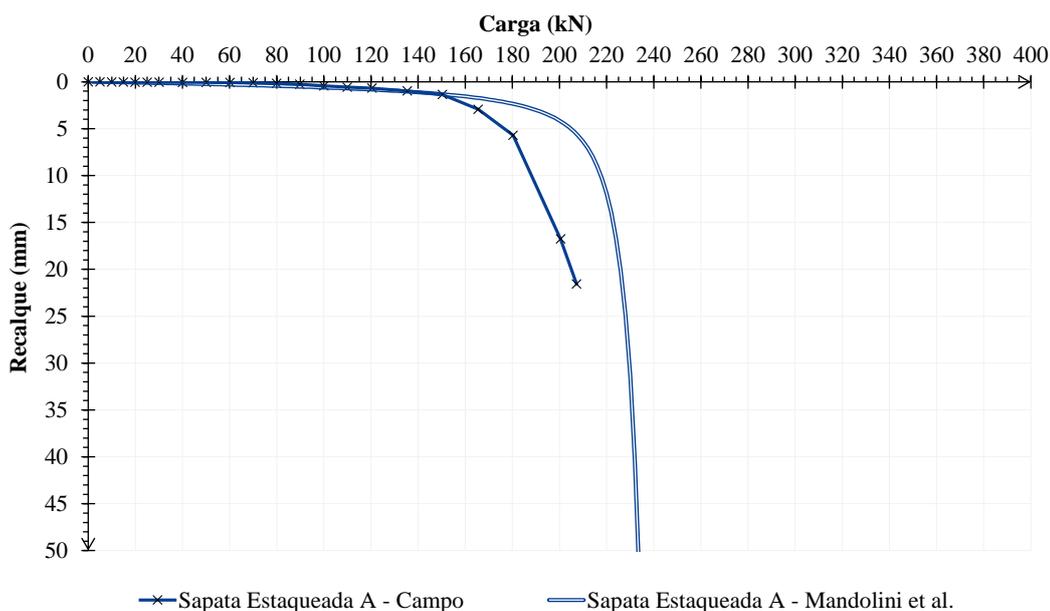


Figura 5.27: Comportamento da Sapata Estaqueada A pelo método de Mandolini et al.

A Figura 5.28 apresenta o compartilhamento de carga entre o grupo de estacas e a sapata. Diferentemente do PDR original, o método considera a variação dos coeficientes de compartilhamento ao longo de todos os incrementos. O método indica que ambos os elementos absorvem cargas desde o início das solicitações, sendo que o grupo de estacas por ter a rigidez inicial maior é responsável pela maior parcela (60%), enquanto a sapata suporta o restante (40%). Conforme a ocorrência dos recalques e a aplicação de carregamentos aumenta, nota-se que a sapata passa a absorver mais carregamentos tornando o compartilhamento muito próximo no trecho final da curva, em que cada um recebe cerca de 50% das cargas totais aplicadas.

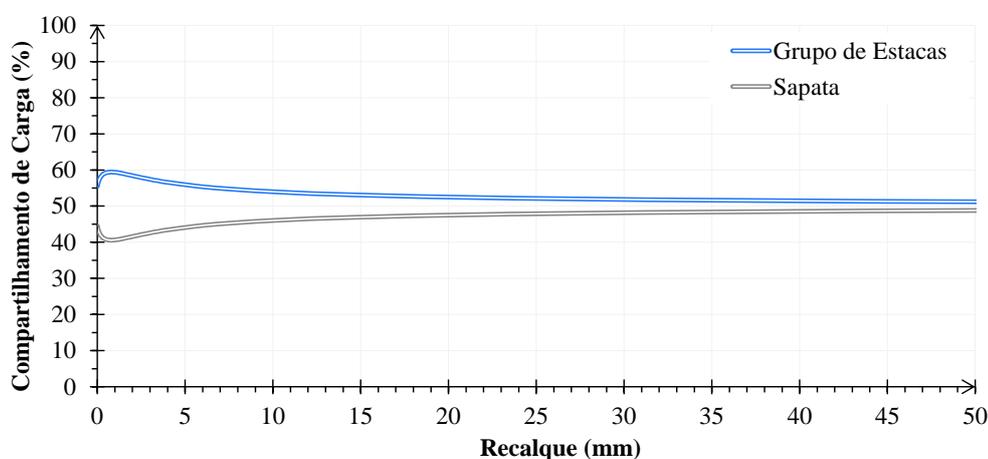


Figura 5.28: Compartilhamento de carga na Sapata Estaqueada A por Mandolini et al.

A Figura 5.29 ilustra o comportamento previsto para a Sapata Estaqueada B em comparação ao resultado da prova de carga em campo. Assim como para a fundação anterior, o método de Mandolini et al. (2017) demonstrou-se muito satisfatório ao conseguir representar com proximidade o comportamento da sapata estaqueada a partir dos comportamentos dos componentes isolados. Houve concordância significativa no trecho inicial e grande proximidade das curvas no ponto correspondente a carga máxima atingida em campo.

A Figura 5.30 contempla o compartilhamento de carga entre os componentes. De acordo com o método ambos elementos participam da distribuição dos esforços e são solicitados desde o início dos carregamentos. De acordo com os resultados, observa-se que inicialmente há uma divisão de carregamentos muito semelhante (50% para cada elemento), porém, conforme aumentam os deslocamentos, a sapata desenvolve uma maior participação na absorção dos carregamentos em termos percentuais (65,6%) o que relaciona-se ao fato da carga de ruptura do grupo de estacas ser inferior, o que faz com que sua contribuição seja menor (34,4%).

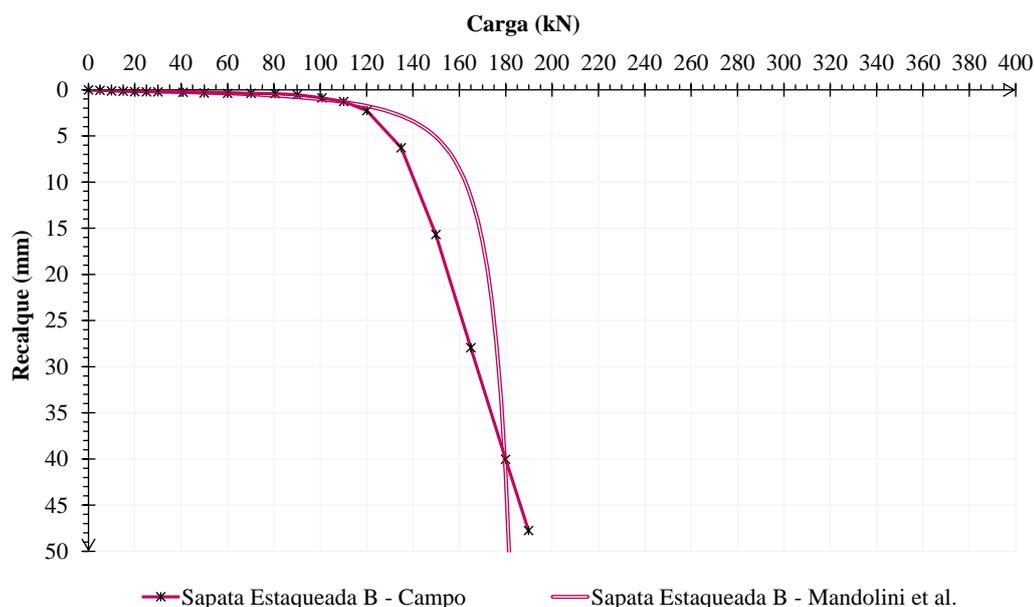


Figura 5.29: Comportamento da Sapata Estaqueada B pelo método de Mandolini et al.

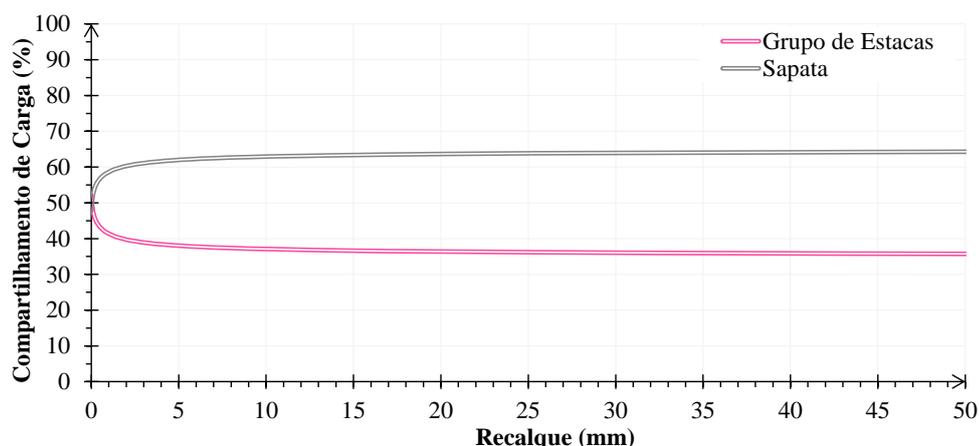


Figura 5.30: Compartilhamento de carga na Sapata Estaqueada B por Mandolini et al.

A Tabela 5.11 compara as cargas de ruptura obtidas através das provas de carga com as resultantes do método de Mandolini et al. (2017). Nota-se que o comportamento previsto para as sapatas estaqueadas foi muito próximo da resposta obtida em campo, apresentando uma diferença de apenas 6,54% e 5,15% nas cargas de ruptura.

Tabela 5.11: Carga de ruptura obtida pelo método Mandolini et al.

Fundação	Carga de Ruptura		
	Campo (kN)	Mandolini et al. (kN)	Variação (%)
Sapata Estaqueada A	212,5	226,4	6,54
Sapata Estaqueada B	161,5	169,83	5,15

5.4 ANÁLISE NUMÉRICA

O presente item abrange os resultados obtidos por meio da análise numérica realizada conforme discutido no item 4.4. Inicialmente apresenta-se os resultados das fundações individuais obtidos por retroanálise e em seguida apresenta-se a previsão de comportamento das sapatas estaqueadas resultante da modelagem numérica aplicando-se os parâmetros retroanalizados.

5.4.1 Retroanálise das Fundações Individuais

As características adotadas na modelagem numérica foram definidas de modo que o comportamento carga-recalque das fundações individuais analisadas de forma numérica (sapata e estacas) fossem semelhantes aos resultados das provas de carga. Dessa forma, buscou-se selecionar a combinação de parâmetros de materiais e propriedades de contato que resultassem nos comportamentos mais coerentes com o visualizado em campo e com a teoria envolvida. Através de inúmeras tentativas e horas de processamento computacional estabeleceram-se as características que se demonstraram como as mais representativas do comportamento da fundação superficial (sapata) e das fundações profundas (estacas) envolvidas na pesquisa.

A Figura 5.31 apresenta a curva carga-recalque da sapata resultante da retroanálise numérica em comparação ao resultado obtido em campo. As curvas apresentam um comportamento muito semelhante, porém o modelo numérico apresentou deslocamentos mais elevados para os diferentes estágios de carregamento em relação ao observado na prova de carga. Entretanto, devido a pequena variação observada (cerca de 5% na carga de ruptura) considera-se que houve uma boa concordância em termos de representatividade do comportamento.

A Figura 5.32 apresenta a distribuição de tensões e ocorrência de deslocamentos no sistema sapata-solo considerando uma seção transversal. As imagens referem-se ao resultado correspondente a um recalque de 25 mm medido no topo da estrutura conforme o critério de ruptura adotado. Observa-se que a maior concentração de tensões de compressão ocorreu nos cantos da sapata na região de contato com solo, o que é coerente por se tratar de uma fundação rígida. Além disso, verifica-se que as tensões são distribuídas no solo na forma de bulbos com valores menores ao longo da profundidade. Quanto aos deslocamentos, nota-se a formação de cunhas típicas de ruptura por puncionamento, em que há o afundamento da fundação devido a compressão do solo abaixo dela. Nota-se que os deslocamentos são maiores quanto maior a proximidade do solo com a base da sapata, visto que as tensões atuantes também são superiores.

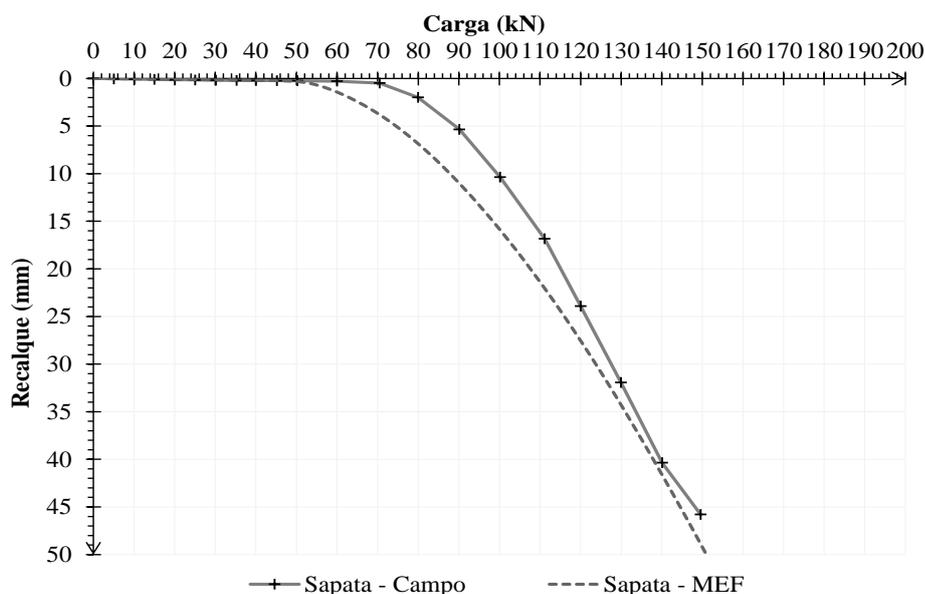


Figura 5.31: Curva carga-recalque da Sapata pela retroanálise

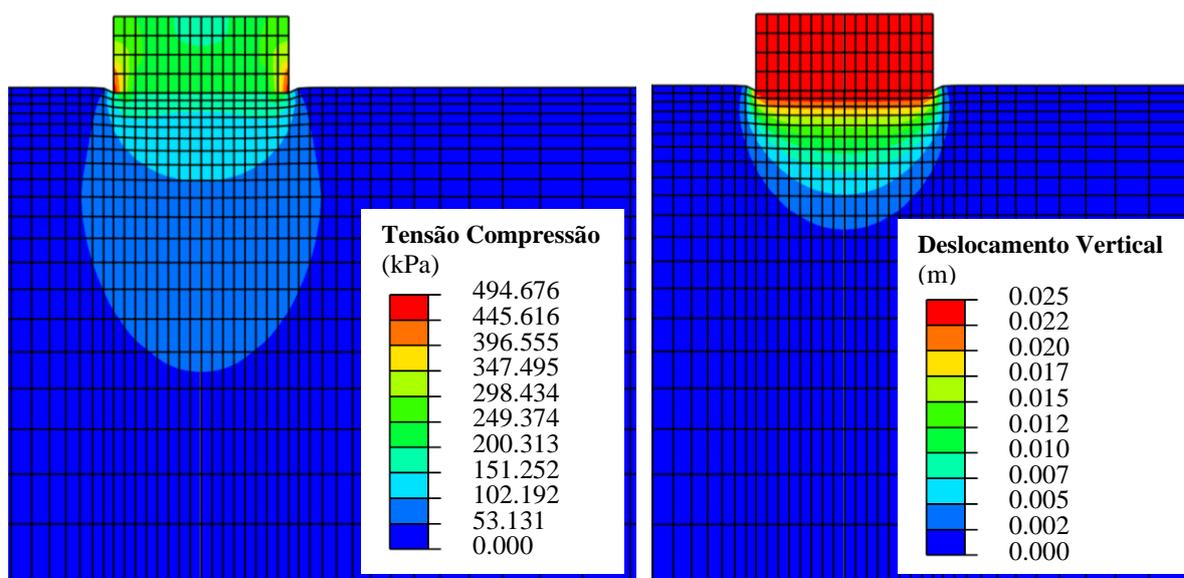


Figura 5.32: Distribuição de tensões e deslocamentos na Sapata

Na Figura 5.33 é possível analisar a curva carga-recalque da Estaca A obtida por meio da retroanálise numérica por elementos finitos (MEF) em comparação ao resultado obtido pela prova de carga. Nota-se que há uma concordância muito boa entre as curvas, sendo que a carga de ruptura é praticamente igual, validando a aplicação da modelagem realizada para representação do comportamento desse elemento de fundação. Também é possível analisar a distribuição de tensões e deslocamentos no sistema estaca-solo através da seção transversal exposta na Figura 5.34, a qual contempla os resultados referentes a um recalque de 25 mm medido no topo da estaca. Nota-se que as tensões de compressão são maiores no topo da estaca

e diminuem ao longo do seu comprimento, sendo os menores valores registrados na ponta. Tal distribuição é coerente com a teoria, visto que as cargas aplicadas no topo são suportadas pelo atrito lateral e reduzem ao longo da profundidade até chegar no valor suportado pela resistência de ponta. Quanto aos deslocamentos, nota-se que as deformações concentram-se na base da estaca e também na superfície lateral onde são formadas as bandas de cisalhamento devido ao contato rugoso da estaca com o solo circundante, usual em estacas escavadas.

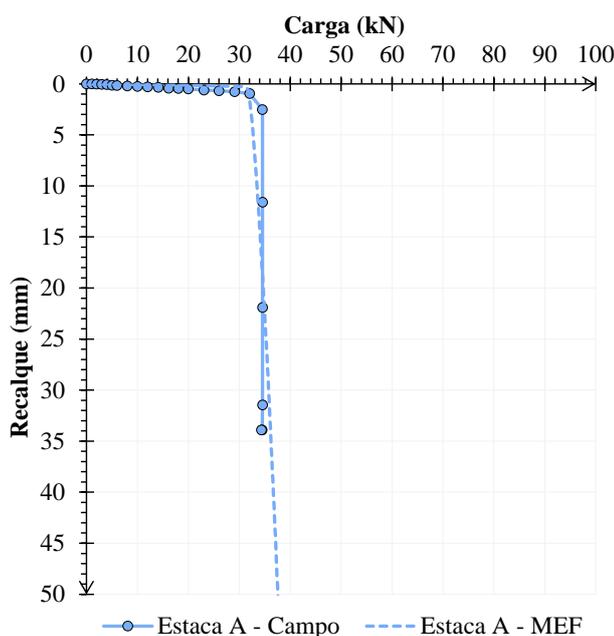


Figura 5.33: Curva carga-recalque da Estaca A pela retroanálise

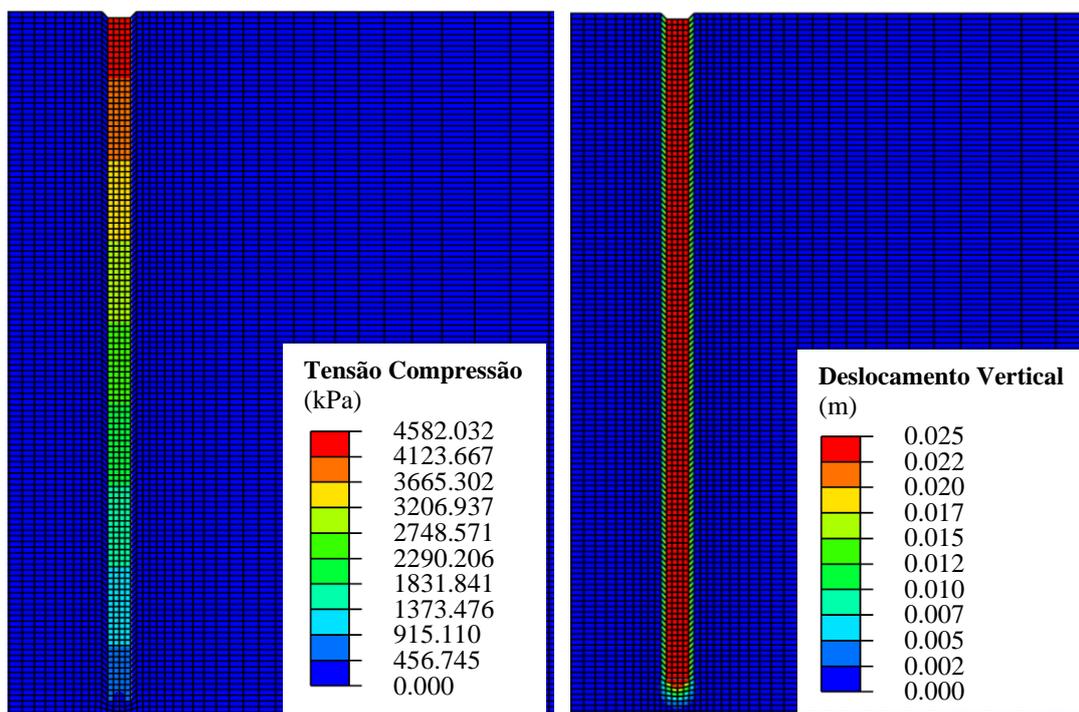


Figura 5.34: Distribuição de tensões e deslocamentos na Estaca A

As curvas carga-recalque da Estaca B são apresentadas na Figura 5.35, as quais foram obtidas por meio retroanálise numérica por elementos finitos (MEF) e através da prova de carga. O comportamento observado é muito próximo para ambas as situações, sendo que o modelo numérico apresenta deslocamentos menores ao longo dos carregamentos em relação aos constatados na prova de carga. Porém, considera-se que houve uma boa concordância em termos de representatividade do comportamento frente a pequena variação observada.

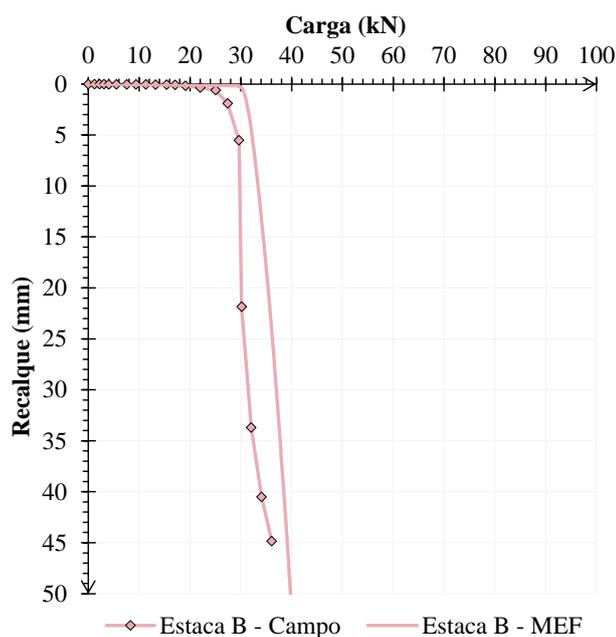


Figura 5.35: Curva carga-recalque da Estaca B pela retroanálise

De forma análoga a primeira estaca, por meio da Figura 5.36 é possível avaliar a distribuição de tensões e deslocamentos na seção transversal do sistema estaca-solo considerando a ocorrência de um recalque de 25 mm no topo da estrutura. Novamente, verifica-se a presença de tensões de compressão superiores no topo da estaca e inferiores na ponta, devido a distribuição dos carregamentos ao solo através do atrito lateral ao longo do seu comprimento. Quanto aos deslocamentos, constata-se que as deformações concentram-se na base da estaca e ao longo da superfície lateral devido a interação solo-estaca que ocorre por meio de um contato rugoso nessa interface. Esse tipo de contato depende do processo executivo e tipo de estaca, sendo usual em estacas escavadas como as utilizadas na pesquisa.

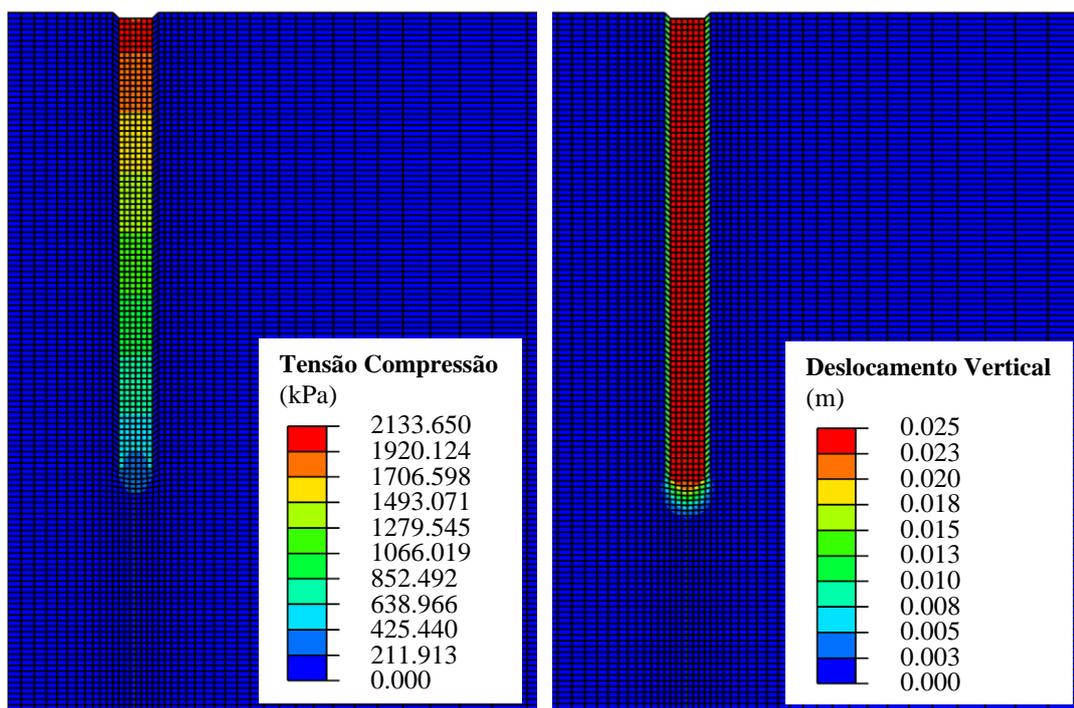


Figura 5.36: Distribuição de tensões e deslocamentos na Estaca B

5.4.2 Previsão das Sapatas Estaqueadas

Após a seleção dos parâmetros mais representativos para as fundações individuais, partiu-se para aplicação dos mesmos na modelagem das sapatas estaqueadas a fim de aferir a assertividade do modelo numérico em relação as provas de carga executadas em campo.

Dessa maneira, a Figura 5.37 compara a curva carga-recalque obtida pela modelagem numérica para a Sapata Estaqueada A com a respectiva curva obtida em campo, notando-se que há uma concordância muito satisfatória entre ambas, especialmente até a carga de 180 kN em que as curvas são praticamente sobrepostas. A partir de tal carga, a curva obtida pela modelagem tende a apresentar deslocamentos inferiores aos medidos em campo para os diferentes acréscimos nos carregamentos. Porém, mesmo com tal diferença, considera-se que a modelagem foi eficiente na previsão do comportamento carga-recalque da fundação mista a partir do emprego dos parâmetros definidos com base nos elementos de fundação superficial e profunda.

A Figura 5.38 apresenta a distribuição das tensões verticais de compressão na sapata estaqueada e no solo circundante a partir da visualização de uma seção transversal considerada no eixo das estacas e de uma perspectiva da estrutura (sapata + estaca). As imagens foram obtidas para um recalque de 25 mm no topo da sapata referente ao critério de ruptura adotado. Observa-se que

as tensões de compressão concentram-se de forma mais acentuada no topo das estacas que constituem a sapata estaqueada, possivelmente por serem o elemento mais rígido em relação ao solo. Também percebe-se que as tensões são distribuídas pela sapata diretamente para as estacas mas também para o solo da superfície, sendo que novamente visualiza-se a redução das tensões ao longo do comprimento das estacas devido a mobilização do atrito lateral conforme analisado para os elementos individuais.

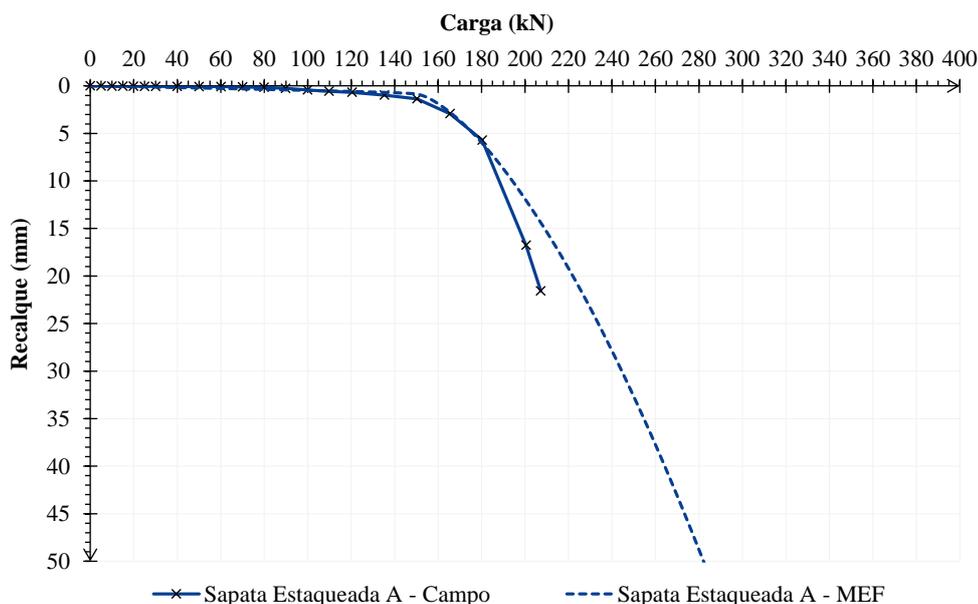


Figura 5.37: Comportamento da Sapata Estaqueada A pela análise numérica

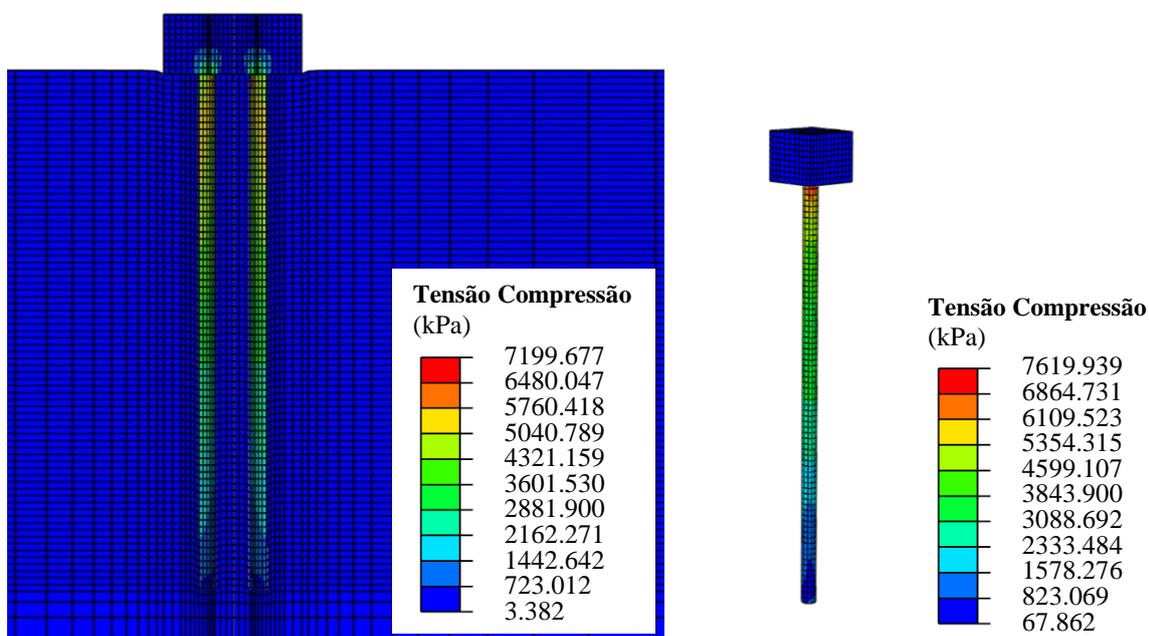


Figura 5.38: Distribuição das tensões na Sapata Estaqueada A

Já a Figura 5.39 apresenta os resultados referentes aos deslocamentos da sapata estaqueada e do solo circundante provenientes da análise numérica considerando um recalque de 25 mm no topo da sapata, sendo possível visualizar uma seção transversal no eixo das estacas e também uma visão em perspectiva do eixo da sapata estaqueada. As imagens permitem notar que a sapata está mobilizando o solo superficial e também as estacas, levando a formação de bulbos de recalques abrangendo toda a fundação. Além disso, nota-se a ocorrência de puncionamento entre as estacas e na região externa das estacas devido a compressão do solo pela pressão exercida pela sapata, comprovando que a sapata é mobilizada e contribui com o desenvolvimento de resistência. Também verifica-se deslocamentos na ponta e nos arredores das estacas que estão associados a distribuição de tensões através de tais elementos.

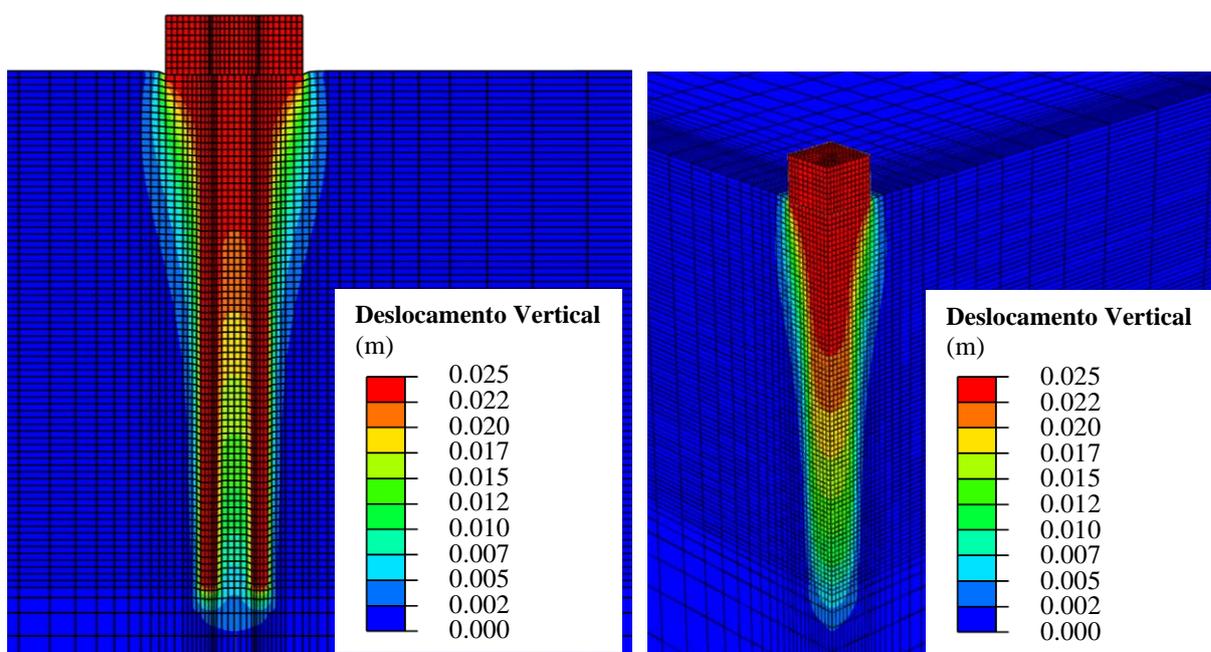


Figura 5.39: Distribuição dos deslocamentos na Sapata Estaqueada A

Também analisou-se o compartilhamento dos carregamentos entre o grupo de estacas e a sapata que compõem a sapata estaqueada. Utilizando-se a média das tensões atuantes nos diferentes pontos do topo da estaca e a área da seção transversal estimou-se a carga axial média absorvida pelas estacas em relação a carga total. Assim, o restante dos carregamentos foi atribuído a sapata. Além disso também analisou-se as tensões verticais na base da estaca, através das quais foi possível conhecer a contribuição da ponta de tais elementos em relação a carga total.

A Figura 5.40 apresenta a distribuição das cargas entre os elementos de fundação (superficial e profunda) que compõem a sapata estaqueada. Observa-se que desde o princípio a maior parcela

de carregamento é transferida para o grupo de estacas (74,3%) enquanto que a sapata apresenta a menor contribuição (25,7%). Supõem-se que a contribuição mais significativa do grupo de estacas ocorra pelo fato dos elementos serem mais rígidos que o solo, absorvendo mais cargas em relação ao solo circundante. Em relação a carga suportada pelas estacas, a parcela de atrito lateral é responsável por 73% da carga total, enquanto a resistência de ponta responde por apenas 1,3%, o que representa uma participação de 1,7% da resistência de ponta e de 98,3% de resistência de fuste nos primeiros incrementos em relação a carga do grupo.

Verifica-se que a resistência de ponta cresce ao longo do carregamentos, sendo que nos últimos incrementos sua contribuição na capacidade de carga total aumenta para 8,6% enquanto o atrito lateral reduz para 66,1%, sendo que a carga total suportada pelas estacas resulta em 74,7% (11,5% de resistência de ponta e 88,5% de atrito lateral) enquanto a carga absorvida pelo contato sapata-solo é de 25,3%. Assim, mesmo com o aumento a resistência de ponta ainda é pouco significativa em relação a carga total o que está de acordo com o que usualmente ocorre para estacas escavadas. A partir das análises, o modelo numérico indica que as estacas suportam a maior parcela dos carregamentos quando combinadas em uma sapata estaqueada.

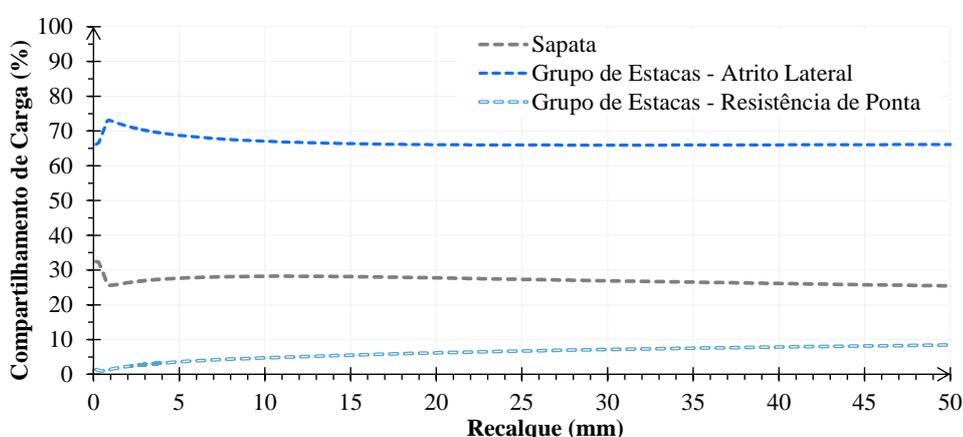


Figura 5.40: Compartilhamento de carga na Sapata Estaqueada A por análise numérica

A Figura 5.41 apresenta a curva carga-recalque obtida pela modelagem numérica para a Sapata Estaqueada B e a respectiva curva obtida em campo. Nota-se que a modelagem numérica superestimou o resultado de campo, visto que os recalques gerados foram muito inferiores aos reais para todos os estágios de carregamento. Essa situação pode ser explicada pelo fato de que a análise numérica não considerou o grande efeito de grupo visualizado em campo para tal elemento. Como as variáveis que possivelmente influenciaram tal comportamento são de difícil incorporação e consideração no software, considera-se que frente as informações

fornechas e modelos utilizados o resultado foi coerente, porém não é eficiente na previsão do comportamento da Sapata Estaqueada B, que apresentou comportamento peculiar em relação ao esperado conforme já discutido em itens anteriores.

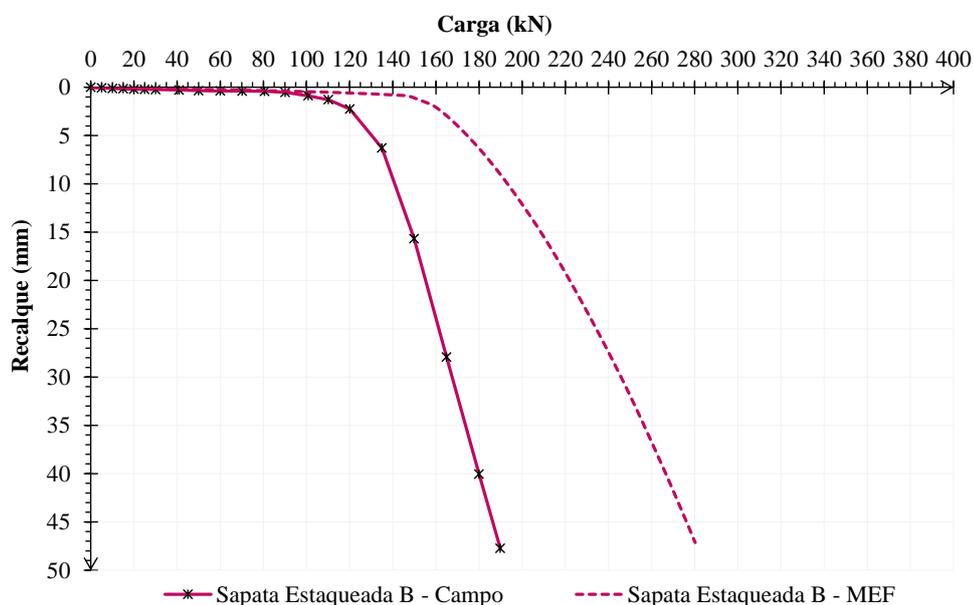


Figura 5.41: Comportamento da Sapata Estaqueada B pela análise numérica

A distribuição das tensões de compressão na Sapata Estaqueada B e no solo circundante podem ser consultados na Figura 5.42 para um recalque de 25 mm no topo da sapata considerando uma seção transversal no eixo das estacas e uma perspectiva da estrutura. De forma similar o caso anterior, observa-se que as maiores tensões de compressão concentram-se no topo das estacas, possivelmente por serem o elemento mais rígido em relação ao solo, sendo que ocorre a redução das tensões ao longo do comprimento das estacas devido a mobilização do atrito lateral. Também percebe-se que a sapata distribui as tensões para as estacas mas também para o solo da superfície, o qual também contribui com a resistência total do elemento.

A Figura 5.43 apresenta os resultados numéricos referentes aos deslocamentos do sistema de fundação em análise para um recalque de 25 mm no topo da sapata, sendo possível visualizar uma seção transversal no eixo das estacas e também uma visão em perspectiva do eixo da Sapata Estaqueada B. Verifica-se que ao ser carregada, a pressão exercida pela sapata mobiliza o solo superficial (nota-se a compressão do mesmo entre as estacas e no exterior delas) e também as estacas (na ponta e nos seus arredores devido a distribuição das tensões). Dessa forma, ambos os componentes apresentam deslocamentos e tendem a contribuir com o sistema, ocasionando a formação de bulbos de recalques abrangendo o elemento de fundação como um todo.

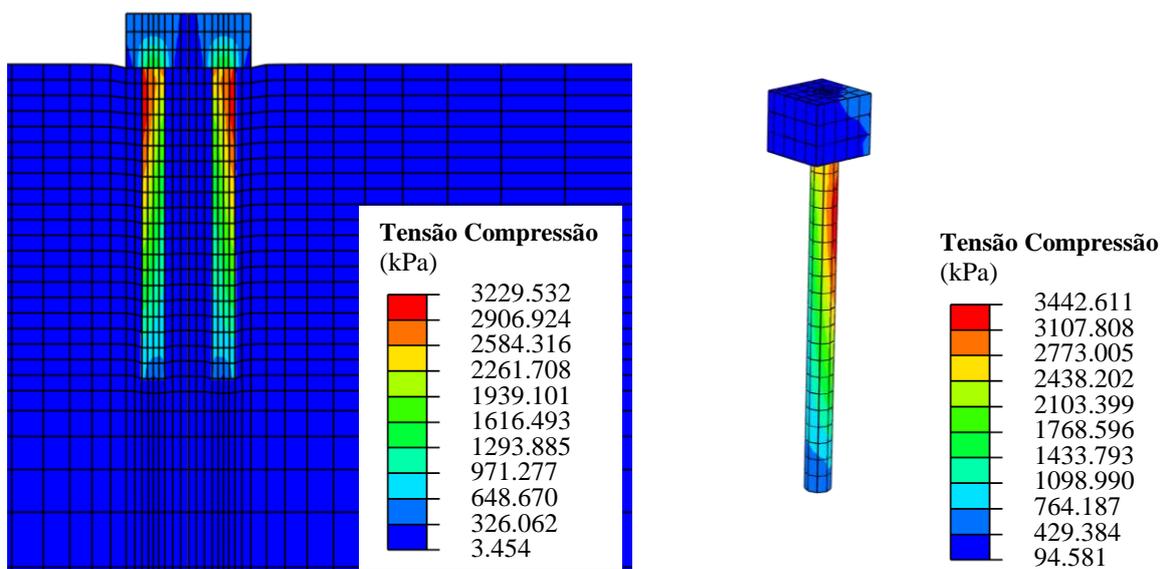


Figura 5.42: Distribuição das tensões na Sapata Estaqueada B

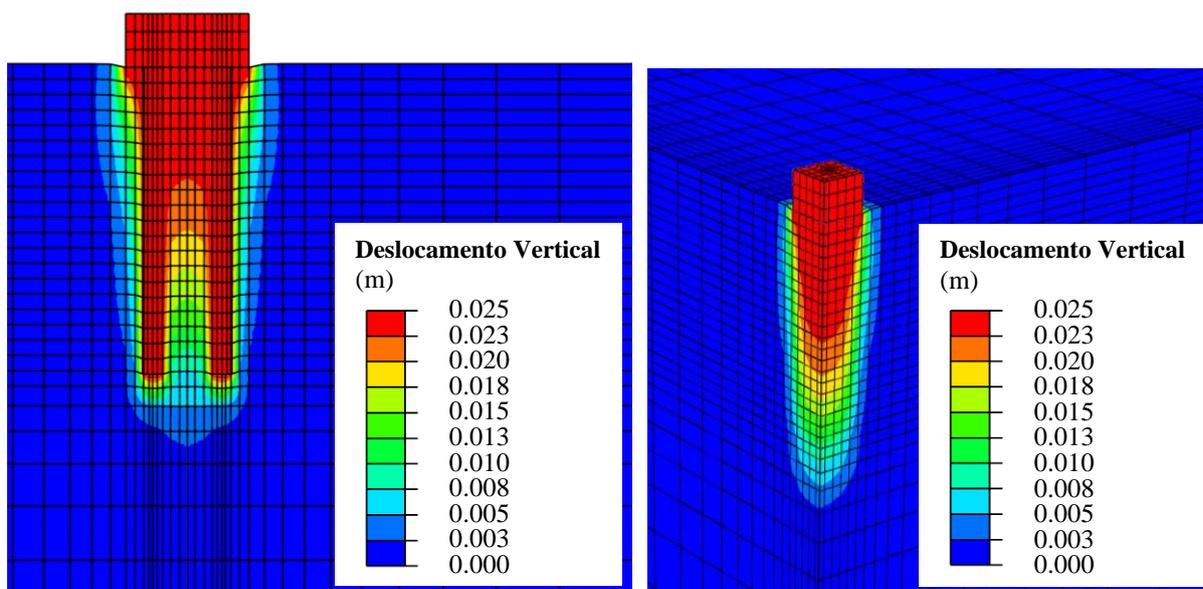


Figura 5.43: Distribuição dos deslocamentos na Sapata Estaqueada B

O compartilhamento dos carregamentos entre o grupo de estacas e a sapata que compõem a Sapata Estaqueada B foi realizado da mesma forma que a anterior e está apresentado na Figura 5.44. Observa-se que desde o primeiro carregamento a maior parcela é transferida para o grupo de estacas (85,4%) enquanto a sapata apresenta a menor contribuição (14,6%), o que pode ser explicado pela maior rigidez das estacas em relação ao solo. Quanto a carga suportada pelas estacas, a parcela de atrito lateral é responsável por 76,9% da carga total, enquanto a resistência de ponta responde por 8,5%, o que representa uma participação de 9,9% da resistência de ponta e 90,1% de atrito lateral em relação a carga do grupo.

Verifica-se que nos últimos incrementos a contribuição da ponta cresce para 19,01% enquanto o atrito lateral reduz para 63,06%, sendo que a carga total suportada pelas estacas resulta em 82,07% (23,17% de resistência de ponta e 76,83% de atrito lateral) enquanto a carga absorvida pelo contato sapata-solo é de 17,92%. Nota-se que nesse caso a influência da resistência de ponta foi maior justamente pela maior dimensão da mesma, atingindo um valor próximo a parcela de contribuição da sapata. Além disso, considera-se que a dificuldade de representação numérica da existência de solo perturbado na base das estacas oriundo do processo de escavação pode acarretar em diferenças significativas entre o resultado de campo e o resultado numérico.

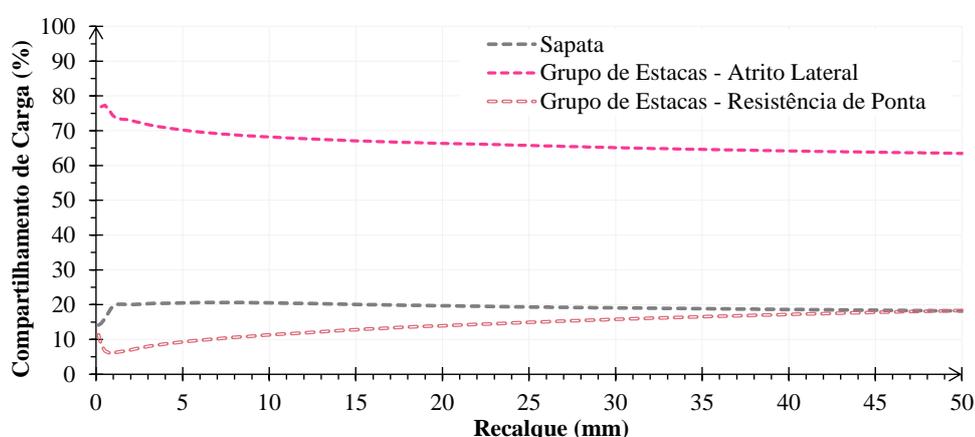


Figura 5.44: Compartilhamento de carga na Sapata Estaqueada B por análise numérica

A Tabela 5.12 compara as cargas de ruptura obtidas através das provas de carga com as resultantes pela simulação numérica. Nota-se que o método numérico demonstrou um resultado satisfatório para a Sapata Estaqueada A, com uma variação de 9,97% em relação a carga de ruptura obtida pela prova de carga em campo. Por outro lado, a simulação não foi adequada para representar a Sapata Estaqueada B, devido ao grande efeito de grupo observado em campo que não foi devidamente considerado na modelagem, o que resultou em uma carga de ruptura 45,13% superior para a modelagem numérica em relação ao campo (o que é coerente com o valor de eficiência de grupo determinada nos itens anteriores).

Tabela 5.12: Carga de ruptura obtida pela modelagem numérica

Fundação	Carga de Ruptura		
	Campo (kN)	MEF (kN)	Variação (%)
Sapata Estaqueada A	212,5	233,68	9,97
Sapata Estaqueada B	161,5	234,39	45,13

5.5 COMPARAÇÕES ENTRE OS MÉTODOS

O presente item tem o objetivo de sumarizar os resultados dos métodos simplificados e numéricos e compará-los com a resposta de campo a fim de avaliar a possibilidade de adoção de tais metodologias para análise do comportamento de sapatas estaqueadas em solo residual.

5.5.1 Desempenho das Sapatas Estaqueadas

A Figura 5.45 reúne as curvas carga-recalque obtidas por todos os métodos para a Sapata Estaqueada A em comparação ao resultado de campo. Nota-se que todas as curvas apresentaram um comportamento muito semelhante no trecho linear inicial ficando praticamente sobrepostas. As diferenças mais evidentes foram em relação a carga de ruptura, sendo que todos os métodos superestimaram a capacidade de carga da sapata estaqueada em relação ao critério selecionado (25 mm de recalque). Porém, todos os métodos conseguiram se aproximar do resultado observado, sendo as divergências de comportamento relacionadas às considerações e simplificações características de cada uma das metodologias aplicadas e citadas anteriormente.

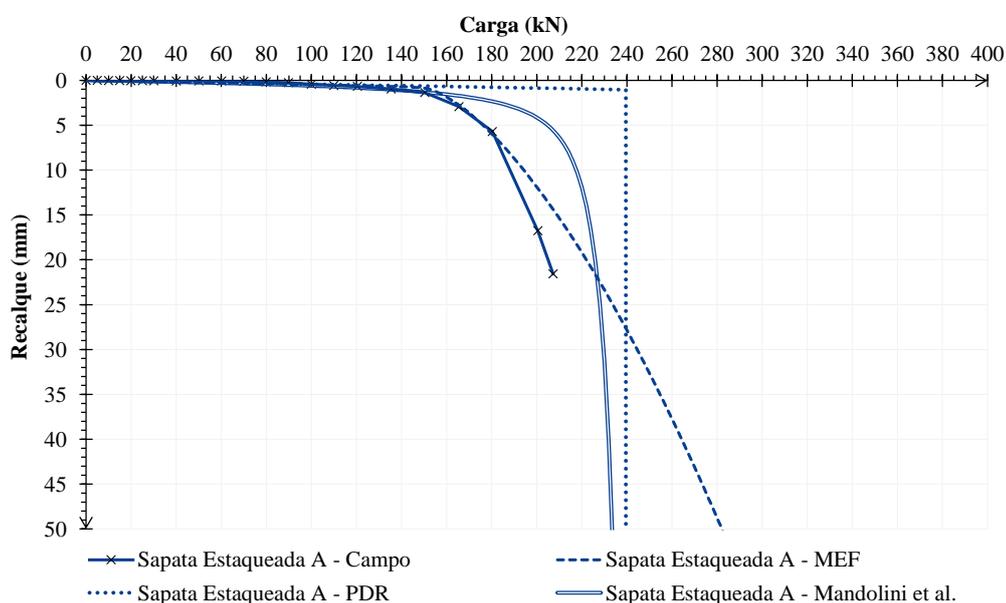


Figura 5.45: Comportamento da Sapata Estaqueada A por diferentes métodos

Em termos de projeto, a Figura 5.46 permite comparar o fator de segurança e o recalque previsto ao adotar-se diferentes cargas de trabalho tendo como base o resultado real e as metodologias aplicadas. Verifica-se que os FS são muito semelhantes para todos os níveis de carregamento, sendo que para $FS > 2$ o recalque previsto pelos métodos também se aproxima de maneira

satisfatória do recalque observado em campo. Observa-se ainda que o FS obtido através do ensaio de campo mantém-se sempre um pouco menor que os previstos pelas metodologias propostas. Porém, para cargas de trabalho usuais todos os métodos de previsão aplicados para a Sapata Estaqueada A foram satisfatórios, não havendo diferenças significativa de resultados.

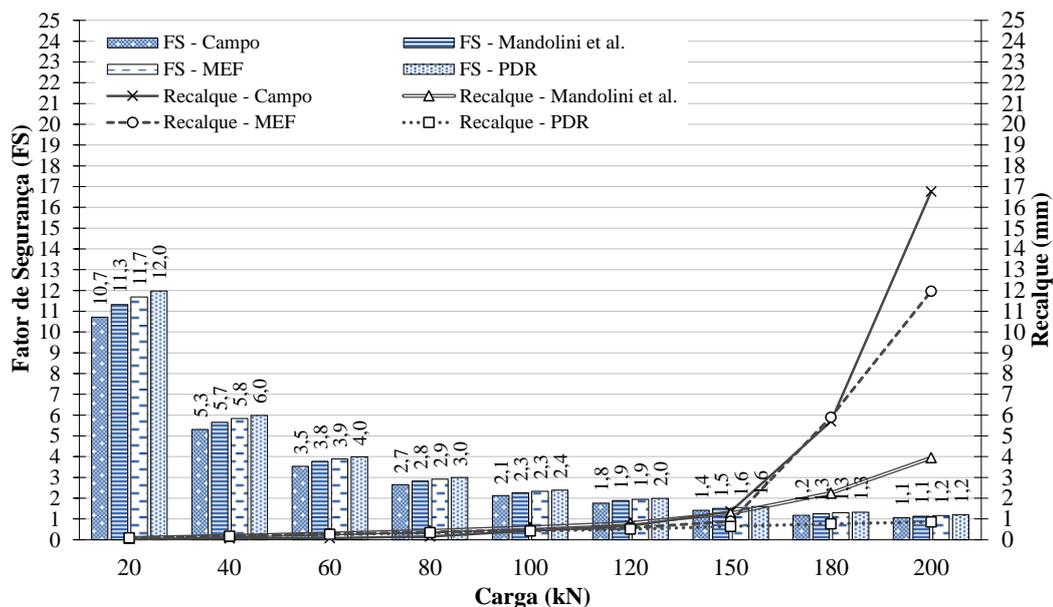


Figura 5.46: FS e recalques para a Sapata Estaqueada A por diferentes métodos

A Figura 5.47 reúne as curvas carga-recalque obtidas por todos os métodos para a Sapata Estaqueada B em comparação ao resultado de campo. Verifica-se que há uma concordância entre os resultados previstos apenas para o trecho linear inicial da curva até cerca de 100 kN, entretanto o método que melhor se aproxima do comportamento global é o de Mandolini et al. (2017). O método PDR por ser muito simplificado em suas considerações acaba não representando adequadamente a evolução dos recalques em função da aplicação dos carregamentos, enquanto que o método numérico em elementos finitos (MEF) não foi eficiente na consideração do efeito de grupo existente entre as estacas que compõem o elemento.

Em relação a análise de projeto, através da Figura 5.48 é possível verificar que o método numérico resultou em valores de FS superiores e recalques inferiores aos observados em campo para os diferentes carregamentos, o que afeta a segurança do projeto de fundação ao se basear em tal análise. Os métodos simplificados apresentam resultados mais similares à resposta de campo em termos de FS e ocorrência de recalques para as cargas de trabalho em que $FS > 2$, sendo que o mais representativo foi o de Mandolini et al. (2017).

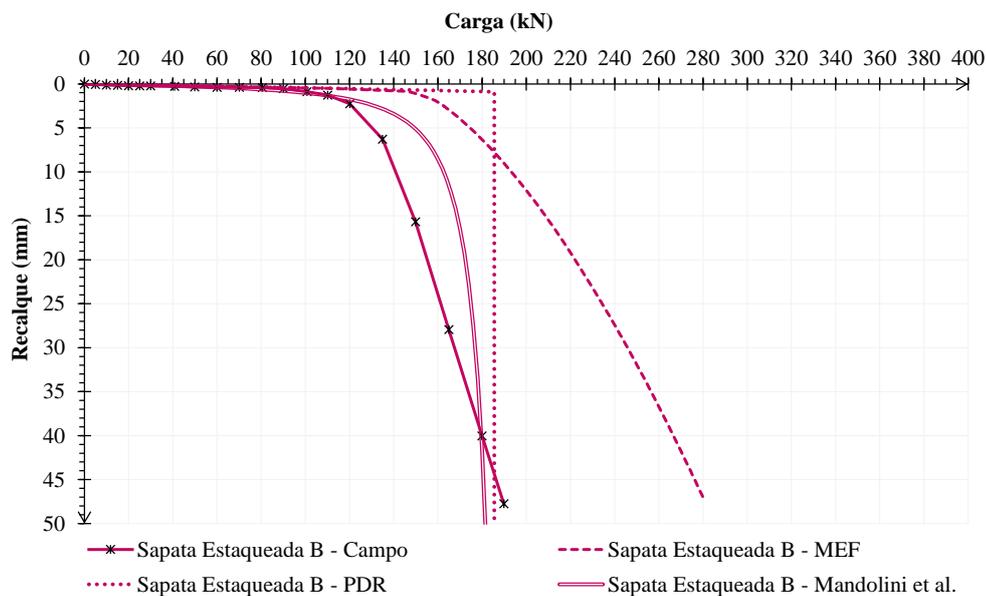


Figura 5.47: Comportamento da Sapata Estaqueada B por diferentes métodos

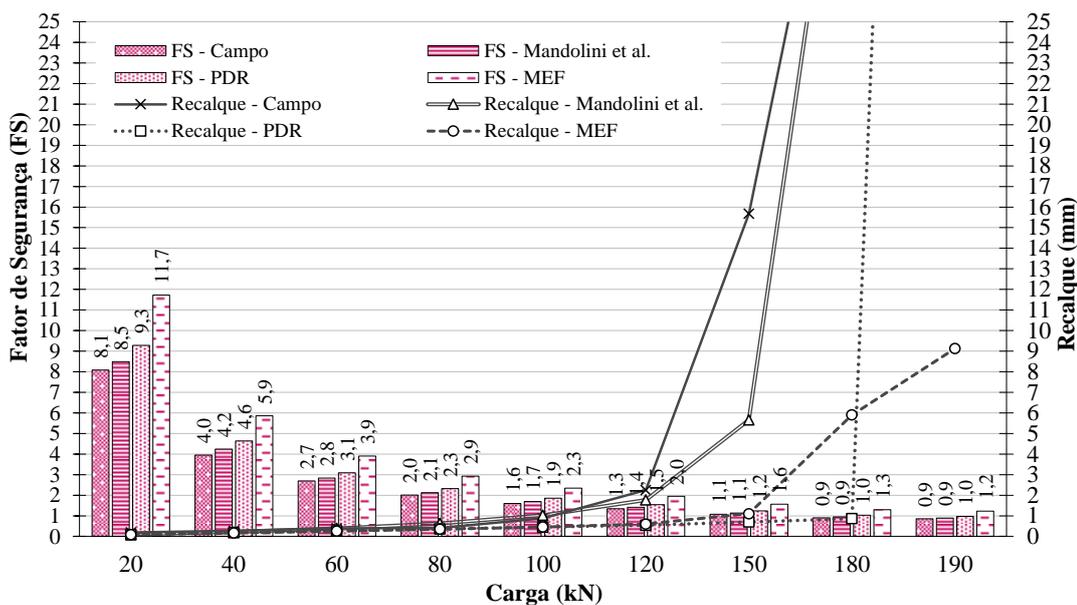


Figura 5.48: FS e recalques para a Sapata Estaqueada B por diferentes métodos

De forma geral através da Figura 5.49 é possível comparar as cargas de ruptura previstas pelos métodos simplificados e pela análise numérica em elementos finitos (MEF) para ambas sapatas estaqueadas em relação aos resultados de campo. Nota-se que para os dois elementos analisados o método que resultou valores nos mais próximos aos determinados pelas provas de carga foi o de Mandolini et al. (2017).

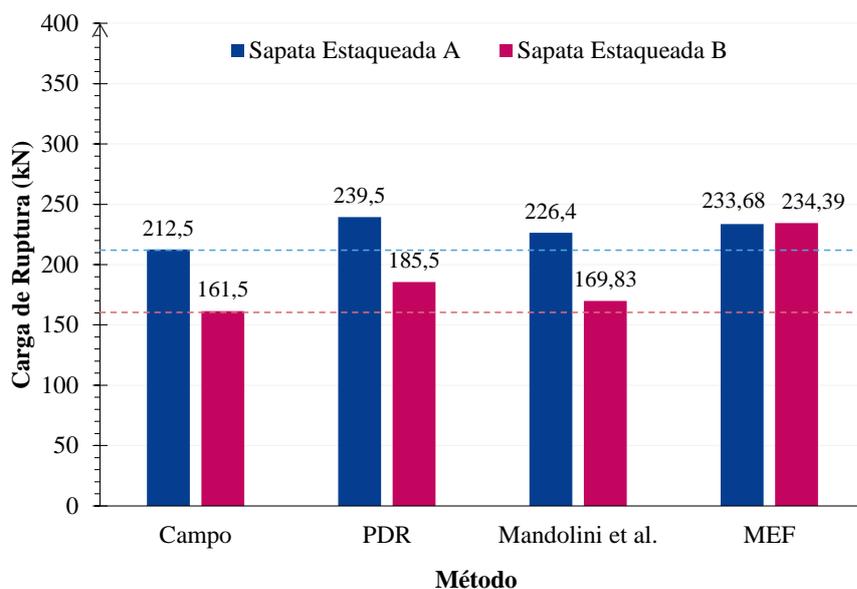


Figura 5.49: Comparação entre as cargas de ruptura por diferentes métodos

5.5.2 Compartilhamento dos Carregamentos

Em relação ao compartilhamento dos carregamentos, a Figura 5.50 e a Figura 5.51 contemplam a comparação das previsões feitas através dos diferentes métodos aplicados para a Sapata Estaqueada A e para a Sapata Estaqueada B. Nota-se que há uma grande dispersão nos resultados observados, não sendo possível compreender de maneira clara como realmente ocorre a distribuição dos esforços para esse tipo de fundação assente em solo residual.

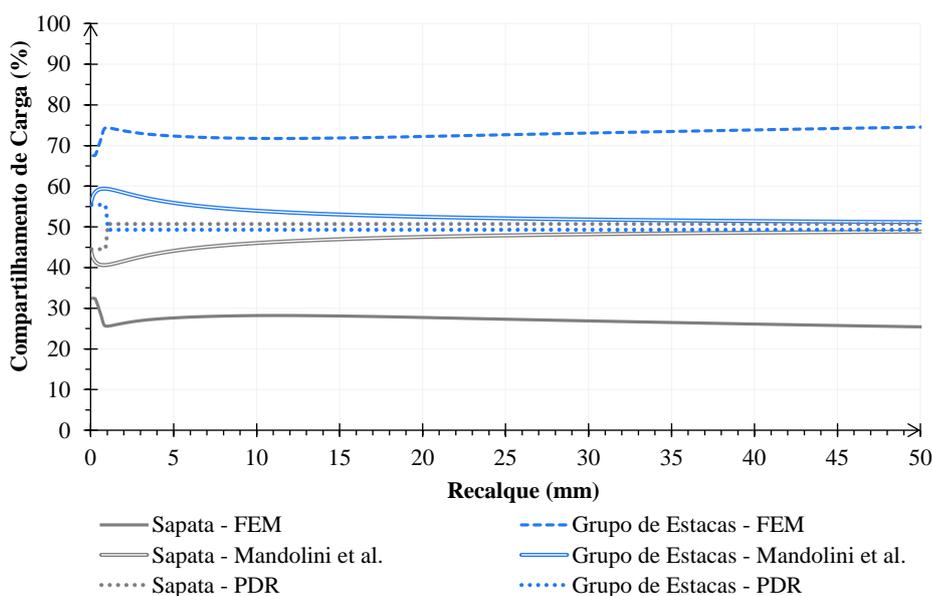


Figura 5.50: Comparativo da distribuição dos carregamentos na Sapata Estaqueada A

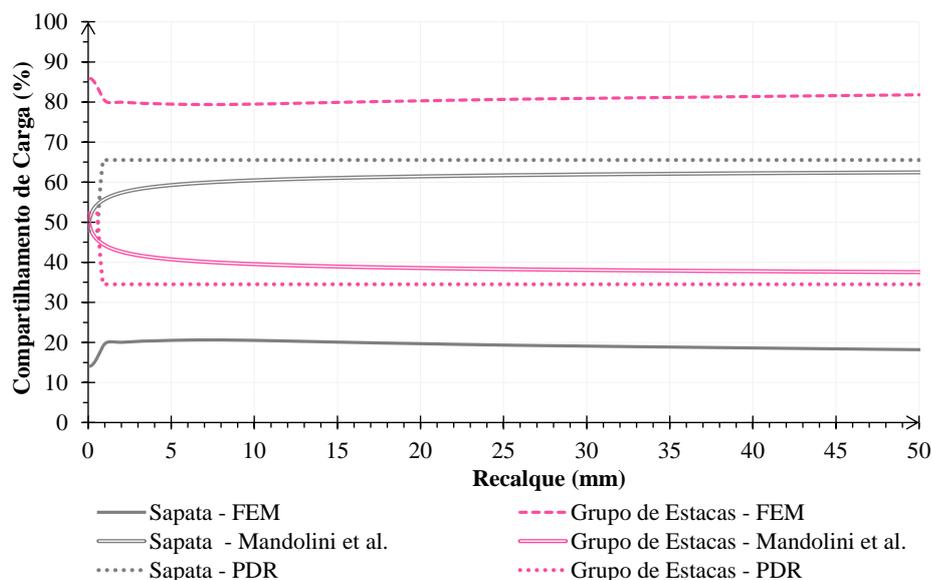


Figura 5.51: Comparativo da distribuição dos carregamentos na Sapata Estaqueada B

Cada uma das metodologias apresenta considerações diferentes que influenciam diretamente na distribuição dos carregamentos entre o grupo de estacas e a sapata. A Figura 5.52 apresenta o compartilhamento sugerido pelos métodos para um recalque de 25 mm. Consta-se que há muitas divergências de resultados devido a complexidade na análise de fundações mistas frente as diversas interações que ocorrem entre os elementos envolvidos e o solo circundante. Os métodos apresentam algumas hipóteses de como isso pode ocorrer, podendo não ser fieis a realidade. Para comprovar a aplicabilidade de tais métodos seria necessário realizar a instrumentação das fundações em campo para verificação de como ocorre o compartilhamento de carga entre as estacas e a sapata que compõem sapatas estaqueadas assentes em solo residual.

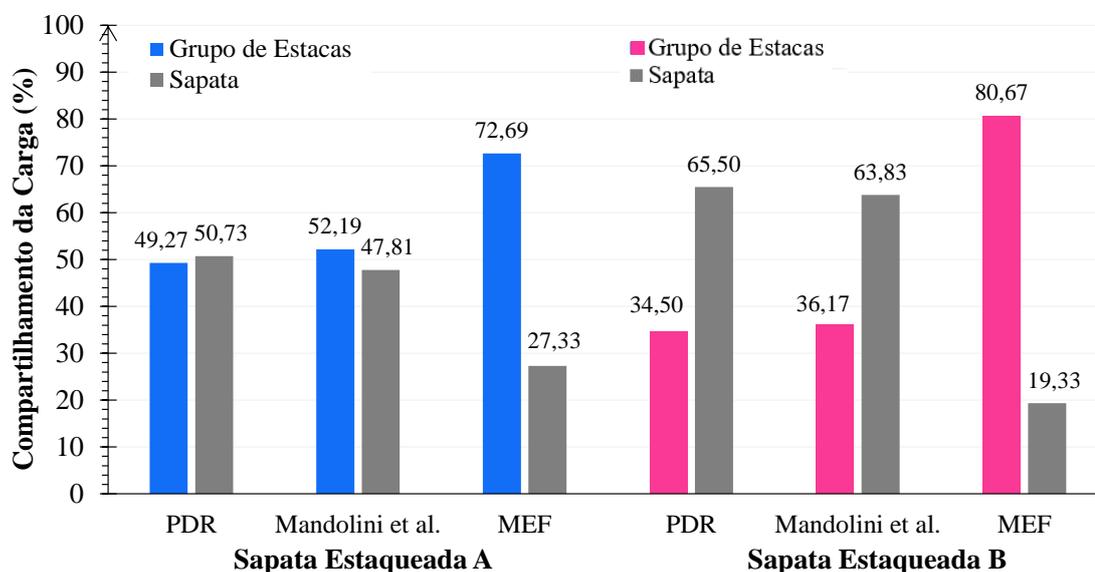


Figura 5.52: Distribuições dos carregamentos por diferentes métodos

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após a conclusão das provas de carga em campo, aplicação de metodologias e análise detalhada dos comportamentos obtidos, são elencadas nesse capítulo algumas conclusões acerca do comportamento das sapatas estaqueadas assentes em solo residual considerando os diferentes grupos de estacas adotados. Por fim, apresentam-se sugestões para trabalhos futuros com o objetivo de dar continuidade ao estudo iniciado na presente dissertação de mestrado.

6.1 CONCLUSÕES

Ao final do trabalho algumas conclusões podem ser apresentadas a partir dos resultados obtidos, as quais demonstram a importância da pesquisa e sua contribuição na engenharia de fundações.

- Fundações Individuais

As estacas apresentaram uma ruptura definida para o nível de recalque analisado possivelmente devido a pequena contribuição da ponta frente ao diâmetro reduzido das estacas e características de execução de estacas escavadas. Os métodos mais adequados para previsão da capacidade de carga das estacas escavadas em solo residual foram Teixeira (1996) e Décourt e Quaresma (1978). Em relação a sapata, a curva não apresentou ruptura nítida visto que as cargas foram crescentes com os recalques. Os métodos que melhor se adequaram a previsão da capacidade de carga da fundação superficial no solo residual foram Terzaghi (1943) e Ruver (2005). As estacas individuais A (10 cm de diâmetro e 3 m de comprimento) e B (15 cm de diâmetro e 2 m de comprimento) projetadas com a mesma área lateral apresentaram desempenhos muito próximos, porém a estaca de maior comprimento apresentou uma carga de ruptura superior (13%). Esse resultado pode estar associado a presença de tensões geostáticas maiores atuando no fuste da estaca mais profunda contribuindo com sua resistência lateral e também à tendência de aumento da resistência do solo com a profundidade como indicado nos ensaios de campo.

- Grupos de Estacas

Verificou-se a ocorrência de efeito de grupo para as estacas escavadas em solo residual espaçadas em 3 vezes o diâmetro. A eficiência de grupo para o Grupo de Estacas A foi de 0,85 e para o Grupo de Estacas B foi de 0,52. Como os elementos apresentam características semelhantes (mesma área lateral, equipamento de perfuração e espaçamento), sugere-se que o

desconfinamento do solo gerado pela escavação das estacas possa ter influenciado na redução da capacidade de carga, visto que o volume de solo removido durante a escavação do Grupo de Estacas B foi 1,5 vezes maior que o volume de solo escavado para o Grupo de Estacas A.

- Sapatas Estaqueadas

As fundações mistas demonstraram melhor desempenho geotécnico do que as fundações convencionais (grupos de estacas e sapata). Constatou-se que o contato da sapata com o solo superficial aumentou a capacidade de carga dos elementos e auxiliou na redução dos recalques. Sugere-se que tal contribuição sapata-solo ocorreu pelo fato do solo residual apresentar elevada rigidez inicial oriunda do seu processo de formação.

A Sapata Estaqueada A resultou em uma carga de ruptura 74,9% superior a carga de ruptura da Sapata, enquanto que a Sapata Estaqueada B apresentou um acréscimo de 32,92%. Também constatou-se que para diferentes cargas de projeto, os FS globais das sapatas estaqueadas são superiores e os recalques são inferiores aos da sapata. Assim, conclui-se que ambos os grupos de estacas adotados atuaram como redutores de recalque na sapata e aumentaram sua capacidade de carga, sendo que a adoção do Grupo de Estacas A foi mais eficiente, possivelmente pelo fato de seu desempenho individual ter sido superior. Dessa forma, a concepção de sapatas estaqueadas mostra-se mais econômica em relação a sapata convencional, sendo possível adotar cargas de projeto superiores com menor ocorrência de recalques.

Ao se comparar as sapatas estaqueadas com os respectivos grupos de estacas, notou-se que o contato da sapata aumentou a capacidade de carga do Grupo de Estacas A em 94,5 kN e do Grupo de Estacas B em 97,5 kN, sendo tal contribuição muito semelhante para os dois elementos. Também percebeu-se que ao se utilizar o conceito de sapata estaqueada é possível considerar cargas de projeto superiores aos grupos de estacas convencionais, gerando maior economia para o mesmo nível de segurança global e reduzindo a ocorrência de recalques.

A capacidade de carga obtida em campo para as duas sapatas estaqueadas é inferior a soma das capacidades de carga dos elementos individuais (grupo de estacas + sapata). A carga de ruptura convencional para a Sapata Estaqueada A foi 87% da carga de ruptura obtida pela soma do Grupo de Estacas A e da Sapata. Já a carga de ruptura convencional para a Sapata Estaqueada B foi 89% da carga de ruptura obtida pela soma do Grupo de Estacas B e da Sapata. Nota-se que há uma tendência de comportamento visto que os fatores de redução foram muito próximos

para as duas fundações analisadas. Dessa forma, sugere-se que um fator médio de 0,88 poderia ser usado em estudos preliminares para previsão da capacidade de carga de sapatas estaqueadas assentes em solo semelhante a partir da soma da capacidade de carga das fundações individuais.

A utilização de estacas com a mesma área lateral indicou que estacas com comprimento maior resultam em um desempenho superior tanto individualmente como para o grupo de estacas e para a sapata estaqueada. O estudo sugere que ao se projetar estacas escavadas em solo residual, a fundação apresentará um comportamento mais eficiente ao se optar por uma estaca mais longa em relação a outra mais curta com a mesma área lateral. Essa escolha também é econômica, visto que o volume de concreto utilizado se torna menor para as estacas mais longas.

- Métodos Simplificados

Os métodos simplificados demonstraram-se satisfatórios para previsão da capacidade de carga e recalques das sapatas estaqueadas a nível de projeto preliminar. Entretanto, as metodologias aplicadas não dependem diretamente de parâmetros do solo, sendo necessário conhecer a curva-carga recalque dos grupos de estacas e sapata de forma individual. Dessa forma, ressalta-se a potencialidade de tais metodologias, especialmente o método PDR modificado por Mandolini et al. (2017) para a previsão de comportamento carga-recalque de sapatas estaqueadas em solo residual a partir da disponibilidade de resultados confiáveis para as fundações individuais, sendo uma ferramenta simples que pode auxiliar na análise e projeto preliminar desse tipo de fundação. Quanto a distribuição dos carregamentos, não é possível afirmar se os valores sugeridos pelos métodos simplificados se aproximam dos obtidos em campo visto que não houve resultados referentes a instrumentação das estacas.

- Modelagem Numérica

A retroanálise numérica demonstrou-se satisfatória obtendo-se comportamentos próximos aos de campo tanto para o elemento de fundação superficial quanto para os elementos de fundação profunda. Verificou-se que para a Sapata Estaqueada A a simulação numérica foi representativa do resultado real em termos de carga de ruptura, ocorrência de recalques e FS. Já o comportamento da Sapata Estaqueada B não foi coerente com o esperado frente ao grande efeito de grupo apresentado por essa fundação que não foi devidamente considerado na modelagem.

Ressalta-se a potencialidade de utilização do método de elementos finitos para análise de sapatas estaqueadas, visto que através do mesmo é possível ter uma visão global do que está

ocorrendo no elemento de fundação em termos de distribuição de tensões e ocorrência de recalques, além da interação entre os elementos e o solo. Entretanto, salienta-se que o solo residual apresenta um comportamento peculiar, o que torna difícil sua representação através dos modelos disponíveis. Dessa forma, todos os resultados obtidos devem ser avaliados com cuidado, pois podem conduzir a respostas muito diferentes ao que realmente ocorre em campo semelhante ao que ocorreu para a Sapata Estaqueada B. Em relação a distribuição dos carregamentos entre sapata e estacas não foi possível concluir se houve assertividade na previsão feita pela modelagem numérica, sendo necessário avaliar esse comportamento em campo para assim determinar se há compatibilidade entre ambos os resultados.

Frente as considerações realizadas, reforça-se o fato de que elementos de fundação mista como sapatas estaqueadas envolvem uma complexibilidade de comportamento que ainda não é totalmente compreendida e merece atenção. Certamente o presente trabalho contribui com a compreensão de como esse tipo de fundação se comporta em solos residuais, indicando sua viabilidade para aplicação em obras da região, visto que combina os benefícios da fundação superficial e da fundação profunda. Dessa forma, são necessários maiores estudos para que tais fundações sejam incorporadas com segurança a prática de engenharia, a qual demanda por soluções que suportem carregamentos elevados oriundos de edifícios cada vez mais altos.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Sugerem-se estudos que podem contribuir para a melhor compreensão do comportamento de fundações mistas assentes em solo residual:

- Avaliar grupos de estacas no solo residual com diferentes dimensões de estacas e espaçamentos a fim de confirmar a ocorrência de efeito de grupo;
- Estudar outros elementos do tipo sapata estaqueada variando as configurações a fim de analisar se a tendência de comportamento permanece a mesma aqui apresentada;
- Analisar o comportamento de grandes radiers estaqueados em solo residual, bem como a ocorrência de recalques diferenciais;
- Estudar a distribuição de carregamentos entre o elemento de fundação superficial e o elemento de fundação profunda através de instrumentação em campo.

REFERÊNCIAS

ABAQUS. **ABAQUS User's Manual**. Dassault Systèmes, Simulia Corp. ABAQUS © vs. 6.11, Providence, Rhode Island, USA. 2011.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: PANAMERICAN CSMFE, 5, 1975, Buenos Aires. **Proceedings...** Buenos Aires, 1975. v. 1, p. 367-376.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16903: Solo - Prova de carga estática em fundação profunda**. Rio de Janeiro: 2020, 11 p.

_____. **NBR 5738: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova**. Rio de Janeiro: 2015, 9 p.

_____. **NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro: 2018, 9 p.

_____. **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro: 2014, 238 p.

_____. **NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações**. Rio de Janeiro: 2019, 108 p.

_____. **NBR 6489: Solo - Prova de carga estática em fundação direta**. Rio de Janeiro: 2019, 11 p.

BALAKUMAR, V. **Experimental Studies of Model Piled Rafts on Sand and Field Study of Prototype Behaviour**. Thesis. Faculty of Civil Engineering, Anna University. Chennai, 2008.

BENEGAS, H. Q. **Previsões para a curva carga-recalque de estacas a partir do SPT**. Dissertação de Mestrado. COPPE-Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1993.

BEZERRA, J. E. **Estudo do comportamento de fundações em radier estaqueado: conceitos e aplicações**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília, 2003.

BITTENCOURT, D. M. A. **Construção de uma Ferramenta Numérica para Análise de Radiers Estaqueados**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de Goiás. Goiânia, 2012.

BITTENCOURT, E. C. **Comportamento de Radiers Estaqueados Assentes em Solos Arenosos**. Dissertação de mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal, 2018.

BORN, R. B. **Análise experimental do comportamento de estacas carregadas lateralmente em um solo residual**. Tese de Doutorado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil - PPGEC, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2019.

BOWLES, J. F. **Foundation analysis and design**. New York: McGraw-Hill, 1968.

BSI, BS 8004. **Code of practice for foundations**. British Standards Institution. London: 2015.

BURLAND, J. B.; COOKE, R. W. The design of bored piles in stiff clays. **Ground Eng.**, v.7, n. 4, p. 28-35, 1974.

CARRETTA, M. S. **Comportamento de um solo residual levemente cimentado: estimativa de capacidade de carga para estacas submetidas a esforços transversais**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil - PPGEC, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2018.

CASTILLO, D.Y.A. **Uso da Técnica de Radier Estaqueado para Pequenos Edifícios assentes sobre Solo Colapsível**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília, 2013.

CINTRA, J. C.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CINTRA, J. C.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2014. 140 p.

CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F.; MILITITSKY, J. Interpretation of Plate Load Tests on Residual Soil Site. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 124, n.9, p. 857-867, 1998.

DALLA ROSA, F. **Caracterização geotécnica e estudo do comportamento carga x recalque do solo do campo experimental de geotecnia da Universidade de Passo Fundo**. Trabalho de Conclusão de Curso. Curso de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia e Arquitetura. Universidade de Passo Fundo. Passo Fundo, 2003.

DALLA ROSA, F.; THOMÉ, A. Obtenção das características de resistência e deformabilidade de um solo residual de basalto através de ensaios de placa. **XXXI Jornadas Sud-Americanas de Ingeniería Estructural**, 2004.

DÉCOURT, L. Análise e projeto de fundações profundas: estacas. In: HACHICH, W. et al. (Eds). **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: PINI, p. 265-301, 1996.

DÉCOURT, L. Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of the SPT. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2, 1982. **Proceedings...** Amsterdam, 1982.

DÉCOURT, L. **Previsão da capacidade de estacas com base nos ensaios SPT e CPT**. Divisão Técnica de Mecânica dos Solos e Fundações - Instituto de Engenharia, São Paulo, 1986.

DÉCOURT, L.; ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A. Análise e projeto de fundações profundas. In: HACHICH, W. et al. (Eds.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: PINI, 1998. p. 265-327.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CBMSEF, 6, 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro, 1978. v. 1, p. 45-53.

DE SANCTIS, L.; MANDOLINI, A. A simple criterion to evaluate the bearing capacity of a vertically loaded piled raft. **Proc. Int. Geotech. Conf. on Soil Structure Interaction: calculation methods and engineering practice.** Saint Petersburg, 2005.

DE SANCTIS, L.; MANDOLINI, A. Bearing Capacity of Piled Rafts on Soft Clay Soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 132, n. 12, p. 1600–1610, 2006.

DE SANCTIS, L.; MANDOLINI, A. On the ultimate vertical load of piled rafts on soft clay soils. **Proc. 4th Int. Geot. Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles**, Ghent. Millpress, Rotterdam, 379-386, 2003.

DE SANCTIS, L.; MANDOLINI, A.; RUSSO, G.; VIGGIANI, C. Some remarks on the optimum design of piled rafts. **Deep Foundations: ASCE Geotechnical Special Publication**, v. 40601, n. 116, p. 405–425, 2002.

DE SANCTIS, L.; RUSSO, G. Analysis and Performance of Piled Rafts Designed Using Innovative Criteria. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 134, n. 8, 1118–1128, 2008.

EL-MOSSALLAMY, Y.; FRANKE, E. Piled Rafts - Numerical Modelling to Simulate the Behaviour of Piled Raft Foundations. **The Authors, Darmstadt**, Germany, 182 p, 1997.

FALCONI, F. F.; SOUZA FILHO, J.; FÍGARO, N. D. Estacas Escavadas sem Lama Bentonítica. In: HACHICH, W. et al. (Eds.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: PINI, 1998. p. 336–344.

FARO, V. P. **Carregamento lateral em fundações profundas associadas a solos tratados: concepção, provas de carga e diretrizes de projeto**. Tese de Doutorado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil - PPGEC, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2014.

FATTAH, M. Y.; AL-MOSAWI, M. J.; AL-ZAYADI, A. A. O. Contribution to long term performance of piled raft foundation in clayey soil. **International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET)**, v. 5, n. 7, p. 130-148, 2014.

FREITAS NETO, O. **Avaliação Experimental e Numérica de Radiers Estaqueados com Estacas Defeituosas em Solo Tropical do Brasil**. Tese de Doutorado. Universidade de Brasília. Brasília, 2013.

GARCIA, J. R. **Análise Numérica e Experimental de Radiers Estaqueados Executados em Solo da Região de Campinas /SP**. Tese de Doutorado. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2015.

HANSEN, J. B. **A general formula for bearing capacity**. (Danish) Geoteknisk Institut, Bulletin n. 11, Copenhagen, 1961.

HELWANY, S. **Applied Soil Mechanics: with ABAQUS Applications**. John Wiley & Sons Inc., Hoboken, New Jersey, 2007, 385 p.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE. **Mapa Pedológico do Rio Grande do Sul**. Disponível em: < <https://mapas.ibge.gov.br/tematicos/solos> >. Acesso em: 25 mar 2020.

KATZENBACH, R.; SCHMITT, A.; TUREK, J. Assessing Settlement of High-Rise Structures by 3D Simulations. **Computer Aided Civil and Infrastructure Engineering**, v. 20, p. 221–229, 2005.

KISHIDA, H.; MEYERHOF, G. G. Bearing Capacity of Pile Groups under Eccentric Loads in Sand. Proc. 7th Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. **Anais...**1965

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics, SI Version**. p. 553, 1979.

LAPROVITERA, H. **Reavaliação de método semiempírico de previsão da capacidade de carga de estacas a partir de Banco de Dados**. Dissertação de Mestrado. COPPE-Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1988.

LEE, J.; KIM, Y.; JEONG, S. Three-dimensional analysis of bearing behavior of piled raft on soft clay. **Computers and Geotechnics**, v. 37, p. 103–114, 2010.

LIU, J.; ZHENLONG, Y.; SHANG, P. K. Cap-pile-soil interaction of bored pile groups. **Proceedings 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, v. 3, p. 1433–1436, 1985.

LONG, P. D. Piled raft - A cost-effective foundation method for high-rises. **Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA**, v. 41, n. 3, 2010.

LOPES JUNIOR, L. S.; THOMÉ, A. Provas de carga estática em estacas escavadas de pequeno diâmetro, executadas na região de Passo Fundo, Rio Grande do Sul. **Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul - GEORS**, 2005.

MANDOLINI, A. Design of piled rafts foundations: practice and development. Proc. **4th Int. Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles**, Millpress, Rotterdam, p. 59-80, 2003.

MANDOLINI, A.; DI LAORA, R.; IODICE, C. Simple approach to static and seismic design of piled rafts. **3rd Bolivian International Conference on Deep Foundations**, v.1, p. 107–124, 2017.

MANDOLINI, A.; DI LAORA, R.; MASCARUCCI, Y. Rational design of piled raft. **Procedia Engineering**, v. 57, p. 45–52, 2013.

MANDOLINI, A.; RUSSO, G.; VIGGIANI, C. Pile foundations : experimental investigations, analysis and design. **XVI ICSMGE**, v. 1, p. 177-213, 2005.

MONTEIRO, P. E. **Capacidade de carga de estacas - método Aoki-Velloso**. Relatório interno de Estacas Franki LTDA, 1997.

NOVAK, J. L.; REESE, L.C.; WANG, S. T. **Analysis of Pile-Raft Foundations with 3D Finite Element Method**. Proceedings of the 2005 Structures Congress. 2005.

PEZO, O. B. **Análises numéricas de provas de carga em radier estaqueado utilizando o método dos elementos finitos**. Dissertação de mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2013.

POULOS, H. G. Piled raft foundations: design and applications. **Géotechnique**, v. 51, n. 2, p. 95–113, 2001.

POULOS, H. G. Practical design procedures for piled raft foundations. In: HEMSLEY, J. A. (editor). **Design applications of raft foundations**. London: Thomas Telford Ltd, p. 425-467, 2000.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile Foundation Analysis and Design**. New York: John Wiley & Sons, 1980.

RANDOLPH, M. F. Design Methods for Pile Groups and Piled Rafts. **XIII ICSMFE**, p. 61–82, 1994.

REUL, O.; RANDOLPH, M. F. Piled rafts in overconsolidated clay: Comparison of in situ measurements and numerical analyses. **Géotechnique**, v. 53, n. 3, p. 301–315, 2003.

RUSSO, G.; VIGGIANI, C. Factors controlling soil-structure interaction for piled rafts. **Proc. Int. Conf. on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering**. Darmstadt, 297-322, 1998.

RUVER, C. A. **Determinação do comportamento carga-recalque de sapatas em solos residuais a partir de ensaios SPT**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil - PPGEC, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2005.

RUVER, C. A. **Estudo do arrancamento de fundações em solos tratados com cimento**. Tese de Doutorado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil - PPGEC, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2011.

SALES, M. **Análise do comportamento de sapatas estaqueadas**. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília. Brasília, 2000.

SALGADO, R. **The Engineering of Foundations**. Boston: McGraw Hill, 2008.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL - CPRM. **Mapa Geológico do Estado do Rio Grande do Sul**. Disponível em: <http://www.cprm.gov.br/publique/media/geologia_basica/cartografia_regional/mapa_rio_grande_sul.pdf>. Acesso em: 25 mar 2020.

SOARES, W. C. **Radier Estaqueado com Estacas Hollow Auger em Solo Arenoso**. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2011.

STRECK, E.V.; KAMPF, N.; DALMOLIN, R.S.D.; KLAMT, E.; NASCIMENTO, P.C. do; SCHNEIDER, P.; GIASSON, E.; PINTO, L.F.S. **Solos do Rio Grande do Sul**. 2.ed. Porto Alegre, Emater/RS, 2008. 222 p.

TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de fundações. In: SEFE, 3, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 1996. v. 1.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1943.

THOMÉ, A.; CECCHIN, I.; REGINATTO, C.; COLLA, L. M.; REDDY, K. R. Biostimulation and rainfall infiltration: influence on retention of biodiesel in residual clayey soil. **Environmental Science and Pollution Research**, v. 24, n. 10, p. 9594–9604, 2017.

TOMLINSON, M. J.; WOODWARD, J. **Pile Design and Construction Practice**. 5. ed. New York: Taylor e Francis, 2008.

VAUGHAN, P. R.; MACCARINI, M.; MOKHTAR, S. M. Indexing the engineering properties of residual soil. **Quarterly Journal of Engineering Geology**, v. 21, n. 1, p. 69–84, 1988.

VELLOSO, D. A.; AOKI, N.; SALAMONI, J. A. Fundações para o silo vertical de 100.000 t no porto de Paranaguá. In: CBMSEF, 6, 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro, 1978. v. 3, p. 125-151.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 568 p.

VESIC, A. S. Bearing capacity of shallow foundations. In: WINTERKORN, H. F.; FANG, H. Y. (Eds). **Foundation Engineering Handbook**. New York: Van Nostrand Reinhold, Cap. 3, p. 121-147, 1975.

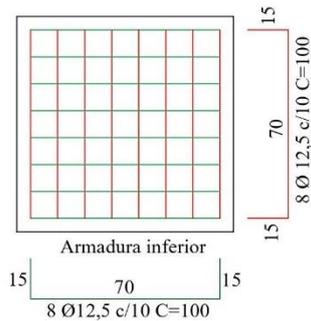
WESLEY, L. D. **Fundamentals of Soil Mechanics for Sedimentary and Residual Soils**. Hoboken: John Wiley & Sons, 2010.

WU, W. J.; CHAI, J. C.; HUANG, J. Z. Interaction between pile and raft in piled raft foundation. **Proceedings of the International Conference on Advances in Building Technology**, Hong Kong, China, p. 603-610, 2002.

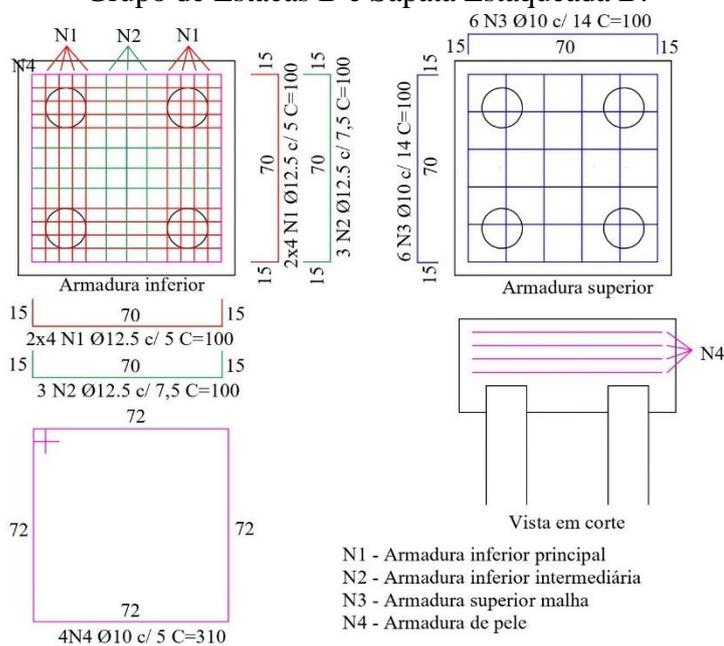
ZIENKIEWICZ, O. C.; TAYLOR, R. L.; ZHU, J. Z. **The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals**. 7. ed. Butterworth-Heinemann, 2013. 753 p.

APÊNDICE A – DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DAS FUNDAÇÕES

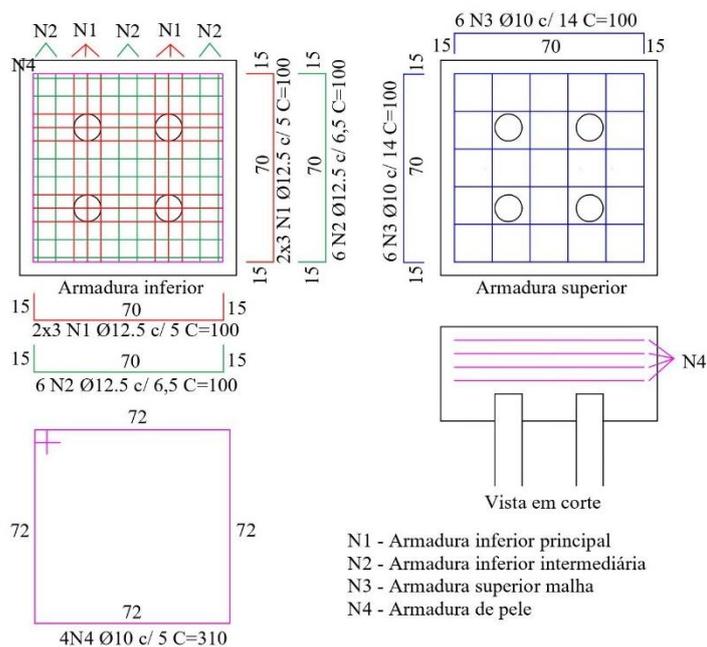
Sapata:



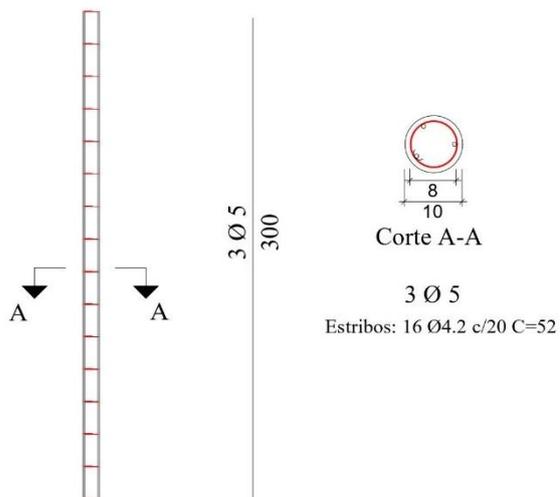
Grupo de Estacas B e Sapata Estaqueada B:



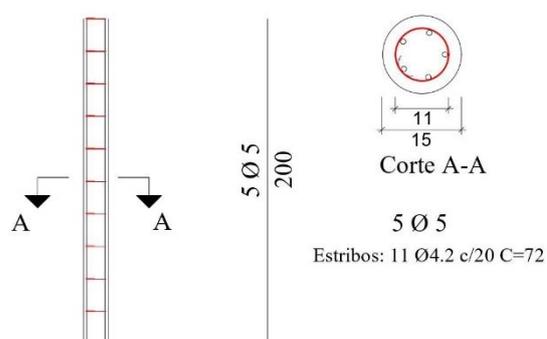
Grupo de Estacas A e Sapata Estaqueada A:



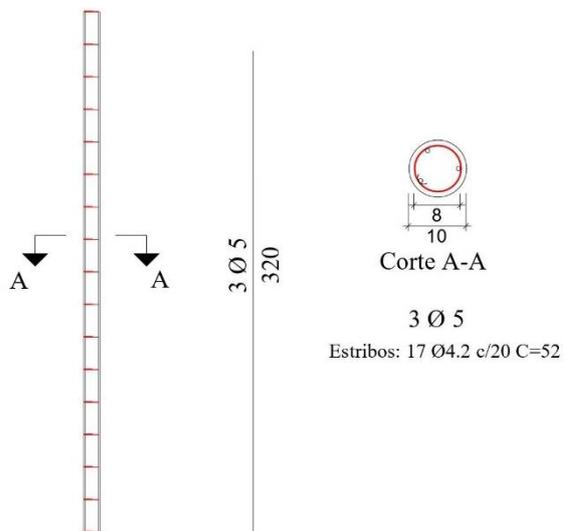
Estaca A



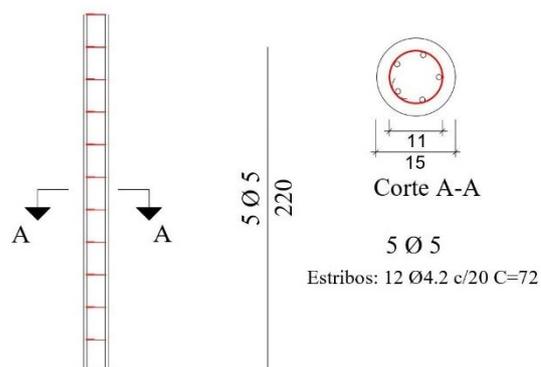
Estaca B



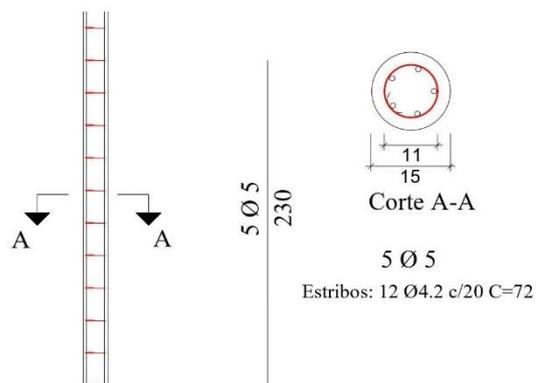
Estaca A na Sapata Estaqueada A



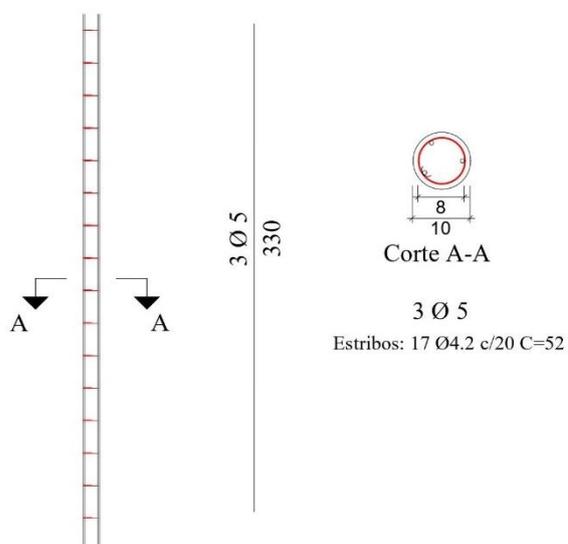
Estaca B na Sapata Estaqueada B



Estaca B no Grupo de Estacas B

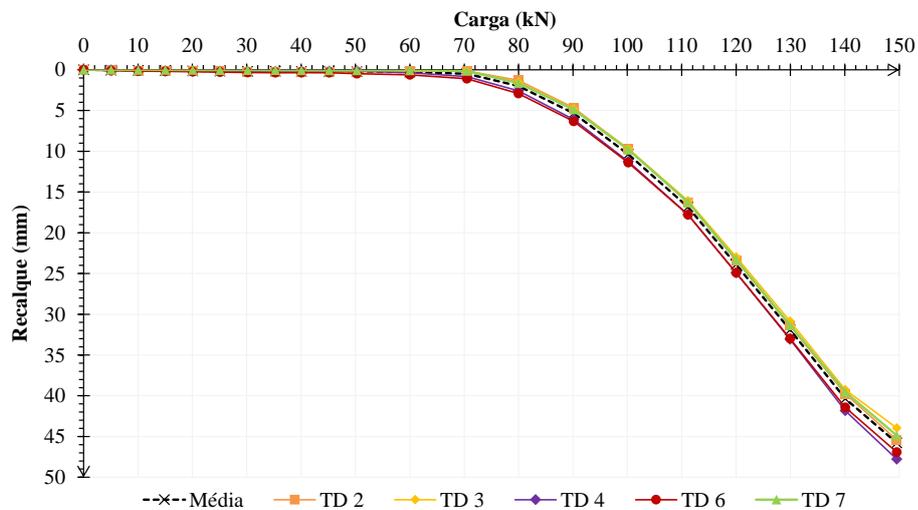


Estaca A no Grupo de Estacas A

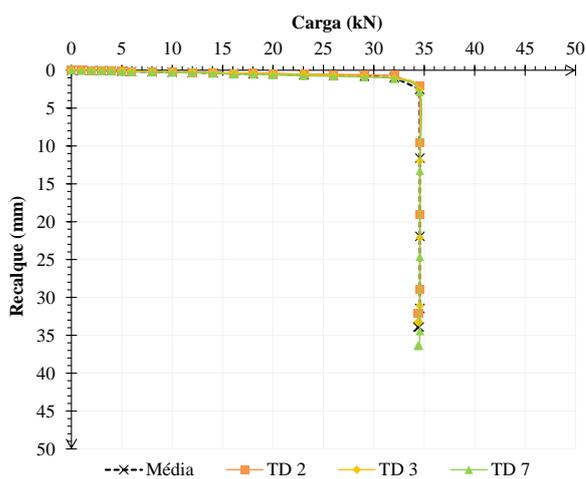


APÊNDICE B – RESULTADOS PROVAS DE CARGA

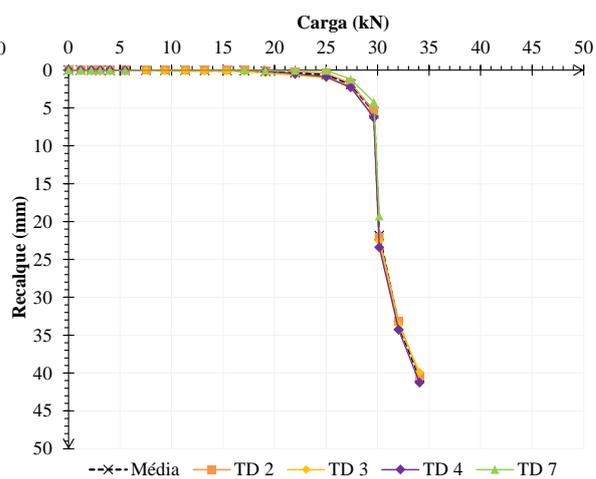
Sapata:



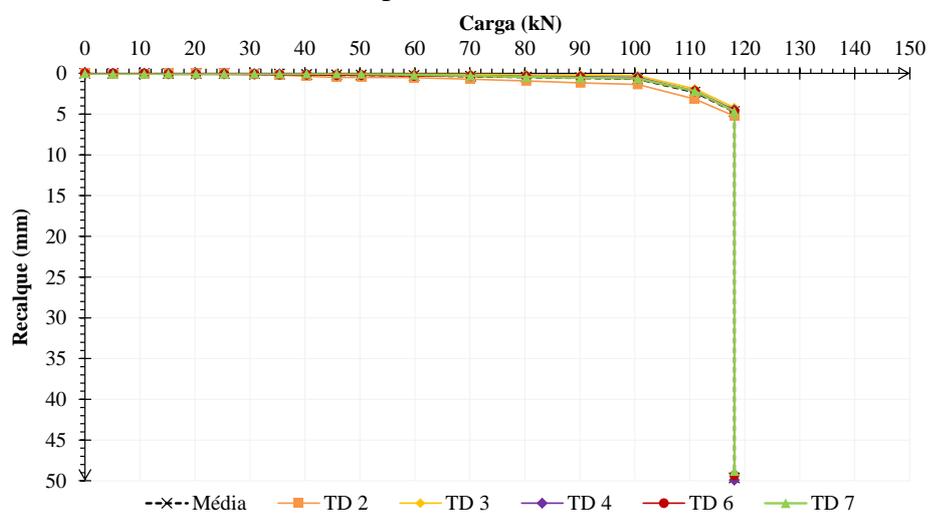
Estaca A:



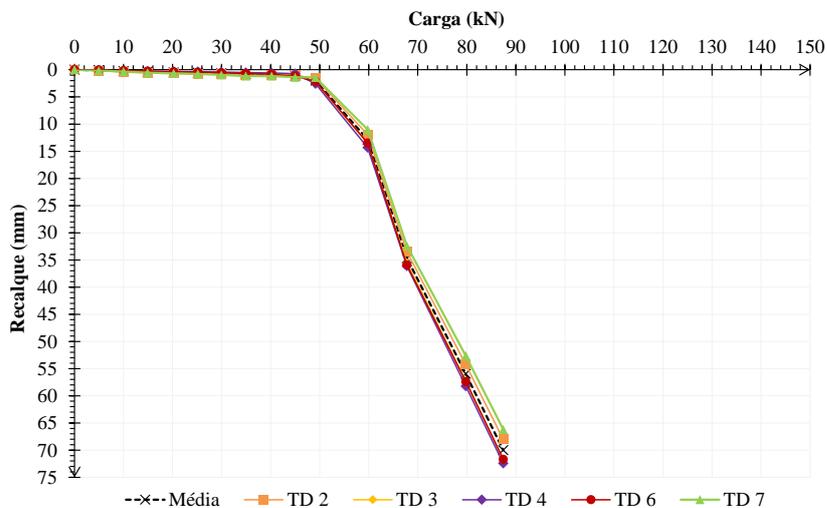
Estaca B:



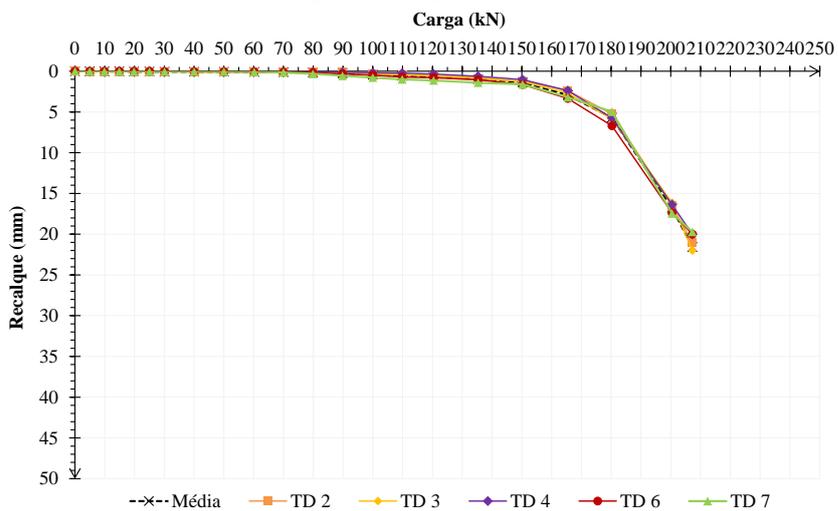
Grupo de Estacas A:



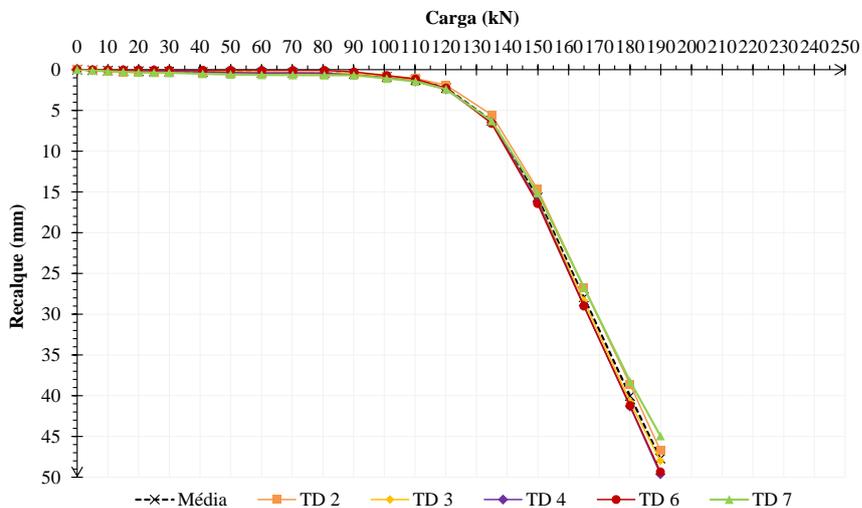
Grupo de Estacas B:



Sapata Estaqueada A:



Sapata Estaqueada B:



APÊNDICE C – MÉTODOS SIMPLIFICADOS

Sapata Estaqueada A – PDR

Q _{pr} (kN)	K _p (kN/mm)	K _r (kN/mm)	Q _{p,ult} (kN)	Q _{r,ult} (kN)	a _{pp}	X	Q _A (kN)	K _{pr} (kN/mm)	Q _p (kN)	u _p (%)	Q _r (kN)	a _r (%)	ρ (mm)
0,0	200	185	118	121,5	0,67	0,445	212,78	234,58	0,00		0,00		0,00
10,0	200	185	118	121,5	0,67	0,445	212,78	234,58	5,55	55,5	4,45	44,5	0,04
20,0	200	185	118	121,5	0,67	0,445	212,78	234,58	11,09	55,5	8,91	44,5	0,09
30,0	200	185	118	121,5	0,67	0,445	212,78	234,58	16,64	55,5	13,36	44,5	0,13
40,0	200	185	118	121,5	0,67	0,445	212,78	234,58	22,18	55,5	17,82	44,5	0,17
50,0	200	185	118	121,5	0,67	0,445	212,78	234,58	27,73	55,5	22,27	44,5	0,21
60,0	200	185	118	121,5	0,67	0,445	212,78	234,58	33,27	55,5	26,73	44,5	0,26
70,0	200	185	118	121,5	0,67	0,445	212,78	234,58	38,82	55,5	31,18	44,5	0,30
80,0	200	185	118	121,5	0,67	0,445	212,78	234,58	44,37	55,5	35,63	44,5	0,34
90,0	200	185	118	121,5	0,67	0,445	212,78	234,58	49,91	55,5	40,09	44,5	0,38
100,0	200	185	118	121,5	0,67	0,445	212,78	234,58	55,46	55,5	44,54	44,5	0,43
110,0	200	185	118	121,5	0,67	0,445	212,78	234,58	61,00	55,5	49,00	44,5	0,47
120,0	200	185	118	121,5	0,67	0,445	212,78	234,58	66,55	55,5	53,45	44,5	0,51
130,0	200	185	118	121,5	0,67	0,445	212,78	234,58	72,09	55,5	57,91	44,5	0,55
140,0	200	185	118	121,5	0,67	0,445	212,78	234,58	77,64	55,5	62,36	44,5	0,60
150,0	200	185	118	121,5	0,67	0,445	212,78	234,58	83,18	55,5	66,82	44,5	0,64
160,0	200	185	118	121,5	0,67	0,445	212,78	234,58	88,73	55,5	71,27	44,5	0,68
170,0	200	185	118	121,5	0,67	0,445	212,78	234,58	94,28	55,5	75,72	44,5	0,72
180,0	200	185	118	121,5	0,67	0,445	212,78	234,58	99,82	55,5	80,18	44,5	0,77
190,0	200	185	118	121,5	0,67	0,445	212,78	234,58	105,37	55,5	84,63	44,5	0,81
200,0	200	185	118	121,5	0,67	0,445	212,78	234,58	110,91	55,5	89,09	44,5	0,85
210,0	200	185	118	121,5	0,67	0,445	212,78	234,58	116,46	55,5	93,54	44,5	0,90
220,0	200	185	118	121,5	0,67	0,445	212,78	234,58	118,00	53,6	102,00	46,4	0,95
230,0	200	185	118	121,5	0,67	0,445	212,78	234,58	118,00	51,3	112,00	48,7	1,00
235,0	200	185	118	121,5	0,67	0,445	212,78	234,58	118,00	50,2	117,00	49,8	1,03
239,5	200	185	118	121,5	0,67	0,445	212,78	234,58	118,00	49,3	121,50	50,7	1,05
239,5	200	185	118	121,5	0,67	0,445	212,78	234,58	118,00	49,3	121,50	50,7	5,00
239,5	200	185	118	121,5	0,67	0,445	212,78	234,58	118,00	49,3	121,50	50,7	10,00
239,5	200	185	118	121,5	0,67	0,445	212,78	234,58	118,00	49,3	121,50	50,7	20,00
239,5	200	185	118	121,5	0,67	0,445	212,78	234,58	118,00	49,3	121,50	50,7	50,00

Sapata Estaqueada B – PDR

Q _{pr} (kN)	K _p (kN/mm)	K _r (kN/mm)	Q _{p,ult} (kN)	Q _{r,ult} (kN)	a _{pp}	X	Q _A (kN)	K _{pr} (kN/mm)	Q _p (kN)	u _p (%)	Q _r (kN)	a _r (%)	ρ (mm)
0,0	190	185	64	121,5	0,71	0,478	122,58	220,85	0,00		0,00		0,00
10,0	190	185	64	121,5	0,71	0,478	122,58	220,85	5,22	52,2	4,78	47,8	0,05
20,0	190	185	64	121,5	0,71	0,478	122,58	220,85	10,44	52,2	9,56	47,8	0,09
30,0	190	185	64	121,5	0,71	0,478	122,58	220,85	15,66	52,2	14,34	47,8	0,14
40,0	190	185	64	121,5	0,71	0,478	122,58	220,85	20,88	52,2	19,12	47,8	0,18
50,0	190	185	64	121,5	0,71	0,478	122,58	220,85	26,10	52,2	23,90	47,8	0,23
60,0	190	185	64	121,5	0,71	0,478	122,58	220,85	31,33	52,2	28,67	47,8	0,27
70,0	190	185	64	121,5	0,71	0,478	122,58	220,85	36,55	52,2	33,45	47,8	0,32
80,0	190	185	64	121,5	0,71	0,478	122,58	220,85	41,77	52,2	38,23	47,8	0,36
90,0	190	185	64	121,5	0,71	0,478	122,58	220,85	46,99	52,2	43,01	47,8	0,41
100,0	190	185	64	121,5	0,71	0,478	122,58	220,85	52,21	52,2	47,79	47,8	0,45
110,0	190	185	64	121,5	0,71	0,478	122,58	220,85	57,43	52,2	52,57	47,8	0,50
120,0	190	185	64	121,5	0,71	0,478	122,58	220,85	62,65	52,2	57,35	47,8	0,54
130,0	190	185	64	121,5	0,71	0,478	122,58	220,85	64,00	49,2	66,00	50,8	0,60
140,0	190	185	64	121,5	0,71	0,478	122,58	220,85	64,00	45,7	76,00	54,3	0,65
150,0	190	185	64	121,5	0,71	0,478	122,58	220,85	64,00	42,7	86,00	57,3	0,70
160,0	190	185	64	121,5	0,71	0,478	122,58	220,85	64,00	40,0	96,00	60,0	0,76
170,0	190	185	64	121,5	0,71	0,478	122,58	220,85	64,00	37,6	106,00	62,4	0,81
180,0	190	185	64	121,5	0,71	0,478	122,58	220,85	64,00	35,6	116,00	64,4	0,87
181,0	190	185	64	121,5	0,71	0,478	122,58	220,85	64,00	35,4	117,00	64,6	0,87
182,0	190	185	64	121,5	0,71	0,478	122,58	220,85	64,00	35,2	118,00	64,8	0,88
183,0	190	185	64	121,5	0,71	0,478	122,58	220,85	64,00	35,0	119,00	65,0	0,88
184,0	190	185	64	121,5	0,71	0,478	122,58	220,85	64,00	34,8	120,00	65,2	0,89
185,5	190	185	64	121,5	0,71	0,478	122,58	220,85	64,00	34,5	121,50	65,5	0,90
185,5	190	185	64	121,5	0,71	0,478	122,58	220,85	64,00	34,5	121,50	65,5	1,00
185,5	190	185	64	121,5	0,71	0,478	122,58	220,85	64,00	34,5	121,50	65,5	5,00
185,5	190	185	64	121,5	0,71	0,478	122,58	220,85	64,00	34,5	121,50	65,5	10,00
185,5	190	185	64	121,5	0,71	0,478	122,58	220,85	64,00	34,5	121,50	65,5	20,00
185,5	190	185	64	121,5	0,71	0,478	122,58	220,85	64,00	34,5	121,50	65,5	50,00

Sapata Estaqueada A – Mandolini et al.

Previsão - Sapata Estaqueada A																							
i	K _{sp}	K _{cb}	K _p	K _r	α _{sp}	K _{sp}	β	AQ _{cr}	Q _{cr}	Q _{at}	Q _{at}	n _z	n _r	ΔP _{cr}	P _{cr}	AQ _e	Q _e	AQ _e	Q _e	Q _{cr}	α _{cr}	α _e	
0	200.00	185.00	200.00	185.00	0.67	2	0	2	0														
1	200.00	185.00	197.37	180.96	0.67	234.58	0.80	2	2	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.00	0.89	0.89	1.11	1.11	2.00	55.46	44.54	
2	200.00	185.00	194.74	177.02	0.67	232.17	0.79	2	4	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.01	0.88	1.77	1.12	2.23	4.00	55.67	44.33	
3	200.00	185.00	192.09	173.17	0.67	229.75	0.78	2	6	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.02	0.87	2.65	1.13	3.35	6.00	55.87	44.13	
4	200.00	185.00	189.44	169.40	0.67	227.33	0.77	2	8	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.03	0.87	3.51	1.13	4.49	8.00	56.06	43.94	
5	200.00	185.00	186.78	165.72	0.67	224.90	0.76	2	10	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.04	0.86	4.38	1.14	5.62	10.00	56.24	43.76	
6	200.00	185.00	184.12	162.12	0.67	222.47	0.75	2	12	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.04	0.86	5.23	1.14	6.77	12.00	56.41	43.59	
7	200.00	185.00	181.46	158.59	0.67	220.03	0.74	2	14	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.05	0.85	6.08	1.15	7.92	14.00	56.56	43.44	
8	200.00	185.00	178.80	155.13	0.67	217.59	0.73	2	16	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.06	0.84	6.93	1.16	9.07	16.00	56.71	43.29	
9	200.00	185.00	176.15	151.74	0.67	215.13	0.72	2	18	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.07	0.84	7.77	1.16	10.23	18.00	56.85	43.15	
10	200.00	185.00	173.49	148.42	0.67	212.67	0.72	2	20	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.08	0.84	8.60	1.16	11.40	20.00	56.99	43.01	
11	200.00	185.00	170.83	145.16	0.67	210.20	0.71	2	22	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.09	0.83	9.44	1.17	12.56	22.00	57.11	42.89	
12	200.00	185.00	168.18	141.96	0.67	207.73	0.71	2	24	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.10	0.83	10.26	1.17	13.74	24.00	57.23	42.77	
13	200.00	185.00	165.54	138.83	0.67	205.24	0.70	2	26	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.11	0.83	11.09	1.17	14.91	26.00	57.35	42.65	
14	200.00	185.00	162.90	135.75	0.67	202.75	0.70	2	28	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.12	0.82	11.91	1.18	16.09	28.00	57.46	42.54	
15	200.00	185.00	160.26	132.72	0.67	200.25	0.69	2	30	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.13	0.82	12.73	1.18	17.27	30.00	57.56	42.44	
16	200.00	185.00	157.63	129.75	0.67	197.74	0.69	2	32	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.14	0.82	13.55	1.18	18.45	32.00	57.66	42.34	
17	200.00	185.00	155.01	126.84	0.67	195.23	0.69	2	34	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.15	0.81	14.36	1.19	19.64	34.00	57.75	42.25	
18	200.00	185.00	152.40	123.97	0.67	192.70	0.68	2	36	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.16	0.81	15.18	1.19	20.82	36.00	57.84	42.16	
19	200.00	185.00	149.79	121.16	0.67	190.17	0.68	2	38	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.17	0.81	15.99	1.19	22.01	38.00	57.93	42.07	
20	200.00	185.00	147.20	118.40	0.67	187.64	0.68	2	40	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.18	0.81	16.80	1.19	23.20	40.00	58.01	41.99	
21	200.00	185.00	144.61	115.66	0.67	185.10	0.68	2	42	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.19	0.81	17.60	1.19	24.40	42.00	58.08	41.91	
22	200.00	185.00	142.03	113.01	0.67	182.54	0.67	2	44	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.20	0.81	18.41	1.19	25.59	44.00	58.17	41.83	
23	200.00	185.00	139.46	110.39	0.67	179.98	0.67	2	46	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.21	0.80	19.21	1.20	26.79	46.00	58.24	41.76	
24	200.00	185.00	136.91	107.81	0.67	177.42	0.67	2	48	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.23	0.80	20.01	1.20	27.99	48.00	58.31	41.69	
25	200.00	185.00	134.36	105.28	0.67	174.85	0.67	2	50	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.24	0.80	20.81	1.20	29.19	50.00	58.37	41.63	
26	200.00	185.00	131.82	102.79	0.67	172.27	0.67	2	52	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.25	0.80	21.61	1.20	30.39	52.00	58.44	41.56	
27	200.00	185.00	129.30	100.35	0.67	169.69	0.66	2	54	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.26	0.80	22.41	1.20	31.59	54.00	58.50	41.50	
28	200.00	185.00	126.79	97.95	0.67	167.10	0.66	2	56	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.27	0.80	23.21	1.20	32.79	56.00	58.56	41.44	
29	200.00	185.00	124.29	95.58	0.67	164.51	0.66	2	58	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.28	0.80	24.01	1.20	33.99	58.00	58.61	41.39	
30	200.00	185.00	121.80	93.27	0.67	161.91	0.66	2	60	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.30	0.80	24.80	1.20	35.20	60.00	58.67	41.33	
31	200.00	185.00	119.32	90.98	0.67	159.31	0.66	2	62	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.31	0.79	25.60	1.21	36.40	62.00	58.72	41.28	
32	200.00	185.00	116.86	88.74	0.67	156.71	0.66	2	64	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.32	0.79	26.39	1.21	37.61	64.00	58.77	41.23	
33	200.00	185.00	114.41	86.54	0.67	154.10	0.66	2	66	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.34	0.79	27.18	1.21	38.82	66.00	58.81	41.19	
34	200.00	185.00	111.98	84.37	0.67	151.49	0.66	2	68	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.35	0.79	27.98	1.21	40.02	68.00	58.86	41.14	
35	200.00	185.00	109.56	82.25	0.67	148.88	0.66	2	70	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.36	0.79	28.77	1.21	41.23	70.00	58.90	41.10	
36	200.00	185.00	107.16	80.16	0.67	146.27	0.66	2	72	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.38	0.79	29.56	1.21	42.44	72.00	58.94	41.06	
37	200.00	185.00	104.76	78.10	0.67	143.65	0.66	2	74	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.39	0.79	30.35	1.21	43.65	74.00	58.98	41.02	
38	200.00	185.00	102.39	76.08	0.67	141.04	0.66	2	76	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.40	0.79	31.15	1.21	44.85	76.00	59.02	40.98	
39	200.00	185.00	100.03	74.10	0.67	138.42	0.66	2	78	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.42	0.79	31.94	1.21	46.06	78.00	59.06	40.94	
40	200.00	185.00	97.69	72.15	0.67	135.80	0.66	2	80	118	121.5	1.40	3.00	0.01	0.43	0.79	32.73	1.21	47.27	80.00	59.09	40.91	
41	200.00	185.00	95.36	70.24	0.67	133.19	0.66	2	82	118	121.5	1.40	3.00	0.02	0.45	0.79	33.52	1.21	48.48	82.00	59.12	40.88	
42	200.00	185.00	93.05	68.36	0.67	130.57	0.66	2	84	118	121.5	1.40	3.00	0.02	0.46	0.79	34.31	1.21	49.69	84.00	59.15	40.85	
43	200.00	185.00	90.75	66.51	0.67	127.96	0.66	2	86	118	121.5	1.40	3.00	0.02	0.48	0.79	35.11	1.21	50.89	86.00	59.18	40.82	
44	200.00	185.00	88.47	64.70	0.67	125.35	0.66	2	88	118	121.5	1.40	3.00	0.02	0.49	0.79	35.90	1.21	52.10	88.00	59.21	40.79	
45	200.00	185.00	86.21	62.92	0.67	122.74	0.66	2	90	118	121.5	1.40	3.00	0.02	0.51	0.79	36.69	1.21	53.31	90.00	59.23	40.77	
46	200.00	185.00	83.97	61.17	0.67	120.13	0.66	2	92	118	121.5	1.40	3.00	0.02	0.53	0.79	37.48	1.21	54.52	92.00	59.26	40.74	
47	200.00	185.00	81.75	59.45	0.67	117.53	0.66	2	94	118	121.5	1.40	3.00	0.02	0.54	0.79	38.28	1.21	55.72	94.00	59.28	40.72	
48	200.00	185.00	79.54	57.76	0.67	114.93	0.66	2	96	118	121.5	1.40	3.00	0.02	0.56	0.79	39.07	1.21	56.93	96.00	59.30	40.70	
49	200.00	185.00	77.35	56.11	0.67	112.34	0.66	2	98	118	121.5	1.40	3.00	0.02	0.58	0.80	39.87	1.20	58.13	98.00	59.32	40.68	
50	200.00	185.00	75.18	54.48	0.67	109.75	0.66	2	100	118	121.5	1.40	3.00	0.02	0.60	0.80	40.67	1.20	59.33	100.00	59.33	40.67	
51	200.00	185.00	73.04	52.88	0.67	107.17	0.66	2	102	118	121.5	1.40	3.00	0.02	0.62	0.80	41.46	1.20	60.54	102.00	59.35	40.65	
52	200.00	185.00	70.91	51.32	0.67	104.60	0.66	2	104	118	121.5	1.40	3.00	0.02	0.64	0.80	42.26	1.20	61.74	104.00	59.36	40.64	
53	200.00	185.00	68.80	49.78	0.67	102.03	0.67	2	106	118	121.5	1.40	3.00	0.02	0.66	0.80	43.06	1.20	62.94	106.00	59.38	40.62	
54	200.00	185.00	66.71	48.27	0.67	99.48	0.67	2	108	118	121.5	1.40	3.00	0.02	0.68	0.80	43.86	1.20	64.14	108.00	59.39		

Sapata Estaqueada B – Mandolini et al.

Previsão - Sapata Estaqueada B																						
i	K_{vs}	K_{vr}	K_v	K_r	α_{vs}	K_{FR}	β	AQ_{FR}	Q_{FR}	Q_{amb}	Q_{out}	n_v	n_r	Δp_{FR}	p_{FR}	AQ_v	Q_v	AQ_p	Q_p	Q_{FR}	u_p	u_r
0	190.00	185.00	190.00	185.00	0.71																	
1	190.00	185.00	182.34	180.67	0.71	220.85	0.92	2	4	64.00	121.50	2.50	3.00	0.01	0.00	0.96	0.96	1.04	1.04	2.00	52.21	47.79
2	190.00	185.00	175.09	176.27	0.71	216.59	0.97	2	4	64.00	121.50	2.50	3.00	0.01	0.01	0.99	1.94	1.01	2.06	4.00	51.46	48.54
3	190.00	185.00	168.17	171.84	0.71	212.39	1.02	2	6	64.00	121.50	2.50	3.00	0.01	0.02	1.01	2.95	0.99	3.05	6.00	50.81	49.19
4	190.00	185.00	161.56	167.41	0.71	208.21	1.06	2	8	64.00	121.50	2.50	3.00	0.01	0.03	1.03	3.98	0.97	4.02	8.00	50.24	49.76
5	190.00	185.00	155.21	162.98	0.71	204.05	1.10	2	10	64.00	121.50	2.50	3.00	0.01	0.04	1.05	5.03	0.95	4.97	10.00	49.73	50.27
6	190.00	185.00	149.10	158.57	0.71	199.90	1.13	2	12	64.00	121.50	2.50	3.00	0.01	0.05	1.06	6.09	0.94	5.91	12.00	49.28	50.72
7	190.00	185.00	143.22	154.19	0.71	195.75	1.16	2	14	64.00	121.50	2.50	3.00	0.01	0.06	1.07	7.16	0.93	6.84	14.00	48.87	51.13
8	190.00	185.00	137.54	149.85	0.71	191.60	1.18	2	16	64.00	121.50	2.50	3.00	0.01	0.07	1.08	8.24	0.92	7.76	16.00	48.49	51.51
9	190.00	185.00	132.06	145.56	0.71	187.46	1.20	2	18	64.00	121.50	2.50	3.00	0.01	0.08	1.09	9.33	0.91	8.67	18.00	48.15	51.85
10	190.00	185.00	126.76	141.32	0.71	183.30	1.22	2	20	64.00	121.50	2.50	3.00	0.01	0.09	1.10	10.43	0.90	9.57	20.00	47.83	52.17
11	190.00	185.00	121.63	137.13	0.71	179.15	1.24	2	22	64.00	121.50	2.50	3.00	0.01	0.10	1.11	11.54	0.89	10.46	22.00	47.54	52.46
12	190.00	185.00	116.66	133.00	0.71	175.00	1.26	2	24	64.00	121.50	2.50	3.00	0.01	0.11	1.12	12.66	0.88	11.34	24.00	47.26	52.74
13	190.00	185.00	111.86	128.93	0.71	170.85	1.28	2	26	64.00	121.50	2.50	3.00	0.01	0.12	1.12	13.78	0.88	12.22	26.00	47.01	52.99
14	190.00	185.00	107.21	124.92	0.71	166.71	1.29	2	28	64.00	121.50	2.50	3.00	0.01	0.14	1.13	14.91	0.87	13.09	28.00	46.76	53.24
15	190.00	185.00	102.71	120.98	0.71	162.57	1.31	2	30	64.00	121.50	2.50	3.00	0.01	0.15	1.13	16.04	0.87	13.96	30.00	46.53	53.47
16	190.00	185.00	98.35	117.10	0.71	158.43	1.32	2	32	64.00	121.50	2.50	3.00	0.01	0.16	1.14	17.18	0.86	14.82	32.00	46.31	53.69
17	190.00	185.00	94.13	113.29	0.71	154.31	1.34	2	34	64.00	121.50	2.50	3.00	0.01	0.17	1.14	18.32	0.86	15.68	34.00	46.11	53.89
18	190.00	185.00	90.04	109.54	0.71	150.20	1.35	2	36	64.00	121.50	2.50	3.00	0.01	0.19	1.15	19.47	0.85	16.53	36.00	45.91	54.09
19	190.00	185.00	86.09	105.86	0.71	146.10	1.37	2	38	64.00	121.50	2.50	3.00	0.01	0.20	1.15	20.63	0.85	17.37	38.00	45.71	54.29
20	190.00	185.00	82.26	102.26	0.71	142.02	1.38	2	40	64.00	121.50	2.50	3.00	0.01	0.22	1.16	21.79	0.84	18.21	40.00	45.53	54.47
21	190.00	185.00	78.56	98.72	0.71	137.95	1.39	2	42	64.00	121.50	2.50	3.00	0.01	0.23	1.16	22.95	0.84	19.05	42.00	45.35	54.65
22	190.00	185.00	74.97	95.24	0.71	133.91	1.41	2	44	64.00	121.50	2.50	3.00	0.01	0.25	1.17	24.12	0.83	19.88	44.00	45.18	54.82
23	190.00	185.00	71.51	91.84	0.71	129.89	1.42	2	46	64.00	121.50	2.50	3.00	0.02	0.26	1.17	25.29	0.83	20.71	46.00	45.01	54.99
24	190.00	185.00	68.16	88.51	0.71	125.90	1.43	2	48	64.00	121.50	2.50	3.00	0.02	0.28	1.18	26.47	0.82	21.53	48.00	44.85	55.15
25	190.00	185.00	64.93	85.25	0.71	121.94	1.45	2	50	64.00	121.50	2.50	3.00	0.02	0.29	1.18	27.65	0.82	22.35	50.00	44.69	55.31
26	190.00	185.00	61.81	82.06	0.71	118.01	1.46	2	52	64.00	121.50	2.50	3.00	0.02	0.31	1.19	28.84	0.81	23.16	52.00	44.54	55.46
27	190.00	185.00	58.79	78.93	0.71	114.11	1.47	2	54	64.00	121.50	2.50	3.00	0.02	0.33	1.19	30.03	0.81	23.97	54.00	44.39	55.61
28	190.00	185.00	55.88	75.88	0.71	110.25	1.49	2	56	64.00	121.50	2.50	3.00	0.02	0.35	1.20	31.23	0.80	24.77	56.00	44.24	55.76
29	190.00	185.00	53.07	72.89	0.71	106.43	1.50	2	58	64.00	121.50	2.50	3.00	0.02	0.36	1.20	32.43	0.80	25.57	58.00	44.09	55.91
30	190.00	185.00	50.37	69.98	0.71	102.66	1.51	2	60	64.00	121.50	2.50	3.00	0.02	0.38	1.20	33.63	0.80	26.37	60.00	43.95	56.05
31	190.00	185.00	47.76	67.13	0.71	98.93	1.53	2	62	64.00	121.50	2.50	3.00	0.02	0.40	1.21	34.84	0.79	27.16	62.00	43.81	56.19
32	190.00	185.00	45.25	64.35	0.71	95.24	1.54	2	64	64.00	121.50	2.50	3.00	0.02	0.42	1.21	36.05	0.79	27.95	64.00	43.67	56.33
33	190.00	185.00	42.83	61.64	0.71	91.61	1.56	2	66	64.00	121.50	2.50	3.00	0.02	0.45	1.22	37.27	0.78	28.73	66.00	43.53	56.47
34	190.00	185.00	40.51	59.00	0.71	88.03	1.57	2	68	64.00	121.50	2.50	3.00	0.02	0.47	1.22	38.49	0.78	29.51	68.00	43.40	56.60
35	190.00	185.00	38.28	56.42	0.71	84.50	1.58	2	70	64.00	121.50	2.50	3.00	0.02	0.49	1.23	39.72	0.77	30.28	70.00	43.26	56.74
36	190.00	185.00	36.13	53.91	0.71	81.04	1.60	2	72	64.00	121.50	2.50	3.00	0.02	0.52	1.23	40.95	0.77	31.05	72.00	43.13	56.87
37	190.00	185.00	34.07	51.47	0.71	77.63	1.62	2	74	64.00	121.50	2.50	3.00	0.03	0.54	1.24	42.18	0.76	31.82	74.00	43.00	57.00
38	190.00	185.00	32.09	49.09	0.71	74.28	1.63	2	76	64.00	121.50	2.50	3.00	0.03	0.57	1.24	43.42	0.76	32.58	76.00	42.86	57.14
39	190.00	185.00	30.20	46.78	0.71	71.00	1.65	2	78	64.00	121.50	2.50	3.00	0.03	0.60	1.24	44.67	0.76	33.33	78.00	42.73	57.27
40	190.00	185.00	28.39	44.54	0.71	67.79	1.66	2	80	64.00	121.50	2.50	3.00	0.03	0.63	1.25	45.92	0.75	34.08	80.00	42.60	57.40
41	190.00	185.00	26.65	42.36	0.71	64.64	1.68	2	82	64.00	121.50	2.50	3.00	0.03	0.66	1.25	47.17	0.75	34.83	82.00	42.47	57.53
42	190.00	185.00	24.99	40.24	0.71	61.56	1.70	2	84	64.00	121.50	2.50	3.00	0.03	0.69	1.26	48.43	0.74	35.57	84.00	42.34	57.66
43	190.00	185.00	23.40	38.19	0.71	58.56	1.72	2	86	64.00	121.50	2.50	3.00	0.03	0.73	1.26	49.69	0.74	36.31	86.00	42.22	57.78
44	190.00	185.00	21.89	36.20	0.71	55.62	1.74	2	88	64.00	121.50	2.50	3.00	0.04	0.76	1.27	50.96	0.73	37.04	88.00	42.09	57.91
45	190.00	185.00	20.45	34.27	0.71	52.77	1.76	2	90	64.00	121.50	2.50	3.00	0.04	0.80	1.27	52.24	0.73	37.76	90.00	41.96	58.04
46	190.00	185.00	19.07	32.41	0.71	49.98	1.77	2	92	64.00	121.50	2.50	3.00	0.04	0.84	1.28	53.52	0.72	38.48	92.00	41.83	58.17
47	190.00	185.00	17.76	30.60	0.71	47.28	1.80	2	94	64.00	121.50	2.50	3.00	0.04	0.88	1.28	54.80	0.72	39.20	94.00	41.70	58.30
48	190.00	185.00	16.52	28.86	0.71	44.65	1.82	2	96	64.00	121.50	2.50	3.00	0.04	0.93	1.29	56.09	0.71	39.91	96.00	41.57	58.43
49	190.00	185.00	15.34	27.18	0.71	42.11	1.84	2	98	64.00	121.50	2.50	3.00	0.05	0.97	1.30	57.39	0.70	40.61	98.00	41.44	58.56
50	190.00	185.00	14.22	25.56	0.71	39.64	1.86	2	100	64.00	121.50	2.50	3.00	0.05	1.02	1.30	58.69	0.70	41.31	100.00	41.31	58.69
51	190.00	185.00	13.15	24.00	0.71	37.26	1.88	2	102	64.00	121.50	2.50	3.00	0.05	1.08	1.31	59.99	0.69	42.01	102.00	41.18	58.82
52	190.00	185.00	12.15	22.50	0.71	34.95	1.91	2	104	64.00	121.50	2.50	3.00	0.06	1.14	1.31	61.31	0.69	42.69	104.00	41.05	58.95
53	190.00	185.00	11.20	21.05	0.71	32.73	1.93	2	106	64.00	121.50	2.50	3.00	0.06	1.20	1.32	62.62	0.68	43.38	106.00	40.92	59.08
54	190.00	185.00	10.30	19.66	0.71	30.59	1.95	2	108	64.00	121.50	2										