



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



MARCOS RODRIGO LOPES CAMPOS

**INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DE ESTACAS
INSTRUMENTADAS NO COMPORTAMENTO DE SAPATAS
DE FUNDAÇÃO**

Uberlândia, 2025

MARCOS RODRIGO LOPES CAMPOS

**INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DE ESTACAS
INSTRUMENTADAS NO COMPORTAMENTO DE SAPATAS
DE FUNDAÇÃO**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Construção Civil, Estruturas e Geotecnica

Orientador: Prof. Dr. Jean Rodrigo Garcia

Uberlândia, 2025

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Sistema de Bibliotecas da UFU, MG, Brasil.

C198i Campos, Marcos Rodrigo Lopes, 1996-
2025 Influência do comprimento de estacas instrumentadas no
comportamento de sapatas de fundação [recurso eletrônico] / Marcos
Rodrigo Lopes Campos. - 2025.

Orientador: Jean Rodrigo Garcia.
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia,
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil.
Modo de acesso: Internet.
Disponível em: <http://doi.org/10.14393/ufu.di.2025.5570>
Inclui bibliografia.
Inclui ilustrações.

1. Engenharia Civil. 2. Fundações (Engenharia). 3. Análise numérica.
4. Solos. I. Garcia, Jean Rodrigo, 1980-, (Orient.). II. Universidade
Federal de Uberlândia. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil.
III. Título.

CDU: 624

Rejâne Maria da Silva
Bibliotecária-Documentalista – CRB6/1925



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

Coordenação do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Av. João Naves de Ávila, 2121, Bloco 1Y - Bairro Santa Monica, Uberlândia-MG, CEP
38400-902
Telefone: 34 3239-4137 - www.feciv.ufu.br/ppgec - posgradcivil@ufu.br



ATA DE DEFESA - PÓS-GRADUAÇÃO

Programa de Pós-Graduação em:	Engenharia Civil			
Defesa de:	Dissertação de Mestrado Acadêmico, 322, PPGEC			
Data:	19 de agosto de 2025	Hora de início:	8h32min	Hora de encerramento: 10h32min
Matrícula do Discente:	12312ECV012			
Nome do Discente:	Marcos Rodrigo Lopes Campos			
Título do Trabalho:	Influência Do Comprimento De Estacas Instrumentadas No Comportamento De Sapatas De Fundação			
Área de concentração:	Construção Civil, Estruturas e Geotecnia			
Linha de pesquisa:	Geotecnia			
Projeto de Pesquisa de vinculação:	Comportamento de sapatas com estaca assentes em solo tropical melhorado com cimento			

Reuniu-se, em sessão pública por webconferência, a Banca Examinadora, designada pelo Colegiado do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, assim composta pelos Professores Doutores: Michael Andrade Maedo - UFU, Paulo José Rocha de Albuquerque - UNICAMP e Jean Rodrigo Garcia, orientador do candidato.

Iniciando os trabalhos o presidente da mesa, Jean Rodrigo Garcia, apresentou a Comissão Examinadora e o candidato, agradeceu a presença do público, e concedeu ao discente a palavra para a exposição do seu trabalho. A duração da apresentação do Discente e o tempo de arguição e resposta foram conforme as normas do Programa.

A seguir o senhor(a) presidente concedeu a palavra, pela ordem sucessivamente, aos(as) examinadores(as), que passaram a arguir o(a) candidato(a). Ultimada a arguição, que se desenvolveu dentro dos termos regimentais, a Banca, em sessão secreta, atribuiu o resultado final, considerando o(a) candidato(a):

Aprovado

Esta defesa faz parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre.

O competente diploma será expedido após cumprimento dos demais requisitos, conforme as normas do Programa, a legislação pertinente e a regulamentação interna da UFU.

Nada mais havendo a tratar foram encerrados os trabalhos. Foi lavrada a presente ata que após lida e achada conforme foi assinada pela Banca Examinadora.



Documento assinado eletronicamente por **Jean Rodrigo Garcia, Professor(a) do Magistério Superior**, em 19/08/2025, às 10:31, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Michael Andrade Maedo, Professor(a) do Magistério Superior**, em 19/08/2025, às 10:31, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Paulo Jose Rocha de Albuquerque, Usuário Externo**, em 19/08/2025, às 10:31, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://www.sei.ufu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **6601750** e o código CRC **358B404D**.

Referência: Processo nº 23117.056847/2025-01

SEI nº 6601750

Dedico este trabalho a todos os engenheiros civis, profissionais da área e pesquisadores que tenham interesse pela temática em prol de benefícios na construção civil para a sociedade.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por me permitir e tornar possível a concretização desta realização em minha vida.

Ao meu orientador, Professor Dr. Jean Rodrigo Garcia, pela orientação, paciência e apoio durante todo o processo. Suas valiosas sugestões e críticas contribuíram imensamente para o aprimoramento deste trabalho, e, sem o seu apoio, não seria possível concluir-lo.

À minha família, em especial à minha mãe, Simone, e ao meu pai, Roberto, pelo amor, apoio e compreensão ao longo de toda a minha trajetória acadêmica; e aos meus irmãos, Maria Eduarda, Felipe e Janaina, por todo o apoio e carinho. A presença de vocês foi fundamental para que eu pudesse enfrentar os desafios e concluir esta etapa com sucesso.

À minha namorada, Maria Eduarda, por todo o amor, apoio e ajuda ao longo desse percurso. Sou muito grato por ter você em minha vida.

Agradeço também aos membros da banca examinadora, os Professores Dr. Michael Maedo e Dr. Paulo Albuquerque, por suas contribuições e pelo tempo dedicado à avaliação deste trabalho.

Aos meus colegas e amigos, em especial àqueles que estiveram ao meu lado ao longo dessa trajetória e que me ajudaram a tornar real essa conquista em minha vida. Alisson, Rogério, Bárbara e Carlos, agradeço pelas discussões enriquecedoras que ampliaram minha visão sobre o tema. Também aos amigos Bruno, Damis, Bruna, Marcos e Diego, que sempre me apoiaram e contribuíram para que eu chegasse até aqui.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV) e à Universidade Federal de Uberlândia (UFU).

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG), pelo apoio financeiro.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pelo fornecimento da bolsa de estudos.

A todos que, de alguma forma, contribuíram para a realização deste trabalho, o meu sincero obrigado!

RESUMO

No contexto das pequenas obras na região do triângulo mineiro, tem sido cada vez mais comum o surgimento de patologias devido a falhas nas fundações dessas obras. Isso ocorre devido à falta de conhecimento adequado das características do solo, o que resulta em erros no dimensionamento das fundações. O solo brasileiro possui características de formação típica de clima tropical, o que justifica a necessidade de estudos mais aprofundados sobre suas propriedades e sobre a interação geotécnica entre o elemento de fundação e solo, principalmente quando considerando o contexto dos solos não saturados. Estudos realizados na região de Uberlândia/MG indicam que os solos locais possuem características lateríticas e são susceptíveis a colapsos. O objetivo desta pesquisa é analisar a variação de rigidez em fundações de Radiers Estaqueados Isolados (REI) pela variação das estacas, sendo elas de 4 m, 5 m e 6 m de comprimento. Além disso, foi analisado o compartilhamento de carga e a distribuição de carga entre a sapata e as estacas com a variação do comprimento das estacas, compilando os dados obtidos por outras pesquisas realizadas no campo experimental de mecânica dos solos e fundações da Universidade Federal de Uberlândia. Para as análises entre os radiers estaqueados isolados foi necessário realizar um ensaio experimental do radier estaqueado com a estaca de 6 m através de prova de carga estática e lenta com o solo em condição *in situ* e inundada, e análises do modelo utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF) para simular e comparar o comportamento real com o modelo numérico, visando o aprofundamento dos cenários de análise, possibilitando inclusive a extração para outros tipos de estruturas. Os ensaios experimentais demonstraram ganho em capacidade de carga com o aumento do comprimento das estacas, com aumento de 30,72% entre os radiers estaqueados isolados de 4 m e 5 m, e entre as fundações de 5 m e 6 m o aumento da capacidade de carga foi de 35,48%. Com o aumento da capacidade de carga também tiveram aumento dos recalques. Além disso, observou-se um intervalo de compartilhamento de carga entre a sapata e à estaca que variou entre 30 e 59% para a sapata e entre 41 e 70% para as estacas, sendo à estaca de 6 m a que absorveu maior parcela de carga quando comparado as estacas de 4 m e 5 m. Além disso, as análises numéricas demonstraram que podem contribuir para análises mais refinadas de fundações em radiers com estacas.

Palavras-chave: Radier estaqueado isolado, estacas em solos colapsíveis, análise numérica; Elementos Finitos 3D

ABSTRACT

In the context of small-scale construction projects in the Triângulo Mineiro region, the occurrence of foundation-related pathologies has become increasingly common. This is primarily due to insufficient knowledge of the geotechnical characteristics of the soil, which often leads to design errors in foundation sizing. Brazilian soils exhibit characteristics typical of tropical weathering processes, which underscores the need for more in-depth studies of their properties and of the soil–foundation interaction, particularly when considering the behavior of unsaturated soils. Studies conducted in the Uberlândia/MG region indicate that the local soils are lateritic in nature and exhibit collapse susceptibility. The objective of this research is to evaluate the variation in stiffness of Isolated Piled Raft Foundations (REI) by varying pile lengths of 4 m, 5 m, and 6 m. In addition, the study investigates load sharing and load distribution between the raft and piles for different pile lengths, compiling data obtained from previous research carried out at the Experimental Geotechnical and Foundation Research Site of the Federal University of Uberlândia. For comparative analyses of the isolated piled rafts, an experimental test of a piled raft with 6 m-long piles was performed using a slow maintained static load test under both in situ and inundated soil conditions. Numerical modeling using the Finite Element Method (FEM) was also conducted to simulate and compare the experimental behavior with the numerical model, aiming to deepen the understanding of the analyzed scenarios and enable extrapolation to other types of structures. The experimental tests demonstrated an increase in load-bearing capacity with greater pile lengths, showing a 30.72% increase between the 4 m and 5 m piled rafts, and a further 35.48% increase between the 5 m and 6 m foundations. The increase in bearing capacity was also accompanied by an increase in settlements. Furthermore, the load-sharing ratio between the raft and the piles ranged from 30% to 59% for the raft and from 41% to 70% for the piles, with the 6 m piles carrying the highest proportion of the applied loads compared to the 4 m and 5 m piles. Numerical analyses also highlighted their potential to provide more refined insights into the performance of piled raft foundations.

Keywords: Isolated piled raft foundation, collapsible soil piles, numerical analysis; 3D finite elements.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Interação solo-estrutura entre radiers, estacas e o subsolo.	23
Figura 2 - Modelos de fundações: a) – Estaca isolada; b) – Grupo de estacas. c) – Radier estaqueado	23
Figura 3 – Coeficiente α_{pr} para radier isolado, grupo de estacas e radier estaqueado.....	24
Figura 4 - Influência das interações entre estaca-estaca e estaca-radier sobre o comportamento carga-recalque da estaca	28
Figura 5 - Zonas de influência nas diferentes geometrias dos radiers estaqueados	30
Figura 6 - Fatores de incremento na capacidade de carga das estacas e do bloco devido à interação bloco/estacas	31
Figura 7 - Modelo Estaca “T”.....	34
Figura 8 - Influência da interação estaca-radier na pressão de contato entre o radier o solo baseado modelo de Frankfurt Clay	34
Figura 9 - Influência da interação estaca-radier na pressão de contato entre o radier o solo baseado modelo de Frankfurt Clay	35
Figura 10 – Detalhes de vista e elevação das fundações – Grupo de estacas, sapata com estacas de 0,1 m e sapata isolada	37
Figura 11 – Detalhes de vista e elevação das fundações - grupo de estacas de 0,15 m, sapata com estacas de 0,15 m, estaca de 0,3 m e sapata com estaca de 0,3 m.	37
Figura 12 - Extrapolação dos resultados das curvas experimentais	38
Figura 13 - Pequenos e grandes radiers estaqueados.....	40
Figura 14 - Deslocamento sob a base do radier com 2 estacas.....	40
Figura 15 - Mapa de solos do Brasil.....	41
Figura 16 - Curva carga vs recalque obtidas por prova de carga e simulações numéricas.....	48
Figura 17 – Localização geográfica da área experimental	50
Figura 18 - Característica geológica da região de Uberlândia.....	51
Figura 19 - Precipitação mensal entre os anos de 2021 e 2024 para Uberlândia - MG	52
Figura 20 – Descrição do solo em que os REI's estão assentes com a relação dos resultados de ensaios SPT e DPL	53
Figura 21 – Dimensões das fundações analisadas	54
Figura 22 - Locação das fundações testes no CEMSF	55
Figura 23 - Esquema da prova de carga estática em fundação mista	56

Figura 24 - Posicionamento das barras instrumentadas nos REI's de 4 m, 5 m e 6 m.....	57
Figura 25 - Modelo numérico em 2D	58
Figura 26 – Modelo numérico com malha de 4 nós	59
Figura 27 – Semiespaço do modelo MEF para o REI de 6 m	60
Figura 28 – Malha de 4 nós adotada para o MEF do REI com estaca de 6 m.....	61
Figura 29 – Variação da capacidade de carga entre os REI's de 4, 5 e 6 m para a condição <i>in situ</i> do solo – Resultados experimentais e numéricos	66
Figura 31 - Distribuição de carga para a condição do solo <i>in situ</i> : a) REI 4 m; b) REI 5 m;... <td>68</td>	68
Figura 32 – Transferência de carga nas estacas dos REI's de 4, 5 e 6 m em condição <i>in situ</i> do solo com resultados experimentais e numéricos – a) 10% de carregamento; b) 50% de carregamento; c) 100% de carregamento.	71
Figura 33 – Atrito lateral unitário nas estacas dos REI's de 4, 5 e 6 m em condição <i>in situ</i> do solo com resultados experimentais e numéricos – a) 10% de carregamento; b) 50% de carregamento; c) 100% de carregamento.	75
Figura 34 – Variação da rigidez entre os REI's de 4 m, 5 m e 6 m.....	78
Figura 35 - Variação da capacidade de carga entre os REI's de 4, 5 e 6 m para a condição inundada do solo – Resultados experimentais e numéricos solo.....	81
Figura 36 - Distribuição de carga para a condição inundada do solo:.....	83
Figura 37 – Transferência de carga nas estacas dos REI's de 4, 5 e 6 m em condição inundada do solo com resultados experimentais e numéricos – a) 10% de carregamento; b) 50% de carregamento; c) 100% de carregamento.	88
Figura 38 – Atrito lateral unitário nas estacas dos REI's de 4, 5 e 6 m em condição inundada do solo com resultados experimentais e numéricos – a) 10% de carregamento; b) 50% de carregamento;	93

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetros mecânicos do concreto utilizado na fundação teste	62
Tabela 2- Parâmetros do solo amostrado.....	63
Tabela 3– Cargas experimentais, de ruptura convencionadas e admissíveis para os REI's de 4, 5 e 6 m estado <i>in situ</i>	65
Tabela 4 - Valores de rigidez para cargas admissíveis	78
Tabela 5 - Cargas experimentais, de ruptura convencionadas e admissíveis para os REI's de 4, 5 e 6 m estado inundado	80

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Locais de Ocorrência de solos colapsíveis no Brasil 44

LISTA DE SÍMBOLOS

kN	Quilo-newton
L	Comprimento da estaca
m	Metro
t	Tonelada
ϕ	Ângulo de atrito
σ_r	Capacidade de carga
c	Coesão efetiva do solo
γ	Peso específico do material
r_m	Raio de influência da estaca
r_c	Raio efetivo do topo (área do topo dividido pelo número de estacas)
r_0	Raio da estaca
K_{pr}	Rigidez do radier estaqueado
K_{pg}	Rigidez do grupo de estacas
K_r	Rigidez do radier
α_{rp}	Fator de interação entre as estacas e o bloco

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

DPL - *Dynamic Probing Light*

PCE – Prova de Carga Estática e lenta

MEF - Método dos Elementos Finitos

CEMSF - Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Universidade Federal de Uberlândia

REI – Radier Estaqueado Isolado

SPT - *Standard Penetration Test*

SPES – Sapata Plana com Estaca

REI EXP NAT – Radier Estaqueado Isolado Experimental com solo em estado *in situ*

REI EXP INUN – Radier Estaqueado Isolado Experimental com solo em estado inundado

REI 4 m – Radier Estaqueado Isolado com estaca de 4 m de comprimento

REI 5 m – Radier Estaqueado Isolado com estaca de 5 m de comprimento

REI 6 m – Radier Estaqueado Isolado com estaca de 6 m de comprimento

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	OBJETIVOS.....	19
1.1.1	<i>Objetivo geral.....</i>	19
1.1.2	<i>Objetivos específicos.....</i>	19
1.2	JUSTIFICATIVA.....	19
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	22
2.1	PROJETO EM RADIER COM ESTACAS	22
2.1.1	<i>Prova de carga estática.....</i>	24
2.1.2	<i>Análise numérica.....</i>	25
2.1.3	<i>Estudos experimentais e numéricos</i>	26
2.1.4	<i>Efeito de contato.....</i>	39
2.2	SOLOS DE CLIMAS TROPICAIS	41
2.2.1	<i>Solos lateríticos.....</i>	42
2.2.2	<i>Ocorrência do colapso em solos não saturados</i>	43
2.2.3	<i>Colapso no solo em fundações.....</i>	45
3	MATERIAL E MÉTODOS.....	50
3.1	CAMPO EXPERIMENTAL	50
3.1.1	<i>Localização e geologia local.....</i>	50
3.1.2	<i>Investigações no subsolo</i>	52
3.1.3	<i>Fundações testes</i>	53
4	RESULTADOS E ANÁLISES	64
4.1	RESULTADOS EM CONDIÇÃO <i>IN SITU</i> DO SOLO	64
4.1.1	<i>Capacidade de carga</i>	64
4.1.2	<i>Compartilhamento de carga.....</i>	67
4.1.3	<i>Transferência de carga</i>	69
4.1.4	<i>Atrito lateral unitário.....</i>	74
4.1.5	<i>Variação da rigidez.....</i>	77
4.2	RESULTADOS EM CONDIÇÃO INUNDADA DO SOLO	79
4.2.1	<i>Capacidade de carga</i>	79
4.2.2	<i>Compartilhamento de carga.....</i>	82
4.2.3	<i>Transferência de carga</i>	85

4.2.4	<i>Atrito lateral unitário</i>	89
5	CONCLUSÃO	95
6	RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	98
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	99
	APÊNDICE A – EXECUÇÃO DA PROVA DE CARGA	105
	APÊNDICE B – QUANTITATIVO E DETALHAMENTO DAS ARMADURAS DO REI DE 6 M	106
	APÊNDICE C – DESCRIÇÃO DA EXECUÇÃO DO REI DE 6 M	107
	APÊNDICE D – BULBO DE TENSÕES E DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES REI 6 M	113

1 INTRODUÇÃO

A construção civil, tem se desenvolvido com métodos e materiais que proporcionam maior agilidade e durabilidade nas construções. Segundo a Câmara Brasileira da Indústria da Construção (CBIC), o Brasil nos anos de 2021 e 2022 teve um crescimento de 17,7% na construção civil, para o ano de 2023 o crescimento foi de 0,5 %, no ano de 2024 foi de 4,1 %, e a projeção para o ano de 2025 é de 2,3%, demonstrando que a indústria da construção brasileira vem crescendo mesmo com uma desaceleração entre os anos de 2024 e 2025. Em Minas Gerais, os índices da construção civil também são crescentes, assim como na região do triângulo mineiro, conforme dados apresentados pelo IBGE. A cidade de Uberlândia, localizada no triângulo mineiro, apresentou aumento de 53 % no número de domicílios considerando os últimos 12 anos (Granja Marileusa Desenvolvedora, 2024).

Com o crescimento da construção civil e com o aumento do número de obras sem acompanhamento técnico e projetos de fundações, as patologias nas edificações se tornam mais recorrentes, tais como fissuras, rachaduras, infiltrações e destacamentos. Essas patologias acarretam danos nas edificações que vão desde estéticos à danos estruturais, podendo gerar a falha da estrutura. Além de todos esses problemas, edificações mal dimensionadas e sem estudos prévios poderão gerar gastos indesejados. Em geral, essas situações ocorrem frequentemente em obras de pequeno porte, edificações unifamiliares, que nem sempre possuem acompanhamento técnico adequado e que acabam não atendendo as especificações técnicas normativas e as boas práticas da construção civil, e acabam não levando em consideração as diversidades dos solos em que serão apoiadas as fundações.

Além dos diversos fatores construtivos, a diversidade e estratigrafia dos solos são fatores que geram influência no comportamento das fundações, suas propriedades e características distintas que vão determinar as limitações dos projetos de fundações. No Brasil, os solos são predominantemente de climas tropicais, e em algumas regiões os solos possuem características colapsíveis, ou seja, solos não saturados que podem sofrer deformações elevadas quando submetidos ao aumento de umidade e com acréscimo de tensões. Esses solos também apresentam grande resistência quando não estão saturados, gerando interpretações divergentes da realidade sobre sua resistência (Albuquerque; Miguel e Marque, 2006). Na região de Uberlândia em Minas Gerais, foram realizados estudos e com isso, foram identificados solos

com características lateríticas areno-argilosas em determinadas regiões e argilosas em outras, entendendo ser um solo de predominância tropical por suas características (Gonzaga *et al.*, 2015). No campo experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da universidade de Uberlândia (CEMSF), estudos realizados por Oliveira (2022), caracterizaram o solo como areia argilo-siltosa, além de demonstrar através de ensaios edométricos, que o solo possui características colapsíveis. Outros ensaios realizados no CEMSF foram feitos por Saraiva Júnior (2024), que realizou ensaios DPL (*Dynamic Probing Ligth*) em sua pesquisa para comparar com resultados do ensaio SPT realizado no campo experimental, além de analisar o comportamento de estacas isoladas submetidas a esforços de tração e compressão a fim de averiguar o comportamento de fundações no solo do CEMSF da UFU.

Diante do exposto e, considerando a necessidade de melhorias nas obras da região, especialmente em função da complexidade de execução, e levando em consideração os métodos mais usuais na região de Uberlândia-MG-Brasil e as características do solo, esta pesquisa tem por objetivo analisar o comportamento de fundações do tipo radier estaqueado isolado variando o comprimento das estacas em 4 m, 5 m e 6 m, integradas a sapatas de 1 metro de diâmetro e 0,20 m de espessura. Para isso, foram consideradas provas de carga e análises numéricas realizadas por Oliveira (2022) para o radier com estaca de 4 m, por Lopes (2023) e Pereira (2025) para o radier com estaca de 5 m, e pelo autor desta pesquisa para o radier com estacas de 6 m. Todos os ensaios foram executados no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia em Minhas Gerais.

Além disso, buscou-se analisar o efeito do colapso e sua influência no comportamento das fundações em radier estaqueado isolado, visto que os solos apresentam características colapsíveis. A partir dos dados experimentais obtidos para a fundação com estaca de 6 m, foram realizadas análises comparativas com os resultados das fundações de 4 m e 5 m, bem como com os resultados numéricos obtidos por meio de simulações pelo Método dos Elementos Finitos (MEF). O modelo numérico do radier com estaca de 6 m foi calibrado e validado com base nos dados experimentais por meio do *software* RS3.

Os resultados obtidos podem contribuir significativamente para o meio científico e técnico, sabendo que, na região de Uberlândia-MG são escassos os estudos relacionados ao

comportamento de fundações mistas em sapatas com estacas e estudos de fundações assentes no solo suscetível ao fenômeno do colapso. Além de proporcionar ao meio técnico parâmetros para auxiliar no dimensionamento de fundações mistas na região de Uberlândia-MG, auxiliando na tomada de decisões mais assertivas em projetos, visando pequenas e médias edificações que sofrem com precariedades de projetos, principalmente quando se leva em consideração a população menos favorecida.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

O objetivo desta pesquisa consiste em analisar a influência da variação do comprimento de estacas curtas no comportamento de fundações mistas (radiers estaqueados isolados), submetidas à compressão axial, por meio de prova de carga estática e lenta (PCE) e por meio de análises numéricas pelo método dos elementos finitos bidimensional e tridimensional (MEF-2D e 3D).

1.1.2 Objetivos específicos

Entre os objetivos específicos destacam-se:

- Avaliar a influência da variação do comprimento da estaca e da variação da umidade do solo na capacidade de carga das fundações;
- Avaliar a influência da variação do comprimento da estaca e da variação da umidade do solo no compartilhamento de carga dos radiers estaqueados isolados;
- Avaliar numericamente os resultados de prova de carga, permitindo a extração por modelos numéricos, e consequentemente, análises mais refinadas do comportamento das fundações em radiers estaqueados isolados.

1.2 JUSTIFICATIVA

Quando se considera o contexto dos projetos de fundações convencionais de obras de pequeno porte no Brasil, elas são tratadas como rasas ou profundas, onde dificilmente são associadas por gerarem diferentes formas de distribuição de tensões ao solo, além de possuírem um complexo

sistema de interação entre seus elementos. Além disso, necessitam de análises sofisticadas como o método dos elementos finitos (MEF). Nos projetos de fundações, a princípio, realiza-se a análise do solo para auxiliar na determinação do modelo de fundações que será empregado, caso apresente boa resistência nas camadas superficiais, pode-se adotar fundações rasas como solução, caso contrário, é necessário a utilização de fundações profundas. No caso de fundações profundas por estacas, projeta-se um bloco de coroamento para transferir a carga da superestrutura para a estaca de fundação, normalmente esse bloco está em contato com o solo, mas convencionalmente não se leva em consideração os efeitos gerados pelo contato entre o bloco e o solo.

Com isso, mesmo com diversas pesquisas sobre a interação entre as fundações mistas, levando em consideração o conceito de radier estaqueado e considerando o efeito de contato radier-solo para a capacidade de carga do conjunto, ainda existe escassez de estudos sobre este modelo de fundações, bem como as análises de fundações mistas em solos com características colapsíveis.

Os estudos sobre o comportamento dessas fundações mistas são de suma importância para o meio técnico pois podem gerar reduções significativas nas dimensões das fundações, na quantidade de materiais, nos custos e na redução de resíduos poluentes, reduzindo consequentemente os danos ao meio ambiente. Essas vantagens surgem devido a contribuição do bloco ao conjunto, conforme estudos apresentados nesta pesquisa. Na cidade de Uberlândia/MG/Brasil, situada na região do triângulo mineiro, poucos estudos foram desenvolvidos sobre a análise do comportamento de fundações mistas em sapata estaqueada, e o comportamento de fundações assentes em solos com características colapsíveis, como é o caso do solo da região de Uberlândia-MG. Nesta região, o trabalho desenvolvido por Oliveira (2022) foi o precursor nos estudos experimentais do comportamento de sapata com estaca assente em solo colapsável. Além de Oliveira (2022), outras pesquisas foram desenvolvidas, por Lopes (2023), Saraiva (2024), Pereira (2024). Essas pesquisas têm apoio e financiamento de projetos FAPEMIG e CNPq também sob coordenação do Prof. Dr. Jean Garcia.

O presente estudo justifica-se pela necessidade de ampliar o conhecimento sobre o comportamento de fundações mistas em sapatas com estas e a influência da variação do comprimento das estacas para aspectos como rigidez, capacidade de carga e compartilhamento de carga, além de avaliar o comportamento dessas fundações assentes nos solos tropicais da

região de Uberlândia-MG, além de elucidar uma conclusão dos estudos iniciados por Oliveira (2022), Lopes (2023) e Pereira (2024) sobre o comportamento de fundações em sapatas com estacas curtas no solo e Uberlândia-MG. Espera-se que as análises e resultados obtidos através dessa pesquisa, contribuam para a otimização de projetos de fundações e para o entendimento do comportamento geotécnico do sistema misto de fundações em sapata com estaca assentes em solo com características colapsíveis da região de Uberlândia – MG.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo, serão apresentados diversos estudos e trabalhos que abordam o tema desta pesquisa, demonstrando a sua relevância. Serão destacadas algumas das principais pesquisas que orientam os temas de fundações mistas e fundações em solos colapsíveis.

A revisão da literatura incluirá uma análise detalhada dos estudos mais relevantes sobre o comportamento de fundações mistas, explorando sua eficácia e aplicabilidade em diferentes contextos geotécnicos. Além disso, serão examinadas as pesquisas que se concentram especificamente no comportamento das fundações em solos colapsíveis, investigando os desafios enfrentados e as soluções propostas para mitigar os efeitos negativos dessas condições do solo.

Ao destacar esses estudos e trabalhos, pretende-se fornecer uma base sólida para a compreensão do estado atual do conhecimento nessa área e evidenciar a importância e a necessidade contínua de pesquisa e desenvolvimento de técnicas e metodologias para lidar com os desafios geotécnicos encontrados na prática da engenharia civil, especialmente em regiões como Uberlândia-MG, onde as características do solo apresentam particularidades significativas.

2.1 PROJETO EM RADIER COM ESTACAS

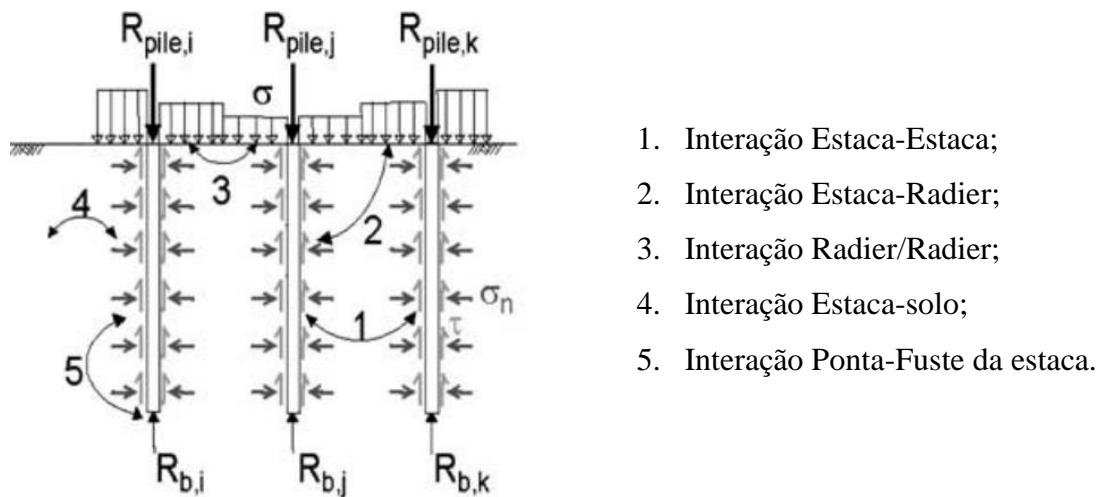
O radier com estaca é um modelo de fundação mista, onde tem-se a associação de elementos de fundações rasas (radier ou sapata) e profundas (estacas), visando explorar todos os benefícios que cada elemento isolado pode proporcionar. Esse modelo de fundação mista possui um mecanismo de interação complexo, que pode envolver interações como, radier/radier, radier/estaca, radier/solo, estaca/estaca, estaca/solo e ponta/fuste da estaca (Katzenbach; Schmitt; Turek, 2005). Essas interações podem ser melhor observadas através da Figura 1.

O comportamento *tesão vs deformação* sofre influência de diversos fatores, tais como as propriedades do solo, a geometria e rigidez do radier, o posicionamento e distribuição das estacas no radier, a metodologia executiva adotada e as diversas interações entre os elementos. Segundo Freitas Neto (2013), esse modelo de fundação é mais indicado para perfis geológicos

onde as camadas superficiais possuem maior resistência, e ofereçam capacidade de carga e rigidez satisfatória para a fundação.

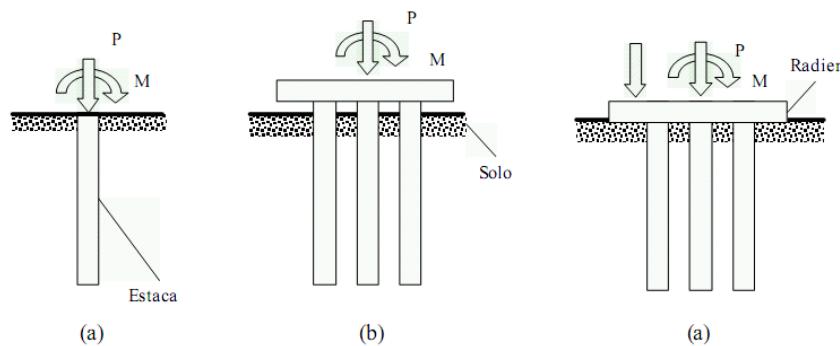
Dentre as considerações para o projeto de radier com estaca, entende-se que o radier necessita estar em contato com o solo, trabalhando em conjunto com as estacas, para que seja considerado um sistema misto de fundações, diferenciando assim do sistema de grupo de estacas, onde não há o contato do elemento superficial com o solo, e das estacas isoladas, conforme a Figura 2.

Figura 1 - Interação solo-estrutura entre radiers, estacas e o subsolo.



Fonte: Adaptado de Katzenbach, Schmitt e Turek (2005)

Figura 2 - Modelos de fundações: a) – Estaca isolada; b) – Grupo de estacas. c) – Radier estaqueado

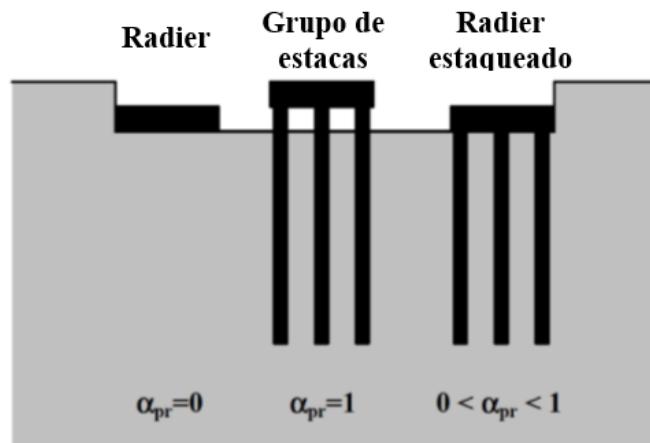


Fonte: Freitas Neto (2013)

Mandolini (2003) traz em sua pesquisa a proposta de um coeficiente α_{pr} que relaciona a carga absorvida pelas estacas do radier (Q_p) com a carga aplicada no radier estaqueado (Q_{pr}). Através dessa relação é possível identificar se a fundação está trabalhando como um radier estaqueado (α_{pr} é maior que zero e menor que 1), um grupo de estacas (α_{pr} igual a 1) ou um radier isolado (α_{pr} é igual a zero), conforme a Figura 3.

Segundo Randolph (1994), existem três filosofias de projeto em radiers com estacas, sendo elas a abordagem convencional, o critério de mobilização parcial ou total das estacas e o controle de recalques diferenciais. Para a abordagem convencional, considera-se as estacas agindo como um grupo de estacas, onde elas absorvem a maior parte das cargas. Para o critério de mobilização parcial ou total das estacas, considera-se para o projeto que as estacas irão suportar entre 70% e 80% da carga de ruptura. Por fim, a filosofia de controle de recalques diferenciais se baseia na utilização das estacas para a redução desses recalques.

Figura 3 – Coeficiente α_{pr} para radier isolado, grupo de estacas e radier estaqueado



Fonte: Adaptado de Mandolini (2003)

2.1.1 Prova de carga estática

Diante da necessidade de verificação do comportamento carga-recalque do conjunto solo-fundação, são realizados ensaios denominados provas de carga, normalmente no solo em que será executada a fundação da obra. Segundo Poulos (1989), a realização de provas de carga no local onde será executada determinada obra é a melhor forma de obter-se respostas das fundações.

As provas de carga estática (PCE) são parametrizadas pela ABNT NBR 16903:2020, com diretrizes e especificações. A ABNT NBR 6122:2022, em seu item 9.2.2.1 determina que a execução de provas de cargas estáticas se torna obrigatória em obras para determinada quantidade de estacas na obra. Essa quantidade varia de acordo com o tipo de estacas empregadas. Além disso, a norma orienta sobre a necessidade de execução de prova de carga estática quando as tensões de trabalho forem superiores as determinadas pela norma.

Décourt (1993) apresentou um método para indicar a capacidade de carga em estacas, onde a proposta resulta na consideração de um recalque de 10 % do diâmetro da estaca. Esse método é usualmente empregado no Brasil.

A ABNT NBR 6122:2022 trata a capacidade de carga de estacas como o ponto em que ela apresenta ruptura nítida e sofre deslocamentos consideráveis sem que haja acréscimo de tensões. No entanto, pode haver situações em que não haverá ruptura nítida. Nessas situações podem ser realizadas extrapolações da curva carga-recalque para chegar a carga de ruptura da fundação.

2.1.2 Análise numérica

O método dos elementos finitos (MEF) é um método numérico que fornece respostas aproximadas a problemas colocados por equações diferenciais. Assim como acontece com o método das diferenças finitas, o método dos elementos finitos reduz problemas definidos no espaço geométrico (ou domínio), para encontrar uma solução em um número finito de pontos subdividindo o domínio em regiões menores, compostas por nós organizados em malha.

O MEF é uma técnica que aproxima equações diferenciais não lineares que controlam o comportamento de um meio contínuo, em um sistema de equações algébricas que relacionam o número finito de variáveis. A modelagem da geometria do problema em questão é realizada por meio da criação de regiões denominadas elementos finitos, que possuem nós definidos em pontos intermediários ou vértices dos elementos. Normalmente o processo de análise por meio do método dos elementos finitos possuem variáveis que são adotadas para as análises e soluções, fatores como deslocamento ou força e sua variação sobre os elementos, assim como as regiões de contorno. Posteriormente são solucionadas equações que conseguem representar o problema e apresentar soluções. (Sasso, 2020).

Trazendo para o campo da geotecnia, pode-se considerar que o MEF é uma das ferramentas numéricas importantes que auxiliam para análise e solução de problemas de engenharia. Para as análises de radiers estaqueados, que é um dos objetivos deste trabalho, o MEF leva em consideração diversos fatores para realizar análises desses elementos de fundação. As análises podem ser mais simplificadas, sendo realizadas por meio de axissimetria ou deformações planas, ou mais completas envolvendo análises tridimensionais, que podem representar melhor o comportamento do modelo (Sasso, 2020).

2.1.3 Estudos experimentais e numéricos

As fundações mistas podem ser compreendidas pelo processo de compartilhamento de carga ao solo por meio de elementos horizontais e verticais, ou seja, a cooperação entre elementos de fundação superficial com os elementos de fundação profunda na distribuição das cargas. Conjuntos como *radier* estaqueado e sapata com estaca são modelos de fundações mistas, onde se considera a contribuição do contato entre o *radier* ou a sapata (fundação superficial) com o solo, auxiliando assim na redução das cargas suportadas pelas estacas, e no controle de recalques. Esse tipo de solução estrutural é interessante pois gera aumento na capacidade de carga do sistema, podendo também gerar redução do comprimento de fuste das estacas quando comparado com sistemas convencionais (Garcia e Albuquerque, 2019). Esses modelos estruturais se diferem de blocos sobre estacas ou conjunto de estacas por considerar a colaboração do elemento superficial no compartilhamento de cargas, em que, no sistema convencional se despreza a contribuição dos elementos superficiais.

As fundações em radier estaqueado possuem diversos estudos que buscam entender melhor os efeitos gerados pelo contato entre o radier e solo. Janda *et al.* (2009) descrevem o termo “radier estaqueado” como um sistema de fundação que o radier interage com as estacas e com o solo para suportar as cargas e momentos provenientes da superestrutura. Essa descrição parte de análises realizadas em diversos trabalhos pelos autores. Mandolini, Laora, Di e Mascarucci, (2013), consideram o conceito “radier estaqueado” com o intuito de entender a cooperação das estacas junto ao radier ao invés de se considerar como uma alternativa para o radier. Contudo, entende-se que, as fundações em radier estaqueado trabalham de maneira contributiva, com interações estaca-estaca, estaca-radier, radier-solo e estaca-solo (Garcia, 2015).

Os estudos do comportamento de fundações mistas em *radier* estaqueado se iniciam na cidade do Mexico, com estudos de Zeevaert (1957), que analisou o modelo em questão como uma forma de redução de recalques. Kishida e Meyerhof (1965) analisaram o modelo misto de fundação com *radier* estaqueado, considerando a contribuição do radier na distribuição das cargas pelo contato com o solo.

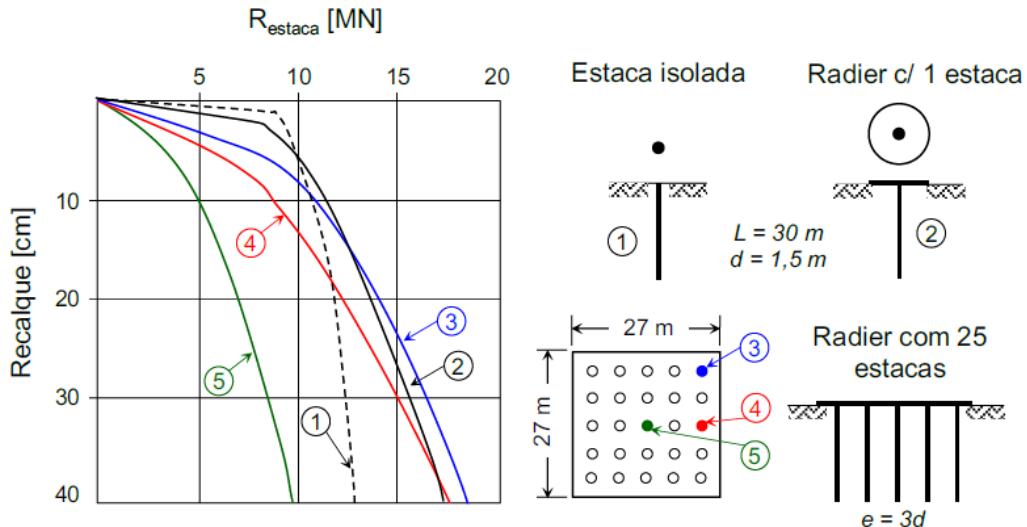
Poulos (1968) realizou análises sobre a influência do bloco sobre estaca e também sobre o contato bloco-solo. O autor concluiu que, o bloco irá variar na sua contribuição resistiva de acordo com a variação do comprimento da estaca, ou seja, quanto mais curta for à estaca, mais trabalhará o bloco/radier (Garcia, 2015).

Kuwabara (1989), analisando o comportamento dos sistemas de grupos de estacas e comparando com o modelo *radier* estaqueado, utilizando os métodos dos elementos de contorno verificou que o contato *radier*-solo e o posicionamento das estacas no elemento superficial, afetam a transferência de carga ao longo das estacas. Constatou que o *radier*, em detrimento da disposição das estacas, transmitiu ao solo de 20 a 40% da carga total, em relação ao sistema convencional.

Katzenbach e Choudhury (2001) realizaram estudos numéricos comparando o comportamento de uma estaca isolada, um *radier* estaqueado com uma estaca e um *radier* com 25 estacas. Identificaram que o comportamento da distribuição das cargas ao longo das estacas varia devido a presença do *radier* e da posição de cada estaca. O contato entre o solo e a base do *radier* causam reduções na distribuição de cargas pelo atrito lateral das estacas. A Figura 4 demonstra a variação de distribuição de carga nas estacas em detrimento do posicionamento no *radier*.

Pode-se notar que a estaca 5, que está posicionada no centro do *radier*, alcançou capacidade de carga inferior que as estacas 3 e 4 devido ao bulbo de tensões gerado pelo *radier*, que acarreta a redução da capacidade de carga da estaca. Esse efeito do bulbo é mais nítido quando se observa à estaca 1, que não sofre influência do *radier*. Em contrapartida, quando se analisa o comportamento da estaca 1 com as estacas 2, 3 e 4, nota-se o ganho de resistência das estacas que estão vinculadas ao *radier*.

Figura 4 - Influência das interações entre estaca-estaca e estaca-radier sobre o comportamento carga-recalque da estaca



Fonte: Adaptado de Katzenbach e Choudhury (2001) *apud* Oliveira (2022).

Garcia (2015) realizou estudos sobre o comportamento de radiers estaqueados analisados experimentalmente com modelos validados numericamente. As análises numéricas foram realizadas com o método dos elementos finitos através de modelos tridimensionais com o auxílio do software CESAR v.5. O autor analisou e comparou o comportamento de radiers com 1, 2, 3 e 4 estacas em sua tese, a fim de compreender o comportamento tensão *vs* deformação dessas fundações, além de analisar o comportamento desse modelo de fundação assente na argila porosa da cidade de Campinas/SP. Em suas análises, o autor observou que, os radiers estaqueados experimentais apresentaram carga de ruptura superior para um recalque de 10% do diâmetro da estaca adotada (25 mm), quando comparados aos modelos de grupos de estacas analisados numericamente.

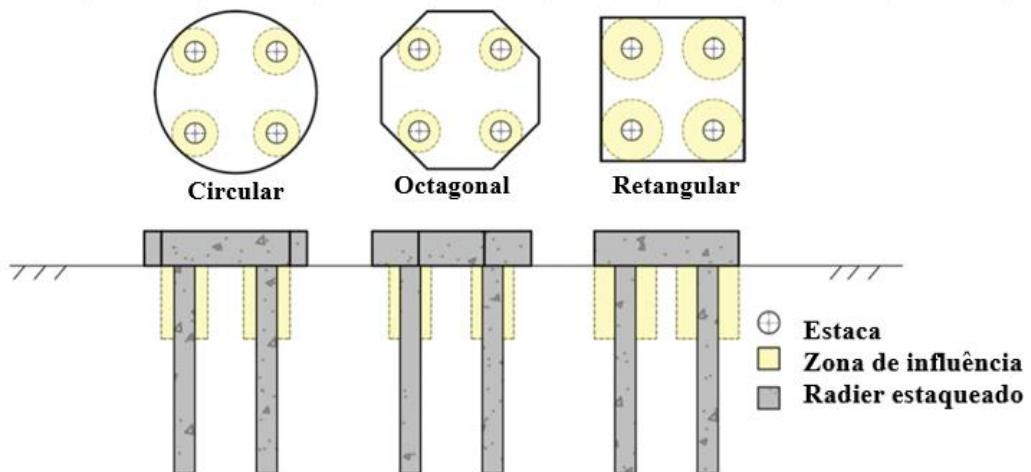
Hussein, Karim e Shlash (2020) realizaram análises experimentais do comportamento de radier estaqueados com 1, 2, 3, 4, 5 e 6 estacas, comparando com modelos de radier isolados com as mesmas dimensões, e grupos de estacas com 1, 2, 3, 4, 5 e 6 estacas. Os elementos planos possuíam um padrão de 0,60 m de espessura, e variavam sua geometria de 0,9 x 0,9 m à 1,8 x 2,7 m. Essa análise foi realizada em solo arenoso na região de Karbala, Iraque. Foi concluído que para o conjunto radier estaqueado, a redução de recalques foi consideravelmente menor nos grupos de 2 estacas, quando comparado aos modelos de radier isolado e grupo de estacas,

atingindo 30 mm nos radiers isolados, 10 mm para o grupo de estaca e 5 mm para o radier estaqueado, considerando o carregamento de 300 t. O compartilhamento da distribuição das cargas pela base do radier variou entre 46,3% e 25%, onde a maior contribuição foi realizada no sistema que possuía apenas 1 estaca, e reduzindo conforme o aumento da quantidade de estacas no sistema.

Jayarajan e Kouzer (2020) realizaram análises numéricas através do *software* PLAXIS 2D de um radier isolado, um radier estaqueado e um grupo de estacas para um reator de circuito fechado de polimerização. O radier possuía 20 m x 10 m e 1,2 m de espessura. As estacas empregadas possuíam 0,45 m de diâmetro e 18 m de comprimento. Após as análises do radier isolado, foi identificado que ele não conseguiria atender aos critérios de deformação e distorção angular, onde o elemento isolado apresentou deslocamento de 120 mm, superior ao limite de 40 mm especificado pelos fabricantes do equipamento e distorção angular de 1:140, superior ao limite de 1:500. Após isso, os autores analisaram um grupo de estacas com 45 estacas, após as análises o sistema apresentou resultados satisfatórios, com deslocamentos de 23 mm, inferior ao permitido de 40 mm, e distorção angular de 1:900, também inferior ao permitido de 1:500. Os autores, entendendo que, o arranjo com 45 estacas possuía resistência muito superior ao necessário, assim, foi realizada uma análise do comportamento do conjunto radier com estacas, inserindo 25 estacas de 0,45 m de diâmetro e 18 m de comprimento no radier. O radier com estacas apresentou um recalque de 36 mm e distorção angular de 1 para 525, atendendo aos critérios necessários. Os autores concluíram que, a utilização do sistema misto em radier estaqueado apresentou maior otimização em relação ao sistema de grupos de estacas, tornando mais eficiente e econômico o projeto de fundações para a situação analisada.

França e Garcia (2023) analisaram a influência da geometria do bloco/radier no conjunto bloco-estacas através de análises numéricas por meio método dos elementos finitos com a utilização do *software* LCPC-CESAR. Os autores analisaram três geometrias diferentes do bloco mantendo a área superficial, a quantidade e dimensões de estacas e as dimensões das estacas (de 5 m de comprimento e 0,25 m de diâmetro) para as três fundações (Figura 5). Foram realizadas nove análises no total, considerando três diferentes arranjos de espaçamentos entre as estacas, sendo de quatro, seis e oito vezes o diâmetro das estacas.

Figura 5 - Zonas de influência nas diferentes geometrias dos radiers estaqueados



Fonte: Adaptado de França e Garcia (2023)

Os autores identificaram que, com o aumento do espaçamento entre as estacas houve aumento da capacidade de carga das fundações, e que a geometria do bloco não influenciou significativamente o comportamento carga vs recalque das fundações analisadas. No entanto, os autores destacam que a geometria dos blocos influencia na distribuição e transferência de cargas entre cada elemento da fundação, isso ocorreu em todos os espaçamentos analisados.

Em relação a distribuição de carga entre os elementos, o bloco com geometria quadrada tende a absorver maior porcentagem da carga quando comparada as outras geometrias analisadas. Já as geometrias circular e octogonal apresentaram resultados mais próximos entre si, com a distribuição de carga mais próxima. A partir dos resultados, os autores concluem que a geometria do bloco não modifica significativamente a capacidade de carga do sistema, entretanto, a escolha da geometria irá influenciar a distribuição de carga no sistema assim como o espaçamento entre as estacas.

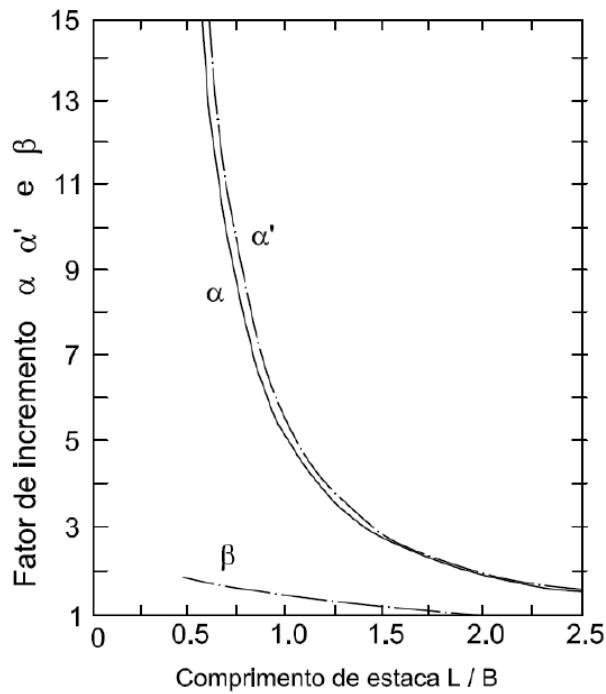
2.1.3.1 Compartilhamento de carga em fundações mistas

A capacidade de carga em fundações mistas parte do princípio da correlação entre a soma da capacidade dos elementos superficial e profundo. Existem alguns métodos que buscam expressar o comportamento de suporte de carga para esse tipo de fundação, entendendo que, não se pode considerar que a capacidade do sistema misto (fundação superficial + fundação profunda) é a simples soma da capacidade de carga de cada elemento isolado. Os sistemas

mistas, como os radiers estaqueados ou sapatas estaqueadas, são modelos que necessitam de análises mais abrangentes.

Akinmusuru (1973) por meio de análises em modelos reduzidos de sapatas isoladas, estacas isoladas e grupos de estacas com e sem a consideração do contato bloco-solo, apresentou uma correlação da distribuição de carga pelo sistema misto apresentado, na equação (1). Os parâmetros α e β podem ser obtidos através da Figura 6 (Garcia, 2015).

Figura 6 - Fatores de incremento na capacidade de carga das estacas e do bloco devido à interação bloco/estacas



Fonte: Akinmusuru (1980) *apud* Garcia, 2015

$$Q_t = \alpha Q_g \cdot \beta Q_c \quad (1)$$

Onde, Q_t é a capacidade de carga da sapata estaqueada, Q_g é a capacidade de carga do grupo de estacas, Q_c é a capacidade de carga da sapata isolada, α é um fator de incremento de capacidade de carga do grupo devido à interação e β é um fator de incremento de capacidade de carga da sapata devido à presença do grupo de estacas.

Alguns dos fatores que influenciam no compartilhamento de carga em fundações mistas são a geometria do bloco e da(s) estaca(s), a quantidade e o posicionamento das estacas no bloco. Diversos estudos encontrados na literatura demonstram essa influência.

Garcia e Albuquerque (2021) analisaram numericamente o comportamento de blocos sobre estacas, com a variação da geometria dos blocos e da quantidade de estacas, sendo blocos sobre 1, 2, 3 e 4 estacas de 0,25 m de diâmetro e 5 m de comprimento, considerando um espaçamento de 5 vezes o diâmetro da estaca. Os autores constataram em suas análises que o bloco sobre 3 estacas apresentou maior discrepância entre todas as fundações analisadas, isso possivelmente ocorreu devido a influência da geometria do bloco. Os blocos sobre 1, 2 e 4 estacas, apresentaram comportamentos similares. Também, verificaram que, o efeito de contato do bloco com o solo foi responsável por suportar uma média de 36% da carga aplicada.

Oliveira, Justino e Garcia (2022) analisaram unidades de radiers estaqueados isolados com variação da espessura do radier e do comprimento das estacas. As análises foram realizadas por meio do método dos elementos finitos com auxílio do *software* RS2 da Rocscience. As análises foram realizadas com sapatas com variação de suas espessuras em 0,1, 0,2, 0,3 e 0,4 m combinadas com estacas de 3, 4, 5 e 6 m de comprimento, não alterando o diâmetro da sapata (1 m de diâmetro) e da estaca (0,25 m de diâmetro). Após as análises numéricas os autores constataram que, os radiers estaqueados com espessura de 0,1 m tiveram maior participação das estacas no compartilhamento de carga, esse comportamento foi esteve mais próximo entre os radiers estaqueados com espessura igual ou maior que 0,2 m.

Além de apresentar menor rigidez quando comparados aos radiers com espessuras maiores, as fundações com radier de 0,1 m de espessura permitem maior resposta da estaca por possuírem um comportamento flexível, aumentando a espessura do radier aumenta-se a rigidez da fundação, modificando o compartilhamento de carga entre os elementos, onde, o radier absorve maior percentual de carga. Além desse fator, os autores constataram que, o aumento do comprimento das estacas aumentou a rigidez das fundações assim como a absorção da carga pelas estacas maiores.

A partir do estudo realizado pelos autores acima, foi determinada a dimensão do bloco utilizado nesta pesquisa, sendo circular para possibilitar a utilização de um modelo axissimétrico por

modelagem numérica em 2D. Com isso, Oliveira (2022) e Lopes (2023) utilizaram a modelagem 2D para validar numericamente as sapatas com estacas de 4 m e 5 m, Pereira (2024) utilizou a modelagem em 3D, não necessitando da utilização do modelo axissimétrico em 2D, assim como nesta pesquisa, mas se manteve a mesma geometria da sapata para promover a padronização dos elementos superficiais.

2.1.3.2 Compartilhamento de carga em radier estaqueado isolado

O modelo sapata-estaqueada pode ser entendido como um radier estaqueado, com poucas estacas, recebendo a carga de apenas um pilar isolado (Sales, 2000). Clancy e Randolph, (1996) descreve como sendo uma unidade de radier estaqueado isolado, assim como Lopes (2023). Outros autores, como Oliveira (2022), tratam esse modelo de fundação como sapata estaqueada. Neste trabalho, será usada a nomenclatura de unidade de radier estaqueado isolado (REI).

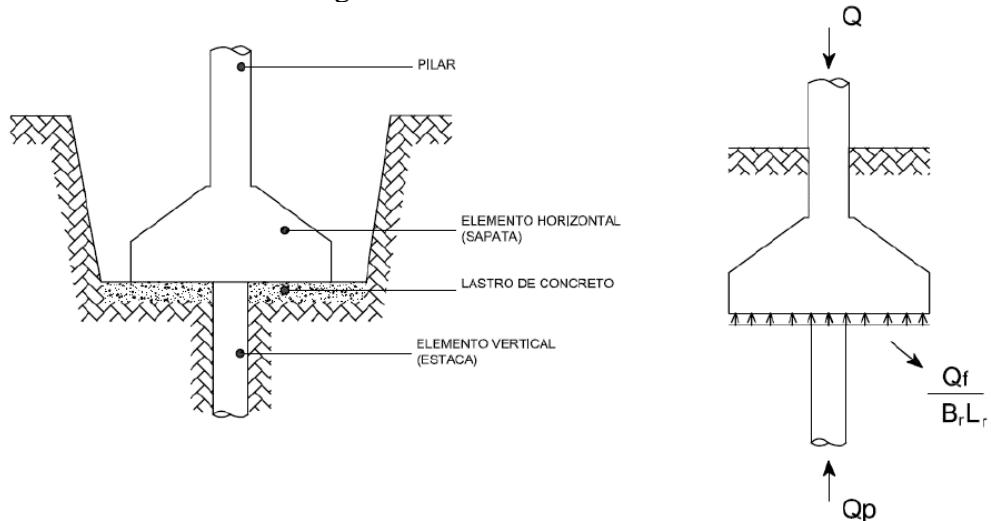
Estudos realizados por Butterfield e Banerjee (1971) por meio de análises numéricas de radiers estaqueados para avaliar a influência do contato bloco-solo-estaca na distribuição de cargas entre o radier e as estacas. As análises demonstraram que em comparação com uma estaca isolada, o conjunto bloco-estaca teve aumento da rigidez do sistema por volta de 5%. Com a variação do comprimento da estaca entre 20d e 40d (onde “d” é o diâmetro da estaca), o bloco transmitiu ao solo de 15% a 25% da carga total aplicada a fundação.

Décourt (1996), apresentou um método de estaca “T”, onde considera-se uma estaca associada a uma sapata (Figura 7). Nesse modelo apresentado pelo autor, os esforços horizontais e momentos fletores são transferidos diretamente ao solo pelo elemento superficial. Também, buscando simplificar o dimensionamento desse modelo de fundação, o autor propõe que a estaca seja dimensionada para suportar 70% da sua capacidade de carga de ruptura, e o bloco ou sapata para suportar a diferença de carga entre a carga aplicada pelo pilar e a suportada pela estaca (Garcia, 2015).

Katzenbach, Arslan e Moormann (2000) por métodos numéricos, analisaram um radier estaqueado de 12,00 m de diâmetro ‘D’ e 1,00 de espessura ‘t’, com uma estaca de comprimento ‘L’ de 30,00 m e diâmetro ‘d’ de 1,50 m. Foi identificado na análise que, através do aumento dos deslocamentos gerados pelo carregamento, houve aumento do atrito lateral na parte superior

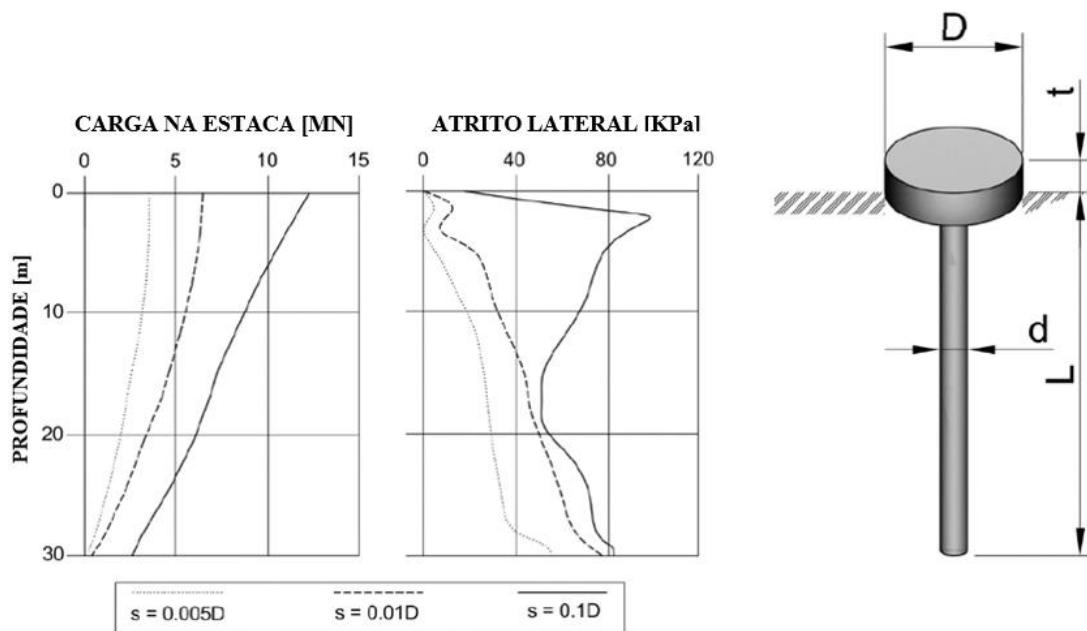
da estaca, pelo fato da interação entre os elementos estruturais (Figura 8). Os autores também identificaram que, a presença da estaca gera redução de pressões de contato entre o radier e o solo, quando comparado a um radier isolado (Figura 9).

Figura 7 - Modelo Estaca “T”



Fonte: Garcia (2015)

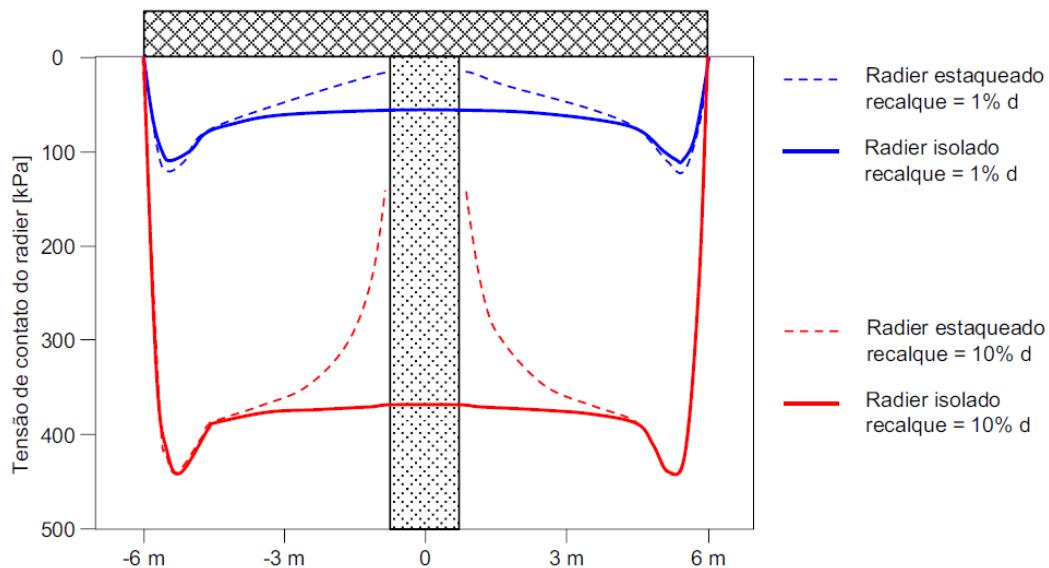
Figura 8 - Influência da interação estaca-radier na pressão de contato entre o radier o solo baseado modelo de Frankfurt Clay



Fonte: Adaptado de Katzenbach, Arslan e Moormann (2000) *apud* Oliveira (2022)

Monteiro *et al.* (2020) analisaram numericamente através do *software* Plaxis fundações analisadas experimentalmente por Sales (2000) em sua tese, sendo, uma sapata isolada quadrada de 1,0 m x 1,0 m, uma estaca isolada de 0,15 m de diâmetro e 5,0 m de profundidade e uma sapata com estaca contendo as mesmas geometrias dos elementos isolados. Os autores utilizaram os mesmos parâmetros de solo apresentados pôr Sales (2000) em sua pesquisa, para a calibragem do modelo numérico. Os autores concluíram que, os valores obtidos através da modelagem numérica para a sapata isolada e para a sapata com estaca se aproximaram dos valores experimentais até certo nível de tensão aplicada, já para a sapata isolada, a curva carga *vs* recalque se mantém coerente em relação aos resultados experimentais. Essa diferença entre o modelo numérico e o resultado experimental é explicado pelos autores pelo fato da variabilidade do módulo de elasticidade do solo que foi considerado constante em todas as camadas do solo, gerando assim essa variação. Em relação aos resultados obtidos, os autores notaram que a sapata com estaca apresentou redução de recalques em 64% quando comparada com a estaca isolada, considerando uma mesma carga de 140 kN.

Figura 9 - Influência da interação estaca-radier na pressão de contato entre o radier o solo baseado modelo de Frankfurt Clay



Fonte: Adaptado de Katzenbach, Arslan e Moormann (2000) *apud* Oliveira (2022)

Katzenbach e Moormann (2001) analisando o comportamento de uma estaca isolada e um radier (bloco) sobre uma estaca, através de métodos numéricos, e identificaram que, através do contato

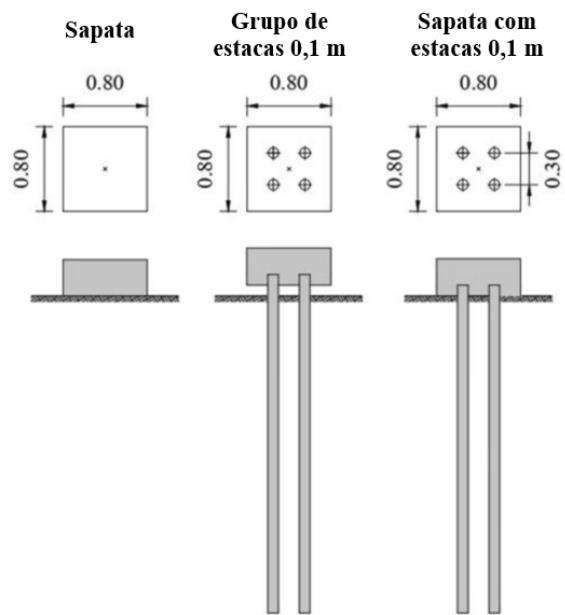
bloco-solo do radier, proporcionou redução do atrito lateral entre a estada e o solo. É possível verificar a variação do comportamento carga-recalque entre os modelos através da Figura 4, onde os pontos 1 e 2 no gráfico representam respectivamente à estaca isolada e o radier estaqueado.

Oliveira (2022) realizou análises experimentais e numéricas de uma sapata isolada (1,0 m de diâmetro e 0,20 m de comprimento), uma estaca isolada (0,25 m de diâmetro e 4,0 m de comprimento) e uma sapata estaqueada com as mesmas dimensões dos elementos isolados. Os experimentos foram realizados no CEMFS da Universidade Federal de Uberlândia. O autor realizou comparações entre o comportamento da capacidade de carga dos elementos isolados com a sapata estaqueada. Esse experimento considerou dois estágios do solo, sendo eles com umidade *in situ* e inundado. O autor concluiu que, o sistema sapata-estaqueada suportou 15% a mais da carga, quando comparado com a soma das fundações isoladas na condição *in situ* do solo. Na condição do solo inundado, a diferença de suporte de carga não foi notada.

Sasso *et al.* (2023) analisaram por meio de ensaios experimentais em escala real, uma sapata quadrada (0,8 m x 0,8 m) com 0,35 m de espessura (as dimensões da sapata que se repetiram para todos as sapatas com estacas e grupos de estacas), um grupo de quatro estacas de 0,1 m de diâmetro e 3 m de comprimento cada e com espaçamento entre as estacas igual a três vezes o diâmetro da estaca (0,3 m), uma sapata com quatro estacas com as mesmas dimensões das fundações anteriores (Figura 10), um grupo de quatro estacas de 0,15 m de diâmetro e dois metros de comprimento, uma sapata com estacas de 0,15 m de diâmetro e 2 m de comprimento e espaçadas entre eixos 0,45 m (o equivalente a três vezes o diâmetro das estacas), uma estaca isolada de 0,3 m de diâmetro e 2 m de comprimento e uma sapata com estaca de 0,3 m de diâmetro e 2 m de comprimento (Figura 11).

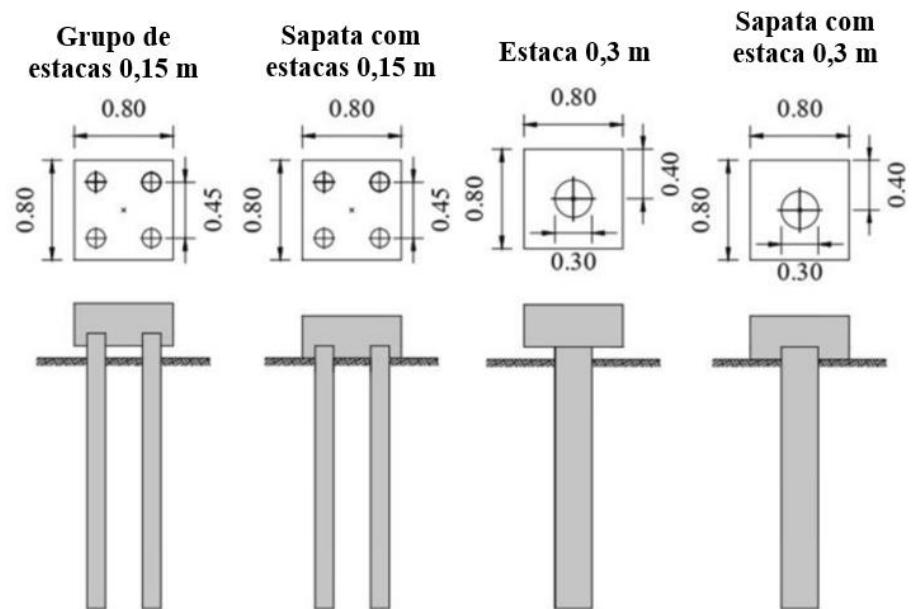
Os autores destacaram que o contato da sapata com o solo contribuiu significativamente no desempenho das fundações estaqueadas. Comparando o grupo de estacas com quatro estacas de 0,1 m de diâmetro com a sapata com estacas do mesmo diâmetro, o ganho de carga foi em torno de 73,7%, a sapata com estacas de 0,15 m de diâmetro teve um ganho de 148% em relação ao grupo de estacas de 0,15 m de diâmetro. E para a sapata com uma estaca de 0,30 de diâmetro, o ganho de carga de 106% em relação à estaca isolada. As cagas nas fundações consideraram um recalque de 20 mm.

Figura 10 – Detalhes de vista e elevação das fundações – Grupo de estacas, sapata com estacas de 0,1 m e sapata isolada



Fonte: Adaptado de Sasso *et al.* (2023)

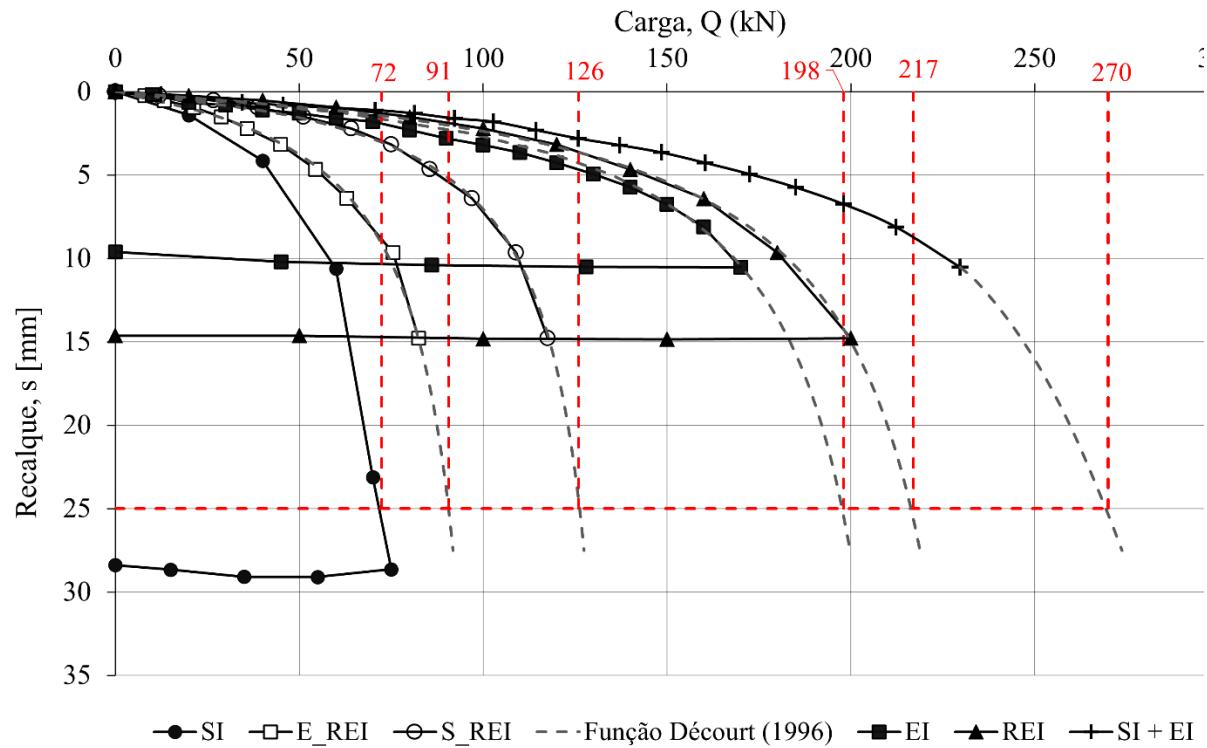
Figura 11 – Detalhes de vista e elevação das fundações - grupo de estacas de 0,15 m, sapata com estacas de 0,15 m, estaca de 0,3 m e sapata com estaca de 0,3 m.



Fonte: Adaptado de Sasso *et al.* (2023)

Lopes (2023) analisou experimentalmente e numericamente uma sapata com 1,0 m de diâmetro e 0,20 m de espessura, uma estaca de 0,25 m de diâmetro e 5,0 m de comprimento, também analisou uma sapata com estaca contendo as mesmas dimensões dos elementos isolados. Após as análises experimentais, foi realizada a extrapolação dos resultados pelo método de Décourt (1993) para um recalque de 25 mm. Os experimentos foram realizados no CEMFS da Universidade Federal de Uberlândia. Com os resultados obtidos, o autor concluiu que a sapata-estaqueada ou radie estaqueado isolado (REI) teve 10% a mais de capacidade de carga quando comparada com a estaca isolada (EI), a sapata da sapata-estaqueada (S-REI) suportou 75% a mais, quando comparada com a sapata isolada (SI), conforme apresentado na Figura 12.

Figura 12 - Extrapolação dos resultados das curvas experimentais



Fonte: Lopes (2023)

Lopes e Garcia (2023) analisaram numericamente pelo método de elementos finitos o comportamento de uma sapata isolada com 1 m de diâmetro e 0,2 m de espessura, uma estaca isolada com 0,25 m de diâmetro e 5 m de comprimento e uma sapata com estaca contendo as mesmas dimensões dos elementos isolados. As análises foram realizadas com o auxílio do

software RS2 da Rocscience. Os autores utilizaram o critério proposto por Décourt (1993), considerando a carga de ruptura convencionada em 10% do diâmetro da estaca, que equivale a 25 mm de deslocamento. Os autores concluíram que a sapata com estaca apresentou cerca de 7% na capacidade de carga quando comparada com a estaca isolada. Na sapata com estaca, a sapata suportou cerca de 60% da carga enquanto a estaca suportou 40%. Os autores constataram através das análises que, a sapata em contato com o solo acabou modificando o comportamento da estaca, pois, quando compararam o comportamento da estaca isolada com a estaca da sapata com estaca, observaram que a estaca da fundação mista suportou menos carga que a estaca isolada.

2.1.4 Efeito de contato

O bloco ou radier que coroa as estacas, estando em contato com o solo, pode gerar mudanças no comportamento das estacas. Esse contato bloco-solo passa a exercer tensões ao solo gerando o compartilhamento de cargas junto com as estacas, diferentemente do grupo de estacas, quando não possui o contato bloco/solo. Pode-se dizer que, quando há o contato bloco/solo, a interação entre os elementos de fundação se intensifica, gerando uma maior capacidade de suporte e redução de recalques por parte do bloco (Garcia, 2015).

Randolph (1994) traz em sua pesquisa o conceito de ruptura tipo “bloco”, onde o conjunto formado pelo radier, as estacas e o solo formam um bloco. Esse efeito de ruptura é um dos benefícios do contato bloco/solo, e imaginando que esse efeito gere um fator de segurança maior quando comparado com os elementos de fundação separados (Garcia, 2015).

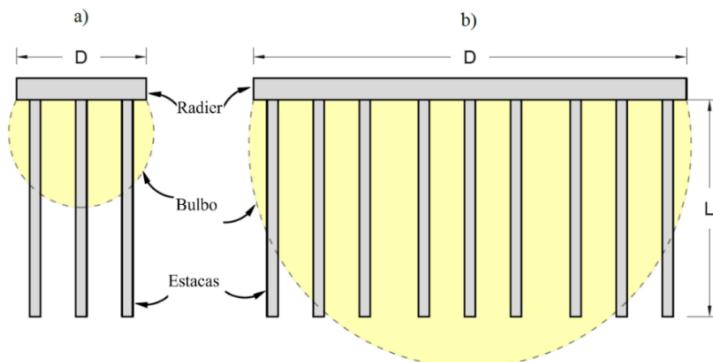
O contato do elemento superficial com o solo influencia o comportamento das fundações mistas em radier estaqueado. Outro aspecto que influencia nesse tipo de fundações é o espaçamento entre as estacas, que pode acionar a resistência por contato, demonstrando o grau de complexidade desse modelo de análises.

De acordo com Viggiani, Mandolini e Russo (2012), a geometria do radier influencia no bulbo gerado pelo contato radier-solo. Além do bulbo, o comportamento da fundação depende do comprimento da estaca, onde a relação entre a geometria do radier e o comprimento da estaca (D/L) pode determinar o tipo de radier estaqueado. Segundo os autores, se essa relação for

menor que 1, considera-se como pequeno radier (a), se maior do que 1, considera-se como grande radier (b), conforme a Figura 13 (Lopes, 2023).

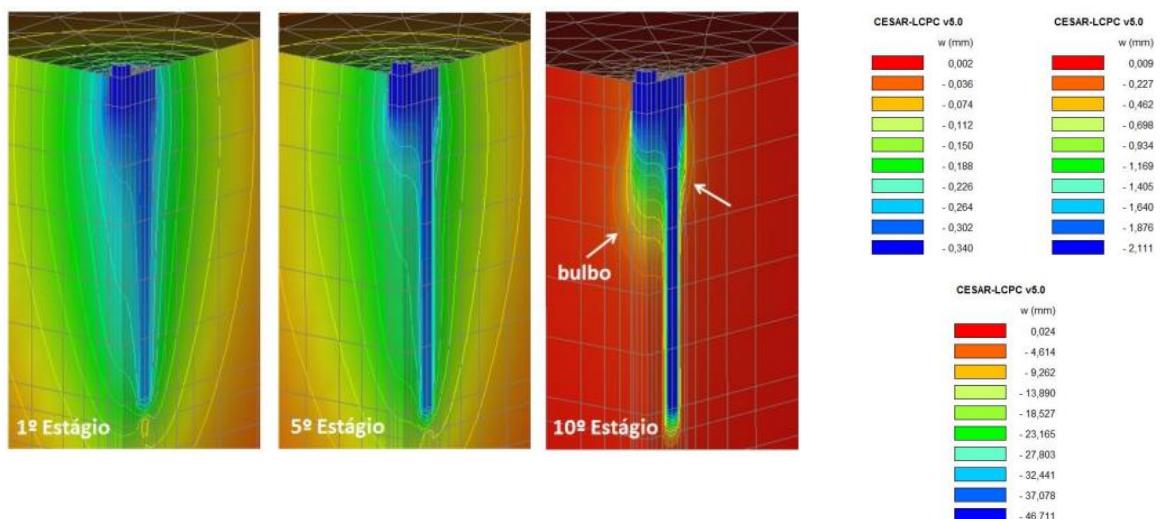
Garcia (2015), em suas análises numéricas de radiers estaqueados, constatou o efeito das tensões de compressão geradas devido ao contato do radier-solo, gerando um bulbo de deslocamento que afeta o comportamento do solo superficial e consequentemente da estaca (Figura 14).

Figura 13 - Pequenos e grandes radiers estaqueados.



Fonte: Adaptado de Viggiani, Mandolini e Russo (2012), *apud* Lopes (2023)

Figura 14 - Deslocamento sob a base do radier com 2 estacas.



Fonte: Garcia (2015)

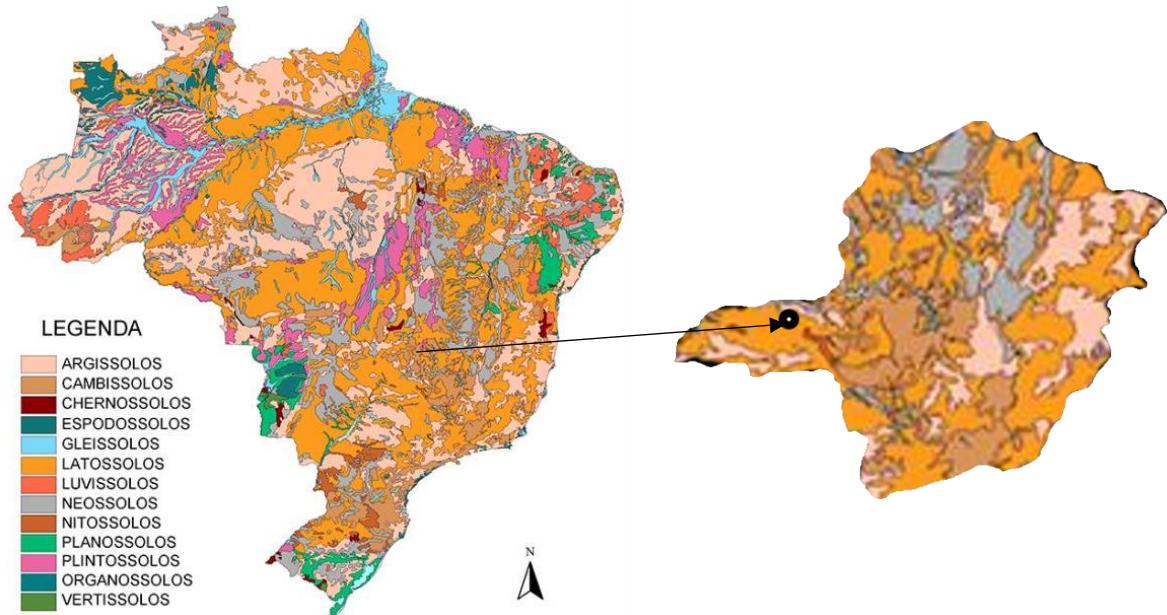
Lopes (2023) analisou o comportamento de um radier estaqueado com uma estaca comparando-o com seus elementos isolados. O autor realizou análises de tensão *vs* deformação e distribuição de cargas nessas fundações. Ele identificou por meio das análises numéricas o efeito do contato

radier-solo que acarretou a redução do atrito lateral da estaca gerado pelo bulbo, que, segundo o autor, alcançou a profundidade de 1,5 a 2 vezes a dimensão do radier.

2.2 SOLOS DE CLIMAS TROPICAIS

A formação dos solos sofre influência de diversos fatores, sendo alguns dos principais o clima, a topografia do ambiente e o embasamento rochoso. No Brasil, predominam-se os solos do tipo latossolos, argilossolos e plintossolos, também muito comumente chamados de solos lateríticos pela geotecnica. Esses solos são predominantes nas regiões do Planalto Central, Centro Sul e Norte do país. Outras formações como os neossolos e nitossolos, denominados saprólitos pela geotecnica ou solos residuais jovens, estão mais concentrados na região Nordeste, em áreas com grande declividade e onde possui menor intensidade de precipitação (Carvalho *et al.*, 2015). A descrição das formações dos solos no Brasil e da região de Uberlândia-MG podem ser observadas através da Figura 15.

Figura 15 - Mapa de solos do Brasil



Fonte: Adaptado de Embrapa (<https://www.embrapa.br/busca-de-noticias/-/noticia/2062813/solo-brasileiro-agora-tem-mapeamento-digital>).

Os solos são caracterizados conforme suas propriedades granulométricas, químico-físicas, índices físicos, entre outros, que são determinados através de ensaios e análises. Os solos de

climas tropicais, segundo o *Committee on Tropical Soils of ISSMFE* (1985), possuem características colapsíveis e expansíveis que sofrem influência pelas condições ambientais no processo de formação desses solos pelo clima, materiais orgânicos, vegetações e tipos de relevos. Características comuns em regiões de climas tropicais onde se tem grande período de estiagem de chuvas, com temperaturas elevadas e alto índice de umidade.

Segundo Nogami e Soria (1995) não basta estar presente em regiões tropicais para que se caracterize um solo como tropical, é necessário que esse solo possua características e propriedades físico-químicas e biológicas condizentes com as características de um solo de clima tropical. Ainda segundo os autores, os solos de climas tropicais não se enquadram bem aos sistemas de classificação utilizados na construção de estradas, barragens e edifícios, necessitando de análises mais complexas para a caracterização desses solos.

Segundo Cintra e Aoki (2009), os solos susceptíveis ao fenômeno do colapso se encontram no estado não saturado, com porosidade superior a 40%, baixos valores de NsPT (≤ 4 golpes) e com elevado índice de vazios ($> 0,8$).

2.2.1 Solos lateríticos

Os solos lateríticos são formados a partir de intenso intemperismo químico em regiões tropicais, processo marcado pela lixiviação de elementos solúveis, como a sílica e as bases alcalinas, e pelo consequente enriquecimento em sesquióxidos de ferro e alumínio. Essas transformações resultam em perfis profundamente intemperizados, geralmente associados a colorações avermelhadas, características desses ambientes (Custódio *et al.*, 2021). Esses solos derivam do intemperismo prolongado de rochas residuais sob condições de calor, chuva intensa e alternância de umidade.

A granulometria dos solos lateríticos apresenta ampla variação, podendo incluir desde solos argilosos até materiais com frações significativas de areia ou cascalho, dependendo do grau de intemperismo e do tipo de rocha matriz (Custódio *et al.*, 2021). Em relação aos limites de consistência, análises realizadas em amostras da região de Mfou, em Camarões, indicaram valores de limite líquido (LL) entre 55% e 63%, limite plástico (PL) entre 30% e 38%, e índice

de plasticidade (PI) variando de 26% a 30%, evidenciando a limitação desses materiais para utilização em camadas de sub-base (Kamtchueng *et al.*, 2015).

Estudos geotécnicos conduzidos na Etiópia, na região de Bahir-Dar, determinaram uma densidade seca máxima (MDD) média de 1,563 g/cm³ e um teor de umidade ótima (OMC) de aproximadamente 20,58%. Ensaios de resistência à penetração, medidos pelo Índice de Suporte Califórnia (CBR), apontaram valores entre 4,86% e 14,36% em condições não saturadas, que foram significativamente reduzidos após saturação, variando de apenas 1,22% a 3,88%, demonstrando a alta vulnerabilidade desses solos ao encharcamento (Yesuf, Khan e Asha, 2023).

Além disso, pesquisas realizadas no estado do Rio Grande do Sul verificaram que o módulo resiliente (MR) tende a aumentar quando a compactação é feita com maior energia, desde que mantida a umidade próxima ao teor ótimo. No entanto, após 96 horas de saturação, houve uma redução de aproximadamente 73% nos valores de MR em comparação às amostras secas, evidenciando a influência da saturação no desempenho mecânico do solo (Pascoal *et al.*, 2021).

2.2.2 Ocorrência do colapso em solos não saturados

Solos com elevada porosidade, baixo grau de saturação, com partículas interligadas por óxido de ferro, argila, carbonatos ou alumínios, de regiões tropicais com alto índice de precipitação em determinadas estações, e alta estiagem nas demais estações, são algumas características de solos com características colapsíveis (Carvalho *et al.*, 2015).

As ocorrências de colapsos em solos naturais com índices de porosidade consideráveis têm se tornado mais constantes, causando assim graves problemas em obras de engenharia, gerando dificuldades no processo de elaboração de projetos e afetando obras executadas nesses solos. Uma característica peculiar desses solos é a capacidade de alteração do volume quando submetidos ao aumento de umidade, sem que haja aumento das cargas atuantes. Os danos causados pelo processo de colapso nesse tipo de solo vão de recalques diferenciais que geram trincas, rachaduras, e em casos mais problemáticos, até mesmo a falha da estrutura, rupturas e deslizamentos em taludes e deformações em pavimentos rodoviários (Motta, 2006).

Ao longo dos anos, foram observadas diversas ocorrências da colapsibilidade de solos em grandes obras no Brasil, análises realizadas nas barragens de Jurumirim e Provisão por Décourt (1968), análises na barragem de Ilha Soleira foram realizadas por Vargas (1977), Viotti (1975) também realizou análises na barragem de São Simões. Ferreira (1990) apresentou diversos resultados formando um banco de dados de solos colapsíveis do estado de Pernambuco. Algumas ocorrências de colapsibilidade de solos no Brasil foram apresentadas por Marinho (2018), e estão descritas no Quadro 1.

Quadro 1 - Locais de Ocorrência de solos colapsíveis no Brasil

Região	Localização	Referências
Norte	Manaus–AM	(Dias e Gonzales 1985)
	Belém–PA	(Santos Filho et al 2005)
	Palmas–TO	(Ferreira et al 2002)
	Parnaíba–PI	(Riani e Barbosa 1989)
Nordeste	Natal–RN	(Santos Júnior e Araújo 1999)
	João Pessoa–PB	(Martins et al 2004)
	Sapé–PB	(Martins et al 2004)
	Areia–PB	(Martins et al 2004)
	Recife–PE	(Ferreira 1997)
	Gravatá–PE	(Ferreira 1989)
	Carnaíba–PE	(Ferreira 1989)
	Petrolândia–PE	(Ferreira 1989 e Fucale 2000)
	Cabrobó–PE	(Ferreira 2007)
Centro-Oeste	Santa M B Vista–PE	(Ferreira 1988, Ferreira e Teixeira 1989, Vargas et al 1989, Ferreira 1990a e Fucale 2000)
	Petrolina–PE	(Aragão e Melo 1982, Ferreira 1989, Fucale 2000, Silva 2003, Santos Neto 2015, Veríssimo 2016 e Borges 2016)
	Custódia–PE	(Mendonça Neto 2010)
	Rodelas–BA	(Ferreira 1989)
	Bom Jesus da Lapa–BA	(Mendonça 1990)
	Brasília–DF	(Paixão e Carvalho 1994 e Guimarães et al 2002)
	Goiás–GO	(Moraes et al 1994)
Centro-Oeste	Itumbiara–GO	(Ferreira et al 1989)
	São Simões–GO	(Viotti 1975)
	Mundo Novo dos Parecis–MS	(Futai 1997)
Rodonópolis–MT		Conciani (1997)

	Primavera do Leste-MT	(Soares, 2016)
	Jaíba-MG	(Ferreira et al 1989)
	Manga – MG	(Bevenuto 1982)
	Três Marias-MG	(Queiroz 1960, Ferreira et al 1989)
	Uberlândia-MG	(Ferreira et al 1989)
	Ilha Solteira-SP	(Vargas 1972, Ferreira et al 1989 e Rodrigues e Loilo 2002)
	Pereira Barreto-SP	(Ferreira et al 1989)
	Bauru-SP	(Ferreira et al 1989)
Sudeste	São Carlos-SP	(Vilar et al 1981, Ferreira et al 1989)
Sudeste	Sumaré e Paulínia-SP	‘(Ferreira et al 1989)
	Mogi Guaçu-SP	(Ferreira et al 1989)
	Campinas – SP	(Albuquerque 2006)
	Itapetininga-SP	(Ferreira et al 1989)
	Canoas-SP	(Ferreira et al 1989)
	Rio Sapucaí-SP	(Ferreira et al 1989)
	São J. dos Campos-SP	(Ferreira et al 1989)
	Rio Mogi-Guaçu-SP	(Ferreira et al 1989)
	São Paulo-SP	(Ferreira et al 1989)
	Jurumirim e Provisão-SP	(Décourt 1968)
	Maringá-PR	(Gutierrez et al 2004)
Sul	Londrina-PR	(Teixeira et al 2004, Miguel e Belicanta 2004 e Gonçalves et al 2006)
	Timbé do Sul-SC	(Feuerhaumel et al 2004)
	São Leopoldo-RS	(Martins et al 2002)
	São José dos Ausentes-RS	(Feuerhaumel et al (2004)
	Gravataí-RS	(Dias 1989)

Fonte: Adaptado de Marinho (2018)

2.2.3 Colapso no solo em fundações

Devido ao comportamento nas camadas superficiais de solos com características colapsáveis, a solução nesse tipo de solo é a utilização de fundações profundas. A utilização de fundações

rasas, como sapatas, blocos etc. são evitadas pelos riscos de recalques diferenciais. A utilização de estacas como solução estrutural nesses solos é usualmente mais frequente, pois ultrapassam as camadas de solos mais frágeis e se apoiam em camadas estáveis, garantindo maior rigidez e capacidade de carga, e tendem a limitar os efeitos de recalques diferenciais. Também auxiliam na integridade de estruturas apoiadas nesse perfil de solo, quando sofrem infiltração de água, e consequentemente perdem capacidade de suportar os esforços de cisalhamento e rigidez (Liu, Vanapalli e Jiang, 2022).

Holtz e Gibbs (1953), visando entender o comportamento de fundações assentes em solos com características de susceptibilidade ao fenômeno do colapso, realizaram estudos por meio de análises de prova de carga em estacas no solo tipo *loess*, em Nebraska (EUA). Os autores concluíram que a perda da capacidade de carga quando esse solo é inundado é considerável. Orientam que, para a utilização de estacas de deslocamento, se faz necessário uma inundação prévia do solo.

Mellios (1985) e Monteiro (1985), em estudos de provas de carga de estacas broca de comprimentos entre 3,5 m e 5,0 m, em um solo com propriedades colapsáveis na região noroeste no estado de São Paulo, concluíram que a perda da capacidade de carga devido a inundação do solo é consideravelmente elevada, em torno de 50% de redução da capacidade de carga devido ao efeito de inundação.

Carvalho e Souza (1990) realizaram análises em provas de carga em duas estacas escavadas de diâmetro 0,25 m e comprimento de 6,0 m, essas estacas foram executadas em Ilha Soleira no estado de São Paulo. Os autores identificaram que, após a inundação, a carga que produziu o aumento dos deslocamentos das estacas foi de 1/3 da carga última verificada por ensaios prévios, e perda de cerca de 70% da capacidade de carga das estacas (Teixeira, 1993).

Teixeira (1993), avaliou o comportamento de três estacas idênticas de 10 metros de comprimento e seus diâmetros variaram de 0,40 m e 0,50 m. Os experimentos foram realizados no campo experimental da Universidade de São Paulo (USP) em São Carlos (SP). O autor realizou ensaios de prova de carga nos estados *in situ* e inundado do solo para as estacas de 0,40 m e 0,50 m de diâmetro. Após a inundação, o autor constatou que houve redução da capacidade

de carga em 34% da estaca de 0,40 m de diâmetro, e para a estaca de 0,50 m de diâmetro a perda foi de 28%.

Oliveira (2022) analisou através do ensaio edométrico e classificou o solo, do campo experimental de mecânica dos solos e fundações da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia-MG, como severamente “problemático” e suscetível ao fenômeno do colapso, com PC igual a 11%. Essa classificação foi realizada de acordo com a escala apresentada por Jennings e Knight (1975). O autor também analisou o comportamento de fundações nesse solo em condições *in situ* e saturado, para analisar a perda da capacidade de carga das fundações nesse solo. Foram ensaiadas uma sapata com diâmetro de 1 m e 0,20 m de espessura, uma estaca com diâmetro de 0,25 m e comprimento de 4 m, também o autor ensaiou uma fundação mista de radier-estaqueado contendo as mesmas dimensões dos elementos isolados ensaiados. O autor concluiu que, a sapata isolada, à estaca isolada e o radier estaqueado isolado (REI) sofreram perdas de 23,61%, 61,64% e 62,05% da capacidade de carga no estado inundado em relação ao estado *in situ*, respectivamente.

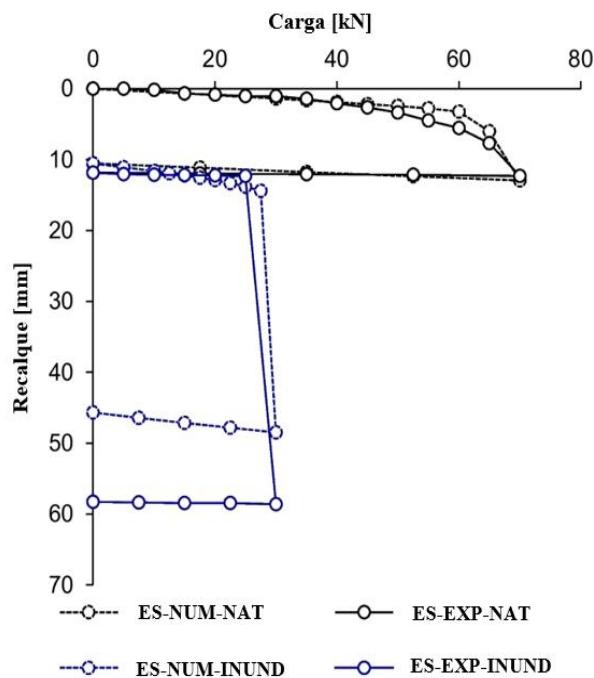
Freitas *et al.* (2022) realizaram análises experimentais por meio de provas de carca em placa no campo experimental de geotecnia da Universidade Estadual de Maringá (UEM), sendo o solo da região constituído por areia siltosa, com baixo N_{SPT} nos primeiros nove metros de profundidade. Os ensaios foram realizados em dois estados de umidade, sendo o primeiro no estado *in situ*, e o segundo ensaio com a realização de inundação do solo, a fim de analisar a probabilidade da ocorrência do fenômeno do colapso. Com os resultados obtidos através dos ensaios, os autores constataram uma redução da capacidade de carga do solo após a inundação na ordem de 30%, considerando a carga para um deslocamento de 5 mm estipulado pelos autores. Na condição *in situ* a carga para o recalque estipulado foi de 30 kN, na condição inundada, a carga alcançada foi em torno de 21 kN. Os autores concluíram que, o solo da região de Maringá apresenta propriedades colapsíveis, devido a perda de capacidade de carga após o aumento da umidade do solo, e que se deve considerar esse fator no projeto de fundações na região.

Dos Santos Oliveira e Garcia (2023) analisaram o comportamento de uma estaca curta de 4 m de comprimento e 0,25 m de diâmetro assente em solo de clima tropical da região de Uberlândia-MG, por meio de carregamento estático e modelo numérico, considerando dois

estados de umidade do solo local, estado *in situ* e inundado. O solo da região é caracterizado pelos autores como um solo residual formado por meio do intemperismo de basalto com a presença de formações lateríticas. As camadas superficiais do solo são formadas por areia siltosa e areia siltosa com cascalho. Os autores demonstraram através de sua pesquisa que a perda da capacidade de carga na estaca é considerável devido ao aumento da umidade no solo (Figura 16), gerando redução nos parâmetros de resistência desse solo, ocasionando o fenômeno do colapso.

Falcão *et al.* (2023) analisaram experimentalmente duas estacas escavadas com 0,3 m de diâmetro e 3 m de comprimento, e três estacas com as mesmas dimensões contendo uma camada de brita de 0,3 m de espessura em suas pontas para verificar a possibilidade de aumento da capacidade de carga da fundação. Todas as fundações foram ensaiadas no estado *in situ* do solo e no estado inundado, com a finalidade de averiguar a susceptibilidade da ocorrência do fenômeno do colapso. As fundações foram estudadas no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade do Rio Grande do Sul na cidade de Cruz Alta.

Figura 16 - Curva carga vs recalque obtidas por prova de carga e simulações numéricas



Fonte: Adaptado de dos Santos Oliveira e Garcia (2023)

Os autores após realizarem ensaios de cisalhamento direto, observaram uma perda considerável no intercepto coesivo do solo de 81,34%, perda esta que sofreu influência da inundação do solo, fator que influencia diretamente no comportamento carga *vs* recalque da fundação. A perda da capacidade de carga ficou entre 29% e 43%, em que, as fundações com reforço de brita na ponta das estacas sofreram maior perda, ficando entre 36% e 43%. Assim, os autores concluíram que o dimensionamento de fundações se baseando somente nos métodos semiempíricos pode não abranger todas as peculiaridades dos solos não saturados, sendo que o comportamento desses solos está diretamente ligado ao aumento da umidade, ou seja, variando com eventos e chuvas que geram inundação no solo.

3 MATERIAL E MÉTODOS

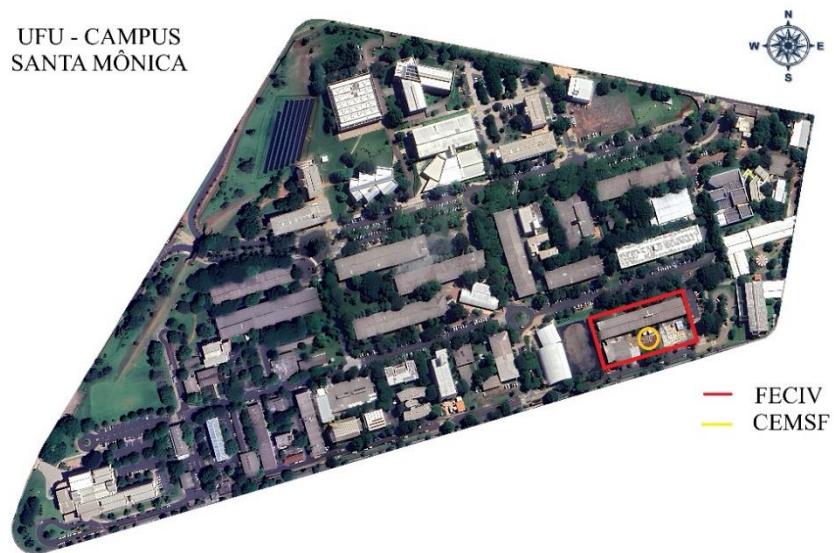
A pesquisa em questão foi realizada no campo experimental de mecânica dos solos e fundações, da Faculdade de Engenharia Civil na Universidade Federal de Uberlândia (CEMSF). Foram adotadas diretrizes estabelecidas pela norma Brasileira ABNT NBR 16903:2020 para a realização dos ensaios de prova de carga estática em fundações profundas, também foram observadas as diretrizes da norma ABNT NBR 6489:2019.

3.1 CAMPO EXPERIMENTAL

3.1.1 Localização e geologia local

O Campo experimental de mecânica dos solos e fundações (CEMSF) da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade de Uberlândia (FECIV-UFU) possui área de aproximadamente 100 m², está situado aos fundos do laboratório da FECIV (Figura 17).

Figura 17 – Localização geográfica da área experimental

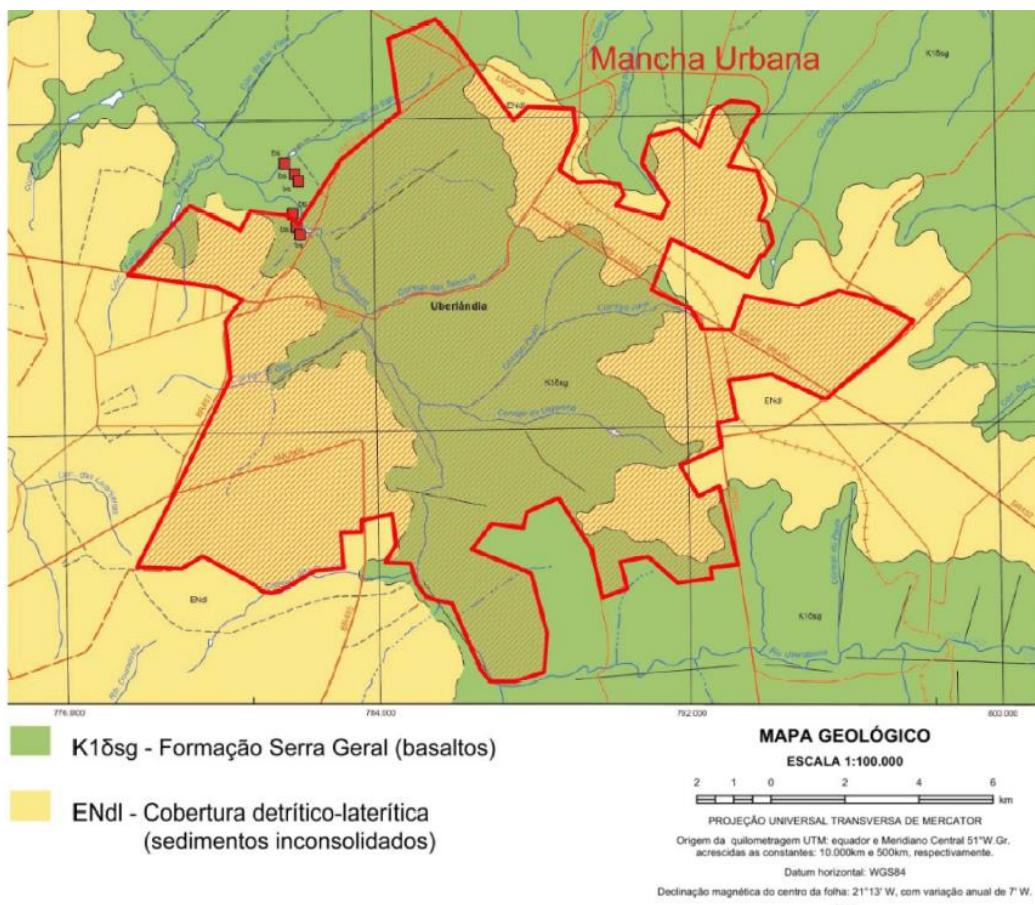


Fonte – Adaptado de Google Earth pro - 2025

Conforme o mapeamento geológico realizado através do Projeto Triângulo Mineiro realizado em 2017 pela CODEMIG em conjunto com o Instituto de Geociência da UFMG, a região de

Uberlândia está localizada na Bacia do Paraná, constituída de rochas pertencentes ao grupo São Bento, oriundas da formação Serra Geral. Também, dentro dos limites do município, foi registrada a ocorrência de outras formas geológicas, como a Cobertura Detritico-Laterítica, que é composta por sedimentos inconsolidados (Figura 18).

Figura 18 - Característica geológica da região de Uberlândia

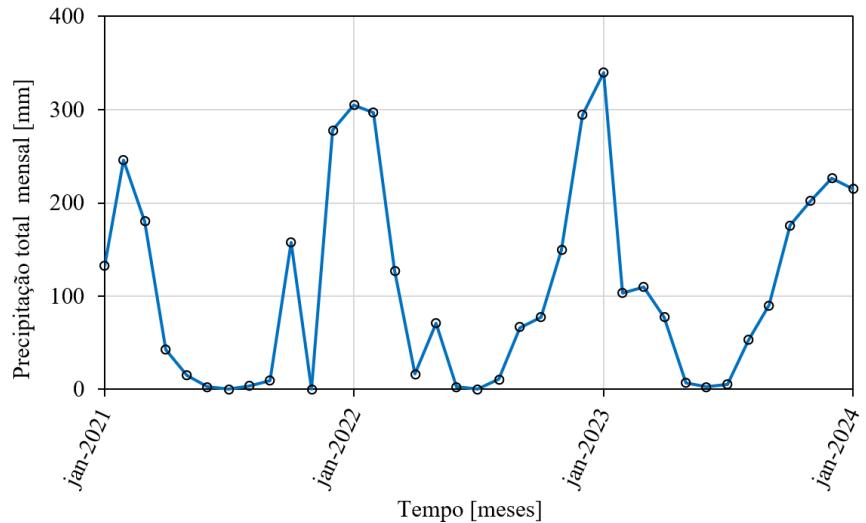


Fonte - Adaptado de CODEMIG/IGC-CPMTC-UFGM (2017)

Em relação ao clima da região, o município de Uberlândia possui períodos de chuva e estiagem bem demarcados e alternantes (Figura 19). Essas variações climáticas que ocorrem em intervalos regulares durante o ano, sugerem que os solos podem sofrer grandes variações em suas propriedades mecânicas devido à água. Vargas (1977) ressalta que essas condições climáticas influenciam significativamente para originar solos lateríticos. Os Radiers estaqueados isolados (REI) de 4 m, 5 m e 6 m foram ensaiados nos meses de agosto de 2021, agosto de 2022 e agosto de 2023, respectivamente. Pode-se notar que o mês escolhido para a

realização da prova de carga é o que sucede os meses de maior estiagem de chuva, sendo eles junho e julho.

Figura 19 - Precipitação mensal entre os anos de 2021 e 2024 para Uberlândia - MG



Fonte – Adaptado de INMET, 2024

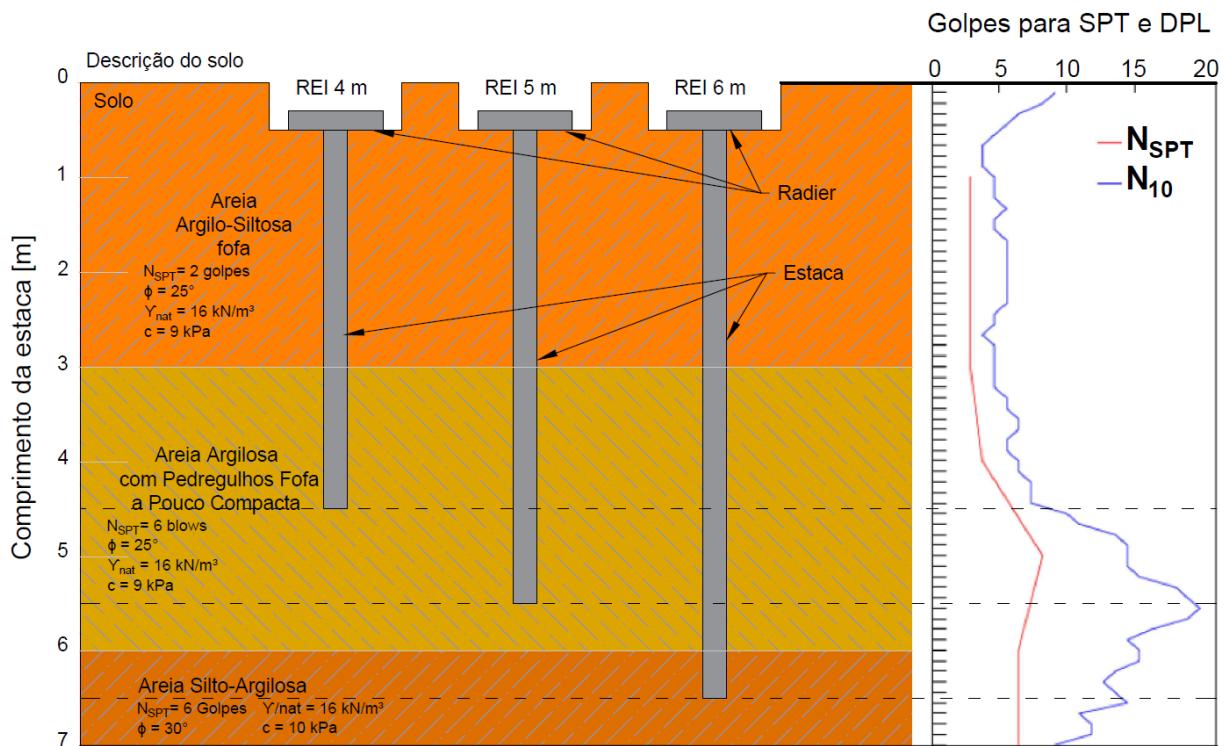
3.1.2 Investigações no subsolo

Gonzaga *et. al.* (2015) analisaram o solo de Uberlândia, por meio de sondagens SPT e amostras indeformadas e deformadas, com o intuito de verificar as propriedades e características do solo para estudos de viabilidade da utilização em aterros. Os ensaios demonstraram que o solo da região possuía propriedades lateríticas, e verificou-se através de análises em diferentes níveis de profundidade de amostragem, com grau de saturação médio entre 33% e 46%, e porosidade média entre 63% e 75%, demonstrando que o solo possui propriedades colapsíveis em diversas regiões. Os ensaios demonstraram solos argilo-siltosos com areia. O ensaio por amostra indeformada foi realizado somente com solo da região Leste da cidade, com ponto de extração no campus da Universidade Federal de Uberlândia, para avaliar o potencial colapsível desse solo, através de ensaio edométrico, que consistiu na aplicação de cargas na amostra e verificação das deformações, em estado *in situ* e inundado.

Oliveira (2022) realizou análises do solo do CEMSF da faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia através de ensaios como o SPT, ensaios de amostras deformadas e indeformadas (com amostras indeformadas até a profundidade de 1 m) para determinação das características do solo como umidade *in situ*, limites de consistência do solo,

massa específica dos grãos e granulometria. Esses ensaios foram realizados até a profundidade de sete metros. Já o ensaio SPT foi realizado até a profundidade de 20 e foi identificado o nível d'água à 10,5 m de profundidade. Foram realizados também ensaios de cisalhamento direto e edométrico para a determinação da curva de succão matricial do solo, utilizando uma amostra indeformada. Os ensaios foram realizados pôr Oliveira (2022) em agosto de 2020. O subsolo então, foi caracterizado predominantemente por areia silto-argilosa variando de fofa a muito compacta. A Figura 20 apresenta as fundações e o ponto de apoio de cada um dos REI's, também apresenta os resultados de ensaios NSPT realizados pôr Oliveira (2022) em conjunto com os resultados obtidos por Saraiva Júnior (2024) de ensaios DPL realizados no CEMSF.

Figura 20 – Descrição do solo em que os REI's estão assentes com a relação dos resultados de ensaios SPT e DPL.



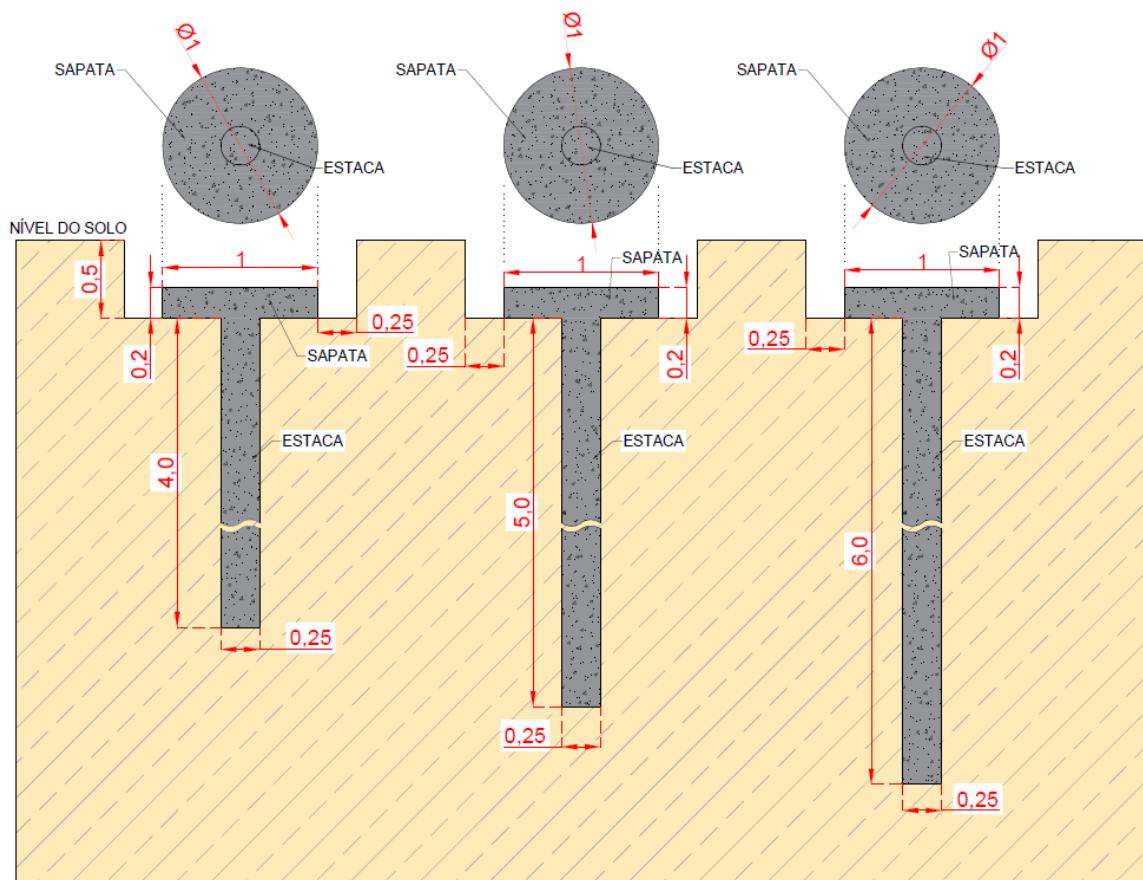
Fonte: Autor (2025)

3.1.3 Fundações testes

As análises deste trabalho se dão a partir dos resultados de provas de carga estática e lenta (PCE) realizadas no CEMSF da FECIV/UFU. Foram ensaiadas três fundações em Radier Estaqueado Isolado (REI) com sapatas idênticas circulares de 1 m de diâmetro e 0,20 m de

espessura, e uma estaca em cada sapata com diâmetro de 0,25 m variando o comprimento da estaca entre 4, 5 e 6 m de profundidade, conforme apresentado na Figura 21. O REI com estaca de 4 m foi executado e ensaiado por Oliveira (2022), o REI com estaca de 5 m foi executado e ensaiado pôr Lopes (2023) na condição *in situ* do solo e Pereira (2025) na condição inundada, e o REI com estaca de 6 m foi executada e ensaiada pelo autor desta pesquisa. O processo de execução está apresentado com mais detalhes no Apêndice A, e o detalhamento das armaduras do radier e da estaca de 6 m está apresentado no Apêndice B.

Figura 21 – Dimensões das fundações analisadas

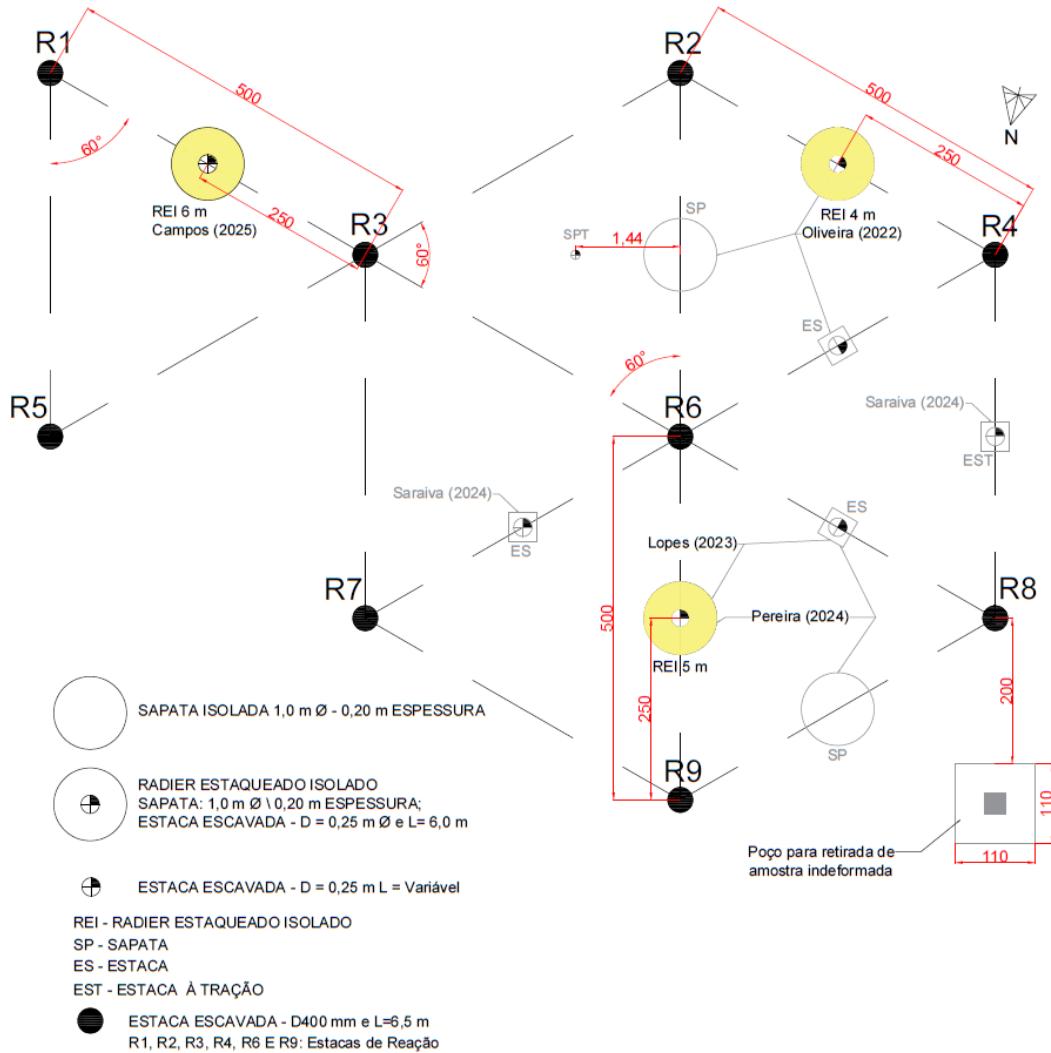


Fonte: Autor (2025)

As fundações foram ensaiadas por meio de prova de carga estática e lenta (PCE), respeitando os requisitos apresentados pelas normas brasileiras ABNT NBR's 16903:2020 e 6489:2019 para a realização de provas de carga estática em fundações profundas e rasas. A locação das fundações no CEMSF está representada na Figura 22. Pode-se observar na imagem que, a

distância entre o eixo das fundações e o eixo das estacas de reação são de 2,5 m, valor superior ao mínimo de 1,5 m estipulado pelas normas ABNT NBR's 16903:2020 e 6489:2019.

Figura 22 - Locação das fundações testes no CEMSF

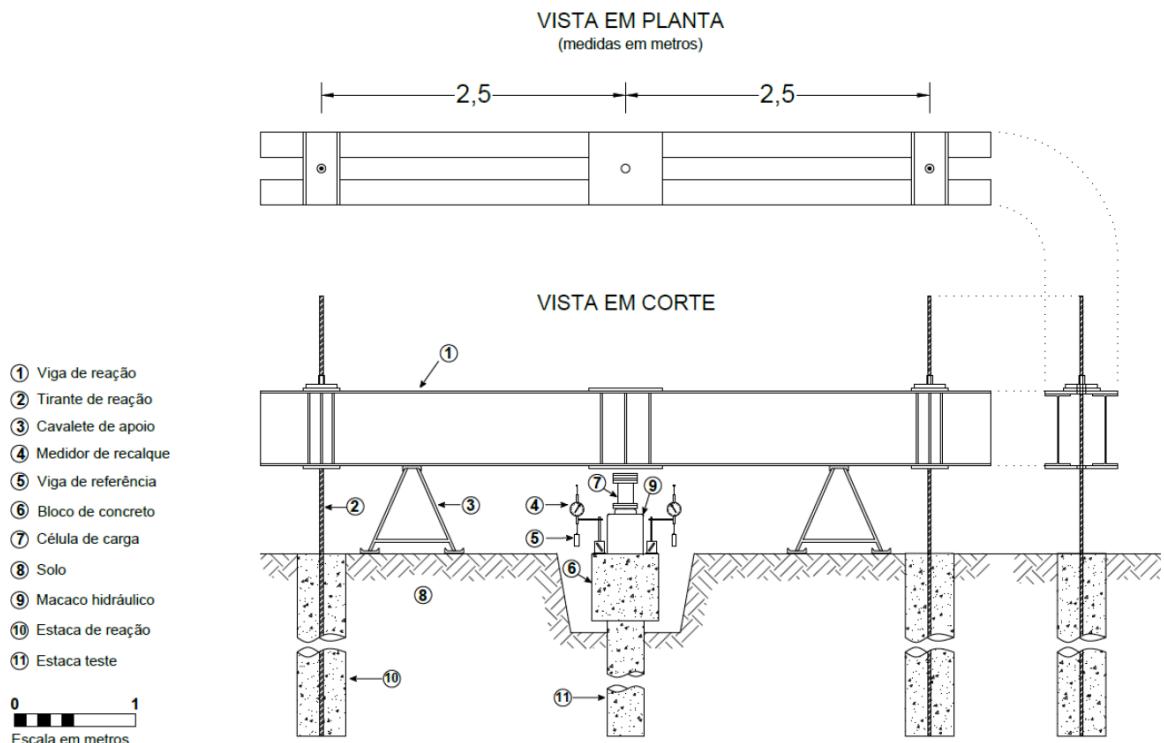


Fonte: Autor (2025)

Para a realização dos ensaios das fundações, foram utilizadas estacas de reação com diâmetro de 0,40 m e 8 m de comprimento. Essas estacas foram armadas com tirantes de ancoragem, que são mono barras modelo INCO 28D. Os tirantes possuem diâmetro efetivo de 32,6 mm e capacidade de carga limite de utilização de 680 kN. Estes foram inseridos e posicionados axialmente em toda a extensão das estacas de reação. As estacas de reação utilizadas para as provas de carga CEMSF estão representadas na Figura 22.

O esquema do sistema de reação que foi utilizado para a realização da prova de carga está apresentado na Figura 23. Todas das fundações foram ensaiadas em dois estados de umidade do solo, sendo o primeiro ensaio considerando a umidade *in situ* do solo até atingir ou ultrapassar o deslocamento pré-estabelecido, posteriormente foi realizada a inundação do solo por meio de um fluxo de água contínuo pelo período de 24 horas. Após a inundação do solo, foram realizados os ensaios nas fundações testes, até que atingissem deslocamentos que demonstrassem o rompimento da capacidade de carga do solo. O intuito de realizar os ensaios nas duas condições do solo (umidade *in situ* e saturado) foi para verificar o comportamento dos REI's no solo que possui características colapsíveis.

Figura 23 - Esquema da prova de carga estática em fundação mista



Fonte: Garcia (2021)

Os dispositivos que foram empregados no ensaio são descritos a seguir:

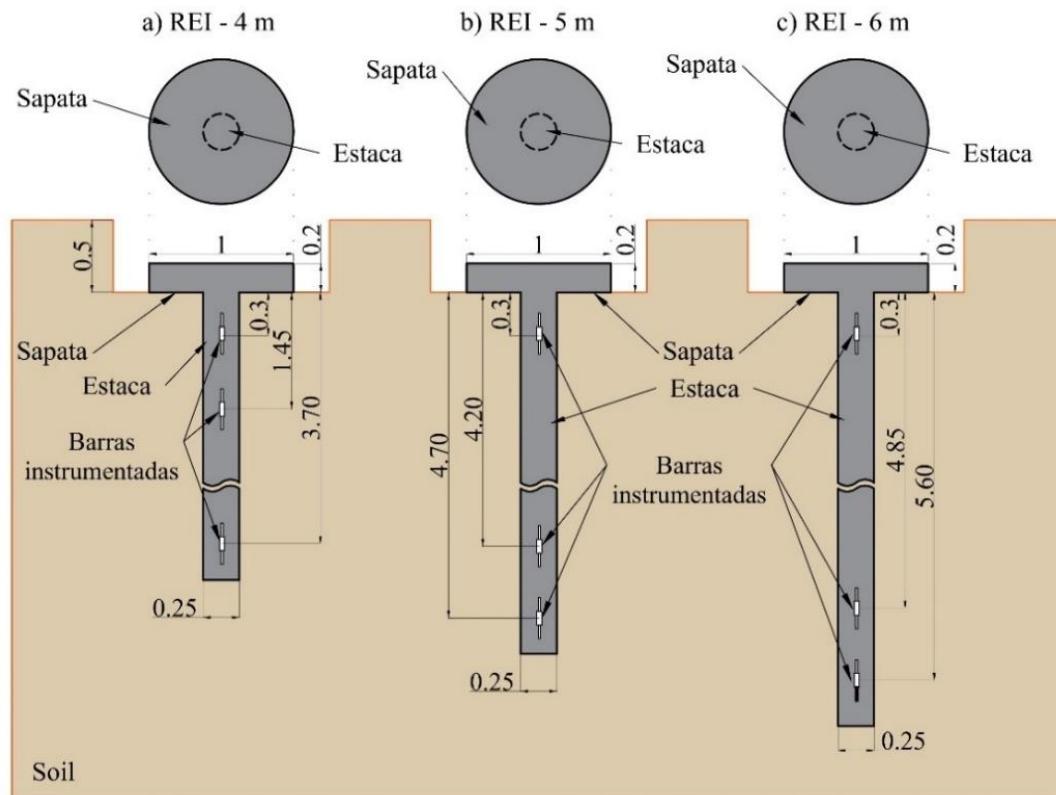
- viga de reação (1300 kN de carga de trabalho) 6 m de comprimento total 5 metros entre eixos de reação;
- Relógio comparador – cursor de 100 mm;

- Cilindro hidráulico com dupla ação, capacidade máxima 1500 kN, curso de 203 mm;
- Bomba hidráulica manual, dupla ação, pressão máxima de 700 bar;
- Célula de carga, capacidade de 1000 kN;
- Segmentos de barras instrumentadas com extensômetros de resistência elétrica (*strain gages*);
- Medidor eletrônico digital da cédula da carga, divisão e 0,2 kN, conexão DB;
- Sistema de aquisição de dados conectado ao computador;

3.1.3.1 Instrumentação nas estacas

As estacas dos REI's foram instrumentadas ao longo do seu comprimento para analisar aspectos como distribuição de carga ao longo das estacas, o atrito lateral unitário e a transferência de carga ao longo das estacas. Para tanto, foram utilizados extensômetros elétricos de resistência (*strain gages*) modelo roseta dupla 90° com fatores de sensibilidade de 2,10 e 2,11.

Figura 24 - Posicionamento das barras instrumentadas nos REI's de 4 m, 5 m e 6 m.



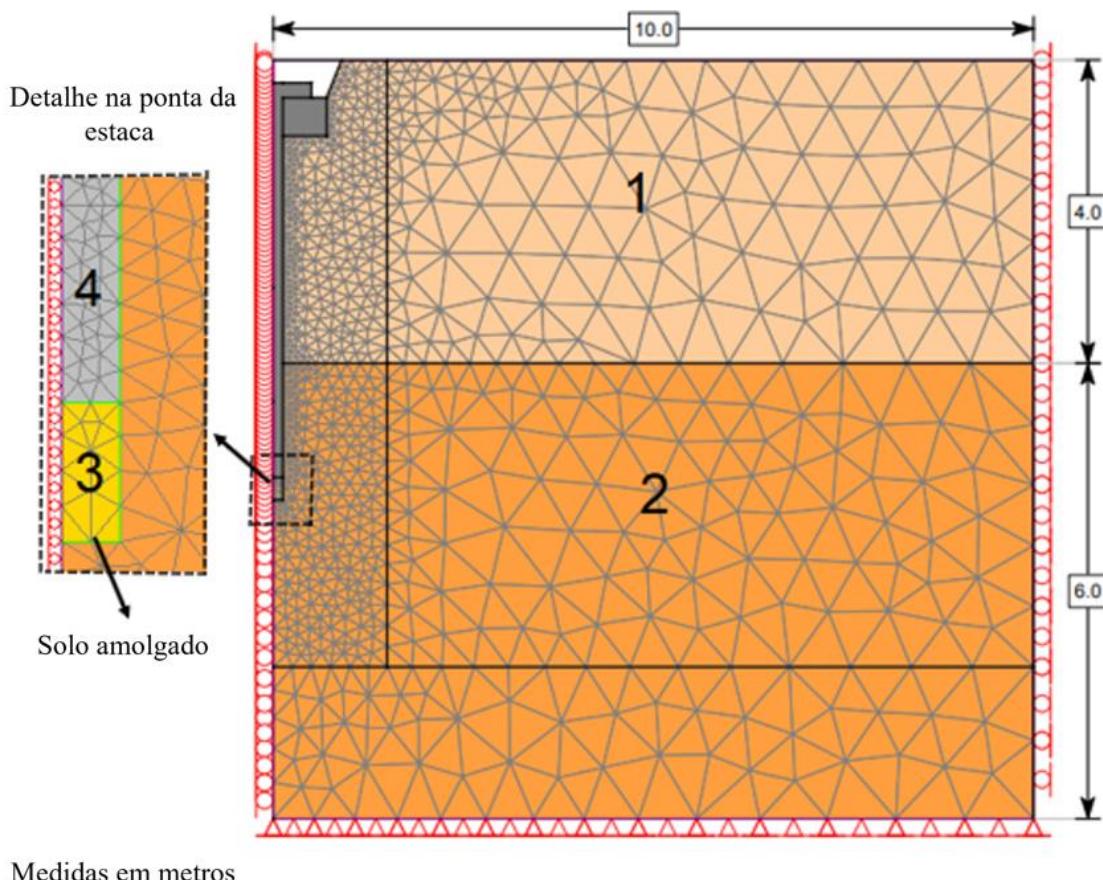
Fonte: Autor (2025)

O circuito utilizado é representado pela ponte inteira de *Wheatstone*, entendendo que esse sistema pode anular os efeitos de temperatura e as deformações que são oriundas da flexão, possibilitando obter apenas as deformações provenientes dos esforços axiais normais da seção. Os pontos de instrumentação nas estacas dos REI's estão representados na Figura 24.

3.1.3.2 Modelagens numéricas

As modelagens numéricas de cada fundação foram realizadas e adaptadas para se aproximarem dos resultados obtidos pelas provas de carga estáticas. Oliveira (2022) avaliou o REI de 4 m e Lopes (2023) avaliou o REI de 5 m por meio de modelos axissimétricos bidimensionais com auxílio do software RS2 da *Rocscience*. Oliveira (2022) avaliou considerando o solo *in situ* e na condição inundada do solo, já Lopes (2023), avaliou o comportamento da fundação somente na condição *in situ* do solo (Figura 25).

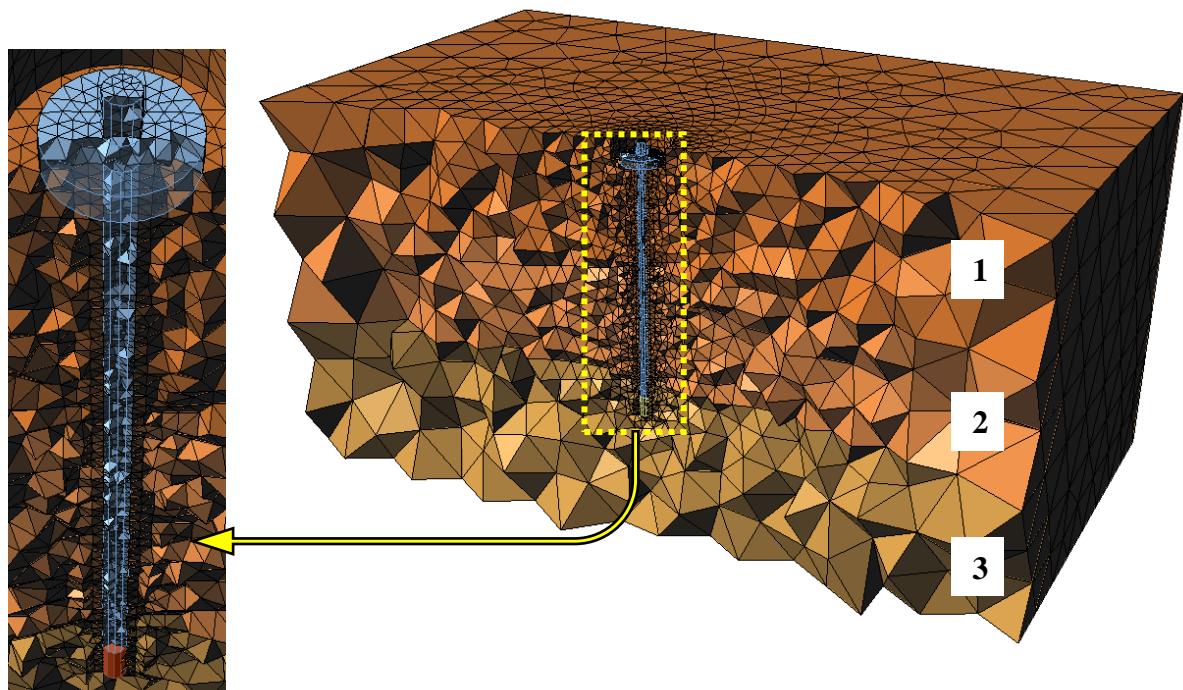
Figura 25 - Modelo numérico em 2D



Fonte: Lopes (2023)

A avaliação do REI de 5 m na condição inundada foi realizada por Pereira (2025), que realizou a prova de carga da fundação na condição inundada e validou os dados por meio de análises pelo MEF através de um modelo tridimensional com elementos tetraédricos de 10 nós com o auxílio do *software RS3 da Rocscience*. O REI de 6 m foi analisado numericamente pelo autor, foi utilizado um modelo tridimensional (Figura 26).

Figura 26 – Modelo numérico com malha de 4 nós



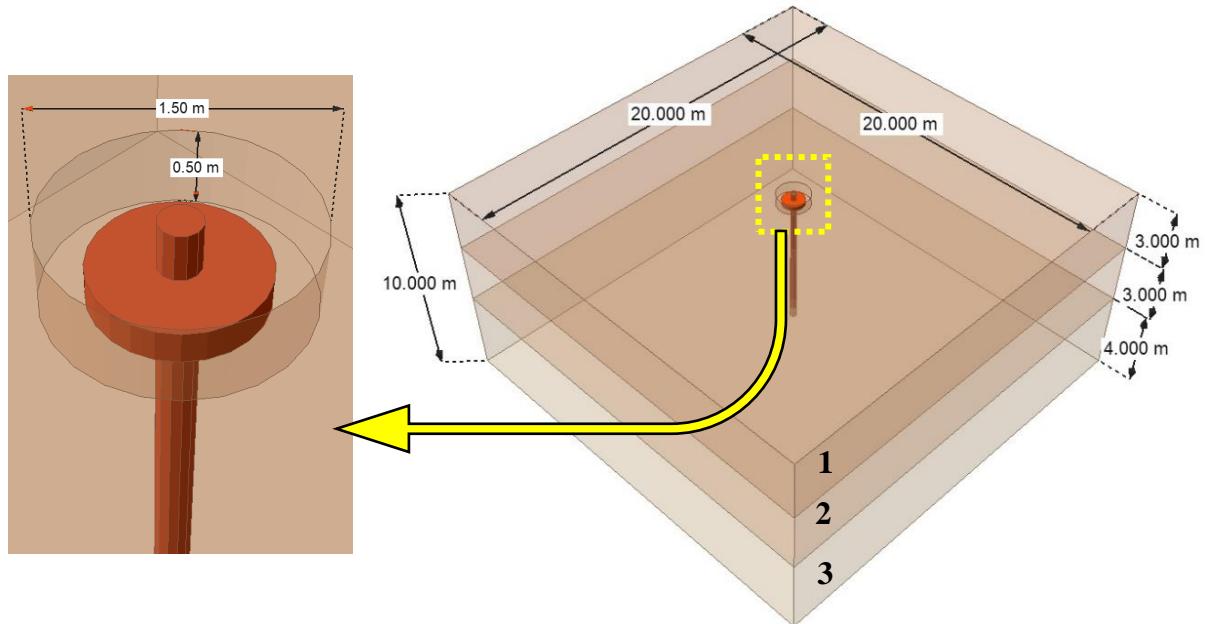
Fonte: Autor (2025)

Voltando-se para o REI de 6 m, o pacote computacional adotado para a modelagem numérica foi o RS3, o qual é estruturado em três módulos principais: *RS Modeler* (responsável pelo pré-processamento e definição da modelagem), *RS Compute* (encarregado do processamento) e *RS Interpret* (destinado ao pós-processamento e interpretação dos resultados). Na etapa de pré-processamento, foram desenvolvidas as modelagens dos casos de estudo, com a definição da geometria, das dimensões dos domínios, dos parâmetros constitutivos dos materiais e das

condições de contorno aplicadas. Ainda nesta fase, realizou-se a discretização do modelo, com a escolha da topologia e do tipo de elementos finitos utilizados na malha.

Com o objetivo de otimizar o desempenho computacional e reduzir o número de iterações, adotou-se semiespaços com dimensões de $20\text{ m} \times 20\text{ m} \times 10\text{ m}$ para o modelo de radier estaqueado isolado (REI) com estaca de 6 m (Figura 27). Durante a etapa de análise dos resultados, foi verificado se as deformações nos contornos do domínio eram insignificantes em comparação às deformações concentradas na fundação. Essa verificação foi essencial para assegurar que as dimensões do semiespaço fossem adequadas à dissipação das tensões e deformações aplicadas, sem comprometer a acurácia dos resultados ou acarretar em sobrecarga computacional desnecessária.

Figura 27 – Semiespaço do modelo MEF para o REI de 6 m



Fonte: Autor (2025)

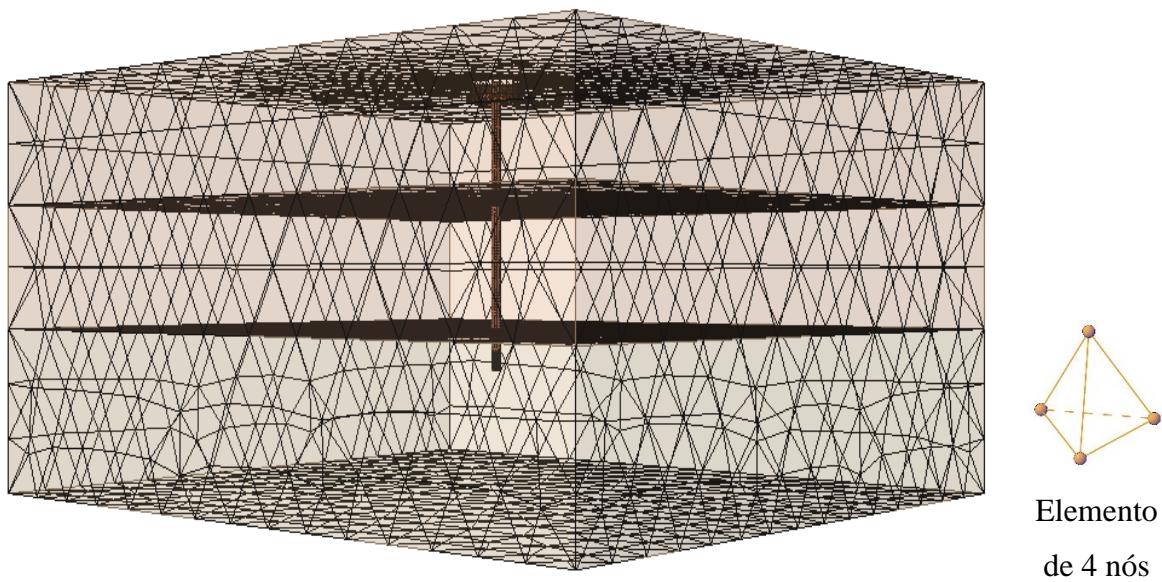
O modelo tridimensional foi construído considerando um sistema de coordenadas no qual os eixos X e Y representam, respectivamente, a largura e a profundidade no plano horizontal, enquanto o eixo Z corresponde à altura no plano vertical. Com base nessa convenção, foram aplicadas as seguintes condições de contorno: a superfície superior do modelo foi considerada livre para deslocamentos, as faces laterais do semiespaço tiveram seus deslocamentos

restringidos nos eixos X e Y, e, na base do domínio, os deslocamentos foram fixados nos três eixos (X, Y e Z), permitindo que apenas a fundação apresentasse deslocamentos verticais.

Para as simulações numéricas, adotou-se como critério de ruptura o modelo constitutivo Mohr-Coulomb com “cap”, por sua capacidade de se aproximar ao comportamento de solos não saturados (Oliveira, 2022). O modelo clássico de Mohr-Coulomb também foi utilizado nas camadas mais profundas, por ser amplamente empregado em análises geotécnicas e reconhecido na prática profissional. Com base nas simulações realizadas, foi possível obter as curvas carga versus recalque das fundações analisadas, permitindo o refinamento dos parâmetros geotécnicos adotados para o solo onde as fundações foram executadas.

No que se refere à discretização do domínio para a análise numérica tridimensional, foram avaliadas duas configurações de malha com diferentes níveis de refinamento, compostas por elementos tetraédricos com 4 e 10 nós. Com base nos resultados obtidos, observou-se que a malha com elementos de 4 nós apresentou respostas mais compatíveis com os comportamentos tensão-deformação observados nos ensaios experimentais. Assim, optou-se pela adoção desta configuração para as simulações numéricas (Figura 28).

Figura 28 – Malha de 4 nós adotada para o MEF do REI com estaca de 6 m



Fonte: Autor (2025)

A construção dos modelos analisados numericamente através do *software* se baseou nos resultados obtidos experimentalmente, o que influenciou nos parâmetros de entrada. Assim, foi possível validar o modelo numérico com base nos resultados obtidos em campo. Alguns dos parâmetros que devem ser observados para a inserção dos dados de entrada no software de análises numéricas são, as espessuras das camadas do solo, o comportamento mecânico e as características dos materiais que envolvem a análise como peso específico, o módulo de elasticidade, a coesão, o ângulo de atrito etc. Além de informações como os tipos de carregamentos que foram impostos a fundação, e seus estágios.

Os parâmetros do solo obtidos pelos ensaios experimentais por Oliveira (2022) estão descritos em seu trabalho, assim como os parâmetros adaptados pôr Lopes (2023) para o REI de 5 m em condição *in situ* e Pereira (2025) para o REI de 5 m na condição inundada do solo. Os parâmetros do concreto utilizados para as análises numéricas estão descritos na Tabela 1.

Tabela 1– Parâmetros mecânicos do concreto utilizado na fundação teste

	E	ν	γ	ϕ	c	f_c	f_t
	[MPa]	[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]
Estaca	25000	0.2	18.9	54	4468	27.5	2.89
Bloco	25000	0.2	15.2	51	3452	19.5	2.43

Fonte: Autor (2025)

Os parâmetros adaptados e utilizados para o REI com estaca de 6 m estão apresentados na Tabela 2.

O coeficiente de empuxo no repouso (K_0) representa a razão entre a tensão horizontal e vertical em um solo quando este não sofre deformações laterais, sendo um parâmetro fundamental na análise de empuxos de terra e dimensionamento geotécnico. Nesse contexto, foi utilizado a equação estabelecida originalmente por Jaky (1944), que propõe $K_0 = 1 - \sin \phi'$, em que ϕ' é o ângulo de atrito efetivo do solo. Esta relação foi consolidada em diversas obras clássicas, como Terzaghi, Peck e Mesri (1996).

Maiores descrições do processo de execução do REI de 6 m estão descritas no Apêndice C.

Tabela 2- Parâmetros do solo amostrado

Condição de ensaio	Regiões	γ	c	ϕ	P_P	$\lambda-k$	E	ν
		[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[-]	[MPa]	[-]
Mohr-Coulomb com Cap								
	1	16	9	23	60	0,12	12	0,35
Mohr-Coulomb								
	2	16	12	27	-	-	12	35
	3	16	10	30	-	-	15	0,35
Solo fofo								
		16	1	20	-	-	0,4	0,05
Mohr-Coulomb com Cap								
Inundado	1	16	0	21	40	0,09	3	0,35
	Mohr-Coulomb							
	2	16	9	23	-	-	12	0,35
	3	16	10	30	-	-	15	0,35
	Solo fofo							

Fonte: Autor (2025)

4 RESULTADOS E ANÁLISES

Neste capítulo, são apresentados os resultados e análises das curvas carga *vs* recalque das provas de carga experimentais e análises numéricas dos radiers estaqueados isolados de 4 m, 5 m e 6 m, comparando o comportamento das três fundações no solo *in situ* e com a inundação de 24 horas. Além disso, são apresentadas as comparações de compartilhamento de carga entre a sapata e as estacas, assim como a transferência de carga ao longo do fuste das estacas e o atrito lateral nas estacas. As fundações serão abordadas com a abreviatura “REI” que se refere a Radier Estaqueado Isolado, nomenclatura adotada por Clancy e Randolph, (1996) e Lopes (2023).

As análises numéricas são baseadas em parâmetros e propriedades do subsolo local que estão apresentadas nesta pesquisa e foram extraídas dos estudos desenvolvidos por Oliveira (2022) e Lopes (2023). Vale ressaltar que o processo de calibração do modelo numérico foi realizado com base nos resultados obtidos por meio dos ensaios experimentais. Para as análises, foram utilizados dados das pesquisas de Oliveira (2022) sobre o REI de 4 m de comprimento e Lopes (2023) e Pereira (2024) sobre o REI de 5 m.

4.1 RESULTADOS EM CONDIÇÃO *IN SITU* DO SOLO

4.1.1 *Capacidade de carga*

O comportamento da curva carga *vs* recalque das fundações está representado na Figura 29, onde é possível observar o aumento da capacidade de carga com o aumento do comprimento das estacas nos REI's. Observa-se então que entre os REI's de 4 m e 5 m houve um aumento de 30,7% da capacidade de carga, já entre os REI's de 5 m e 6 m o aumento foi de 35,5%, considerando as cargas para um recalque correspondente de 10% do diâmetro da estaca, cerca de 25 mm, conforme Tabela 3, que apresenta os resultados experimentais de três configurações distintas de radiers estaqueados isolados (REI) com estacas de 4 m, 5 m e 6 m de comprimento, submetidos a ensaios de prova de carga estática em solo na condição *in situ*.

A análise dos dados revela uma correlação direta entre o comprimento das estacas e a capacidade de carga das fundações compostas, destacando a influência significativa da profundidade de cravação na eficiência estrutural do sistema fundação-solo.

Inicialmente, observa-se que a carga obtida experimentalmente (Q_{PCE}) aumenta com o comprimento da estaca: 161 kN para o REI de 4 m, 200 kN para o de 5 m, e 300 kN para o de 6 m. Esse crescimento representa aumentos relativos de aproximadamente 24% entre os REI's de 4 m e 5 m, e de 50% entre os REI's de 5 m e 6 m. Tal comportamento reforça o entendimento de que o acréscimo do comprimento da estaca proporciona maior área de atrito lateral disponível para transferência de carga ao solo, além de possibilitar o alcance de camadas mais resistentes em profundidade.

Tabela 3– Cargas experimentais, de ruptura convencionadas e admissíveis para os REI's de 4, 5 e 6 m estado *in situ*

Variação de carga nos radiers estaqueados isolados					
REI	Q_{PCE} [kN]	S_{PCE} [mm]	Q_{RUP} [kN]¹	Q_{ADM} [kN]	S_{ADM} [mm]
4 m	161	12	166	83	0,7
5 m	200	15	217	108,5	2,81
6 m	300	27,9	294	147	3,5

¹ - Carga de ruptura convencionada para recalque de 25 mm

Q_{PCE} – carga obtida através de prova de carga estática;

S_{PCE} – Recalque para as cargas obtidas experimentalmente;

Q_{ADM} – Carga admissível para fator de segurança igual a 2;

REI – Radier Estaqueado Isolado;

S_{ADM} – Recalque correspondente para a carga admissível.

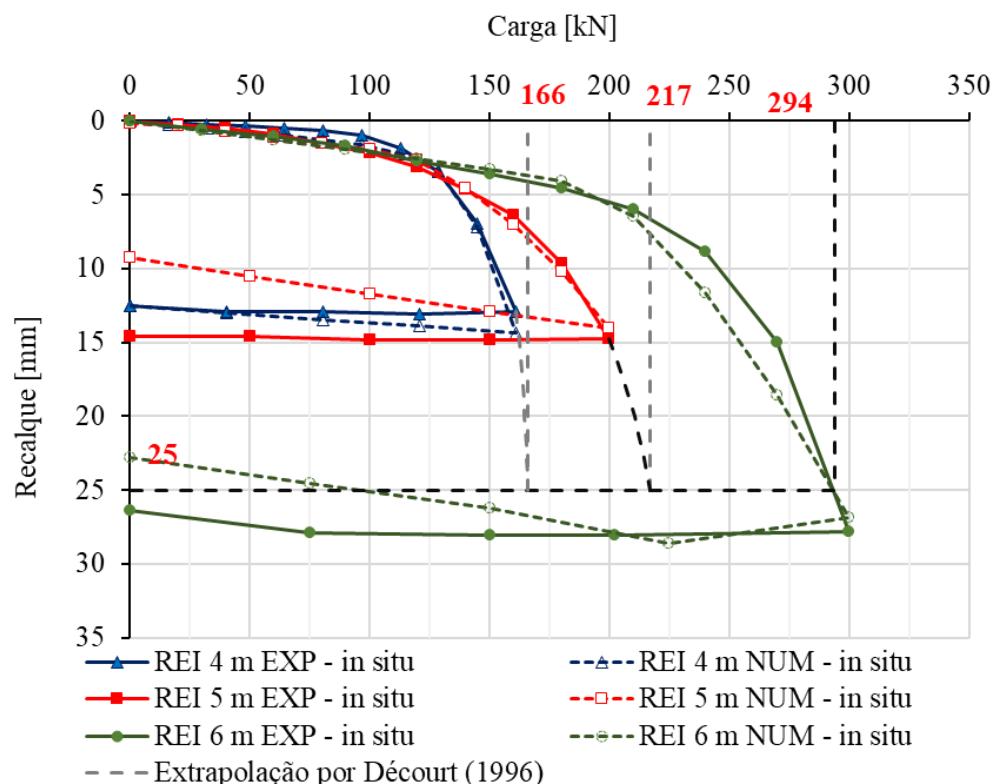
Fonte: Autor (2025)

A carga de ruptura convencionada ao critério de 25 mm de recalque (Q_{RUP}) seguiu tendência semelhante, indicando que mesmo sob uma limitação deformacional, os sistemas com estacas mais longas mantiveram-se significativamente mais eficientes. O REI de 6 m atingiu 294 kN nesse critério, enquanto os REI's de 5 m e 4 m atingiram, respectivamente, 217 kN e 166 kN. A variação entre os comprimentos evidencia que o ganho de desempenho não ocorre apenas em termos absolutos de carga última, mas também em termos de desempenho sob critérios de serviço.

Quanto à carga admissível (Q_{ADM}), considerando um fator de segurança igual a 2, os valores calculados foram de 83 kN para o REI de 4 m, 108,5 kN para o de 5 m, e 147 kN para o de 6 m. Nota-se, portanto, um aumento progressivo de 30,7% entre os REI's de 4 m e 5 m, e de 35,5% entre os REI's de 5 m e 6 m. Esses valores confirmam que, além da maior capacidade última, os sistemas com estacas mais longas também oferecem maior segurança em termos de carga de trabalho.

Os recalques admissíveis (S_{ADM}), determinados com base na carga admissível, foram de 0,7 mm para o REI de 4 m, 2,81 mm para o de 5 m e 3,5 mm para o de 6 m. Essa variação demonstra que, embora os REI's de 5 m e 6 m absorvam maiores cargas, o aumento dos recalques também deve ser ponderado no processo de projeto, sobretudo em estruturas sensíveis a deslocamentos diferenciais. Em síntese, os resultados demonstram que a adoção de estacas mais longas em sistemas de radier estaqueado isolado é vantajosa em termos de aumento de capacidade de carga.

Figura 29 – Variação da capacidade de carga entre os REI's de 4, 5 e 6 m para a condição *in situ* do solo – Resultados experimentais e numéricos



Fonte: Autor (2025)

Além das curvas obtidas por meio das PCE's, a Figura 29 apresenta as curvas obtidas através das análises numéricas realizadas com a utilização do método dos elementos finitos (MEF).

Ao se comparar as curvas carga *vs* recalque dos três radiers estaqueados isolados nas condições naturais do solo, observa-se uma boa concordância entre os resultados experimentais e os obtidos por meio da modelagem numérica no trecho de carregamento. Esse alinhamento indica que os modelos numéricos foram capazes de representar adequadamente o comportamento inicial das fundações sob incremento de carga.

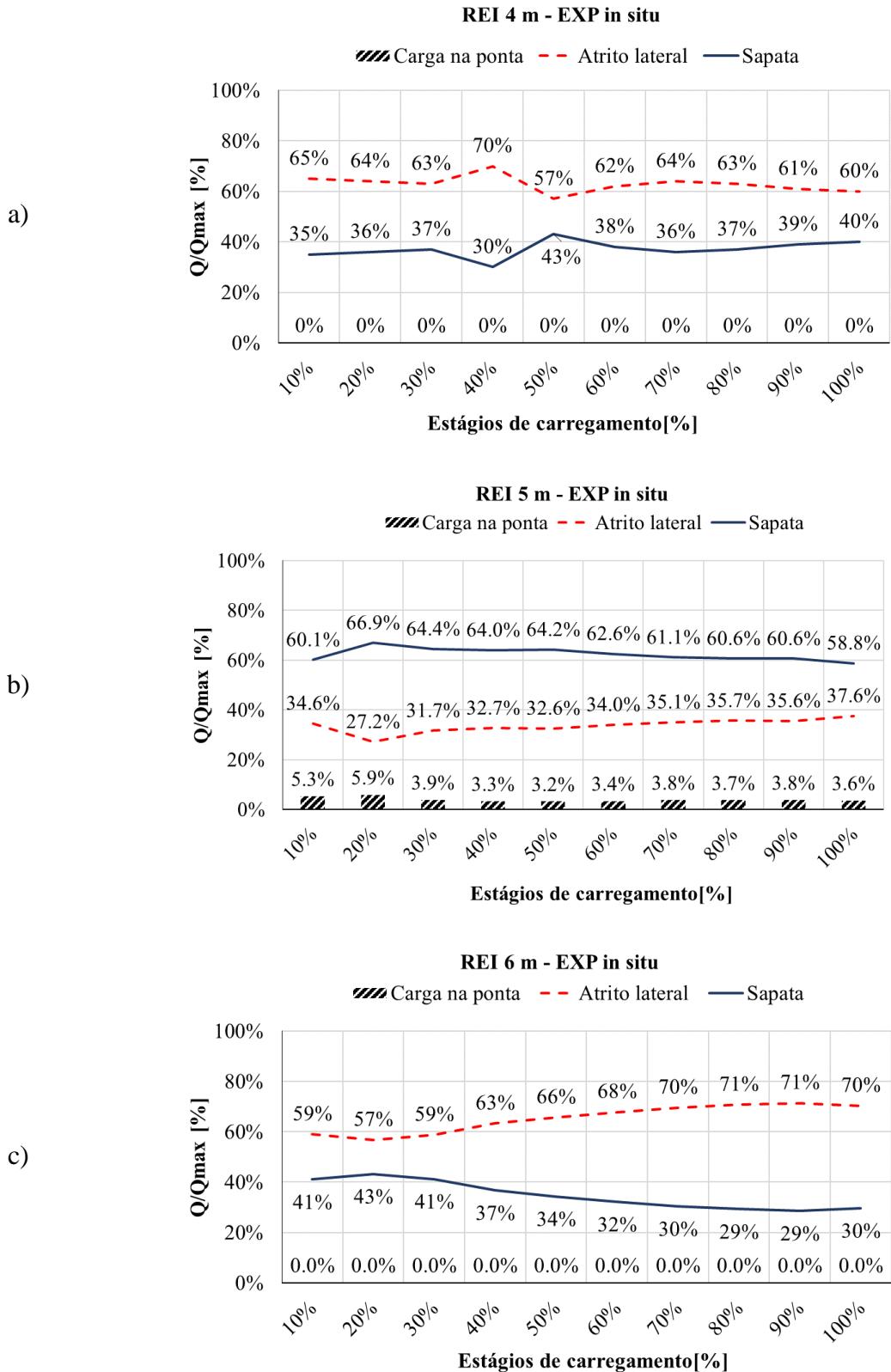
Entretanto, no trecho de descarregamento, nota-se uma pequena diferença entre os modelos, principalmente em relação ao comportamento observado nos ensaios experimentais e para os REI's com estacas de 4 e 5 m. As simulações numéricas apresentaram uma resposta elástica mais pronunciada, caracterizada por uma recuperação de recalque maior do que a verificada experimentalmente. Essa divergência se deve à limitação dos modelos computacionais, que assumem o solo como um meio elástico contínuo, resultando em uma superestimação da capacidade de recuperação elástica da fundação.

Na realidade, os resultados experimentais demonstram que o solo em que os REI's estão inseridos apresenta uma baixa capacidade elástica, com recuperação de recalques bastante limitada após a descarga. Essa característica é típica de solos tropicais com comportamento estrutural e colapsível, nos quais a deformação plástica predomina, mesmo em estágios de alívio de carga. Tal comportamento reforça a importância de calibrar os modelos numéricos com base em dados experimentais, especialmente quando se trata de fundações em solos com estrutura metastável.

4.1.2 Compartilhamento de carga

O compartilhamento de carga entre os elementos dos REI's está representado na Figura 30. Observa-se ainda que os REI's de 4 m e 6 m não apresentaram mobilização da resistência de ponta da estaca durante os ensaios, enquanto o REI de 5 m apresentou alguma mobilização nesse componente.

Figura 30 - Distribuição de carga para a condição do solo in situ: a) REI 4 m; b) REI 5 m; c) REI 6 m



Fonte: Autor (2025)

No entanto, os valores de carga absorvidos pela ponta da estaca do REI de 5 m foram inferiores a 6% da carga total aplicada, o que demonstra que, de modo geral, as estacas comportaram-se como estacas flutuantes, sem mobilização efetiva da resistência de ponta nas condições *in situ* do solo, diante disso, pode-se observar que no REI de 4 m, a distribuição de carga foi maior para a estaca do que para a sapata, semelhantemente, o REI de 6 m apresentou maior distribuição de carga pela estaca. Já o REI de 5 m apresentou comportamento inverso aos outros REI's, tendo maior compartilhamento de carga pelo contato da sapata com o solo do que pelo atrito da estaca com o solo.

O REI com estaca de 4 m apresentou, nos estágios iniciais de carregamento, uma média de 65% da carga mobilizada pela estaca, valor que decresceu para 62% nos estágios finais (Figura 30a). Para o REI com estaca de 5 m, observou-se uma participação média da estaca de 32% da carga nos estágios iniciais, aumentando para 36% nos estágios finais de carregamento (Figura 30b). Esse acréscimo reflete a progressiva mobilização da capacidade de carga da estaca ao longo do ensaio.

O REI com estaca de 6 m apresentou comportamento análogo ao sistema com estaca de 4 m, com significativa participação da estaca na transferência de carga: 61% nos estágios iniciais e aumento para 70% nos estágios finais (Figura 30c), o que evidencia a predominância da resistência por atrito lateral nesta fundação. Esse comportamento é indicativo de início do processo de ruptura do atrito lateral, o que resulta em redistribuição dos esforços em direção ao radier.

Considerando a faixa de variação do compartilhamento de carga entre os elementos de fundação dos três sistemas analisados, verificou-se que a parcela de carga suportada pelas sapatas variou entre 30% e 59%, enquanto a parcela mobilizada pelas estacas situou-se entre 41% e 70%.

4.1.3 Transferência de carga

A partir dos resultados obtidos por meio da instrumentação das estacas e das análises numéricas via Método dos Elementos Finitos (MEF), foi possível avaliar o mecanismo de transferência de carga ao longo do fuste das estacas nos radiers estaqueados isolados (REI's) analisados. As

investigações foram conduzidas considerando três estágios de carregamento, sendo 10% do carregamento, 50% da carga aplicada e 100% da carga aplicada para cada fundação.

A Figura 31 (a) apresenta os resultados da transferência de carga ao longo do fuste das estacas dos REI's de 4 m, 5 m e 6 m de comprimento para o estágio correspondente a 10% da carga de projeto, obtidos experimentalmente e numericamente via Método dos Elementos Finitos (MEF).

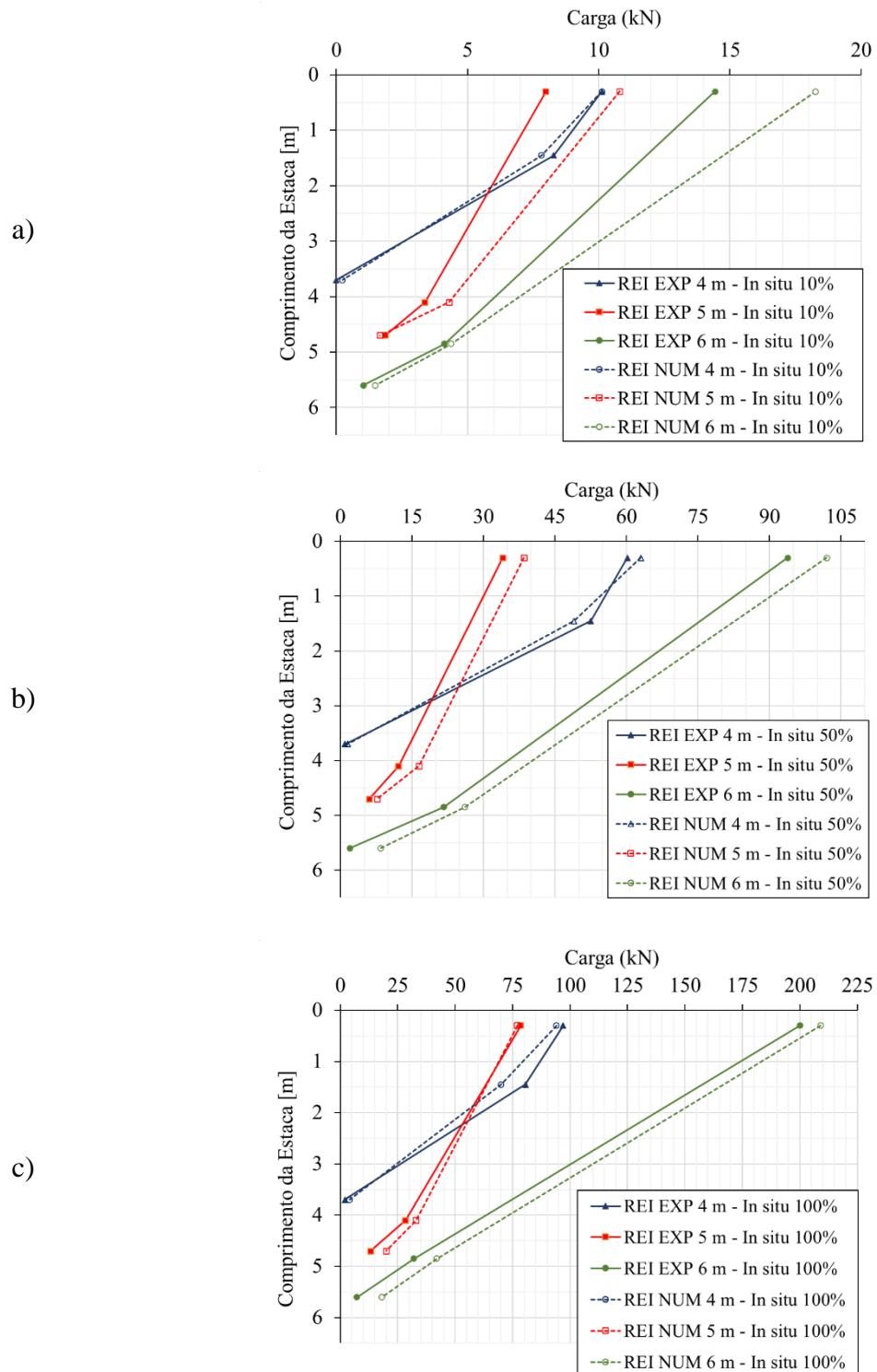
Observa-se que, nesta fase inicial de carregamento, a transferência de carga ao longo do fuste ainda é reduzida para todas as fundações, dado que a mobilização do atrito lateral ainda está em seus estágios iniciais. A análise comparativa dos REI's evidencia comportamentos distintos.

A estaca de 4 m apresentou uma transferência de carga relativamente uniforme nas camadas mais superficiais. A carga transmitida ao fuste é distribuída predominantemente até 2 m de profundidade. Os resultados experimentais e numéricos apresentaram concordância razoável, com pequenas variações nos valores de carga, o que valida o modelo numérico empregado.

Diferentemente dos outros REI's, o REI de 5 m demonstrou menor transferência de carga pelo fuste das estacas, evidenciando um maior compartilhamento da carga pela base do radier. Este comportamento é indicativo de que, no estágio inicial de carregamento, a fundação atuou mais como um radier do que como um sistema de radier estaqueado tradicional. O modelo numérico capturou adequadamente esta tendência, mostrando valores de carga semelhantes aos experimentais nas diferentes profundidades analisadas.

Para o REI de 6 m, observa-se uma distribuição de carga crescente ao longo do comprimento da estaca, ainda que com valores relativamente baixos, como esperado para esta etapa de carregamento.

Figura 31 – Transferência de carga nas estacas dos REI's de 4, 5 e 6 m em condição in situ do solo com resultados experimentais e numéricos – a) 10% de carregamento; b) 50% de carregamento; c) 100% de carregamento.



Fonte: Autor (2025)

A boa correspondência entre os resultados experimentais e numéricos também é mantida. De maneira geral, no estágio de 10% da carga aplicada, os sistemas de fundação ainda operam majoritariamente sob condições elásticas iniciais, com o atrito lateral sendo apenas parcialmente mobilizado. A particularidade observada no REI de 5 m destaca a importância da interação radier-solo no comportamento global do sistema, e a necessidade de considerar essa interação no projeto de fundações mistas em solos colapsíveis.

A Figura 31 (b) ilustra os resultados da transferência de carga ao longo do fuste das estacas dos REI's com comprimentos de 4 m, 5 m e 6 m, sob a condição correspondente a 50% do carregamento.

Observa-se que o REI de 4 m apresentou uma distribuição uniforme da carga transferida ao longo da profundidade. Tanto o modelo numérico quanto os resultados experimentais indicaram boa correspondência, com desvios discretos entre as duas abordagens. Tal comportamento sugere que, para estacas mais curtas, o sistema radier-estaca atua de maneira equilibrada, com contribuição efetiva tanto do atrito lateral quanto do radier.

No REI de 5 m, destaca-se um comportamento distinto em relação aos demais sistemas analisados. A transferência de carga ao longo do fuste foi menor, evidenciando que grande parte da carga foi suportada diretamente pelo radier. Tal constatação é consistente tanto nas observações experimentais quanto nas previsões numéricas. Este comportamento confirma a importância da interação radier-estaca, sendo que, neste caso específico, o radier desempenhou um papel estrutural mais relevante.

Em contraste, o REI de 6 m apresentou uma transferência de carga mais pronunciada ao longo de toda a extensão da estaca. O comportamento observado sugere uma mobilização progressiva do atrito lateral à medida que a carga aplicada aumentava, característica típica de sistemas com estacas mais longas. A boa concordância entre os resultados experimentais e os numéricos reforça a adequação do modelo adotado para simular o comportamento deste tipo de fundação.

De maneira geral, os resultados indicam que o comprimento da estaca exerce influência direta sobre o mecanismo de transferência de carga do sistema radier estaqueado isolado.

A Figura 31 (c) apresentada o comportamento da transferência de carga ao longo do fuste das estacas para 100% do carregamento.

De modo geral, observa-se que a transferência de carga aumenta proporcionalmente à profundidade em todos os casos analisados, sendo o comportamento mais pronunciado para o REI de 6 m, evidenciando a maior capacidade de mobilização de atrito lateral devido à maior superfície de contato com o solo.

Para o REI de 4 m, a análise demonstra boa concordância entre os resultados experimentais e numéricos ao longo de todo o comprimento da estaca. A transferência de carga ocorre de forma relativamente uniforme, com ligeiras diferenças nas camadas mais profundas. Esse comportamento indica uma mobilização consistente da resistência lateral ao longo da estaca, típica de fundações de menor comprimento inseridas em solos de baixa resistência.

Em relação ao REI de 5 m, evidencia-se um comportamento distinto dos demais. Nota-se uma transferência de carga menor ao longo do fuste em comparação aos outros REI's, fato que indica um maior compartilhamento de carga pelo radier. Isso confirma que, neste modelo, o radier assumiu uma parcela mais significativa do carregamento aplicado, reduzindo a demanda sobre a estaca. Essa interação radier-estaca resultou em uma menor mobilização de atrito lateral na estaca do REI de 5 m, sendo este comportamento bem capturado tanto pelos resultados experimentais quanto pelos numéricos, que apresentam boa aproximação entre si.

Por sua vez, o REI de 6 m apresentou a maior transferência de carga dentre os modelos estudados. A carga transferida ao longo do fuste foi consideravelmente superior, reflexo do maior comprimento da estaca e da consequente maior área de contato. Além disso, verifica-se concordância entre os dados experimentais e numéricos para este modelo, reforçando a confiabilidade das simulações realizadas via Método dos Elementos Finitos (MEF).

Portanto, os resultados mostram a influência do comprimento das estacas no comportamento global do sistema radier estaqueado, bem como a importância da interação entre os elementos estruturais para o desempenho da fundação.

De modo geral, a concordância entre os dados experimentais e numéricos reforça a confiabilidade do modelo adotado para representar a transferência de carga nas diferentes condições de comprimento das estacas.

4.1.4 Atrito lateral unitário

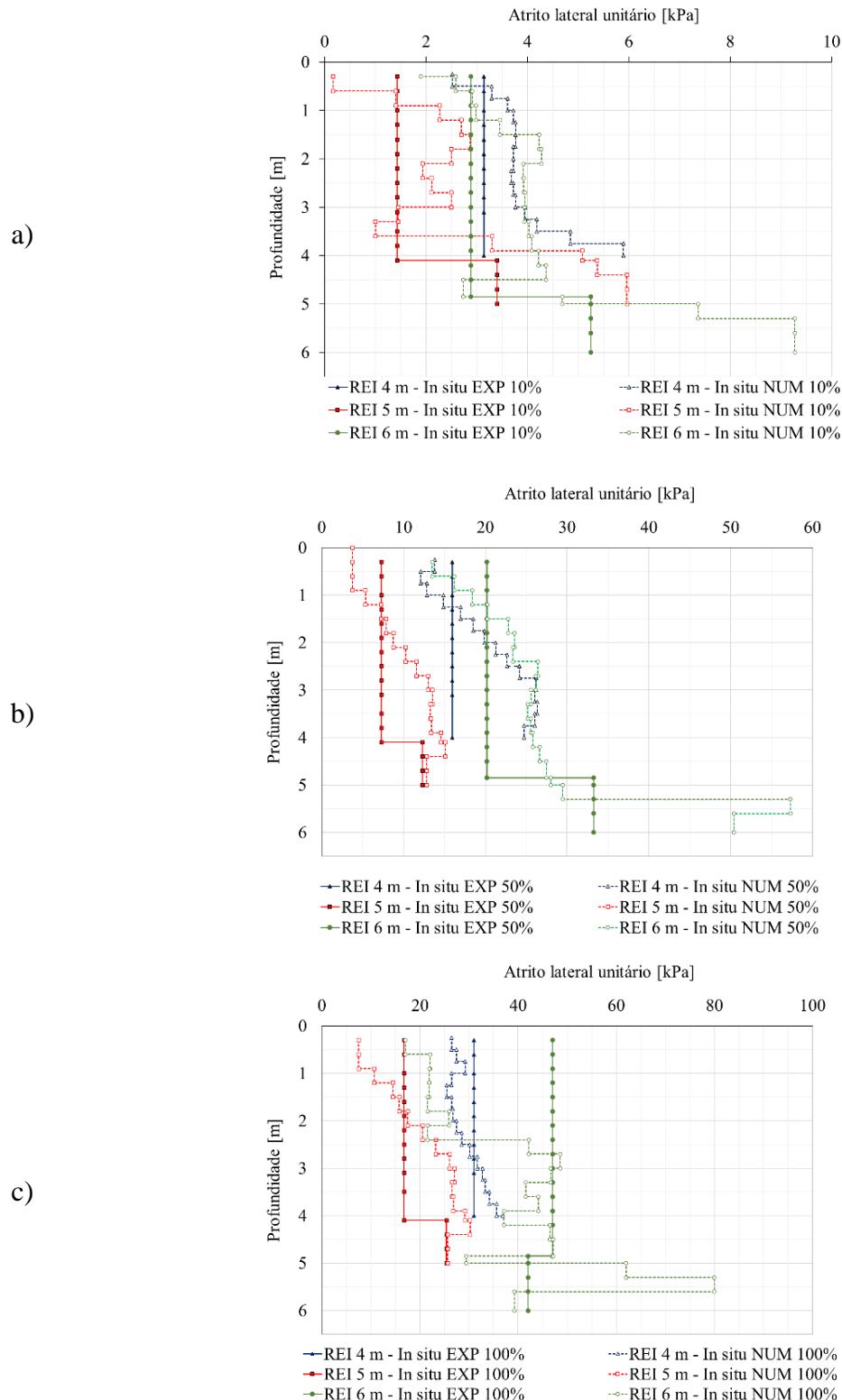
Por meio das barras instrumentadas instaladas ao longo do fuste das estacas dos REI's, foram obtidos o atrito lateral unitário ao longo do fuste das estacas. Foi possível avaliar também o atrito lateral unitário por meio dos modelos numéricos com mais detalhes discretizando em trechos a cada 0,30 m de profundidade. Esse conjunto de informações auxilia nas análises dos efeitos gerados pelo contato entre o fuste da estaca e o solo, em que, com o aumento do carregamento geram maiores deslocamentos da estaca e o efeito de atrito entre o solo-estaca.

A Figura 32 (a) demonstra o comportamento das estacas para 10% do carregamento para os ensaios experimentais e numéricos. Nota-se que nesse estágio, houve boa concordância entre os resultados experimentais e numéricos de todas as fundações. Em relação a comparação entre as fundações, também é possível notar que, o REI de 4 m apresentou maior atrito unitário que os outros REI's, um dos fatores que pode ter corroborado para esse comportamento é o fato da estaca desse REI estar apoiada na camada de menor resistência do solo (Figura 20), ou pela redução do efeito de sucção devido ao aumento de umidade do solo logo abaixo do radier, reduzindo a resistência da camada superficial do solo.

Entre as camadas de 4 e 5 m de profundidade, onde a estaca do REI de 5 m se apoiou, nota-se que houve um aumento no atrito lateral dessa fundação, sendo maior que o atrito instrumentado para o REI de 6 m. Ressalta-se também que, entre as camadas de 4 e 5 m de profundidade há um aumento de resistência do solo, demonstrado no ensaio SPT, que passa de 3 N_{SPT} para 8 N_{SPT}. Isso que pode ter influenciado no comportamento do REI de 5 m, que estava com a ponta da estaca apoiada na camada de maior resistência do solo.

Para 50% de carregamento (Figura 32b), o atrito apresentado pelo REI de 5 m foi inferior aos apresentados pelas demais fundações, tendo variação entre 04 e 15 kPa. Para as camadas mais profundas, o REI com estaca de 6 m apresentou um aumento do atrito lateral, devido a maior resistência dessas camadas.

Figura 32 – Atrito lateral unitário nas estacas dos REI's de 4, 5 e 6 m em condição in situ do solo com resultados experimentais e numéricos – a) 10% de carregamento; b) 50% de carregamento; c) 100% de carregamento.



Fonte: Autor (2025)

O REI de 4 m apresentou atrito lateral unitário superior ao REI de 5 m e inferior ao REI de 6 m. Um fator que pode ter corroborado para esse comportamento é que o radier do REI de 5 m suportou maior carga que a estaca.

Em todos os casos, os modelos numéricos se iniciam com menor atrito que os modelos experimentais, e ao longo do fuste das estacas, tendem a aumentar o atrito dissipado.

No caso do REI de 6 m, o atrito na região entre 4 e 5 m de profundidade (a camada que apresentou maior resistência) houve variações do atrito. Para o estágio de 100% de carregamento (Figura 32c), os REI's apresentaram concordância entre os resultados experimentais e numéricos nos primeiros metros, com os resultados numéricos apresentando maiores variações. Nesse estágio, e para os resultados experimentais, o REI de 4 m apresentou maior atrito que o REI de 5 m, e o REI com estaca de 6 m apresentou maior atrito em toda a extensão da estaca.

O REI com estaca de 4 m apresentou maior atrito lateral que o REI de 5 m. O REI de 5 m apresentou maior carga transferida ao solo pelo radier, isso levou a um atrito lateral menor que o do REI com estaca menor (de 4 m). Nos resultados numéricos o REI de 4 m apresentou maior atrito nas primeiras camadas de solo do que as demais fundações. Nas camadas subsequentes o REI com estaca de 6 m apresentou atrito lateral superior aos demais REI's. Um ponto a ser observado é a redução do atrito lateral do REI com estaca de 6 m entre as camadas de 5 e 6 m de profundidade, isso pode ter ocorrido devido a perda da resistência pelo atrito lateral do solo de fundação com a estaca do REI de 6 m.

Nota-se que com o aumento do carregamento as estacas sofrem a influência do bulbo de tensões gerado pela sapata, que acaba reduzindo o atrito nas camadas superficiais. O bulbo de tensões é tratado na literatura como o efeito gerado pelo contato do radier com o solo, gerando uma influência nas camadas abaixo da sapata tendo extensão de 1,5 a 2 vezes o diâmetro da estaca, e pode ser observado pelo modelo numérico pela Figura D1 no Apêndice D. Nos casos em questão, o bulbo gerado pela sapata gerou reduções no atrito lateral nas estacas até a profundidade de 2 m, conforme pode ser observado na Figura 32 (c).

4.1.5 Variação da rigidez

O conceito de rigidez abordado para as análises nessa pesquisa se refere a relação carga vs deslocamento do conjunto solo-estrutura. O termo rigidez pode ser interpretado como a capacidade de um material resistir a deslocamentos quando submetido a uma carga. A variação da rigidez das fundações em sapatas planas com estacas sofre influência por diversos fatores, um dos fatores é o comprimento das estacas, ou a relação entre o comprimento e o diâmetro das estacas (L/d), que é um fator de influência analisado nesta pesquisa. A relação L/d para as estacas das fundações analisadas nesta pesquisa são 16, 20 e 24 para as estacas de 4, 5 e 6 m respectivamente. Essa variação de rigidez dos REI's sofre influência do índice de esbeltez das estacas (L/d).

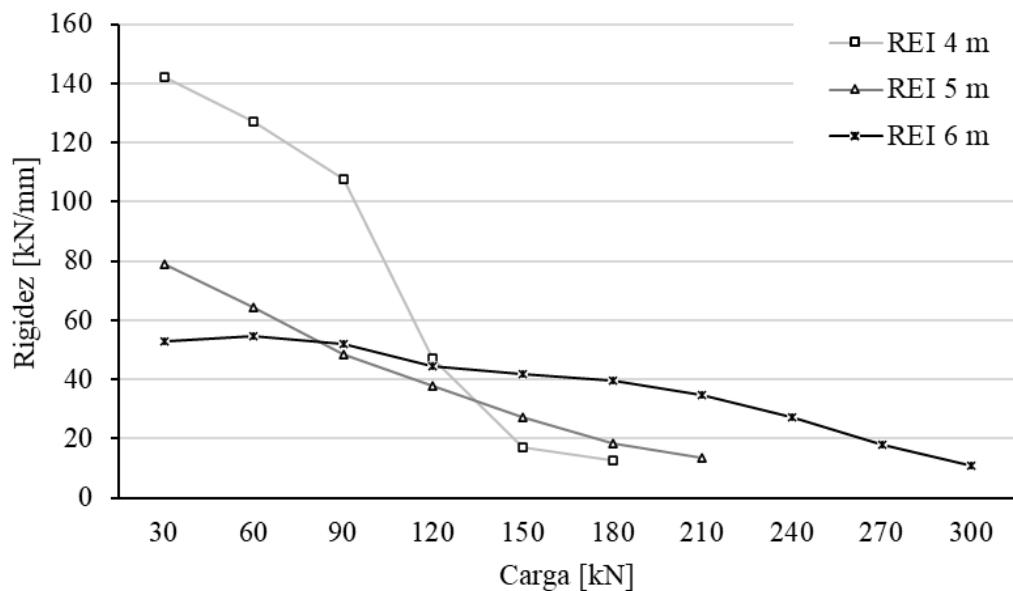
A variação da rigidez ao longo dos estágios de carregamento está representada na Figura 33. Pode-se observar que, nos primeiros estágios de carregamento o REI de 4 m apresentou maior rigidez que as outras fundações analisadas, com recalques inferiores para os mesmos níveis de carregamento. Um dos fatores apontados por Oliveira (2022) é a alta coesão do solo nas camadas superficiais devido ao efeito de sucção gerado pela baixa umidade do solo superficial no período da execução da fundação. Também, o REI de 5 m apresentou maior rigidez que a REI de 6 m nos primeiros estágios, até a carga de 75 kN. Com o aumento de carga o REI de 6 demonstrou maior rigidez e capacidade de carga. Em comparação com o REI de 4 m, o REI de 6 m apresentou maiores valores de rigidez após o carregamento de 120 kN, e manteve maiores valores até próximo ao rompimento condicional de 10% do diâmetro da estaca. Esses altos picos de rigidez nas fundações com estacas menores podem ter ocorrido devido aos efeitos de sucção no solo logo abaixo das sapatas.

Considerando a rigidez das fundações para a carga admissível (Q_{ADM}), nota-se um comportamento variável entre as fundações, conforme apresentado na Tabela 4. Analisando a variação entre os REI's de 5 e 6 m há um aumento da rigidez de 8,1 %, contudo, também há um acréscimo de recalque de 19,7 %. Isso representa um aumento da capacidade de carga entre os REI's de 5 e 6 m de 34,9 %. O REI de 4 m apresentou maior rigidez para a carga admissível quando comparada com todas as outras fundações, com valor de rigidez (K_{PR}) de 118,6 kN/mm. A fundação apresentou também um recalque consideravelmente inferior para a sua carga admissível, quando comparada as outras fundações, mas deve ser levado em consideração que a

carga admissível para o REI de 4 m é 23,5% inferior a carga admissível do REI de 5 m e em relação ao REI de 6 m, a carga admissível é 44% inferior.

Além da variação da rigidez, a Tabela 4 apresenta os valores de cargas e recalques admissíveis em que, pode-se observar que, para o aumento de 23,5 % de capacidade de carga entre os REI's de 4 e 5 m, houve aumento de quatro vezes no recalque, cerca de 401% de aumento no recalque. Entre os REI's de 5 e 6 m houve aumento de 24,5% de recalques para um aumento de 26% de capacidade de carga. As fundações demonstraram que mesmo com o aumento da capacidade de carga houve aumento dos recalques, gerando redução na rigidez das fundações.

Figura 33 – Variação da rigidez entre os REI's de 4 m, 5 m e 6 m



Fonte: Autor (2025)

Tabela 4 - Valores de rigidez para cargas admissíveis

Cargas admissíveis e rigidez para as cargas admissíveis

Estaca [m]	Q _{ADM} [kN]	S _{ADM} [mm]	K _{PR} [kN/mm]
4	83	0,7	118,6
5	109	2,81	38,6
6	147	3,5	42

Q_{ADM} – Recalque correspondente a carga admissível;

K_{PR} – Rigidez para a carga admissível dos REI's;

Q_{ADM} – Carga admissível para um fator de segurança 2

Fonte: Autor (2025)

4.2 RESULTADOS EM CONDIÇÃO INUNDADA DO SOLO

Após a realização dos ensaios experimentais em condição *in situ*, as fundações foram submetidas a um processo de inundação controlada, com duração de 24 horas. Concluído esse período, foram executadas as provas de carga ou o recarregamento das fundações, agora considerando o solo em condição inundada. Ressalta-se que o solo estudado apresenta características colapsíveis, comportamento que foi evidenciado com maior clareza após a saturação, refletindo diretamente na resposta mecânica das fundações.

Este capítulo apresenta e discute os resultados obtidos nos ensaios experimentais conduzidos com o solo em condição inundada, em comparação com os resultados das simulações numéricas realizadas por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF). A análise conjunta dos dados experimentais e numéricos permite compreender com maior profundidade os efeitos do aumento do teor da umidade em solos tropicais colapsíveis, bem como avaliar a eficácia dos modelos computacionais na previsão do comportamento real das fundações.

4.2.1 *Capacidade de carga*

A capacidade de carga das fundações do tipo radier estaqueado isolado (REI) apresentou reduções consideráveis em decorrência da condição de solo inundado, evidenciando o impacto da inundação em solos colapsíveis. As perdas de capacidade observadas foram de aproximadamente 43% para o REI com estaca de 4 m, 30% para o REI com estaca de 5 m e 45% para o REI com estaca de 6 m. Esses resultados corroboram a relevância de se considerar, com maior rigor, os efeitos da umidade no projeto e na execução de fundações em regiões compostas por solos com estrutura metastável, especialmente em contextos tropicais.

A Tabela 5 apresenta os valores de carga em prova de carga, as cargas de ruptura convencionadas a um recalque equivalente a 10% do diâmetro das estacas, (cerca de 25 mm), também, a tabela apresenta as cargas admissíveis para um fator de segurança igual a 2, assim como os recalques, tanto o acumulado da prova de carga quanto os recalques convencionados para a carga admissível.

A

Figura 34 apresenta as curvas carga *vs* recalque obtidas a partir dos ensaios experimentais e das simulações numéricas por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF), ambos realizados após a inundação do solo. Observa-se, de forma consistente entre os três REI's, uma elevada rigidez nos estágios iniciais de carregamento, evidenciada pelos baixos deslocamentos verticais registrados até cerca de 60 kN de carga aplicada. Esse comportamento inicial pode ser associado à pré-consolidação do solo, resultante do primeiro ciclo de carregamento realizado em condição *in situ*, o que promoveu uma resistência adicional ao início da deformação após a saturação.

Tabela 5 - Cargas experimentais, de ruptura convencionadas e admissíveis para os REI's de 4, 5 e 6 m estado inundado

Variação de carga nos REI's após a inundação					
REI	Q _{PCE} [kN]	S _{PCE} [mm] ¹	Q _{RUP} [kN] ²	Q _{ADM} [kN]	S _{ADM} [mm]
4 m	94	61,28	62	31	0,21
5 m	140	73,23	114	57	0,18
6 m	165	66,81	160	80	0,86

¹ Recalque acumulado obtido através da prova de carga estática;
² Carga de ruptura convencionada para recalque de 25 mm;
 Q_{PCE} – carga obtida através de prova de carga estática;
 S_{PCE} – Recalque para as cargas obtidas experimentalmente;
 Q_{ADM} – Carga admissível para fator de segurança igual a 2.
 S_{ADM} – Recalque correspondente para a carga admissível;
 REI – Radier Estaqueado Isolado

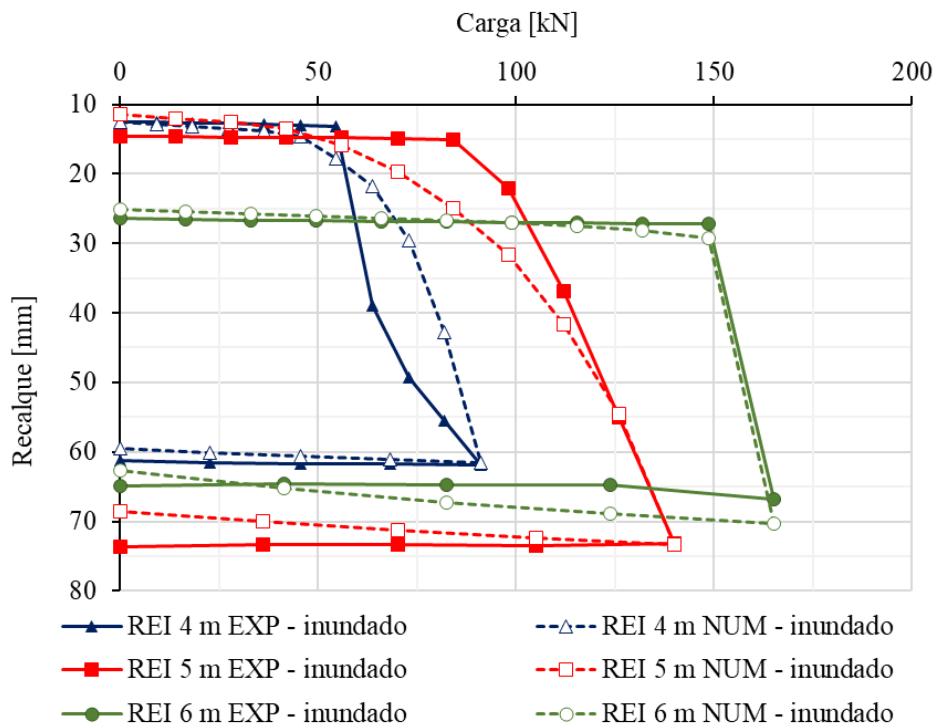
Fonte: Autor (2025)

Entretanto, com o avanço do carregamento, torna-se evidente a perda de rigidez e resistência do sistema fundacional, principalmente nos modelos com estacas de 4 m e 6 m. A inundação do solo provocou a ruptura das ligações estruturais responsáveis pela estabilidade do arranjo particulado, ocasionando um colapso progressivo da estrutura do solo. Este fenômeno, não captado com precisão pelas análises numéricas, que modelam o solo como um meio contínuo e idealizado, ressalta as limitações dos modelos computacionais frente à complexidade dos solos tropicais não saturados.

Adicionalmente, ao se analisar as curvas carga *vs* recalque obtidas para os radiers estaqueados com estacas de 4 m, 5 m e 6 m sob condição de solo inundado, observa-se que os resultados

experimentais se aproximam mais de um meio descontínuo do que de um meio contínuo, uma vez que a inundação do solo provoca a ruptura das ligações responsáveis por conferir-lhe comportamento de material contínuo. Tal condição, entretanto, não é representada na análise numérica, a qual considera o solo como um meio contínuo. Tal comportamento pode ser atribuído à saturação do solo, que promove a ruptura das ligações intergranulares responsáveis pela estruturação do solo, resultando na perda de rigidez e no consequente falha do sistema fundacional. Esse efeito é mais acentuado no REI com estaca de 4 m, que apresentou recalques abruptos e pronunciados sob cargas moderadas, caracterizando um comportamento colapsível típico de solos com estrutura metastável.

Figura 34 - Variação da capacidade de carga entre os REI's de 4, 5 e 6 m para a condição inundada do solo – Resultados experimentais e numéricos solo



Fonte: Autor (2025)

Por outro lado, as análises numéricas realizadas por meio do Método dos Elementos Finitos pressupõem o solo como um meio contínuo, homogêneo e saturado de forma idealizada, o que limita a representação dos mecanismos reais de colapso observados nos ensaios experimentais. Essa limitação é evidenciada pela diferença entre os perfis das curvas experimentais e

numéricas, sendo estas últimas mais suavizadas e com menor inclinação, o que não reflete adequadamente a perda abrupta de rigidez observada nos ensaios *in situ*.

Tais discrepâncias entre os modelos físico e numérico reforçam a importância de considerar a influência do estado de umidade do solo e das características estruturais dos solos tropicais, especialmente aqueles de natureza laterítica, ao se realizar modelagens numéricas. Isso se torna ainda mais relevante em projetos geotécnicos que envolvem fundações submetidas a variações de umidade, como ocorre em regiões com clima sazonal pronunciado.

Outro ponto a se observar é que no processo de descarregamento, os modelos numéricos apresentaram recalques elásticos, enquanto nos ensaios experimentais apresentaram recalques plásticos. Isso pode demonstrar que, os modelos numéricos não conseguiram representar com exatidão o processo de acomodação das partículas do solo após o carregamento.

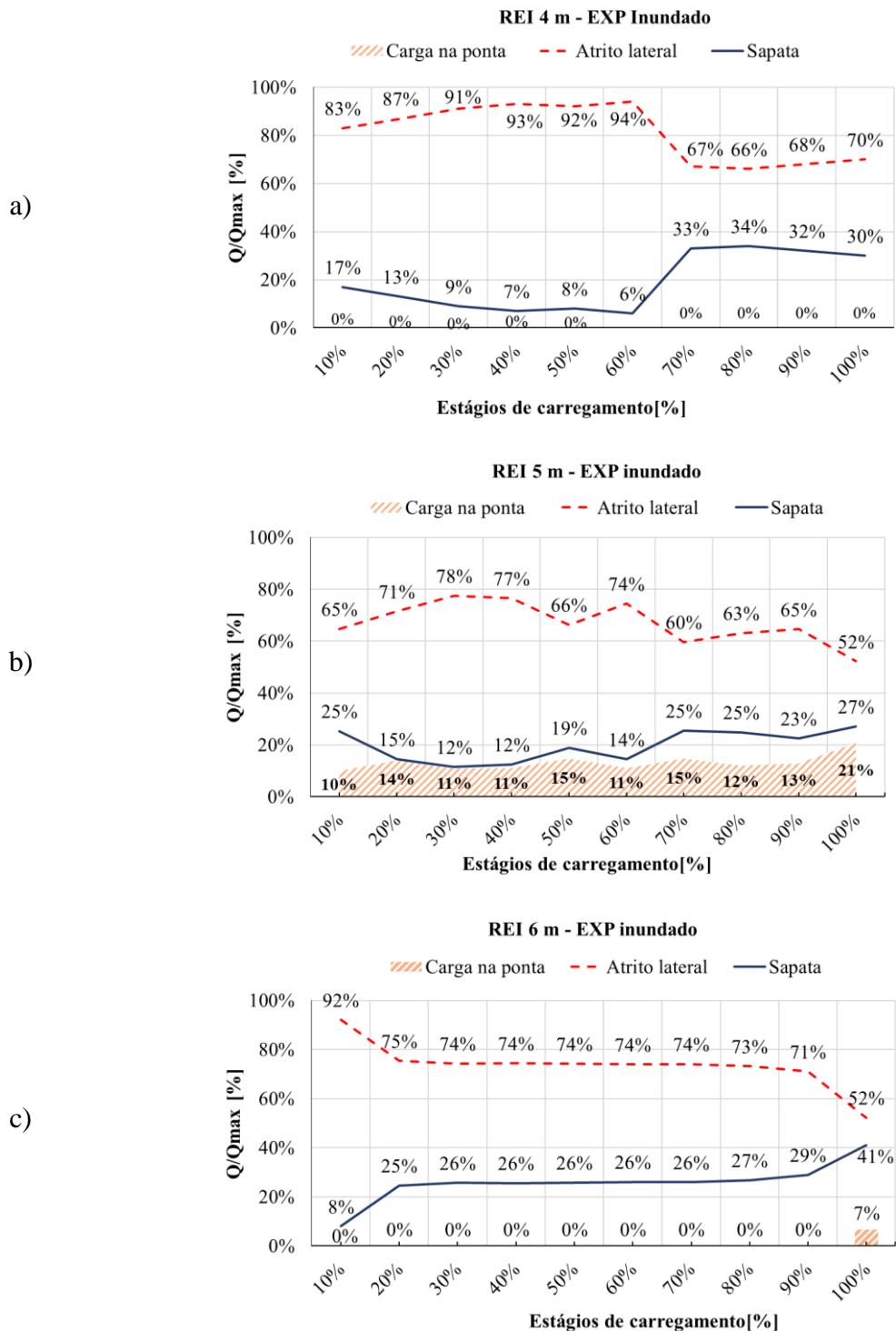
4.2.2 *Compartilhamento de carga*

A Figura 35 ilustra o compartilhamento de carga entre o radier e a estaca dos radiers estaqueados isolados (REI's) com estacas de 4, 5 e 6 m de comprimento sob condição inundada do solo. Após a inundação, todos os ensaios demonstraram maior solicitação da estaca até o início da ruptura das ligações entre o solo e o fuste da estaca, acarretando na diminuição abrupta da resistência do atrito lateral da fundação, com isso, o radier volta a ser solicitado consideravelmente. Para o REI com estaca de 4 m no ensaio em condição *in situ* (Figura 30 - a), o atrito lateral representou entre 57% e 70% da carga total ao longo dos diferentes estágios de carregamento, enquanto a carga transferida pela sapata variou entre 30% e 43%, com ausência de contribuição da carga na ponta da estaca.

Em contraste, na condição de solo inundado (Figura 35a), o comportamento de compartilhamento de carga sofreu mudanças significativas. O atrito lateral se tornou ainda mais dominante nos primeiros estágios de carregamento, atingindo valores superiores a 90% entre os estágios de 30% e 60% do carregamento. Já a contribuição da sapata permaneceu extremamente reduzida nesses mesmos estágios, variando de 7% a 17%. Em contraste, na condição de solo inundado (Figura 35a), o comportamento de compartilhamento de carga sofreu mudanças significativas.

Figura 35 - Distribuição de carga para a condição inundada do solo:

a) REI 4 m; b) REI 5 m; c) REI 6 m.



Fonte: Autor (2025)

O atrito lateral se tornou ainda mais dominante nos primeiros estágios de carregamento, atingindo valores superiores a 90% entre os estágios de 30% e 60% do carregamento.

Já a contribuição da sapata permaneceu extremamente reduzida nesses mesmos estágios, variando de 7% a 17%. A partir de 70% de carregamento, observa-se uma queda no atrito lateral, reduzindo-se para aproximadamente 67%, enquanto a contribuição da sapata aumenta substancialmente para valores entre 30% e 34%.

Essa alteração de comportamento é atribuída principalmente à redução da resistência de atrito lateral em função da saturação do solo, afetando as interações entre o fuste da estaca e o solo, levando a uma redistribuição de cargas onde a sapata passa a ter um papel mais significativo nas fases finais de carregamento.

Quanto ao comportamento do compartilhamento de carga para o REI com estaca de 5 metros revelou diferenças marcantes entre as condições *in situ* e inundada, especialmente nos mecanismos de transferência de carga entre a sapata, o atrito lateral e a carga na ponta. Em condição *in situ* (Figura 30b), observa-se que a maior parcela da carga foi transmitida diretamente pela sapata, com participação relativamente constante ao longo dos estágios de carregamento, variando entre aproximadamente 58,8% a 66,9% de Q/Q_{MAX} .

O atrito lateral contribuiu com valores em torno de 27,2% a 37,6%, aumentando levemente conforme o carregamento avançava. A contribuição da carga na ponta foi mínima durante todo o ensaio, representando apenas cerca de 3% a 6% da carga total.

No entanto, em condição inundada (Figura 35b), o comportamento de transferência de carga alterou-se significativamente. A carga na sapata reduziu drasticamente, oscilando entre 12% a 27% de Q/Q_{MAX} , com tendência de crescimento nos estágios finais de carregamento quando a ruptura da resistência pelo atrito lateral da estaca se intensificou. Já o atrito lateral se manteve como o principal mecanismo de suporte da carga, alcançando valores expressivos, variando entre 52% e 78%, porém com maiores oscilações ao longo dos estágios. Além disso, a carga transferida diretamente na ponta apresentou aumento notável, atingindo 10% a 21% da carga total, comportamento indicativo da perda de capacidade de suporte por atrito lateral devido ao efeito da saturação do solo, favorecendo a atuação da ponta. Para o radier estaqueado isolado

(REI) com estacas de 6 metros de comprimento, os mecanismos de compartilhamento de carga mantiveram um comportamento consistente em relação à condição *in situ* do solo. Na situação *in situ* (Figura 30c), verificou-se que a transferência de carga para a estaca ocorreu de forma progressiva, com o atrito lateral absorvendo entre 58% e 71% da carga aplicada, conforme o incremento dos estágios de carregamento. Em contrapartida, a contribuição do radier variou de 30% a 43%, evidenciando uma tendência de redução proporcional à medida que o carregamento aumentava.

Sob a condição de solo inundado (Figura 35c), à estaca continuou a ser o principal elemento de suporte, embora tenha sido observada uma diminuição progressiva na parcela de carga absorvida pelo atrito lateral, que variou entre 92% e 52% ao longo dos estágios de carregamento. Consequentemente, houve um incremento na participação do radier, que passou a absorver entre 8% e 42% da carga aplicada. Adicionalmente, no último estágio de carregamento, foi registrada a mobilização da resistência de ponta da estaca, responsável por 7% da carga total.

Esses resultados indicam que, em ambas as condições de ensaio, a estaca de 6 metros operou predominantemente sob o regime de estaca flutuante, com a transferência de carga sendo concentrada ao longo do fuste, sem mobilização significativa da ponta até os estágios finais do carregamento. A inundação do solo promoveu a antecipação da mobilização de outros mecanismos resistentes, em particular a resistência de ponta, a partir da ruptura progressiva do atrito lateral.

4.2.3 Transferência de carga

A análise dos gráficos de transferência de carga para o estágio de 10% do carregamento revela diferenças significativas no comportamento das estacas do sistema REI em função da condição de umidade do solo. Analisando o comportamento dos REI's para o carregamento de 10%, na condição *in situ* (Figura 31a), observa-se que as cargas transferidas pelas estacas são superiores em comparação à condição de solo inundado (Figura 36a), em termos de carga, os valores não são muito expressivos.

Para todos os REI's avaliados (4 m, 5 m e 6 m) em condição *in situ* do solo (Figura 31a), a transferência de carga ao longo do fuste é mais pronunciada, refletindo maior resistência por atrito lateral. Este comportamento sofre influência das condições de umidade em que o solo se encontrava, no qual as forças de sucção matricial podem contribuir para o aumento da resistência ao cisalhamento entre o solo e à estaca.

Por outro lado, sob a condição inundada (Figura 36a), a capacidade de transferência de carga pelas estacas é reduzida mesmo que de forma mais amena, visto tanto nas curvas experimentais (EXP) quanto numéricas (NUM). Essa redução é atribuída à perda das propriedades resistivas do solo com a inundação, resultando em diminuição da resistência por atrito lateral. Adicionalmente, nota-se que a correspondência entre os resultados experimentais e numéricos mantém boa concordância em ambas as condições para os REI's de 4 e 5 m, o REI com estaca de 6 m também representou bem a tendência de transferência entre os resultados experimentais e numéricos, mas apresentou maiores variações entre eles do que os apresentados pelas demais fundações.

Os REI's analisados apresentaram variações consideráveis na transferência de carga para 50% de carregamento, quando comparamos os resultados na condição *in situ* (Figura 31b) com os resultados obtidos na condição de solo inundado (Figura 36b). Os REI's com estacas de 4 m e 6 m apresentaram reduções significativas nas cargas transferidas pelas estacas. Além disso, os modelos numéricos dos REI's na condição *in situ* apresentaram maior concordância com os resultados experimentais do que os modelos numéricos na condição inundada.

Para o REI com estaca de 5 m, o comportamento foi distinto das outras fundações, apresentando, na condição inundada, maior transferência de carga para a estaca do que na condição *in situ*. Isso pode ter ocorrido devido à redução do efeito de sucção causada pela inundação do solo na camada superficial, o que reduziu significativamente o efeito de contato do radier com o solo e aumentou a solicitação na estaca, tanto pelo atrito lateral quanto pela resistência de ponta. Em relação à concordância entre os resultados experimentais e o modelo numérico, o REI de 5 m apresentou um comportamento de transferência similar, mas com variações consideráveis nas cargas.

De modo geral, os modelos numéricos, nesse estágio de carregamento, demonstraram diferenças significativas em termos de valores quando comparados aos modelos experimentais. Isso pode ocorrer devido às dificuldades que os modelos numéricos apresentam em representar com exatidão o comportamento do solo como um meio descontínuo, especialmente sob a influência do efeito gerado pela pré-consolidação do solo causada pelo primeiro ensaio de prova de carga.

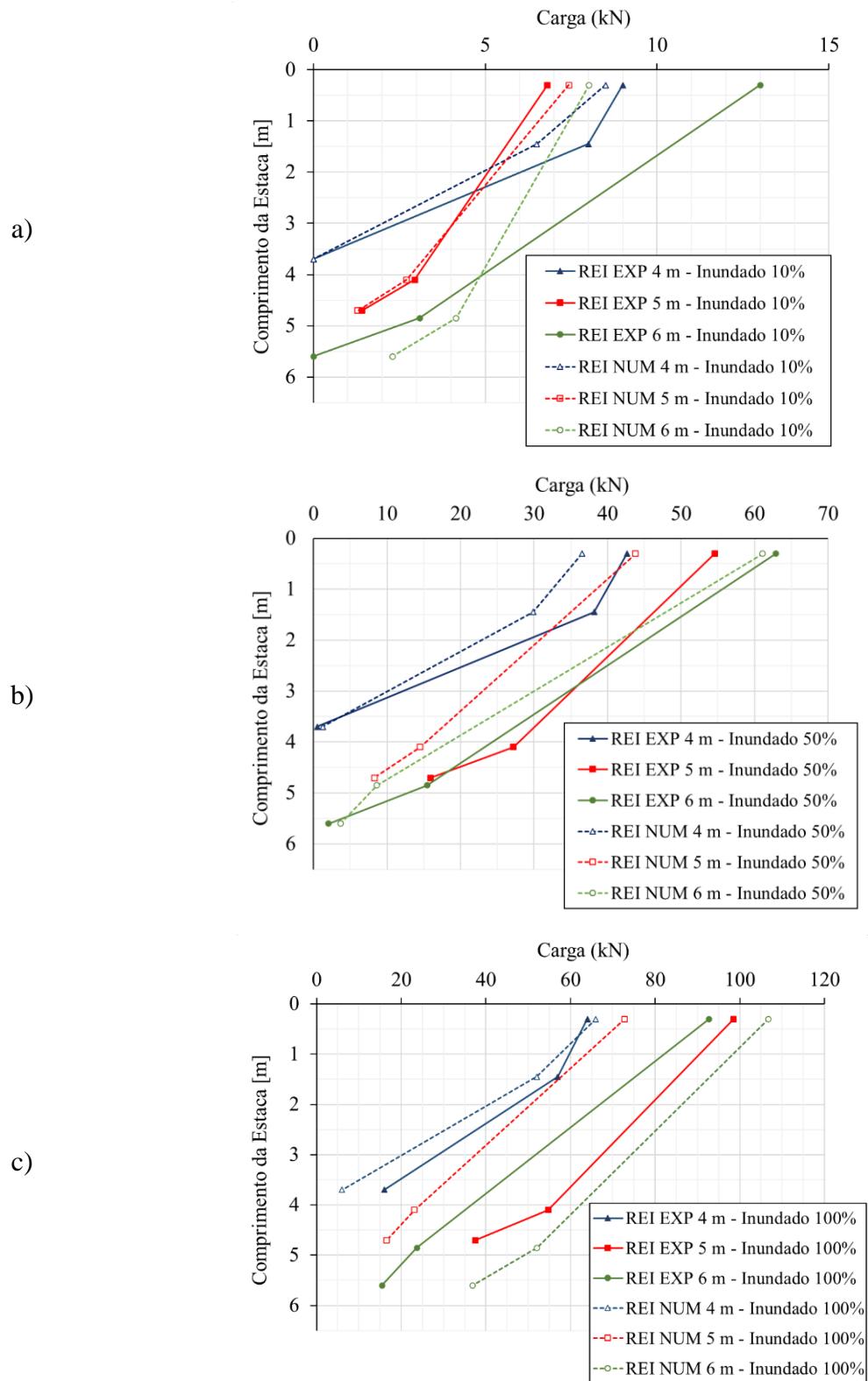
Comparando o comportamento entre as fundações na condição inundada (Figura 36b), observa-se que o REI de 5 m apresentou aumento significativo da carga na estaca, com maior transferência de carga entre as camadas de 4 m e 5 m em relação às demais fundações. Além disso, houve considerável transferência de carga na região próxima à ponta da estaca, o que não foi observado nos REI's de 4 m e 6 m. Nesse estágio de carregamento, os REI's de 4 m e 6 m apresentaram comportamentos similares entre os resultados experimentais e numéricos. Já no REI de 5 m, os resultados numéricos apresentaram maior divergência em relação aos experimentais em termos de valores, embora a tendência de comportamento tenha se aproximado.

Quando atingido 100% de carregamento, os REI's com estacas de 4 m e 6 m demonstraram perdas consideráveis nas cargas transmitidas às estacas: 34% para o REI de 4 m e 53% para o REI de 6 m, comparando os resultados nas condições *in situ* (Figura 36c) com os da condição de solo inundado (Figura 36c).

Já o REI com estaca de 5 m apresentou comportamento inverso ao dos demais, sofrendo grande influência da perda de sucção e obtendo um ganho de 25% na carga transferida para a estaca após a inundação do solo.

Isso demonstra que, após a inundação, o radier, que inicialmente absorvia maior carga no ensaio na condição *in situ*, apresentou redução considerável em sua capacidade de carga. Nesse estágio de carregamento, o REI de 5 m apresentou maior transferência de carga ao solo pela estaca do que as outras fundações. Isso pode ter sido influenciado pelo fato de a ponta da estaca estar inserida em uma região do solo mais resistente.

Figura 36 – Transferência de carga nas estacas dos REI's de 4, 5 e 6 m em condição inundada do solo com resultados experimentais e numéricos – a) 10% de carregamento; b) 50% de carregamento; c) 100% de carregamento.



Fonte: Autor (2025)

O REI de 4 m apresentou transferência de carga inferior à do REI de 6 m, devido ao fato de este último possuir uma estaca mais profunda e com maior área para dissipação do atrito lateral. Nesse estágio os resultados numéricos não conseguiram representar com exatidão os resultados obtidos por meio dos ensaios experimentais, com discrepâncias nos valores de cargas, isso ocorre principalmente nos REI's com estacas de 5 e 6 m.

Um fator importante a ser considerado na análise do comportamento das fundações após a inundação do solo é que a estratigrafia do solo ou subsolo é predominante para a determinação do comportamento das fundações. As camadas do solo são variáveis, e a resistência de cada uma pode variar conforme sua composição.

Como exemplo, o REI com estaca de 5 m apresentou carga na ponta em todos os estágios de carregamento, em ambas as condições de umidade do solo (*in situ* e inundado), provavelmente devido ao fato de estar com a ponta apoiada em uma camada que apresentou maior resistência à penetração no ensaio SPT realizado no campo experimental.

4.2.4 Atrito lateral unitário

Com relação ao atrito lateral unitário, nesse capítulo serão analisados e comparados os resultados obtidos nos ensaios experimentais após a inundação do solo e os resultados obtidos por meio das análises numéricas. No primeiro estágio de carregamento para a condição inundada do solo, se observa a redução no atrito lateral unitário nas estacas em relação aos valores obtidos nos ensaios na condição *in situ* do solo. O REI com estaca de 4 m apresentou maior atrito que as demais fundações na condição *in situ* do solo, na condição inundada do solo o REI de 4 m continuou apresentando atrito lateral superior ao REI com estaca de 5 m, mas o REI com estaca de 6 m apresentou maior atrito que as outras fundações. Os modelos numéricos considerando a condição inundada do solo, não apresentaram boa concordância com os resultados experimentais, com diferenças significativas principalmente nos REI's com estacas de 5 e 6 m.

Comparando o atrito lateral unitário mobilizado nas estacas dos REI's de 4 m, 5 m e 6 m, sob carregamento de 10% para as condições *in situ* (Figura 32a) e após a inundação do solo (Figura 37a), fica evidente a influência significativa das condições de umidade no comportamento da

interface solo-estaca. De maneira geral, observou-se uma redução nos valores de atrito lateral para os REI's de 4 m e 5 m na condição inundada, tanto nos resultados experimentais quanto nos numéricos. Essa redução pode estar associada à eliminação do efeito de sucção nas camadas superficiais, o qual contribui para o aumento da resistência aparente do solo em condição *in situ*.

Em relação ao REI com estaca de 6 m, não houve perda no atrito lateral para a condição inundada do solo em relação a condição inundada, isso pode ter ocorrido devido ao maior comprimento da estaca, o que pode ter sofrido menor influência pela inundação. Outro fator que pode ter influenciado nesse aspecto é que o REI de 6 m foi submetido a maior deformação no ensaio em condição *in situ* do solo do que as demais fundações, atingindo 27,9 mm de recalque, enquanto o REI com estaca de 4 m atingiu 12 mm e o REI com estaca de 5 m atingiu 15 mm, o que pode ter contribuído para reduzir as perdas no atrito lateral na estaca no primeiro estágio de carregamento na condição inundada.

No caso do REI de 4 m, o atrito lateral unitário, que em condição *in situ* (Figura 32a) nos resultados numéricos atingia valores superiores a 6 kPa em determinados trechos, apresentou redução para valores próximos a 2 kPa após a saturação (Figura 37a), indicando uma perda significativa da capacidade de transferência de carga pela interface lateral da estaca. Nos resultados experimentais houve redução sutil, saindo de pouco mais de 3 kPa na condição *in situ* do solo para cerca de 2,5 kPa após a inundação.

O REI de 5 m apresentou reduções significativas após a inundação do solo, principalmente entre as camadas de 4 e 5 m do solo, em que a estaca atingiu valores próximos a 6 kPa na condição *in situ* (Figura 32a) e após a inundação (Figura 37a) foi reduzido para próximo de 3,5 kPa na mesma região da estaca. Analisando os resultados das análises numéricas, tanto para a condição *in situ* quanto para a condição inundada do solo, os resultados se mantiveram próximos, mesmo com as variações apresentadas nos resultados numéricos.

O REI de 6 m, por sua vez, quando comparados os resultados experimentais em condição *in situ* (Figura 32a) com os resultados após a inundação (Figura 37a), nota-se que não houve reduções dos valores de atrito lateral para o primeiro carregamento, já nos resultados numéricos, o modelo em condição inundada do solo demonstrou dificuldades em representar o

comportamento da fundação experimental, com picos de atrito nas primeiras camadas e reduções nas camadas mais profundas da estaca.

Em relação ao comportamento entre as três fundações na condição inundada do solo (Figura 37a), observa-se que o REI com estaca de 4 m apresentou atrito unitário superior ao REI com estaca de 5 m. O REI de 5 m teve ganho de atrito lateral nas camadas mais profundas (entre as camadas de 4 e 5 m), já o REI de 6 m apresentou maior atrito lateral unitário que as demais fundações, apresentando pico de atrito entre as camadas de 5 e 6 m. As camadas de 4 e 6 m de profundidade são as camadas que apresentaram maior resistência a penetração do solo no ensaio SPT realizado no campo experimental.

Para 50% da carga de ruptura, na condição *in situ* (Figura 32b), observa-se que os valores de atrito lateral unitário são, de forma geral, superiores aos verificados na condição inundada (Figura 37b), com boa concordância entre os resultados experimentais e numéricos. Para o REI de 4 m, os resultados experimentais mostram atrito lateral alcançando cerca de 17 kPa, enquanto os resultados numéricos seguem essa tendência, com valores variando entre 12 e 26 kPa, distribuídos ao longo do fuste. Na condição inundada do solo, o atrito lateral obtido no ensaio experimental foi de 13,41 kPa; os resultados do modelo numérico variaram de 4 a 17 kPa, com aumento progressivo conforme a profundidade da estaca.

No REI de 5 m, os dados experimentais do ensaio *in situ*, em comparação com o ensaio sob condição inundada, demonstram uma redução significativa no atrito lateral, comportamento igualmente capturado pelas simulações numéricas. Os modelos numéricos, em ambos os casos, apresentaram distribuição do atrito com variações: valores menores nas camadas superficiais e aumento gradual com a profundidade das estacas. A redução do atrito lateral após a inundação foi da ordem de 50%, evidenciando a influência do aumento da umidade no solo.

Comparando o comportamento dos REI's na condição inundada (Figura 37 - b), o REI com estaca de 4 m apresentou maior atrito lateral unitário que os REI's de 5 e 6 m, considerando o modelo experimental. Os REI's com estacas mais longas apresentaram maior atrito nas camadas mais resistentes do solo, entre as camadas de 4 e 6 m, tendo à estaca do REI de 5 m apresentado um pico de atrito na camada de 4 a 5 m, sendo superior ao apresentado pelo REI de 6 m nesse trecho da estaca. Os modelos numéricos apresentaram boa concordância com os resultados

experimentais, mas não conseguiram representar com exatidão os modelos experimentais. Em síntese os resultados numéricos demonstraram que podem ser utilizados como métodos para avaliações do comportamento de fundações em radier com estacas.

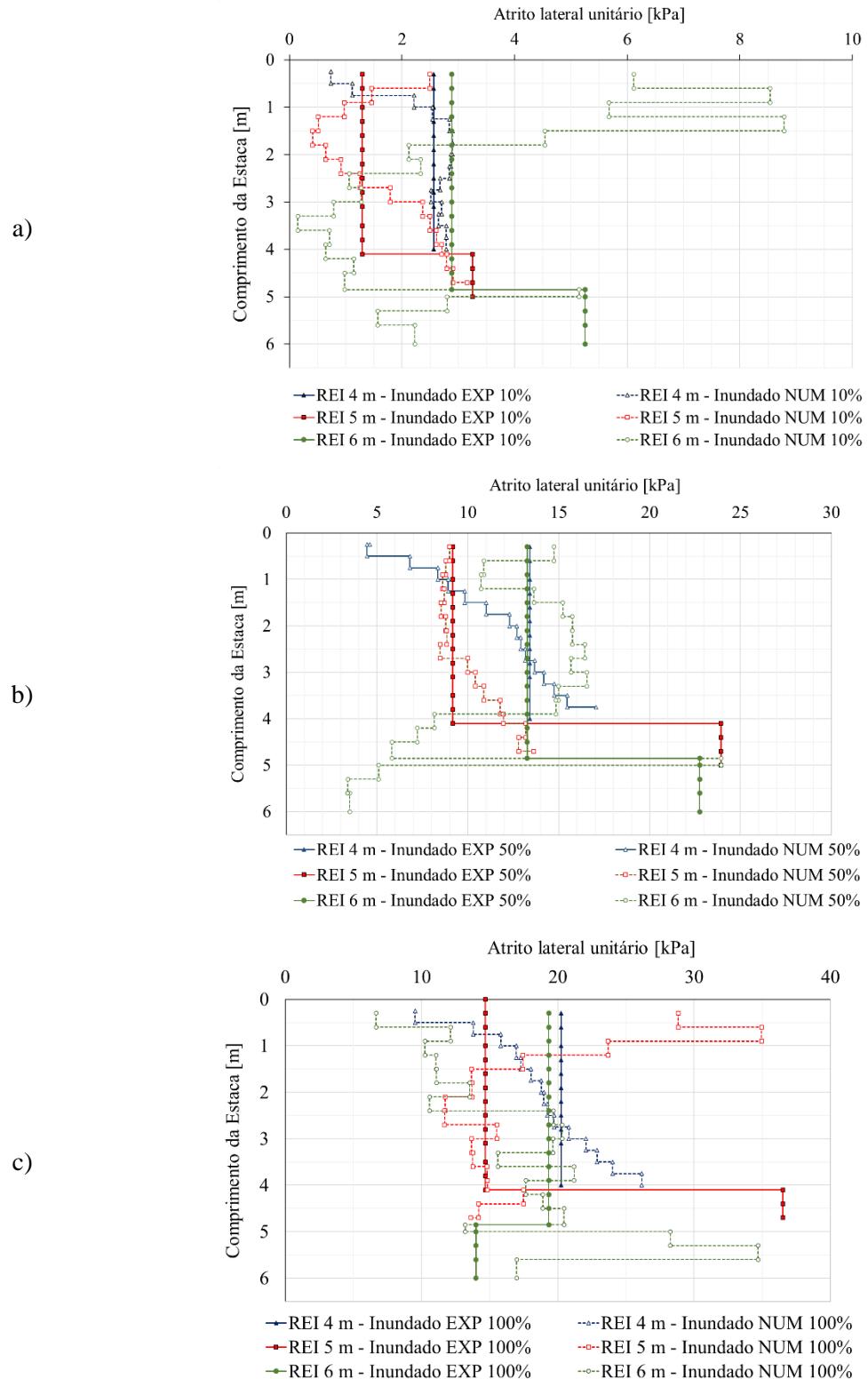
Para 100% de carregamento na condição inundada, as fundações já apresentaram ruptura da aderência do solo com a estaca, reduzindo consideravelmente atrito lateral unitário. Os valores de atrito unitário apresentados pelos REI's em condição inundado do solo são inferiores aos apresentados pelos ensaios na condição *in situ* do solo, essa perda do atrito pode estar interligada também ao fato da redução da carga aplicada nas fundações nos ensaios em condição inundada devido a ruptura do solo.

Nota-se que todos os REI's apresentaram atritos inferiores na condição inundada do solo (Figura 37c) em relação a condição *in situ* (Figura 32c). O REI com estaca de 4 m foi a fundação que apresentou a menor perda entre as três fundações, saindo de cerca de 30 kPa para cerca de 20 kPa. O REI com estaca de 5 m teve perda de aproximadamente 15%, saindo de 17 kPa na condição *in situ* para cerca de 15 kPa nas camadas até 4 m de profundidade, e na camada mais com maior resistência os valores foram de 70 kPa na condição *in situ* para cerca de 36 kPa após a inundação do solo. O REI com estaca de 6 m até a camada de 5 m apresentou na condição *in situ*, atrito lateral próximo de 47 kPa já na camada entre 5 e 6 m, apresentou redução do atrito para próximo de 42 kPa, demonstrando que a estaca estava perdendo aderência com o solo que a envolvia nessa região.

Esse fato acontece também na condição inundada do solo, onde há uma perda considerável em comparação com a condição *in situ*, partindo do atrito 19 kPa e reduzindo na camada de 5 a 6 m para cerca de 14 kPa. Comparando as três fundações após a inundação, nota-se que até a camada de 4 m o REI de 4 m apresentou maior atrito lateral, demonstrando que a estaca foi consideravelmente solicitada.

O REI com estaca de 6 m foi o único que apresentou redução do atrito na camada mais profunda em que está inserida, demonstrando que nos ensaios experimentais a fundação atingiu a ruptura nesse estágio de carregamento, reduzindo a mobilização da estaca.

Figura 37 – Atrito lateral unitário nas estacas dos REI's de 4, 5 e 6 m em condição inundada do solo com resultados experimentais e numéricos – a) 10% de carregamento; b) 50% de carregamento; c) 100% de carregamento.



Fonte: Autor (2025)

Em todos os casos, o comportamento dos modelos numéricos demonstrou boa concordância com os modelos experimentais, apresentando influências pelo bulbo de tensões até a profundidade de 2 m, e nas camadas mais profundas nota-se diferenças mais significativas dos valores de atrito em relação aos modelos experimentais. Os REI's de 5 e 6 m demonstraram maior dificuldade em representar os resultados obtidos experimentalmente, isso pode ter sofrido influência da dificuldade de se representar com exatidão o comportamento desse modelo de fundações no contexto de solos colapsíveis.

A boa correlação entre os resultados experimentais e os modelos numéricos em ambas as condições reforça a robustez do processo de modelagem. Além disso, a comparação direta evidencia a influência negativa da saturação do solo sobre o desempenho das estacas, sobretudo em configurações mais profundas e sob maior carregamento.

5 CONCLUSÃO

Nesta pesquisa avaliou-se o comportamento de três radiers estaqueados isolados com variação do comprimento das estacas em 4 m, 5 m e 6 m, ensaiadas por meio de provas de carga estática e lenta (PCE) considerando a condição *in situ* do solo, e após um período de 24 horas de inundação das mesmas e ensaiando-as novamente sob uma condição inundada, e a validação de modelos numéricos por meio desses resultados:

1 – Verificou-se o aumento significativo da capacidade de carga, sendo de 23,5 % entre os radiers estaqueados isolados de 4 e 5 m, e entre os REI's com estacas de 5 e 6 m houve aumento de 26%.

- Verificou-se que os sistemas com estacas de 5 m e 6 m apresentaram capacidades de carga superiores em relação ao sistema com estacas de 4 m para a condição *in situ* do solo, com aumentos de 24% e 43,24%, respectivamente. Além disso, ao comparar os sistemas com estacas de 6 m e 5 m, observou-se um incremento adicional de 26% na capacidade de carga devido ao aumento do comprimento da estaca.
- Após a inundação do solo, houve uma redução na capacidade de carga dos sistemas analisados de 43%, 30% e 45% para profundidades de 4 m, 5 m e 6 m, respectivamente. Esse comportamento evidencia a elevada suscetibilidade do solo da região ao fenômeno do colapso induzido pelo aumento do teor de umidade.
- Observou-se um aumento expressivo nos recalques para cargas correspondentes a 10% do diâmetro das estacas, sendo de 301% e 400% para os sistemas com estacas de 5 m e 6 m respectivamente, em comparação ao sistema com estaca de 4 m. Entre os sistemas com estacas de 5 m e 6 m, o aumento foi de aproximadamente 24,5%.
- notou-se que na condição *in situ* do solo os REI's com estaca de 4 m e 6 m demonstraram um coeficiente α_{PR} de 0,6 e 0,7 respectivamente. Já o REI com estaca de 5 m apresentou o coeficiente α_{PR} de 0,41.

- Considerando a condição *in situ* pode-se dizer que o compartilhamento de carga variou de 41% a 70% para a estaca e de 30% a 59% para o radier, englobando as três fundações.
- Após a inundação as fundações apresentaram aumento da carga transferida pelas estacas nos primeiros estágios. Houve aumentando da carga transferida pelos radiers nos últimos estágios, com o rompimento do atrito lateral entre a estaca e o solo.
- A transferência de carga pelo atrito lateral do radier com estaca de 4 m ficou entre 70% e 94%, o REI com estaca de 5 m ficou entre 52% e 78% e o REI com estaca de 6 m entre 52% e 92%.
- Esse comportamento demonstra que, com a inundação a perda do efeito de sucção matrical influenciou consideravelmente o comportamento das fundações, reduzindo significativamente a carga absorvida pelo radier, principalmente no REI com estaca de 5 m.
- O sistema com estaca de 5 m foi a única que apresentou mobilização da ponta no estado *in situ* do solo, que variou entre 3,2% e 5,9% da carga aplicada. Após a inundação a carga na ponta da estaca atingiu cerca de 21% da carga aplicada. Também, na condição *in situ* do solo, essa fundação foi a que apresentou maior compartilhamento de carga pelo elemento superficial.
- Os resultados numéricos apresentaram em certos casos dificuldades de representar com exatidão o comportamento das fundações, principalmente após a inundação das fundações, mas de modo geral, os modelos numéricos, seja em 2D ou em 3D, demonstraram ser eficazes para avaliações e análises mais aprofundadas do comportamento desse modelo de fundação mista

Em síntese, as fundações analisadas neste trabalho demonstraram a importância de avaliar e levar em consideração as características e propriedades do solo em que será realizada as fundações. Tendo em vista que o solo da região de Uberlândia situada no triângulo mineiro

possui características colapsíveis, fato esse que influencia diretamente no processo de elaboração de projetos geotécnicos para evitar danos às edificações que podem ser gerados pela falha de fundações assentes nesse tipo de solo.

6 RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

A partir desta dissertação, enumeram-se a seguir algumas recomendações para pesquisas futuras:

- Realizar provas de carga estática em blocos sobre duas estacas com diâmetros e comprimentos iguais aos das estacas analisadas nesta pesquisa, e avaliar se os efeitos de bulbo gerado pelas estacas e pelo bloco de coroamento geram perdas mais significativas que no radier estaqueado isolado.
- Realizar análises numéricas com modelos constitutivos mais sofisticados para refinar as análises considerando os solos colapsíveis.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16903 – Solo – Prova de Carga Estática em Fundação Profunda.** Rio de Janeiro: ABNT, 2020.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto.** Rio de Janeiro: ABNT, 2023.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122 - Projeto e execução de fundações.** Rio de Janeiro: ABNT, 2022.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484 – Solo – sondagem de simples reconhecimento com spt - método de ensaio.** Rio de Janeiro: ABNT, 2020.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6489 – Solo – Prova de carga estática em fundação direta.** Rio de Janeiro: ABNT, 2019.
- AKINMUSURU, J. O. **In, he influence of a pile cap on bearing capacity of piles Sand.** Zaria: University of Zaria Nigéria, 1973.
- _____. Interaction of piles and cap in piled footing. **Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 106 (11);** p. 1263–1368, 1980. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0001062..>
- ALBUQUERQUE, P. J. R.; MIGUEL, M. G.; MARQUE, R. Estudo de Resistência e Colapsibilidade de um Solo Laterítico de Campinas. **XIII COBRAMSEG - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, v. 1, p. 272, 2006.
- BUTTERFIELD, R.; BANERJEE, P. K. The Problem of Pile Group–Pile Cap Interaction. **Géotechnique**, v. 21, n. 2, p. 135–142, jun. 1971. <https://doi.org/10.1680/geot.1971.21.2.135.>
- CARVALHO, D.; SOUZA, A. ANÁLISE DO EFEITO DE UMIDECIMENTO DO SOLO EM FUNDAÇÕES RASAS E PROFUNDAS EM SOLOS POROSOS. **6º CONGREÇO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES**, v. 2, p. 107–114, 1990.
- CARVALHO, J. . C. DE *et al.* **Solos Não Saturados no Contexto Geotécnico.** 1. ed. São Paulo: [s.n.].
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Projeto de fundações em solos colapsíveis.** 1. ed. SÃO CARLOS: [s.n.].
- CLANCY, P.; RANDOLPH, M. F. Simple design tools for piled raft foundations. **Géotechnique**, v. 46, n. 2, p. 313–328, jun. 1996. <https://doi.org/10.1680/geot.1996.46.2.313.>
- CUSTÓDIO, D. A. DA S. *et al.* Influência da saturação pós-compactação no comportamento

resiliente de um solo laterítico empregado em subleito rodoviário. **Revista Ibero-Americana de Ciências Ambientais**, v. 12, n. 2, p. 265–278, 18 fev. 2021. <https://doi.org/10.6008/CBPC2179-6858.2021.002.0025>.

DÉCOURT, L. Comparação entre Recalques Previstos e Observados no Terreno de Fundação da Barragem de Promissão. **7th Seminário Nacional de Grandes Barragens**, v. 2, 1968.

_____. Prediction of load settlement relationships for foudations on the Basis of the SPT-T. **Ciclo de Conferencias Internacionales Leonardo Zeevaert**, p. 87–104, 1993.

_____. Comportamento de uma estaca T submetida a carregamentos elevados. **Anais 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia**, v. 1, p. 205–214, 1996.

DESENVOLVEDORA., G. M. **Uberlândia é destaque em desenvolvimento, e crescimento populacional e imobiliário registra números expressivos**.

FALCÃO, P. R. *et al.* Assessment of the Impact of Inundation on the Strength of a Lateritic and Collapsible Soil. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 41, n. 8, p. 4761–4773, 22 nov. 2023. <https://doi.org/10.1007/s10706-023-02545-y>.

FERREIRA, S. R. M. Banco de Dados de Solos Especiais – Colapsíveis em Pernambuco , Vol.1, pp. 81-87. **IX COBRAMSEF, Salvador-BA**, v. 1, p. 81–87, 1990.

FRANÇA, A. G.; GARCIA, J. R. Influence of Pile Cap–Ground Contact Geometry on the Behavior of Piled Foundations. **Arabian Journal for Science and Engineering**, v. 48, n. 10, p. 14029–14041, 5 out. 2023. <https://doi.org/10.1007/s13369-023-08091-2>.

FREITAS, J. H. DE *et al.* ANÁLISE DE FUNDAÇÃO SUPERFICIAL RASA SOBRE SOLO COLAPSÍVEL. **Journal of Exact Sciences – JES**, v. 32, p. 23–28, 2022.

FREITAS NETO, O. **Avaliação Experimental e Numérica de Radiers Estaqueados com Estacas Defeituosas em Solo Tropical do Brasil**. Distrito Federal: G.TD088/2013, 2013.

GARCIA, J. R. **ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DE RADIERS ESTAQUEADOS EXECUTADOS EM SOLO DA REGIÃO DE CAMPINAS/SP**. Campinas: UEC, 2015.

GARCIA, J. R. **Comportamento de sapatas com estacas assentes em solo tropical melhorado com cimento**. Uberlândia: Unuversidade Federal de Uberlândia, 2021.

GARCIA, J. R.; ALBUQUERQUE, P. J. R. DE. Analysis of the contribution of the block-soil contact in piled foundations. **LATIN AMERICAN JOURNAL OF SOLIDS AND STRUCTURES**, v. 16, n. 6, 2019. <https://doi.org/10.1590/1679-78255565>.

GARCIA, J. R.; ALBUQUERQUE, P. J. R. DE. Numerical analysis of the influence of block geometry on the behavior of piled foundations. **Revista IBRACON de Estruturas e**

- Materiais**, v. 14, n. 1, 2021. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952021000100007>.
- GONZAGA, A. C. *et al.* Caracterização geotécnica do solo da cidade de Uberlândia (MG)/Brasil para utilização em aterros sanitários. **Geotecnia**, v. 133, p. 73–90, 2015. <https://doi.org/10.24849/j.geot.2015.133.06>
- HOLTZ, W. G.; GIBBS, H. J. Field tests to determine the behaviour of piles in loess. **International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**, 1953.
- HUSSEIN, H. H.; KARIM, H. H.; SHLASH, K. T. Analysis of piled raft foundation in sandy soil using full scale models. **IOP Conference Series: Materials Science and Engineering**, v. 737, n. 1, p. 012102, 1 fev. 2020. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/737/1/012102>.
- JANDA, T. *et al.* Three Dimensional Finite Element Analysis and Back-analysis of CFA Standard Pile Groups and Piled Rafts Founded on Tropical Soil. **Soil and Rocks**, v. 32, n. 1, p. 3–18, 2009. <https://doi.org/10.28927/SR.321003>.
- JAYARAJAN, P.; KOUZER, K. M. Combined Piled Raft Foundation (CPRF) System for Polymerization Loop Reactor Structure. *In*: [s.l: s.n.]. p. 185–202. https://doi.org/10.1007/978-981-15-6090-3_13.
- JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. A Guide to Construction on or with Materials Exhibiting Additional Settlement Due to Collapse of Grain Structure. **In Sixth Regional Conference for Africa and Soil Mechanics and Foundation Engineering**, n. Anais, 1975.
- KAMTCHUENG, B. T. *et al.* Geotechnical, chemical and mineralogical evaluation of lateritic soils in humid tropical area (Mfou, Central-Cameroon): Implications for road construction. **International Journal of Geo-Engineering**, v. 6, n. 1, p. 1, 26 dez. 2015. <https://doi.org/10.1186/s40703-014-0001-0>.
- KATZENBACH, R.; ARSLAN, U.; MOORMANN, C. 13. Piled raft foundation projects in Germany. *In: Design applications of raft foundations*. [s.l.] Thomas Telford Publishing, 2000. p. 323–391. <https://doi.org/10.1680/daorf.27657.0013>.
- KATZENBACH, R.; CHOUDHURY, D. Recommendations for the design and construction of piled rafts. **Proceedings of the fifteenth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**, v. 1–3, 2001.
- KATZENBACH, R.; SCHMITT, A.; TUREK, J. Assessing Settlement of High-Rise Structures by 3D Simulations. **Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering**, v. 20, n. 3, p. 221–229, 4 maio 2005. <https://doi.org/10.1111/j.1467-8667.2005.00389.x>.
- KISHIDA, H.; MEYERHOF, G. G. Bearing capacity of pile groups under eccentric loads in sands. **7 th Int. CSMFE**, v. 11, 1965.

- KUWABARA, F. An Elastic Analysis for Piled Raft Foundations in a Homogeneous Soil. **Soils and Foundations**, v. 29, n. 1, p. 82–92, mar. 1989. <https://doi.org/10.3208/sandf1972.29.82>.
- LIU, Y.; VANAPALLI, S. K.; JIANG, S. Mechanical Behavior of Piles in Typical Unsaturated Expansive and Collapsible Soils Upon Water Infiltration. **Frontiers in Built Environment**, v. 8, 14 jun. 2022. <https://doi.org/10.3389/fbuil.2022.864421>.
- LOPES, A. F. A. **Análise experimental e numérica de radier estaqueado isolado com uma estaca em solo tropical na condição in situ**. Uberlândia: UFU, 2023.
- LOPES, A. F. A.; GARCIA, J. R. Análise numérica de radier estaqueado isolado com uma estaca em solo tropical. **Seminário de Engenharia de Fundações e Geotecnica (SEFE 10)**, v. 1, p. 1–8, 2023.
- MANDOLINI, A. Design of piled raft foundations: practice and developments. In: Deep Foundations on Bored and Auger Piles. n. Rotterdam, p. 59–82, 2003.
- MANDOLINI, A.; LAORA, R. DI; MASCARUCCI, Y. Rational Design of Piled Raft. **Procedia Engineering**, v. 57, p. 45–52, 2013. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2013.04.008>
- MARINHO, R. P. **MELHORAMENTO DE SOLO COLAPSÍVEL E EXPANSIVO DE SANTA MARIA DA BOA VISTA-PE**. Recife: Universidade Federal de Pernambuco, 2018.
- MELLIOS, G. A. PROVAS DE CARAG EM SOLOS POROSOS. **SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS**, v. 2, p. 73–102, 1985.
- MONTEIRO, F. F. *et al.* Avaliação do Método de Van Der Veen para estimativa das cargas de ruptura em estacas raiz da cidade de Fortaleza. In: EDITORA POISSON (Ed.). . **Engenharia no Século XXI**. 18. ed. [s.l: s.n.]. p. 59–65.
- MONTEIRO, L. Alguns aspectos da capacidade de carga de solos colapsíveis. **Seminário de Engenharia de Fundações Especiais-SEFE II**, v. 2, p. 193–202, 1985.
- MOTTA, E. DE Q. **Análise do Colápsio de um Solo Compactado Devido á Inundação e a interação Solo-liquido contaminante**. Recife: UFP, 2006.
- NOGAMI, J. S.; SORIA, M. H. A. **Pavimentacao de baixo custo com solos lateriticos**. 1. ed. São Paulo: [s.n.].
- OLIVEIRA, E. A. DOS S. **Análise experimental e numérica do comportamento de sapata estaqueada em solo tropical**. Uberlândia: FEVIV, 8 ago. 2022. <http://doi.org/10.14393/ufu.di.2022.5055>
- OLIVEIRA, E. A. DOS S.; JUSTINO, M. O.; GARCIA, J. R. Numerical analysis of piled rafts with short bored piles. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 15, n. 4, 2022. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952022000400008>.

PASCOAL, P. *et al.* Evaluation of the influence of compaction energy on the resilient behavior of lateritic soil in the field and laboratory. **Soils and Rocks**, v. 44, n. 4, p. 1–14, 15 nov. 2021. <https://doi.org/10.28927/SR.2021.071321>

PEREIRA, B. **Análise experimental e numérica do comportamento de radier estaqueado isolado pré-carregado sob condição inundada**. [s.l.] Universidade Federal de Uberlândia, 3 fev. 2025. <http://doi.org/10.14393/ufu.di.2025.61>.

POULOS, H. G. Analysis of the settlement of piles groups. **Géotechnique**, v. 18, p. 449–471, 1968. <https://doi.org/10.1680/geot.1968.18.4.449>

_____. Pile behaviour-theory. v. 3, 1989.

RANDOLPH, M. F. DESIGN METHODS FOR PILE GROUPS AND PILED RAFTS. **ICSMFE**, v. XIII, p. 61–82, 1994.

SALES, M. M. **ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE SAPATAS ESTAQUEADAS**. Brasília: G.TD/0002A, 2000.

SANTOS OLIVEIRA, E. A. DOS; GARCIA, J. R. An analysis of static loading tests on short bored pile in tropical soil. **Arabian Journal of Geosciences**, v. 16, n. 5, p. 299, 11 maio 2023. <https://doi.org/10.1007/s12517-023-11399-w>.

SARAIWA JÚNIOR, R. **Análise experimental e numérica do comportamento de estacas curtas instrumentadas em solo de Uberlândia (MG)**. [s.l.] Universidade Federal de Uberlândia, 6 dez. 2024. <http://doi.org/10.14393/ufu.di.2024.5246>.

SASSO, L. F. **Análise de sapata estaqueada submetida a carregamento axial em solo residual considerando estaca individual e grupo de estacas**. PORTO ALEGRE: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2020.

SASSO, L. F. *et al.* Pile Groups and Piled Footings Bearing in Weakly Cemented Residual Soil. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 41, n. 2, p. 1485–1501, 6 mar. 2023. <https://doi.org/10.1007/s10706-022-02349-6>.

TEIXEIRA, C. Z. **COMPORTAMENTO DE ESTACAS ESCAVADAS EM SOLOS COLAPSÍVEIS**. SÃO CARLOS: UNIVERSIDADE DE SÃO CARLOS, 1993.

VARGAS, M. Fundações de Barragens de Terra sobre Solos Porosos. **3th Seminário Nacional de Grandes Barragens. Revista Construção Pesada**, p. 77–81, 1977a.

_____. **INTRODUÇÃO A MECÂNICA DOS SOLOS**. São Paulo: [s.n.].

VIGGIANI, C.; MANDOLINI, A.; RUSSO, G. Piles and Pile Groups. In: **Applied Soil Mechanics**. Hoboken, NJ, USA: John Wiley & Sons, Inc., 2012. p. 286–331.

[10.1002/9780470168097.ch8](https://doi.org/10.1002/9780470168097.ch8).

VIOTTI, C. B. Instrumentação das fundações em São Simão. **X SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS**, v. 3, 1975.

YESUF, M.; KHAN, A.; ASHA, A. Geotechnical Properties of Tropical (Lateritic) Soils and Their Implications for Road Construction: A Case Study from Bahir-Dar, Ethiopia. **The Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA**, v. 54, p. 1–11, 2023.
<https://doi.org/10.1155/2023/6662521>

ZEEVAERT, L. Compensated Friction-pile Foundation to Reduce the Seulement of Buildings on the Highly Compressible Volcanic Clay of Mexico City. **4 th ICSMFE (London)**, v. 2, 1957. <https://doi.org/10.1016/C2009-0-26332-X>

APÊNDICE A – EXECUÇÃO DA PROVA DE CARGA

Figura A1 – Execução da prova de carga REI 6 m: a) – Posicionamento da viga de reação; b) – Posicionamento das vigas de referência, relógios comparadores, cilindro hidráulico e célula de carga; c) – Visor de aferição da célula de carga e medidor de micro tensões; d) – Relógio comparador.



a)



b)



c)



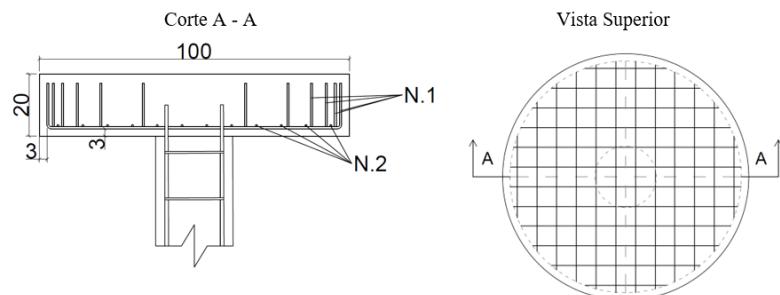
e)



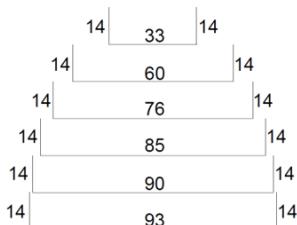
d)

APÊNDICE B – QUANTITATIVO E DETALHAMENTO DAS ARMADURAS DO REI DE 6 M

Tabela de aço - Sapata					
Posições	Quantidade	\varnothing (mm)	L (cm)	Total (cm)	Peso Total (KG)
N.1 + N.2	4	6.3	61	244	0.60
	4	6.3	88	352	0.86
	4	6.3	104	416	1.02
	4	6.3	113	452	1.11
	4	6.3	118	472	1.16
	4	6.3	122	488	1.20
					Total
					5.94



Dimensões das barras N.1 e N.2



Posição das barras N.1 e N.2

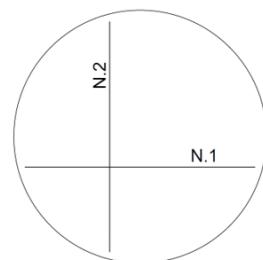
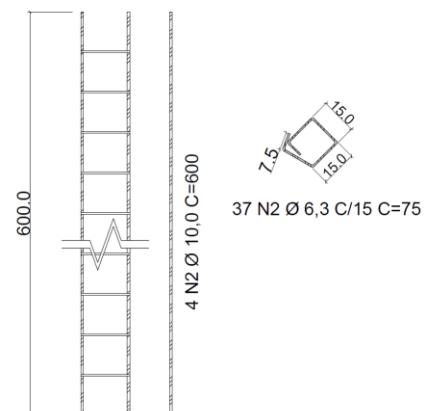


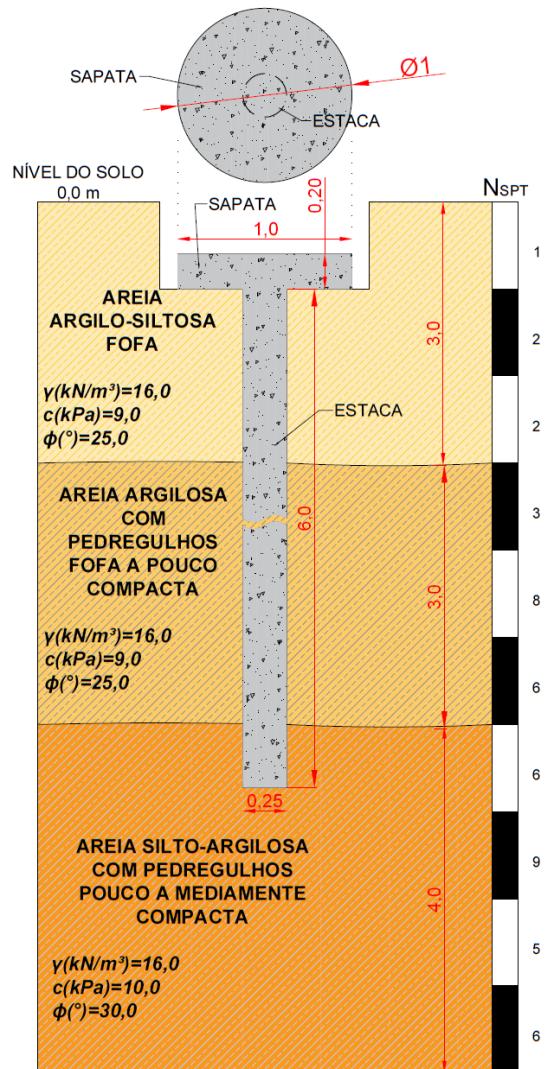
Tabela de aço - Estaca					
Posições	Quantidade	\varnothing (mm)	L (cm)	Total (cm)	Peso Total (KG)
N1	4	10	600	2400	14.80
N2	37	6.3	75	2775	6.81
					Total
					21.61



APÊNDICE C – DESCRIÇÃO DA EXECUÇÃO DO REI DE 6 M

A cota de assentamento da sapata estaqueada foi determinada em 0,5 m de profundidade, com o intuito de evitar a camada superficial do solo. Essa camada possui coesão aparente por consequência do efeito da sucção, além de outros parâmetros como o intemperismo físico e químico, que também podem influenciar no comportamento da sapata estaqueada, gerando aumento da capacidade de carga e consequentemente, pode prejudicar os resultados da pesquisa (Figura C1).

Figura C1 - Vista de corte do REI de 6,0 m



Fonte: Autor (2025)

Instrumentação

Com o intuito de obter as parcelas de carregamento em determinados trechos da estaca, foi realizada a instrumentação utilizando barras de aço tipo CA-50, com 12,5 mm de diâmetro e comprimento de 0,50 m, instrumentadas com extensômetros de resistência elétrica (*strain-gages*). Os extensômetros utilizados são do modelo roseta dupla. O circuito utilizado é representado pela ponte inteira de *Wheatstone*, entendendo que esse sistema pode anular os efeitos de temperatura e as deformações que são oriundas da flexão, possibilitando obter apenas as deformações provenientes dos esforços axiais normais da seção.

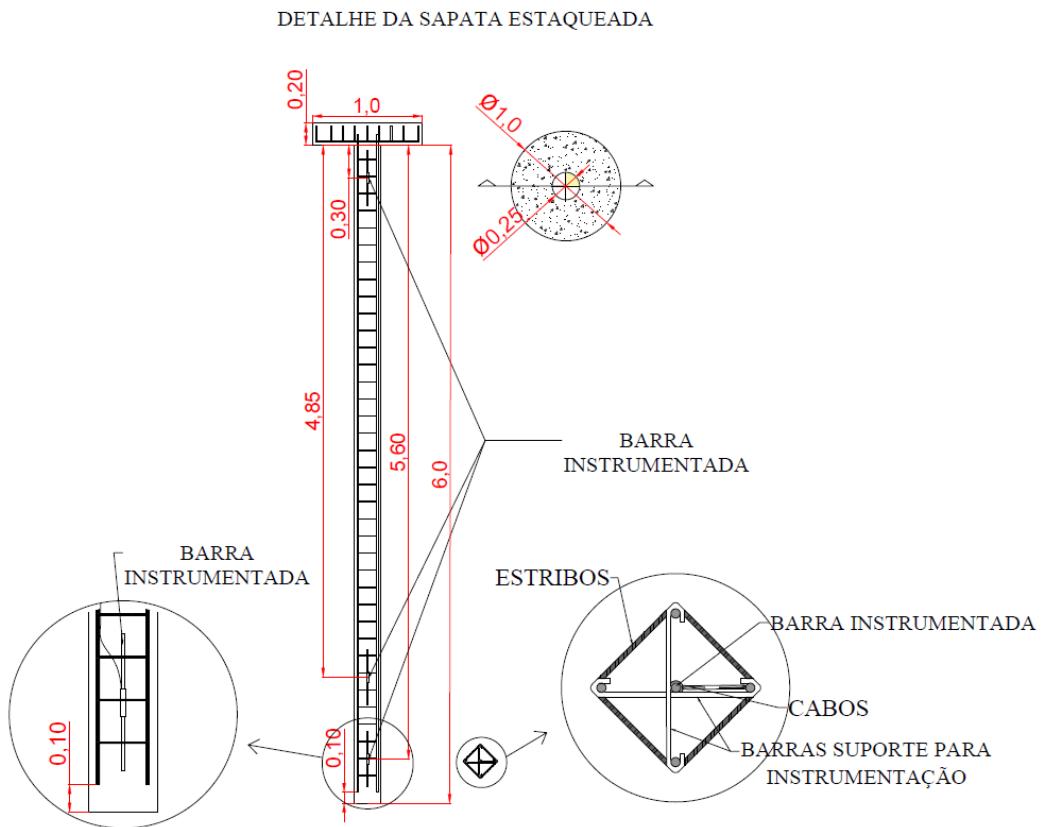
O processo de execução dos extensômetros está representado na Figura C2, sendo a primeira etapa, a retirada das nervuras da barra para a fixação dos extensômetros, após isso foi realizada a colagem dos sensores nas barras e a ligação do circuito. Após a fixação, foi realizado o isolamento dos sensores com resina epóxi líquida para proteção contra umidade e choques mecânicos, para a aplicação da resina foram utilizados tubos de PVC como formas. Por fim, as barras instrumentadas foram instaladas em três pontos na estaca, sendo cabeça da estaca, fuste e ponta, nas profundidades de 0,30 m, 4,85 m e 5,60 m respectivamente (Figura C3). Esse processo servirá para verificar deformações e a distribuição de cargas ao longo da estaca.

Figura C2 – Processo de execução da instrumentação - a) Limpeza das barras; b) Ligações completas; c) Proteção realizada; d) Fixação das barras na armadura da estaca.



Fonte – Autor (2025)

Figura C3 - Detalhes do posicionamento das barras instrumentadas



Fonte: Autor (2025)

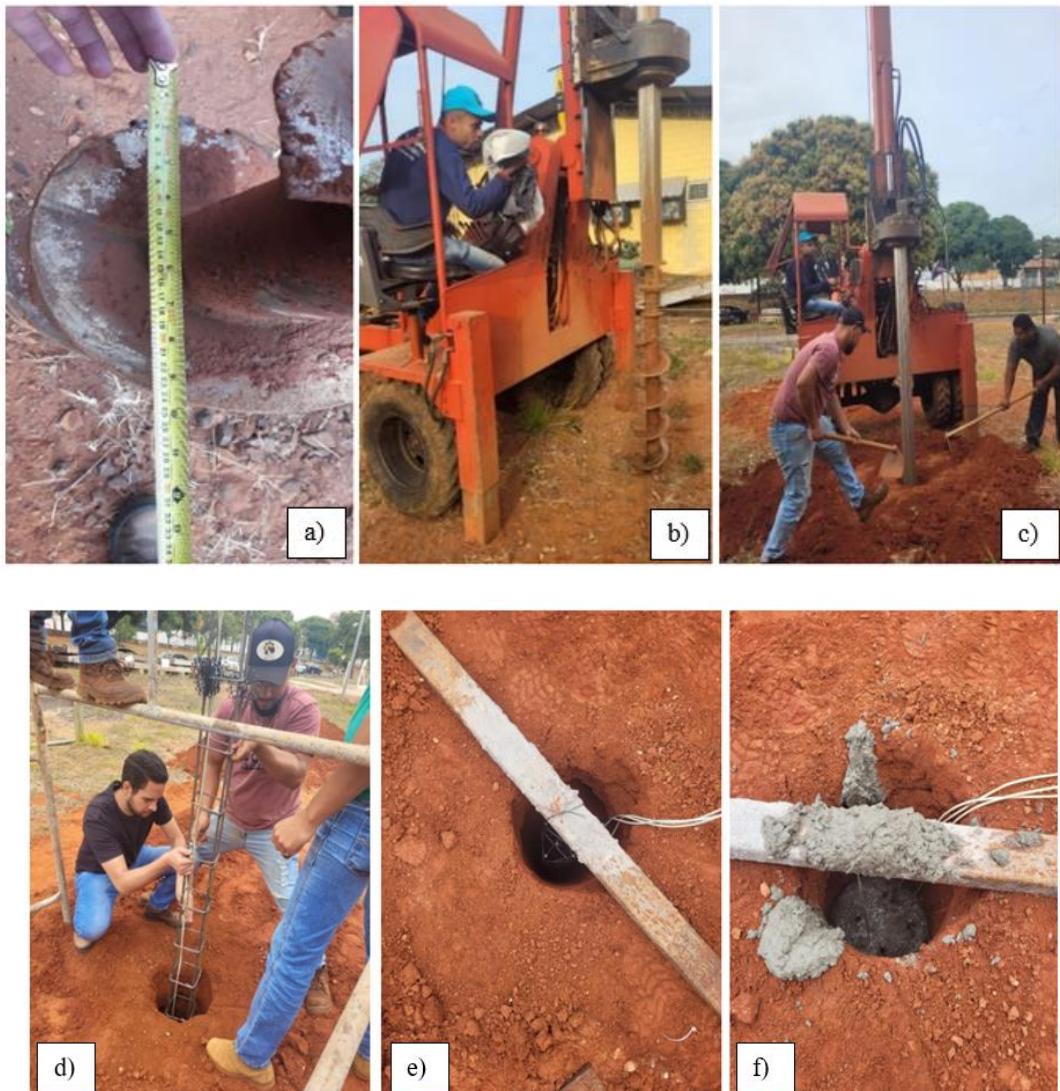
Execução do REI

A execução dos elementos estruturais do REI 6 m foi realizada em duas etapas, primeiramente foi realizado o processo de perfuração da estaca, posicionamento da armadura contendo as barras instrumentadas com os sensores de resistência elétrica (*strain gages*) e concretagem da estaca.

O furo foi executado com um trado mecanizado de 0,25 m de diâmetro. A profundidade do furo foi de 6,5 m, a armadura da estaca foi posicionada no furo conforme a Figura C4, a concretagem foi realizada logo após o posicionamento da armadura, reduzindo o tempo de desconfinamento do solo. Foi utilizado concreto usinado com resistência característica de 25 MPa, e consumo de 280 kg de cimento por m^3 de cimento. Os detalhes da execução podem ser vistos através da Figura C4.

Após a execução da estaca, foi respeitado um período de 7 dias de cura do concreto da estaca, antes da realização da escavação do furo da sapata, que possui diâmetro de 1 metro e espessura de 0,20 m.

Figura C4 – Execução da Estaca do REI de 6 m: a) Trado; b) Posicionamento do trado; c) Perfuração; d) Posicionamento da armadura; e) Preparação para concretagem; f) concretagem da estaca.



Fonte: Autor (2025)

Após a execução do furo, foi posicionada a armadura da sapata sobre as esperas da estaca e logo após o posicionamento foi realizada a concretagem da sapata. Foi adotada a concretagem contra barranco, sem a utilização de forma e sem escavação ao redor da sapata, para preservar a umidade do solo abaixo da sapata. O processo de escavação ao redor da sapata, foi realizado

posteriormente, antecedendo a realização da prova de carga, e com o intuito de desprezar qualquer atrito lateral entre a sapata e o solo. O processo está representado na Figura C5. A fundação superficial foi apoiada na cota - 0,50 m abaixo do nível do terreno, conforme representado na Figura C5, com o intuito de reduzir o efeito de sucção matricial gerada pelo solo superficial do campo experimental, conforme observado por Oliveira (2022) em sua pesquisa.

Figura C5 – Execução da sapata: a) Escavação; b) posicionamento da armadura; c) concretagem da sapata; d) escavação lateral.



Fonte: Autor (2025)

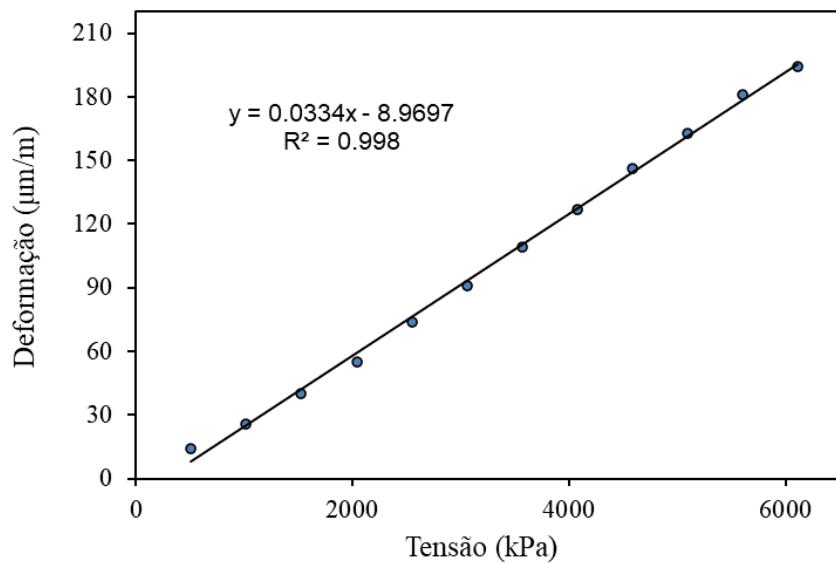
Determinação do módulo de elasticidade da estaca

O módulo da estaca foi obtido por meio da utilização da lei de Hooke (2) traçando uma reta de regressão linear demonstrado pela Figura C6, utilizando os dados coletados durante a realização da prova de carga pela instrumentação no topo da fundação, para que não sofresse influência do atrito lateral da estaca com o solo. Assim, o módulo de elasticidade obtido foi de 21 GPa. Dessa forma foi possível determinar a carga nos pontos que foram instalados os “strain-gages”, além da carga axial que foi absorvida por cada elemento (radier e estaca) do REI, foi possível obter os valores de transferência de carga e a resistência por atrito lateral da estaca.



$$\sigma = E_p \cdot \varepsilon \quad (2)$$

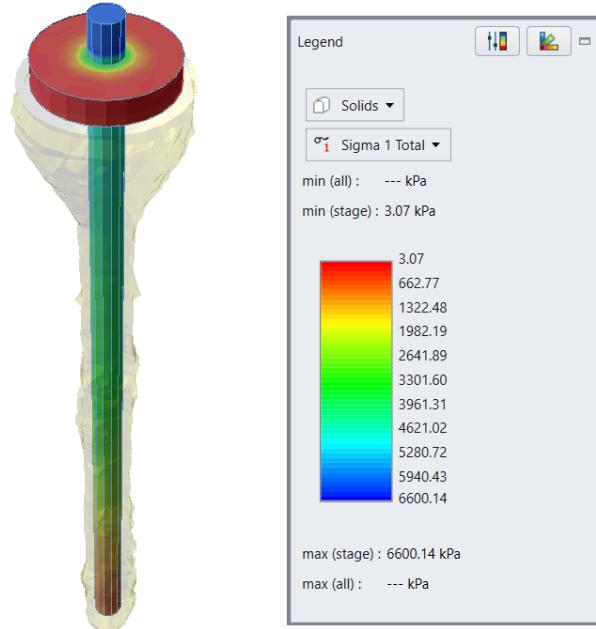
Figura C6 - Gráfico tensão vs deformação obtida pela instrumentação da estaca do REI 6 m



Fonte: Autor (2025)

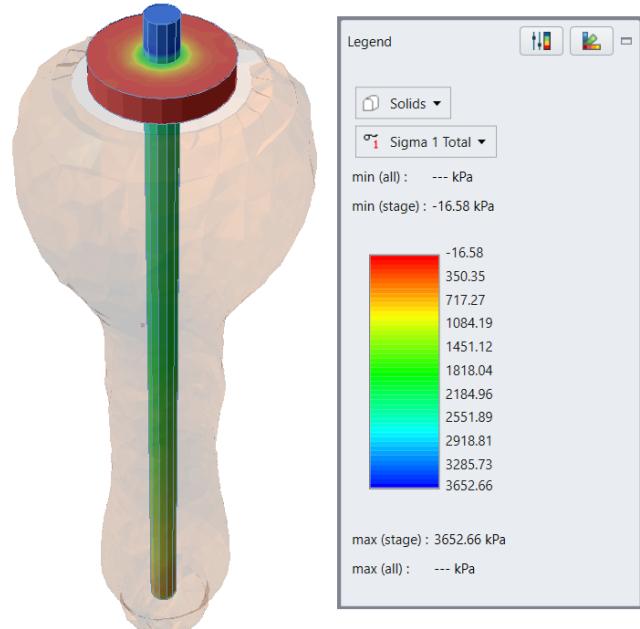
APÊNDICE D – BULBO DE TENSÕES E DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES REI 6 M

Figura D1 – Sigma 1 para o estágio de 100% de carregamento solo *in situ*



Fonte: Autor (2025)

Figura D2 – Sigma 1 para o estágio de 100% de carregamento solo inundado



Fonte: Autor (2025)