

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UM RADIER ESTAQUEADO  
COM BASE EM INSTRUMENTAÇÃO DE FUNDAÇÃO E PILARES**

**HEITOR CARDOSO BERNARDES**

**ORIENTADOR: RENATO PINTO DA CUNHA Ph.D.  
COORIENTADOR: MAURÍCIO MARTINES SALES D.Sc.**

**TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA  
PUBLICAÇÃO: G.TD-181/2023**

**BRASÍLIA/DF: JANEIRO / 2023**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UM RADIER ESTAQUEADO COM  
BASE EM INSTRUMENTAÇÃO DE FUNDAÇÃO E PILARES**

**HEITOR CARDOSO BERNARDES**

**TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA  
CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS  
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.**

**APROVADA POR:**

---

**PROF. RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D. (UnB)  
ORIENTADOR**

---

**PROF. MAURÍCIO MARTINES SALES, D.Sc. (UFG)  
COORIENTADOR**

---

**PROF. JUAN FÉLIX RODRIGUEZ REBOLLEDO, Ph.D. (UnB)  
EXAMINADOR INTERNO**

---

**PROF. BERNADETE RAGONI DANZIGER, D.Sc. (UERJ)  
EXAMINADOR EXTERNO**

---

**PROF. ALEXANDRE DUARTE GUSMÃO, D.Sc. (UPE)  
EXAMINADOR EXTERNO**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 24 DE JANEIRO DE 2023.**

## FICHA CATALOGRÁFICA

BERNARDES, HEITOR CARDOSO

Análise do comportamento de um radier estaqueado com base em instrumentação de fundação e pilares [Distrito Federal] 2023.

xxi, 246p., 297x210mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2023).

Tese de Doutorado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Radier estaqueado

2. Instrumentação geotécnica

3. Edifícios altos

4. Interação solo-estrutura

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

BERNARDES, H. C. (2023). Análise do comportamento de um radier estaqueado com base em instrumentação de fundação e pilares. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-181/2023, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília - DF. 246 p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Heitor Cardoso Bernardes

TÍTULO DA TESE: Análise do comportamento de um radier estaqueado com base em instrumentação de fundação e pilares.

GRAU: Doutor

ANO: 2023

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta tese de doutorado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

*Heitor Cardoso Bernardes*

**Heitor Cardoso Bernardes**  
heitor\_cabe@hotmail.com

## DEDICATÓRIA

*Aos meus pais, Gustavo e Ana Maria, por serem exemplos de dedicação, respeito, educação e amor.*

## AGRADECIMENTOS

À Deus, pela oportunidade concedida.

Aos meus pais, Gustavo e Ana Maria, pelo apoio incondicional durante toda a minha jornada acadêmica, da alfabetização ao doutorado.

À minha esposa, Gisely, pela paciência e amor durante a pesquisa.

Aos meus irmãos, André, Elisa e Helena, pelo companheirismo, amizade e exemplo de inteligência, dedicação e integridade.

Ao meu orientador, Prof. Renato Pinto da Cunha, por todo o aprendizado transmitido durante o desenvolvimento da pesquisa e pela paciência na leitura e correção de nossas publicações.

Ao Prof. Maurício Martines Sales, peça essencial na minha formação como engenheiro e pesquisador, desde a graduação, passando pelo mestrado, até o doutorado.

Ao amigo e companheiro de doutorado, Prof. Aleones José da Cruz Junior, que partilhou comigo inúmeras horas destinadas à confecção, instalação e monitoramento dos instrumentos.

À todos os Professores da UnB, em especial aos professores Juan Félix, Gregório Araújo, André Assis e Márcio Muniz, por todo o conhecimento adquirido durante o curso de doutorado.

Ao IF Goiano, em especial ao Prof. Fabiano Guimarães e ao núcleo de professores da Engenharia Civil, pelo acolhimento na instituição e pelo tempo e apoio disponibilizados para a finalização da tese.

Ao CNPq, pelo apoio financeiro durante a pesquisa.

Ao Grupo Palme, em especial ao Eng. Fernando Palmerston, pelo apoio financeiro destinado à implementação da instrumentação. Que sua iniciativa seja adotada como exemplo, incentivando cada vez mais empresários a fomentar a pesquisa no Brasil.

Aos engenheiros Pedro Alessis e Paulo Henrique, por darem o suporte necessário na obra, o que foi essencial para o andamento da tese.

Ao Prof. Renato R. Angelim e ao Eng. Rômulo R. Machado pelo auxílio na execução dos ensaios pressiométricos.

Ao Laboratório de Inovação Tecnológica em Construção Civil (LABITECC-UFG), em especial aos técnicos Antônio Carlos, Vitor Augusto e Walter Bonfim, pela ajuda com os ensaios em corpos de prova de concreto.

À FURNAS Centrais Elétricas S. A. pelo apoio na realização dos ensaios de laboratório.

Aos engenheiros projetistas (Daniel C. Dias, Frederico O. Dias, Renato S. Cortopassi e Walid J. Esper) pela disponibilidade em fornecer informações sempre que solicitados.

## RESUMO

A escassez de trabalhos científicos envolvendo o monitoramento de cargas, tensões e deformações nas fundações e superestrutura de edifícios construídos sobre solos tropicais é um dos fatores limitantes à aplicação de técnicas avançadas ao projeto de radiers estaqueados como fundação de edifícios altos em solo nacional. O presente trabalho tem como objetivo entender o comportamento geotécnico de um radier estaqueado de grandes dimensões a partir do monitoramento das deformações nos pilares da superestrutura e nas estacas da fundação, das tensões na interface radier-solo, e dos recalques da edificação. A tese se destaca dos demais trabalhos relacionados ao tema por ser o primeiro caso brasileiro contemplando esse nível de instrumentação em uma fundação de edifício alto. Como objetivos específicos, ressalta-se a análise da distribuição de carga entre as estacas do grupo, da mobilização de tensões no contato radier-solo, da mobilização do atrito lateral das estacas ao longo da profundidade e da influência das interações entre os elementos de fundação. Ensaios de campo e laboratório foram realizados e associados a análises em elementos finitos para auxiliar na interpretação dos resultados medidos. O monitoramento das deformações nas estacas sugere a ocorrência de expansão do solo, provocado pelo processo de escavação de um solo residual metamórfico, com nítido acamamento de partículas, cuja expansão estrutural ocorreu até aproximadamente 6 meses após o término da escavação. A presença de diferentes perfis de solo sob o radier influenciou a distribuição de recalques da fundação e de cargas entre as estacas. As medições registradas pelas células de tensão total indicaram que a mobilização da resistência da interface radier-solo foi superior às previsões de projeto. O processo de cura do concreto do radier, com sua consequente variação volumétrica e de temperatura, provoca significativa interferência nos valores de deformações medidas pelas estacas e CTTs nos estágios iniciais do monitoramento. O efeito da rigidez da superestrutura contribuiu para sucessivas redistribuições de carga nos pilares instrumentados, que variaram em torno de  $\pm 35\%$  das previsões de projeto. A redistribuição de cargas pela superestrutura provocou uma uniformização nos recalques da fundação, mantendo recalques diferencias dentro dos limites da norma.

## ABSTRACT

The lack of scientific papers involving the monitoring of loads, stresses and strains in the foundations of structures built on tropical soils is one of the limiting factors to the application of advanced techniques to the design of piled rafts as foundations of tall buildings in Brazilian soil. The present research aims to understand the geotechnical behavior of a large piled raft using the monitoring of strains in the building's columns and piles, the stresses at the raft-soil interface, and the foundation settlements. The thesis stands out from other related studies as it is the first Brazilian case contemplating this level of instrumentation of a high-rise building. As specific objectives, it is listed: the analysis of the load distribution between the piles of the group; the mobilization of stresses at the raft-soil contact; the mobilization of the lateral side friction of the piles along its depth; and the influence of the interactions between the foundation elements in the aforementioned topics. Field and laboratory tests were performed on-site, and associated with axisymmetric and three-dimensional finite element analysis to aid in the assessment of the measured data. The monitoring of pile strains suggests the occurrence of soil expansion, caused by the excavation process of a metamorphic residual soil profile, whose expansion occurred up to approximately 6 months after the excavation was completed. The presence of different soil profiles under the raft, with different mechanical properties, affected the distribution of the foundation settlements and the pile loads. The measurements recorded by the total stress cells indicated that the mobilization of the resistance at the raft-soil interface was superior to the values predicted in the design phase. The temperature variation caused by the raft concreting affected the strain-gauge measurements during the first stages of the foundation monitoring. The effect of the superstructure stiffness contributed to successive load redistributions on the instrumented columns, which loads varied around  $\pm 35\%$  from the design predictions. The load redistribution between columns caused a uniformity effect in the foundation settlements and reduced the load difference between the piles positioned in different soil profiles.

# SUMÁRIO

<b>1.</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1	JUSTIFICATIVA .....	1
1.2	OBJETIVOS .....	2
<b>2.</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>4</b>
2.1	FUNDAÇÕES DO TIPO RADIER ESTAQUEADO.....	4
2.1.1	Aplicabilidade, vantagens e concepções de projeto .....	5
2.1.2	Observações experimentais .....	9
2.1.2.1	Testes em escala reduzida.....	9
2.1.2.2	Testes em centrífuga.....	13
2.1.2.3	Testes em escala real .....	15
2.1.2.4	Monitoramento de obras.....	18
2.1.3	Análises teóricas, analíticas e numéricas.....	23
2.1.4	Lacunas na análise de radiers estaqueados .....	32
2.2	INSTRUMENTAÇÃO DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO.....	33
2.2.1	Técnicas de interpretação de estacas instrumentadas .....	33
2.2.2	Dimensionamento, calibração e instalação de células de tensão total.....	36
2.2.3	Influência da retração e fluência do concreto .....	38
2.2.4	Principais desafios e soluções na análise dos dados da instrumentação .....	42
<b>3.</b>	<b>METODOLOGIA .....</b>	<b>43</b>
3.1	DESCRIÇÃO DA OBRA.....	43
3.2	DEFINIÇÃO DO MODELO GEOTÉCNICO .....	46
3.2.1	Investigação geotécnica preliminar .....	47
3.2.2	Execução e interpretação dos ensaios pressiométricos.....	54
3.2.3	Retirada das amostras indeformadas .....	56
3.2.4	Ensaio de cisalhamento direto.....	59

3.2.5 Ensaio de compressão oedométrica .....	62
3.2.6 Ensaio de compressão triaxial.....	66
3.2.6.1 Amostra de areia siltosa – Ensaio CD-2s .....	66
3.2.6.2 Amostras de silte argiloso – Ensaio CD-3n e CD-5s .....	67
3.2.7 Execução das provas de carga estática .....	69
3.2.8 Modelo Geotécnico.....	72
3.2.8.1 Escolha do modelo constitutivo para representar o solo .....	72
3.2.8.2 Análise numérica dos ensaios triaxiais.....	73
3.2.8.3 Modelo numérico adotado para análise das provas de carga.....	76
3.2.8.4 Parâmetros calibrados dos modelos geotécnicos.....	79
3.2.8.5 Validação do modelo geotécnico a partir do ensaio PCE-01 .....	82
3.2.8.6 Validação do modelo geotécnico a partir do ensaio PCE-03 .....	85
3.3 MONITORAMENTO DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES .....	88
3.3.1 Confeção e calibração dos sensores de imersão .....	89
3.3.2 Confeção e calibração das células de tensão total .....	92
3.3.3 Instalação e monitoramento dos instrumentos.....	94
3.4 INTERPRETAÇÃO E ANÁLISE DOS DADOS DA INSTRUMENTAÇÃO .....	98
3.4.1 Modelo B3 (Bazant & Baweja, 2000) .....	100
3.4.2 Método do módulo efetivo ajustado pelo tempo (Bazant, 1972) .....	102
3.4.3 Modelo de Ziehl et al., (2004) .....	104
3.4.4 Princípio da superposição dos efeitos.....	104
3.4.5 Ensaio de resistência e comportamento tensão-deformação no concreto .....	106
3.4.6 Cargas atuantes previstas em projeto.....	110
3.5 MODELAGEM NUMÉRICA DO RADIER ESTAQUEADO .....	111
3.5.1 Aspectos geométricos e modelos constitutivos .....	111
3.5.2 Tipos de elementos finitos empregados .....	112
3.5.3 Calibração da capacidade de carga das estacas .....	115

3.5.4 Malha e análise de convergência .....	117
3.5.5 Etapas para a condução das simulações .....	120
<b>4. ANÁLISE DE RESULTADOS .....</b>	<b>122</b>
4.1 ETAPA 1: 0 A 100 DIAS .....	123
4.2 ETAPA 2: 101 A 172 DIAS .....	132
4.3 ETAPA 3: 173 A 265 DIAS .....	140
4.4 ETAPA 4: 266 A 400 DIAS .....	148
4.5 ETAPA 5: 401 A 600 DIAS .....	160
4.6 ETAPA 6: 601 A 850 DIAS .....	169
4.7 ETAPA 7: 851 A 1000 DIAS .....	178
4.8 COMPORTAMENTO DA FUNDAÇÃO NO PERÍODO INSTRUMENTADO ..	186
4.9 CONTRIBUIÇÕES PARA O PROJETO DE RADIERS ESTAQUEADOS .....	192
<b>5. CONCLUSÕES .....</b>	<b>202</b>
5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	205
<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>207</b>
APÊNDICE A - DEFORMAÇÕES MEDIDAS NAS ESTACAS .....	225
APÊNDICE B - DEFORMAÇÕES MEDIDAS NOS PILARES .....	230
APÊNDICE C - DEFORMAÇÕES REGISTRADAS PELAS CTTs .....	235
APÊNDICE D - ACRÉSCIMO DE CARGAS PREVISTAS.....	237
APÊNDICE E - ORIENTAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS BASEADOS NA INSTRUMENTAÇÃO DE EDIFÍCIOS .....	244
APÊNDICE F - AVISOS SOBRE A COLETA E A INTERPRETAÇÃO DOS DADOS....	246

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Trabalhos de radiers estaqueados realizados a partir de testes em escala reduzida, 1g.....	10
Tabela 2.2. Trabalhos experimentais de radiers estaqueados realizados em testes em centrífuga.....	14
Tabela 2.3. Trabalhos experimentais de radiers estaqueados baseados em testes em escala real.....	15
Tabela 2.4. Monitoramento de obras reais cuja fundação é do tipo radier estaqueado.....	18
Tabela 2.5. Principais trabalhos analíticos e numéricos simplificados em radiers estaqueados.....	23
Tabela 2.6. Principais trabalhos de radier estaqueado baseados em metodologias híbridas.....	24
Tabela 2.7. Principais trabalhos de radier estaqueado baseados em análises numéricas pelo MEC.....	27
Tabela 2.8. Principais trabalhos de radier estaqueado baseados em análises 3D-MEF.....	29
Tabela 2.9. Relação de desafios e soluções utilizadas na interpretação dos dados da instrumentação.....	42
Tabela 3.1. Resultados dos ensaios de caracterização realizados nas amostras deformadas 1 a 9.....	53
Tabela 3.2. Tabela de ensaios de laboratório de resistência e deformabilidade.....	58
Tabela 3.3. Valores de $\phi$ e $c$ medidos nos ensaios de cisalhamento direto.....	60
Tabela 3.4. Dados dos corpos de prova utilizados nos ensaios de compressão oedométrica.....	62
Tabela 3.5. Tensão de pré-adensamento do solo pelo Método de Pacheco Silva.....	62
Tabela 3.6. Parâmetros do HSM obtidos na análise dos ensaios triaxiais.....	73
Tabela 3.7. Parâmetros do solo de cada camada da modelagem numérica da PCE-01 (Perfil A).....	79
Tabela 3.8. Parâmetros do solo de cada camada da modelagem numérica da PCE-03 (Perfil B).....	80
Tabela 3.9. Parâmetros do HSM mantidos constantes para as camadas II a XI.....	82
Tabela 3.10. Parâmetros de entrada do modelo B3 e seus respectivos valores.....	101
Tabela 3.11. Resultados dos valores de $E_{cs}$ conforme $\sigma_c$ para o concreto dos pilares.....	108
Tabela 3.12. Resultados dos valores de $E_{cs}$ conforme $\sigma_c$ para o concreto das estacas.....	108
Tabela 3.13. Resultados de resistência à compressão média das estacas e pilares.....	109
Tabela 3.14. Cargas e recalques previstos nos pilares durante a etapa de projeto.....	110
Tabela 3.15. Níveis adotados no modelo numérico e verificados na obra.....	114
Tabela 3.16. Valores de carga última definidos para as estacas.....	116
Tabela 3.17. Diferentes malhas utilizadas na análise de convergência.....	118
Tabela 3.18. Diferenças percentuais (em relação à Malha V) para os deslocamentos verticais e para a carga nas estacas, para diferentes níveis de refinamento de malha.....	119
Tabela 4.1. Relação de etapas da obra utilizadas para a análise dos resultados.....	123
Tabela 4.2. Resultados da simulação 3D pelo MEF, adotados como valores representativos ao final da Etapa 3 (valores absolutos aos 265 dias).....	150
Tabela 4.3. Valores médios de carga nas estacas, tensão mobilizada no contato radier-solo e parcela de carga absorvida pelo estaqueamento, previstas e medidas.....	194

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Sistema de fundação em radier estaqueado (modificado de Mandolini, 2003).....	4
Figura 2.2. Curvas carga-recalque esperadas para diferentes abordagens de projeto em radier estaqueado (modificado de Poulos, 2001). .....	7
Figura 2.3. Aumento de rigidez do radier estaqueado em relação à rigidez do grupo de estacas, para diferentes estaqueamentos (quadrados) e espaçamentos entre estacas (modificado de Cooke, 1986)..	12
Figura 2.4. Redução dos recalques diferenciais em radiers estaqueados rígidos e flexíveis, conforme o aumento do número de estacas (modificado de El-Garhy et al., 2013).....	12
Figura 2.5. Parcela de carga absorvida pelo contato radier-solo em função do deslocamento horizontal normalizado (modificado de Unsever et al., 2015). .....	13
Figura 2.6. Variação da rigidez do radier estaqueado em função do recalque normalizado ( $w/D$ ) para radiers sobre 4 (a), 9 (b) e 16 (c) estacas (modificado de Cunha et al., 2021). .....	13
Figura 2.7. Recalque médio dos modelos ensaiados em função da tensão aplicada, uniformemente distribuída sobre o radier (modificada de Horikoshi & Randolph, 1996). .....	14
Figura 2.8. Perda do contato radier-solo devido ao processo de adensamento acelerado pela extração de água do subsolo (retirada de Rincón et al., 2020). .....	15
Figura 2.9. Acréscimo de tensão lateral medido ao longo do fuste da estaca para diferentes profundidades (modificado de Phung, 2010). .....	17
Figura 2.10. Medições da carga axial atuante na seção transversal da estaca ao longo da profundidade (modificado de Mattsson et al., 2013).....	17
Figura 2.11. Parcela de carga absorvida pelo contato radier-solo para diferentes níveis de carga (modificado de Garcia & Albuquerque, 2019).....	18
Figura 2.12. Estimativas de carga suportada pelas estacas e pelo contato radier-solo, com base nos elementos instrumentados (modificado de Hooper, 1973).....	20
Figura 2.13. Cargas monitoradas em diferentes estacas da fundação, ao longo do tempo (modificado de Cooke et al., 1981). .....	21
Figura 2.14. Carga monitorada na estaca (a) e tensões medidas no contato radier-solo ao lado da estaca (b) (modificado de Price & Wardle, 1986).....	21
Figura 2.15. Radier estaqueado instrumentado do Messeturm (modificado de El-Mossalamy & Franke, 1997).....	22
Figura 2.16. Estimativas de parcela de carga transmitida pelas estacas e pelo radier, para as três edificações instrumentadas (a), (b) e (c) (modificado de Tang et al., 2013). .....	22
Figura 2.17. Representação do radier estaqueado pela metodologia híbrida de Clancy & Randolph (1993), (modificado de Clancy & Randolph, 1993).....	26
Figura 2.18. Resultado da simulação numérica pelo GARP e GARP7 de uma prova de carga em um radier sobre 1 estaca (modificado de Sales et al., 2005).....	27

Figura 2.19. Comparação entre resultados previstos e medidos da parcela de carga absorvida pelas estacas para ensaios em escala reduzida 1g de um radier sobre 5 (a) e sobre 9 estacas (b) (modificado de Bernardes et al., 2019).....	27
Figura 2.20. Valores percentuais da razão entre a tensão calculada em cada elemento e a tensão média no contato radier-solo (modificada de Kuwabara, 1989). .....	28
Figura 2.21. Parcela de carga absorvida pelo estaqueamento e pelo radier, para análises não linear e linear elástica, realizadas pela ferramenta numérica de Basile (2015) (modificada de Basile, 2015)...	29
Figura 2.22. Isocurvas de deslocamento ao redor da ponta da estaca carregada (1) e não carregada (2), para a condição de estaca e solo perfeitamente conectados (a) e com a possibilidade de ocorrência de escorregamento na interface estaca-solo (b) (modificado de Trochanis et al., 1991). .....	31
Figura 2.23. Influência da superestrutura na distorção angular do radier estaqueado, cuja rigidez foi calculada por Cheung et al. (1988) (modificada de Sheil & McCabe, 2015).....	32
Figura 2.24. Tipos de deformação ao longo do tempo para elementos de concreto simples submetidos a um carregamento constante (modificado de Neville, 1997).....	39
Figura 3.1. Localização da obra em Goiânia, posição do norte geográfico, escala e locais de referência próximos à obra (Fonte: Google Earth).....	43
Figura 3.2. Fotografia aérea da obra (retângulo em vermelho) em diferentes épocas: maio de 2019 (a), maio de 2020 (b), maio de 2021 (c) e janeiro de 2022 (d) (Fonte: Google Earth). .....	44
Figura 3.3. Planta geral da fundação da obra e localização do Corte A-A (lateral direita).....	45
Figura 3.4. Geometria da fundação, das contenções e posição do nível d'água (N.A.), no Corte A-A.	46
Figura 3.5. Localização dos furos para execução das sondagens do tipo SPT e SM, dos ensaios de PMT, das valas para extração das amostras indeformadas (BLC) e do Corte B-B. ....	47
Figura 3.6. Perfil geotécnico representativo da obra, conforme corte B-B, com sobreposição da fundação do edifício (linha tracejada de cor cinza) .....	48
Figura 3.7. Camada de silte argiloso roxo (a) e de areia siltosa (b), ambas a aproximadamente 11 m de profundidade.....	49
Figura 3.8. Valores médios de índice à penetração ( $N_{SPT}$ ) e seus respectivos coeficientes de variação para as sondagens realizadas nos Perfis A e B.....	49
Figura 3.9. Presença de matacões e pedras de mão extraídos durante a perfuração das estacas (fragmentos circulados em vermelho com dimensões entre 20 e 30 cm).....	50
Figura 3.10. Fragmento de matacão de micaxisto extraído da Figura 3.9, vista superior (a) e corte (b). .....	50
Figura 3.11. Localização das amostras deformadas utilizadas nos ensaios de caracterização física. ...	51
Figura 3.12. Curvas granulométricas das amostras de solo de silte de alta compressibilidade – Perfil A (a) e de areia siltosa – Perfil B (b).....	52
Figura 3.13. Composição granulométrica média das amostras 1 a 6 (Perfil A) (a) e das amostras 7 a 9 (Perfil B) (b).....	52

Figura 3.14. Pressiômetro utilizado nos ensaios conduzidos na obra. ....	54
Figura 3.15. Valores de $E_M$ (a) e $P_L$ (b) obtidos nos ensaios pressiométricos realizados a diferentes profundidades. ....	55
Figura 3.16. Valores de $E_{máx}$ obtidos para diferentes profundidades e ensaios PMT. ....	56
Figura 3.17. Moldagem dos blocos indeformados de areia siltosa (a), silte argiloso (b) e processo de revestimento dos blocos com parafina e talagarça (c). ....	57
Figura 3.18. Tentativa malsucedida de moldagem de corpo de prova (a) com ruptura provocada por descontinuidade formada pela interposição de camada de quartzo friável (b). ....	58
Figura 3.19. Envoltória de ruptura de Coulomb para as amostras retiradas do BLC-1 (a) e BLC-4 (b). ....	59
Figura 3.20. Tensão cisalhante versus deslocamento horizontal relativo e deslocamento vertical versus deslocamento horizontal relativo para as amostras CI-1s (a) e (b), CI-1n (c) e (d), CI-4s (e) e (f) e CI-4n (g) e (h). ....	61
Figura 3.21. Curvas de compressão oedométrica dos blocos BLC-1 (a), BLC-4 (b) e BLC-3 (c). ....	63
Figura 3.22. Gráfico de tensão versus deformação axial para os ensaios oedométricos (a) e gráficos de variação do módulo oedométrico normalizado em função da tensão axial normalizada, na condição de carregamento primário (b) e (d), e descarregamento / recarregamento (c) e (e). ....	65
Figura 3.23. Gráfico da tensão desvio em função da deformação axial (a) e envoltória de ruptura (b) para o ensaio CD-2s. ....	66
Figura 3.24. Corpos de prova do ensaio CD-2s após a ruptura, para valores de $\sigma_3$ iguais a 50 kPa (a), 100 kPa (b), 200 kPa (c) e 400 kPa (d). ....	67
Figura 3.25. Gráfico da tensão desvio em função da deformação axial (a) e envoltória de ruptura (b) para o ensaio CD-3n. ....	67
Figura 3.26. Gráfico da tensão desvio em função da deformação axial (a) e envoltória de ruptura (b) para o ensaio CD-5s. ....	68
Figura 3.27. Corpos de prova do ensaio CD-3n após a ruptura, para valores de $\sigma_3$ iguais a 50 kPa (a), 100 kPa (b), 200 kPa (c) e 400 kPa (d). ....	69
Figura 3.28. Corpos de prova do ensaio CD-5s após a ruptura, para valores de $\sigma_3$ iguais a 50 kPa (a), 100 kPa (b), 200 kPa (c) e 400 kPa (d). ....	69
Figura 3.29. Geometria das estacas ensaiadas e posição dos sensores de imersão (SI-01 até SI-15). ..	70
Figura 3.30. Detalhe do sensor de imersão preso à ferragem da estaca da prova de carga (a) ferragem das provas de carga (b) e detalhe para ferragem parcialmente inserida na estaca PCE-02 (c). ....	71
Figura 3.31. Fluxograma das principais etapas realizadas para a definição do modelo geotécnico. ....	72
Figura 3.32. Comparação entre resultados dos ensaios triaxiais e suas respectivas simulações numéricas para os ensaios: CD-2s (a), CD-3n (b) e CD-5s (c). ....	75
Figura 3.33. Perfis geotécnicos utilizados na simulação da PCE-01 (PERFIL A) e das PCE-02 e PCE-03 (PERFIL B). ....	77

Figura 3.34. Malha de elementos finitos adotada nas simulações da PCE-03. ....	78
Figura 3.35. Valores de $K_{\theta}$ medidos pelos ensaios pressiométricos e valores adotados no modelo geotécnico, calculados conforme Eq. 3.3. ....	81
Figura 3.36. Curva carga-recalque medida e simulada para o ensaio PCE-01. ....	82
Figura 3.37. Tensão cisalhante média ao redor do fuste (a) e tensão de compressão média na base da estaca PCE-01 (b), conforme o recalque normalizado. ....	83
Figura 3.38. Trajetória de tensões para um ponto localizado na interface estaca-solo, à metade da profundidade da estaca PCE-01 (a), e para um ponto imediatamente abaixo de sua base (b). ....	84
Figura 3.39. Distribuição de carga ao longo da profundidade da estaca para diferentes estágios de carregamento: ensaio PCE-01 (a), respectiva simulação numérica (b) e ambos os resultados para o 1°, 4°, 7° e 10° estágios de carga (c). ....	85
Figura 3.40. Curvas carga-recalque obtidas para os ensaios PCE-02 (a) e PCE-03 (b). ....	86
Figura 3.41. Tensão cisalhante média ao redor do fuste (a) e tensão de compressão média na base da estaca PCE-03 (b), conforme o recalque normalizado. ....	86
Figura 3.42. Trajetória de tensões para um ponto localizado na interface estaca-solo, à metade da profundidade da estaca PCE-03 (a), e para um ponto imediatamente abaixo de sua base (b). ....	87
Figura 3.43. Distribuição de carga ao longo da profundidade da estaca para diferentes estágios de carregamento: ensaio PCE-03 (a), respectiva simulação numérica (b) e ambos os resultados para o 1°, 4°, 7° e 10° estágios de carga (c). ....	88
Figura 3.44. Detalhe das montagens dos circuitos primário (a) e secundário (b). ....	90
Figura 3.45. Aplicação de cera hidrofugante (a), borracha de silicone (b) e fita isolante (c). ....	90
Figura 3.46. Sensor durante processo de calibração. ....	91
Figura 3.47. Reta de calibração verificada para o sensor n° 56. ....	91
Figura 3.48. Geometria das células de tensão total (dimensões em mm). ....	92
Figura 3.49. Colagem dos extensômetros e montagem do circuito em ponte completa. ....	93
Figura 3.50. Aplicação da camada de cera hidrofugante (a) e das camadas de borracha e resina de silicone (b) sobre o circuito e os extensômetros. ....	93
Figura 3.51. Posicionamento da CTT garantindo o nível na instalação (a) e detalhe da célula de carga entre a CTT e a cargueira durante o processo de calibração (b). ....	94
Figura 3.52. Curvas de calibração das CTTs com espessura do diafragma igual a 7 mm (a) e 8 mm (b). ....	94
Figura 3.53. Sensor instalado na ferragem da estaca (a) e proteção plástica dos conectores e cabos, que fica imersa no concreto após a inserção completa da ferragem na estaca concretada (b). ....	95
Figura 3.54. Cabos presos à ancoragem da estaca arrasada (a), ao arranque dos pilares (b) e cabos saindo do topo do radier já concretado (c). ....	96
Figura 3.55. Cabos presos ao arranque dos pilares durante a concretagem do radier. ....	96

Figura 3.56. Leitura das deformações dos sensores instalados durante a cura do radier (a) e após a passagem dos cabos para o interior do fosso do elevador (b). .....	97
Figura 3.57. Sensor de imersão preso à ferragem dos pilares (circulado em cor verde) (a) e checagem da verticalidade dos sensores instalados nos pilares (b). .....	98
Figura 3.58. Cabos rompidos durante desforma dos pilares (a) e detalhe para a emenda e impermeabilização dos cabos danificados (b). .....	98
Figura 3.59. Fluxograma de cálculo das deformações por fluência do concreto. ....	105
Figura 3.60. Extremidade do corpo de prova preparada (a), compressômetro com bases independentes instalado no corpo de prova e posicionado na prensa para o ensaio (b) e (c). .....	107
Figura 3.61. Procedimento de ensaio (patamares de tensão coincidentes com a realização das leituras). .....	107
Figura 3.62. Vista em planta da geometria do modelo numérico (a) e perfil geotécnico adotado, com indicações das camadas, cujos parâmetros constam nas Tabelas 3.7, 3.8 e 3.9 (b). .....	112
Figura 3.63. Perspectiva dos elementos estruturais representados nas simulações numéricas, com os indicativos de níveis do terreno em cada local (N1 a N5). .....	114
Figura 3.64. Simulação numérica da estaca instalada no Perfil A: curva carga-recalque (a) e carga atuante ao longo da profundidade para a carga de ruptura (b). .....	116
Figura 3.65. Simulação numérica da estaca instalada no Perfil B: curva carga-recalque (a) e carga atuante ao longo da profundidade para a carga de ruptura (b). .....	116
Figura 3.66. Localização das estacas de acordo com os Perfis A e B. ....	117
Figura 3.67. Análise de sensibilidade da malha com relação aos deslocamentos verticais no topo da estaca E1 (a) e no topo da estaca E5 (b). .....	119
Figura 3.68. Análise de sensibilidade da malha com relação à carga atuante no topo das estacas E1 (a) e E5 (b). .....	119
Figura 3.69. Malha IV: corte a profundidade a 7 metros de profundidade em relação à superfície (a) e vista em planta da malha utilizada para representar o radier (b). .....	120
Figura 4.1. Evolução da carga permanente total do edifício. ....	122
Figura 4.2. Avanço físico da obra ao final dos 100 dias. ....	124
Figura 4.3. Deformação média medida nas estacas monitoradas durante o intervalo entre 0 e 100 dias. ....	124
Figura 4.4. Tensões registradas pelas CTTs antes e após a concretagem do radier. ....	126
Figura 4.5. Variações de carga nas estacas (a) e de tensão nas CTTs (b), no período entre 68 e 80 dias. ....	127
Figura 4.6 Temperatura medida no centro e no canto do radier, durante a concretagem da 2ª camada. ....	129
Figura 4.7. Carga normalizada atuante nas estacas ao longo da profundidade na Etapa 1. ....	130

Figura 4.8. Acréscimo médio de carga nas estacas localizadas em diferentes perfis de solo (a) e em diferentes posições do radier (b), antes e após a concretagem do radier.....	131
Figura 4.9. Avanço físico da obra ao final dos 172 dias. ....	133
Figura 4.10. Carga total medida nas estacas (a) e tensão total registrada pelas CTTs (b), na Etapa 2.....	134
Figura 4.11. Variações de carga nas estacas (a) e de tensão nas CTTs (b), na Etapa 2.....	135
Figura 4.12. Carga total média ((a) e (b)) e variação média de carga ((c) e (d)) nas estacas localizadas em diferentes perfis de solo e em diferentes posições do radier, na Etapa 2.....	137
Figura 4.13. Carga normalizada atuante nas estacas ao longo da profundidade na Etapa 2.....	139
Figura 4.14. Carga medida nos pilares ao final da Etapa 2. ....	140
Figura 4.15. Avanço físico da obra ao final dos 265 dias. ....	141
Figura 4.16. Carga total medida nas estacas (a) e tensão total registrada pelas CTTs (b), na Etapa 3.....	142
Figura 4.17. Variações de carga nas estacas (a) e de tensão nas CTTs (b), na Etapa 3.....	143
Figura 4.18. Carga total média ((a) e (b)) e variação média de carga ((c) e (d)) nas estacas localizadas em diferentes perfis de solo e em diferentes posições do radier, na Etapa 3.....	145
Figura 4.19. Precipitação diária em Goiânia ao longo do período instrumentado (Fonte: Instituto Nacional de Meteorologia).....	146
Figura 4.20. Carga normalizada atuante nas estacas ao longo da profundidade na Etapa 3.....	147
Figura 4.21. Carga medida nos pilares ao final da Etapa 3. ....	148
Figura 4.22. Avanço físico da obra ao final dos 400 dias. ....	149
Figura 4.23. Carga total medida nas estacas (a) e tensão total registrada pelas CTTs (b), na Etapa 4.....	152
Figura 4.24. Variações de carga nas estacas (a) e de tensão nas CTTs (b), na Etapa 4.....	153
Figura 4.25. Carga total média ((a) e (b)) e variação média de carga ((c) e (d)) nas estacas localizadas em diferentes perfis de solo e em diferentes posições do radier, na Etapa 4.....	154
Figura 4.26. Carga total normalizada atuante nas estacas ao longo da profundidade na Etapa 4. ....	156
Figura 4.27. Carga medida nos pilares ao final da Etapa 4. ....	158
Figura 4.28. Posições dos Cortes a-a, b-b, c-c e d-d no radier. ....	159
Figura 4.29. Recalques medidos ao final da Etapa 4 nos Cortes a-a (a), b-b (b), c-c (c) e d-d (d).....	160
Figura 4.30. Avanço físico da obra ao final dos 600 dias. ....	161
Figura 4.31. Carga total medida nas estacas (a) e tensão total registrada pelas CTTs (b), na Etapa 5.....	162
Figura 4.32. Variações de carga nas estacas (a) e de tensão nas CTTs (b), na Etapa 5.....	163
Figura 4.33. Carga total média ((a) e (b)) e variação média de carga ((c) e (d)) nas estacas localizadas em diferentes perfis de solo e em diferentes posições do radier, na Etapa 5.....	165
Figura 4.34. Carga total normalizada atuante nas estacas ao longo da profundidade na Etapa 5. ....	166
Figura 4.35. Carga medida nos pilares ao final da Etapa 5. ....	168
Figura 4.36. Recalques medidos ao final da Etapa 5 nos Cortes a-a (a), b-b (b), c-c (c) e d-d (d).....	169
Figura 4.37. Avanço físico da obra ao final dos 850 dias. ....	170
Figura 4.38. Carga total medida nas estacas (a) e tensão total registrada pelas CTTs (b), na Etapa 6.....	172

Figura 4.39. Variações de carga nas estacas (a) e de tensão nas CTTs (b), na Etapa 6.....	173
Figura 4.40. Carga total média ((a) e (b)) e variação média de carga ((c) e (d)) nas estacas localizadas em diferentes perfis de solo e em diferentes posições do radier, na Etapa 6.....	174
Figura 4.41. Carga total normalizada atuante nas estacas ao longo da profundidade na Etapa 6. ....	175
Figura 4.42. Carga medida nos pilares ao final da Etapa 6. ....	176
Figura 4.43. Recalques medidos ao final da Etapa 6 nos Cortes a-a (a), b-b (b), c-c (c) e d-d (d).....	177
Figura 4.44. Avanço físico da obra ao final dos 1000 dias. ....	178
Figura 4.45. Carga total medida nas estacas (a) e tensão total registrada pelas CTTs (b), na Etapa 7.180	
Figura 4.46. Variações de carga nas estacas (a) e de tensão nas CTTs (b), na Etapa 7.....	181
Figura 4.47. Carga total média ((a) e (b)) e variação média de carga ((c) e (d)) nas estacas localizadas em diferentes perfis de solo e em diferentes posições do radier, na Etapa 7.....	182
Figura 4.48. Carga total normalizada atuante nas estacas ao longo da profundidade na Etapa 7. ....	184
Figura 4.49. Carga medida nos pilares ao final da Etapa 7. ....	185
Figura 4.50. Recalques medidos ao final da Etapa 7 nos Cortes a-a (a), b-b (b), c-c (c) e d-d (d).....	186
Figura 4.51. Carga média nas estacas posicionadas nos diferentes perfis de solo (a), diferentes posições do radier (b) e tensão média nas CTTs (c), durante o período instrumentado.....	188
Figura 4.52. Evolução das cargas permanentes do edifício (a), recalque médio em diferentes posições do radier (b) e recalques diferenciais máximos do radier nos Cortes a-a até d-d (c). ....	190
Figura 4.53. Cargas medidas nos pilares da lateral esquerda e direita do radier (a), valores de $DR$ ao longo da evolução do edifício (b) e rotação do edifício entre diferentes extremidades do radier (c)..	192
Figura 4.54. Magnitude e localização das duas estacas mais carregadas (a) e das duas estacas menos carregadas (b), segundo medições e previsões numéricas.....	195
Figura 4.55. Magnitude e localização do recalque absoluto máximo (a) e do recalque diferencial máximo (b), segundo medições e previsões numéricas.....	196
Figura 4.56. Isocontornos de recalques medidos (a) e previstos numericamente (b), aos 1000 dias. .	198
Figura 4.57. Carga média nas estacas normalizada em relação à carga admissível, para as posicionadas nos diferentes perfis de solo (a), diferentes posições do radier (b) e recalque normalizado médio (c). ....	199
Figura 4.58. Valores de carga medidas nos pilares normalizada com relação aos valores de projeto. 200	

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

### *Abreviaturas*

Pavto.	Pavimento
Axi	Axissimétrico

### *Siglas*

3D	Tridimensional
AEMM	Método do módulo efetivo ajustado pelo tempo
BLC	Bloco indeformado
CAF	Fator de ação da célula de tensão total
CD	Ensaio de compressão triaxial consolidado drenado
CI	Ensaio de cisalhamento direto
CO	Ensaio de compressão unidimensional oedométrica
CTT(s)	Célula(s) de tensão total
EMM	Método do módulo efetivo
EPD	Estado plano de deformação
HSM	“Hardening soil model”
ISE	Interação solo-estrutura
LE	Linear Elástico
MC	Critério de ruptura de Mohr-Coulomb
MEC	Método dos elementos de contorno
MEF	Método dos elementos finitos
N.A.	Nível d’água
PCE	Prova de carga estática
PMT	Ensaio pressiométrico de Ménard
RCM	Método de Dischinger
SI	Sensor de imersão
SM	Sondagem mista
SPT	Sondagem à percussão – “Standard Penetration Test”
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos
TE	Teoria da elasticidade

### *Símbolos – Alfabeto Latino*

$a/c$	Relação água-cimento, em massa
$a_g/c$	Relação agregado-cimento, em massa
$B_r$	Largura do radier

$c; c'$	Intercepto de coesão; Intercepto de coesão efetiva
$c_c$	Consumo de cimento no concreto, em kg/m <sup>3</sup>
$c_w$	Consumo de água no concreto, em kg/m <sup>3</sup>
$d$	Distância entre pilares
$D$	Diâmetro das estacas
$DR$	Fator de recalque diferencial
$e; e_0$	Índice de vazios do solo; Índice de vazios inicial
$E_{aj}$	Módulo de Young do concreto (ajustado pelo tempo)
$E_{cs}$	Módulo de Young secante do concreto
$E_{50}$	Módulo de rigidez secante para o ensaio triaxial drenado (a tensão de 50% da ruptura)
$E_{oed}$	Módulo de rigidez tangente para o carregamento oedométrico
$E_{oed\ ur}$	Módulo oedométrico de descarregamento / recarregamento
$E_{ur}$	Módulo de rigidez para descarregamento / recarregamento
$E_M$	Módulo pressiométrico de Ménard
$E_{máx}$	Módulo de elasticidade tangente máximo do solo
$E^{ref}$	Módulo ( $E_{50}$ , $E_{oed}$ ou $E_{ur}$ ) a uma tensão confinante de referência $p^{ref}$
$E_s$	Módulo de Young do aço
$f_{c28}$	Resistência à compressão média do concreto aos 28 dias
$G_{máx}$	Módulo cisalhante tangente máximo
$k_p$	Razão entre o diâmetro da área circular não efetiva ao redor da estaca e o diâmetro da estaca
$k_s$	Coefficiente de forma do espécime
$K_{rs}$	Índice de rigidez radier-solo
$K_0^{nc}$	Coefficiente de empuxo em repouso, em estado normalmente adensado
$L$	Comprimento da estaca
$m$	Expoente da lei de potência que relaciona o módulo de rigidez e a tensão confinante
$N_{SPT}$	Índice à penetração do ensaio SPT
$P$	Carga atuante no elemento estrutural
$P_L$	Pressão limite no ensaio pressiométrico
$PPT$	Peso próprio total do edifício
$P_u$	Carga de ruptura da estaca
$p^{ref}$	Tensão isotrópica de referência
$p'$	Tensão isotrópica efetiva
$q'$	Tensão desvio efetiva
$q_{at}$	Atrito lateral unitário médio ao redor do fuste da estaca (por unidade de área)
$q_b$	Tensão média de compressão na base da estaca
$q_{rs}$	Tensão medida no contato radier-solo
$q_{rsp}$	Tensão prevista numericamente no contato radier-solo

$Q_{adm}$	Capacidade de carga admissível para as estacas
$Q_c$	Carga medida no pilar instrumentado
$Q_{cp}$	Carga prevista em projeto para o pilar
$Q_e$	Carga medida no topo da estaca instrumentada
$Q_{ep}$	Carga prevista numericamente no topo da estaca instrumentada
$Q_z$	Carga medida na estaca instrumentada a uma profundidade “z”
$OCR$	Razão de sobreadensamento
$RH$	Umidade relativa do ambiente, em forma decimal
$R_f$	Razão de ruptura do modelo HSM
$S$	Espaçamento entre estacas
$t_c$	Idade do concreto no início da secagem
$t_0$	Idade do concreto no início do carregamento
$t$	Idade do concreto
$t_r$	Espessura do radier
$u$	Deslocamento horizontal
$V/S$	Relação volume-superfície, em mm
$w$	Deslocamento vertical, ou recalque

#### *Símbolos – Alfabeto Grego*

$\Delta$	Variação
$\phi; \phi'$	Ângulo de atrito; Ângulo de atrito efetivo
$\psi$	Ângulo de dilatância
$\rho_s$	Massa específica dos sólidos
$\rho_g$	Taxa de armadura longitudinal
$\nu; \nu_{ur}$	Coeficiente de Poisson; Coeficiente de Poisson de descarregamento / recarregamento
$\gamma_{nat}$	Peso específico do solo no estado natural
$\gamma_c$	Peso específico do concreto
$\epsilon_a$	Deformação axial
$\epsilon_e$	Deformação elástica
$\epsilon_f$	Deformação por fluência
$\epsilon_r$	Deformação por retração
$\sigma_1'$	Tensão principal efetiva maior
$\sigma_3'$	Tensão principal efetiva menor (ou tensão confinante)
$\sigma_c$	Tensão normal no concreto
$\sigma_{pa}$	Tensão de pré-adensamento

# 1. INTRODUÇÃO

O monitoramento típico do desempenho das fundações de edificações altas no Brasil engloba apenas a medição de recalques da edificação, medida suportada pela norma de projeto de fundações em vigor (NBR 6122 – ABNT, 2019). No entanto, desde a década de 60 engenheiros vêm apontando a dificuldade em relacionar os recalques medidos com as cargas previstas no projeto estrutural e, conseqüentemente, com outros aspectos relativos ao comportamento geotécnico-estrutural do sistema de fundação (Cooke et al., 1981). Desta forma, a utilidade do monitoramento de recalques fica restrita à verificação da adequabilidade da fundação aos requisitos de serviço e segurança estabelecidos por norma, sendo os dados de recalque medidos pouco utilizados para gerar contribuições científicas à engenharia geotécnica.

Várias justificativas podem ser atribuídas à dificuldade em relacionar os recalques medidos aos modelos de previsão de comportamento das fundações, especialmente em casos envolvendo fundações complexas, como as do tipo radier estaqueado. Nesses casos, as incertezas relacionadas à magnitude e distribuição das cargas aplicadas, e à representatividade do modelo geotécnico, somam-se à complexidade das interações entre o radier, as estacas e o solo. Assim, quando visa-se realizar contribuições científicas a partir de medições de campo, surge a necessidade de um programa de instrumentação mais completo, incluindo medições de cargas em pilares e estacas, e de tensões no contato radier-solo.

Londres foi uma cidade pioneira no monitoramento do comportamento de fundações de edifícios, incluindo a instrumentação de cargas nas estacas e de tensões no contato radier-solo, com os trabalhos pioneiros de Hooper (1973) e Cooke et al. (1981). No entanto, foi durante as décadas de 80 e 90 que se realizaram a maior parte dos trabalhos científicos referentes ao comportamento de fundações estaqueadas de obras de grande porte, sendo os principais estudos realizados na Alemanha (Sommer et al., 1985; Franke et al., 1994) e na Itália (Mandolini et al., 1992).

## 1.1 JUSTIFICATIVA

Apesar de vários profissionais no Brasil dominarem as técnicas de instrumentação de cargas, tensões e deformações, os trabalhos que englobam o monitoramento dessas grandezas em fundações, no contexto nacional, se restringem a modelos em escala reduzida ou em escala real em estruturas de pequeno porte. As últimas geralmente são constituídas por blocos ou sapatas com área menor que 4 m<sup>2</sup>, sobre um número de estacas que varia entre 1 e 6 estacas, de diâmetro

menor ou igual a 30 cm, construídas especificamente para análises acadêmicas (Sales, 2000; Mendoza et al., 2015; Soares et al., 2015; Garcia & Albuquerque, 2019).

Dentre as várias razões relacionadas à dificuldade do monitoramento de cargas, tensões e deformações em obras de grande porte ressalta-se a falta de recursos financeiros destinados para pesquisa e a pouca conexão entre a academia (universidades) e o ambiente empresarial (construtoras e incorporadoras). Afinal, o envolvimento entre as partes é essencial para que o conhecimento acadêmico encontre fontes que auxiliem a superar os custos financeiros e as grandes dificuldades logísticas envolvidas na implantação de um programa de instrumentação. Todavia, uma vez implantado, os dados coletados propiciam grande geração de conhecimento e a contrapartida à população, que passa a usufruir de maior economia e segurança em projetos futuros.

O pioneirismo dos ingleses e alemães na instrumentação de radiers estaqueados contribuiu para o avanço nos modelos de cálculo atuais deste tipo de fundação, o que permite maior acurácia nas previsões do comportamento geotécnico-estrutural. No entanto, as significativas diferenças geotécnicas entre o solo de origem de tais estudos pioneiros, predominantemente compostos por espessas camadas de argila altamente pré-adensada (“London Clay” e “Frankfurt Clay”) e os solos tropicais encontrados no Brasil, tornam necessária a realização desses estudos em território nacional.

## **1.2 OBJETIVOS**

O presente trabalho apresenta como objetivo entender o comportamento geotécnico de um radier estaqueado de grandes dimensões a partir de um programa de instrumentação da fundação e estrutura do edifício, que inclui o monitoramento das deformações nos pilares e estacas, das tensões na interface radier-solo e dos recalques da edificação.

Como objetivos específicos, ressalta-se a análise dos seguintes itens:

1. A distribuição de carga entre as estacas do grupo, conforme sua posição no radier e o avanço da construção do edifício;
2. A mobilização de tensões no contato radier-solo;
3. A mobilização do atrito lateral das estacas ao longo da profundidade;
4. A influência das interações entre os elementos de fundação nos itens 1 a 3.
5. A comparação dos dados provenientes do monitoramento com os obtidos por meio de uma previsão numérica tridimensional, em elementos finitos, da referida fundação.

A tese se destaca dos demais trabalhos ligados ao tema por ser o primeiro caso brasileiro (pelo conhecimento do autor, baseado em extensa revisão bibliográfica) de instrumentação de

uma fundação do tipo radier estaqueado de edifícios altos no Brasil (acima de 150 m). Os dados coletados contribuem para a avaliação e o aperfeiçoamento das metodologias de análise e dimensionamento deste tipo de fundação.

Devido à grande extensão do tema, fatores adicionais como a velocidade de aplicação dos carregamentos, o alívio de tensões provocado pela escavação do solo e a influência da rigidez da superestrutura, não serão tratados em profundidade na presente tese. Os dois últimos serão alvo de outra tese, em andamento, da Universidade de Brasília (Cruz Junior, 2023), com foco na influência desses efeitos nos recalques da edificação.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Considerando os objetivos citados, este capítulo apresenta um resumo do embasamento teórico utilizado na pesquisa e pode ser dividido em duas principais partes, que tratam, respectivamente, do comportamento de fundações do tipo radier estaqueado e da instrumentação de estruturas de concreto armado.

### 2.1 FUNDAÇÕES DO TIPO RADIER ESTAQUEADO

A associação de fundações rasas e profundas em um mesmo sistema é a premissa básica de fundações do tipo radier estaqueado. Apesar do contato entre o bloco de coroamento e o solo existir em grande parte das fundações estaqueadas, o conceito de radier estaqueado diferencia-se dos tradicionais blocos sobre estacas por considerar esse contato no dimensionamento geotécnico da fundação (Figura 2.1), incluindo sua influência na capacidade de carga, na rigidez e na interação entre as estacas, o radier e o solo.

Os primeiros relatos científicos relacionados à utilização de radiers estaqueados datam da década de 50, com a instalação de estacas como elementos redutores de recalque em fundações superficiais construídas em argila mole, na cidade do México (Zeevaert, 1957). Entretanto, a dificuldade da análise conjunta de elementos de fundação com diferentes mecanismos de transferência de carga restringiu a utilização desse tipo de fundação por vários anos (Sales, 2000).

Dessa forma, até a década de 60 a grande maioria dos artigos relacionados à análise de fundações limitava-se ao comportamento de fundações superficiais, como sapatas e radiers, (Poulos, 1967; Cheung & Nag, 1968; Smith, 1970) ou à investigação de estacas, isoladas ou em grupo, desconsiderando o contato do bloco de coroamento com o solo superficial (Hanna, 1963; Davis & Poulos, 1968; Poulos, 1968; Poulos & Davis, 1968; Butterfield & Banerjee, 1971a).

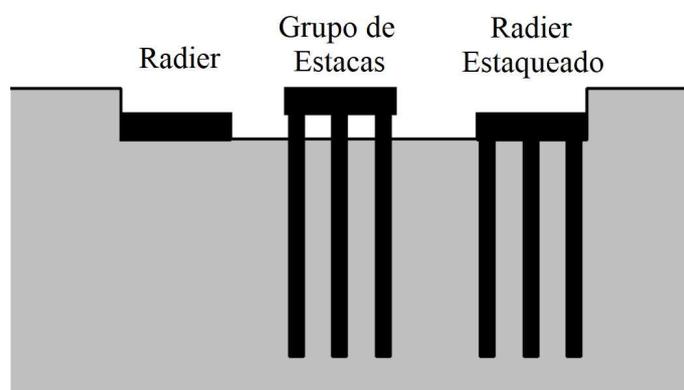


Figura 2.1. Sistema de fundação em radier estaqueado (modificado de Mandolini, 2003).

Nessa época, quando o projeto em fundações superficiais não atendia os requisitos de segurança ou desempenho, sua concepção era geralmente alterada para blocos sobre estacas, desprezando a resistência do contato radier-solo. Mandolini & Viggiani (1997) atribuem esta premissa ao fato de que a previsão de recalques é mais complexa e menos confiável que a previsão de capacidade de carga, o que dificulta a adoção de concepções de projeto envolvendo fundações rasas e profundas trabalhando simultaneamente, com foco no controle de recalques.

Butterfield & Banerjee (1971b) deram início às análises de fundações do tipo radier estaqueado, abordando por meio de análises numéricas baseadas na teoria da elasticidade questões relacionadas à interação entre o grupo de estacas e o bloco de coroamento, analisado como perfeitamente rígido, mas considerando seu contato com o solo subjacente.

Nas décadas subsequentes, vários trabalhos deram continuidade aos estudos do comportamento de fundações do tipo radier estaqueado, dentre os quais pode-se ressaltar os trabalhos clássicos de Hooper (1973), Ottaviani (1975), Hain & Lee (1978), Cooke et al. (1981), Cooke (1986), Kuwabara (1989), Chow & Teh (1991), Clancy & Randolph (1993) e Poulos (1991, 1993), culminando no estado da arte escrito por Randolph (1994).

Tais avanços foram intensamente empregados no dimensionamento de fundações para altos edifícios, na década de 90 na Europa, especialmente na Alemanha, e em seguida no oriente médio, nos anos 2000. Essas experiências demonstraram que a utilização de radiers estaqueados é capaz de conciliar segurança e desempenho em níveis adequados, junto a uma significativa redução de custos em relação a outras formas tradicionais de fundação (Sales, 2000).

Nas subseções a seguir, após uma explanação geral relacionada às vantagens e às diferentes concepções de projeto em radiers estaqueados, o comportamento desse tipo de fundação e seus principais métodos de análise serão explorados a partir de trabalhos fundamentados em análises experimentais, analíticas e numéricas.

### **2.1.1 Aplicabilidade, vantagens e concepções de projeto**

Com relação aos perfis geotécnicos favoráveis para o projeto de fundações do tipo radier estaqueado, Poulos (1991 apud Hussien et al., 2016) resalta como condições ideais a presença de perfis compostos por argilas rijas e areias médias a compactas, próximas à cota de apoio do radier. Tais condições são amplamente favoráveis pois permitem que uma significativa porção da capacidade de carga da fundação seja provida pelo radier, com as estacas atuando como elementos melhoradores de performance (redutores de recalque) geralmente empregadas em número reduzido e altamente mobilizadas.

No entanto, outros estudos indicam que a aplicabilidade de fundações do tipo radier estaqueado não é restringida a tais condições ditas “ideais”, uma vez que pode ser estendida a perfis geotécnicos predominantemente compostos por argila mole ou areia fofa, superficiais ou que se estendam até grandes profundidades (Hussien et al., 2016; Moayedi et al., 2018).

Em alguns casos específicos, como a presença de radiers estaqueados em perfis geotécnicos compostos por argila mole saturada, a decisão de levar a ponta das estacas até o substrato rochoso – decisão que é comumente adotada pelos projetistas geotécnicos – não é recomendada, conforme exposto por Poulos (2005). O autor justifica que fenômeno de adensamento pode levar à perda do contato radier-solo, o que provoca uma sobrecarga nas estacas e reduz o fator de segurança da fundação.

Mandolini et al. (2013) ressaltam que o uso de radiers estaqueados em solos moles e médios geralmente envolve a utilização de estacas como opção para aumentar o fator de segurança da fundação, enquanto em solos rijos e duros a utilização de estacas é, geralmente, restrita ao controle de recalques diferenciais e momentos fletores no radier. No último caso, a utilização de poucas estacas sob o radier pode exigir a necessidade de estacas altamente armadas, especialmente em casos em que a fundação seja submetida a esforços horizontais significativos.

A utilização de radiers estaqueados tira proveito da ocorrência de um modelo de ruptura mais suave, com menor intensidade nos acréscimos de recalque quando próximo da ruptura, devido à contínua mobilização da placa (Janda et al., 2009). Esse aspecto é vantajoso em relação à projetos dimensionados como grupos de estacas, cuja ruptura ocorre em forma de bloco, com o conjunto (estacas + bloco) se deslocando como um elemento único, o que provoca um abrupto crescimento na magnitude dos recalques conforme se aproxima da carga última. A presença do contato radier-solo mostra seu aspecto benéfico inclusive em casos mais específicos, como na diminuição dos impactos gerados pela presença de estacas defeituosas na fundação (Cunha et al., 2010).

Com relação às principais abordagens adotadas para o projeto de radiers estaqueados, pode-se ressaltar as seguintes (Randolph, 1994):

1. Abordagem convencional, na qual as estacas absorvem a maior parte das cargas da edificação e o contato radier-solo é responsável apenas por uma pequena parte da carga total. O fator de segurança adotado para as estacas é igual ao convencionalmente adotado para projetos em grupos de estacas, e o radier, ainda que pouco mobilizado, é considerado nas verificações de fator de segurança global da fundação (Curva 1 – Figura 2.2).

2. Abordagem “creep-piling”, na qual as estacas são projetadas para trabalhar com cargas entre 70% e 80% da carga de ruptura e, conseqüentemente, um baixo fator de segurança

(Curva 2 – Figura 2.2). Por esta razão, o comportamento não linear das estacas deve ser considerado nas análises. A quantidade de estacas é definida com o objetivo de manter as tensões no contato radier-solo abaixo da tensão de pré-adensamento, e assim limitar a magnitude dos recalques.

3. Abordagem de controle de recalques diferenciais, na qual as estacas são colocadas em posições estratégicas e completamente mobilizadas (a ruptura da capacidade de carga geotécnica das estacas é admitida), com o propósito de manter a distorção angular máxima da fundação em valores admissíveis (Curva 3 – Figura 2.2). Análises probabilísticas realizadas em um extenso banco de dados de monitoramento de recalques de edificações indicam o valor máximo tolerável de distorção angular igual a 1:357 (0.0028) (Zhang & Ng, 2005), enquanto importantes normas internacionais e trabalhos técnicos (Bjerrum, 1963; CEN, 2001) recomendam um limite mais conservador, igual a 1:500. Esta abordagem é adequada aos casos em que a edificação admite a ocorrência de recalques totais em maior magnitude.

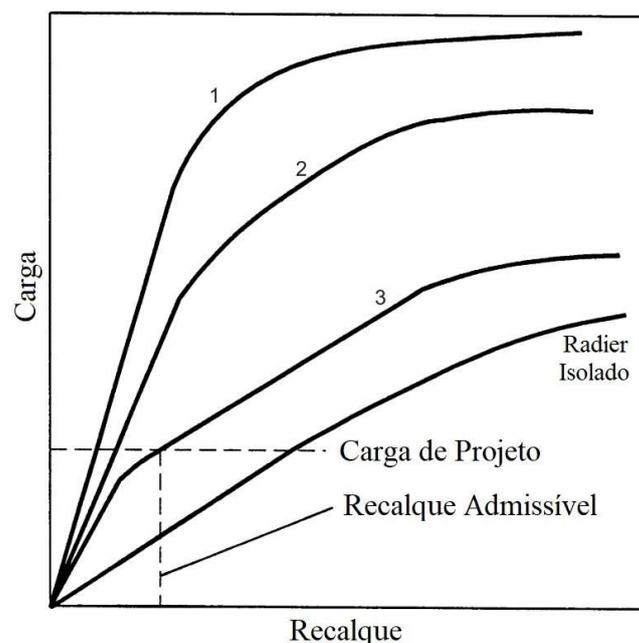


Figura 2.2. Curvas carga-recalque esperadas para diferentes abordagens de projeto em radier estaqueado (modificado de Poulos, 2001).

Ressalta-se que nas abordagens citadas a verificação do fator de segurança da fundação é feita no radier estaqueado como um todo, considerando a capacidade de carga do grupo de estacas, do radier e a interação entre esses elementos. A utilização dos fatores de segurança convencionalmente adotados para cada estaca, tomadas individualmente, pode levar a um dimensionamento exageradamente conservador (Poulos, 1999).

Russo & Viggiani (1998) complementam que além das condições geotécnicas, normas e tecnologias disponíveis na região a ser construída a fundação, as características geométricas da

edificação são um fator determinante na escolha da abordagem de projeto do radier estaqueado. Os autores ressaltam que em pequenos radiers estaqueados ( $B_r / L < 1$ , sendo  $B_r$  a largura do radier e  $L$  o comprimento da estaca) a rigidez à flexão da placa é geralmente muito elevada, logo não são esperados problemas relacionados a recalques diferenciais. Assim, o dimensionamento da fundação se dá com a utilização de estacas para o aumento da capacidade de carga da fundação, que compensam a pequena área de contato do radier com o solo.

Já em obras envolvendo grandes radiers estaqueados ( $B_r / L > 1$ ), a capacidade de carga do radier é, usualmente, suficiente para absorver toda a carga da edificação com adequado fator de segurança. Entretanto, suas grandes dimensões tornam o enrijecimento da placa economicamente inviável, o que exige o uso de estacas como elementos redutores de recalques diferenciais.

Poulos et al. (2011) ressaltam que, além das tradicionais verificações com relação à capacidade estrutural e geotécnica dos elementos de fundação, o projeto de fundações de edifícios altos deve incluir o efeito de carregamentos cíclicos, como a ação do vento. Com o intuito de considerar o efeito dessas solicitações na degradação do atrito lateral da estaca, os autores recomendam a utilização de um coeficiente específico para a minoração da capacidade de carga do fuste da estaca. Tal coeficiente é determinado em laboratório, por meio de ensaios em túnel de vento.

Para analisar a performance de fundações do tipo radier estaqueado, Reul & Randolph (2003) propuseram a utilização de três indicadores, são eles:

1. Coeficiente do radier estaqueado: descreve a relação entre a carga absorvida pelo estaqueamento em relação à carga total externa aplicada à fundação. Valores iguais a 1 correspondem a uma fundação em bloco sobre estacas, enquanto valores iguais a 0 correspondem a um radier isolado.

2. Coeficiente de recalque máximo: é calculado pela razão entre o recalque máximo do radier estaqueado dividido pelo recalque máximo do radier correspondente, isolado.

3. Coeficiente de recalque diferencial: é calculado pela razão entre o recalque diferencial máximo do radier estaqueado dividido pelo recalque diferencial máximo do radier correspondente, isolado. Na maioria dos casos o recalque diferencial máximo é tomado pela diferença entre os recalques medidos no centro e no meio do menor lado do radier.

Em edificações com subsolos, algo bastante comum nos grandes centros urbanos, os efeitos da escavação podem ser considerados no projeto do radier estaqueado, que passa a ser analisado como uma fundação “compensada” (Sales et al., 2010). Por alterar o estado inicial de tensões geostáticas do solo, a escavação altera a rigidez da estaca e do solo, especialmente na região

próxima ao contato radier-solo. Diferentes trabalhos propuseram metodologias simplificadas para a análise de radiers estaqueados compensados (Sales et al., 2010; Ibáñez et al., 2014; Cunha et al., 2020).

### **2.1.2 Observações experimentais**

Nesta subseção serão tratadas as principais observações relacionadas ao comportamento de fundações do tipo radier estaqueado, baseadas em estudos experimentais, separados em: testes em escala reduzida, testes em centrífuga geotécnica, testes em escala real e monitoramento de obras.

#### *2.1.2.1 Testes em escala reduzida*

A análise do comportamento de fundações do tipo radier estaqueado em escala real possui como grande empecilho os elevados custos envolvidos na realização de provas de carga, o que inviabiliza estudos em radiers de grande porte ou sobre um grande número de estacas. Assim sendo, a realização de testes em escala reduzida é uma alternativa muito adotada pela comunidade científica, já que permite conciliar seu custo reduzido a um elevado nível de controle sobre fatores externos, uma vez que é realizado em condições controladas (laboratório).

Sales et al. (2017) ressaltam que uma das grandes vantagens inerente aos estudos conduzidos em modelos de escala reduzida é a possibilidade de implementação de uma instrumentação completa e precisa. Como exemplo os autores ressaltam a utilização de estacas em miniatura construídas com um pequeno espaço entre o fuste e a base das estacas, o qual é selado com silicone, com o intuito de reduzir a interferência do fuste na medição das tensões na base da estaca.

No entanto, testes em modelos de escala reduzida apresentam duas grandes desvantagens que devem ser consideradas. A primeira é o efeito de escala, que exige o cumprimento de condições específicas para que o modelo apresente comportamento similar ou análogo ao protótipo (Sedran et al., 2001). Para testes realizados em estacas submetidas à carregamentos axiais, Sedran et al. (2001) sugere que seja adotada uma relação entre o diâmetro da estaca ( $D$ ) e o diâmetro da partícula maior que 30. Salgado et al. (1998) faz considerações quanto à relação entre o diâmetro da câmara de teste e o diâmetro da estaca, que deve ser maior que 50 a fim de evitar interferências indesejadas relacionadas às condições de contorno.

A segunda desvantagem inerente aos estudos em modelos de escala reduzida está relacionada à magnitude das tensões utilizadas nos ensaios, geralmente muito inferior ao nível

de tensões verificado nas obras de engenharia. Entretanto, a concordância entre o comportamento do modelo e do protótipo (escala real) tem sido estudada a partir da variação no índice de vazios do solo no modelo, durante a execução do ensaio, o que tem minimizado os efeitos da limitação citada (Altaee & Fellenius, 1994).

Ademais, apesar das limitações relacionadas ao nível de tensões adotado neste tipo de modelagem física, Vu et al. (2018) ressaltam que tais ensaios podem ser utilizados com sucesso para analisar os mecanismos de resistência e transferência de carga em fundações do tipo radier estaqueado, desde que não sejam utilizados com o objetivo de modelar o comportamento de um protótipo.

A Tabela 2.1 expõe as principais descobertas relacionadas ao comportamento de raders estaqueados baseadas em testes em escala reduzida.

Tabela 2.1. Trabalhos de raders estaqueados realizados a partir de testes em escala reduzida, 1g.

Autores	Metodologia	Principais Conclusões
Wiesner & Brown (1980)	Provas de carga em argila sobreadensada, com medições de deslocamentos, deformações e momentos fletores no radier.	Previsões analíticas baseadas na teoria da elasticidade foram capazes de representar razoavelmente bem o comportamento verificado nos modelos em escala reduzida. Questiona-se a razoabilidade da adoção do regime linear elástico em tais previsões.
Cooke (1986)	Comparação do desempenho de grupos de estacas e raders estaqueados, com diferentes configurações de estaqueamento. Solo: argila de Londres, amolgada.	Para um mesmo estaqueamento, o contato radier-solo contribui para uma maior rigidez da fundação (entre 5% e 25%), para a mesma carga de trabalho (Figura 2.3). Tal acréscimo de rigidez aumenta com um maior espaçamento normalizado entre estacas ( $S/D$ ).
Matsumoto et al. (2004)	Raders estaqueados submetidos a carregamentos horizontais e momentos fletores, em areia seca (“Toyoura sand”).	A rigidez horizontal da fundação diminuiu conforme o aumento dos momentos aplicados. A carga vertical total absorvida pelo estaqueamento não sofreu alterações significativas durante a aplicação dos carregamentos horizontais.
El-Garhy et al. (2013)	Modelos de raders estaqueados, em areia fofa, sob a perspectiva de utilização de estacas como elementos redutores de recalque, posicionadas apenas na parte central do radier.	O aumento da rigidez do radier (devido ao aumento da espessura da placa ou da rigidez da camada de solo superficial) apresenta um efeito majoritário na redução de recalques diferenciais (Figura 2.4), mas irrelevante na redução dos recalques totais e na distribuição de carga entre as estacas e o radier. A presença de um pequeno grupo de estacas, disposto sob o centro do radier, diminui os recalques diferenciais de forma não linear.
Unsever et al. (2015)	Radier sobre três estacas em linha, submetidos a carregamentos combinados. Testes realizados em areia de sílica, com camadas de 50 mm de espessura compactadas a uma densidade relativa de 70%. Os resultados experimentais foram comparados com análises tridimensionais em elementos finitos (3D MEF).	A mobilização do atrito no contato radier-solo, devido à esforços horizontais, se dá para valores muito baixos de deslocamento e apresentou pronunciado comportamento não linear, decrescente. Para deslocamentos horizontais de 0,00 a 0,05 (normalizados em relação do diâmetro da estaca – $u/D$ ) o radier absorve a maior parte dos esforços horizontais, com parcelas iguais a 100% e 55%, respectivamente (Figura 2.5).

Hussein et al. (2016)	Analisaram a viabilidade de expandir a utilização de radiers estaqueados para fundações construídas sobre solos superficiais, de baixa resistência, por meio da execução de ensaios em escala reduzida 1g em areia fofa.	Para uma mesma placa e mesma carga de trabalho, aumentar o espaçamento entre estacas de 3D para 6D (com a redução do número de estacas de 25 para 9), aumentou o percentual de carga absorvido pelo radier em 100%. Vale ressaltar que a diferença no número de estacas (de 25 para 9 estacas) não provoca variações significativas na área de contato do radier com o solo (menor que 5%).
Elwakil & Azzam (2016)	Provas de carga em escala reduzida de modelos de radier estaqueado para analisar o efeito da utilização de estacas com diferentes valores de rigidez na mesma fundação.	A redução do comprimento das estacas periféricas não provocou variações significativas no percentual de carga absorvido pelo estaqueamento. No entanto, tal medida provocou uma significativa uniformização da distribuição de cargas entre as estacas.
Sharafkhah & Shooshpasha (2018)	Modelos em escala reduzida 1g para analisar o efeito de arranjos assimétricos de estacas no comportamento de radiers estaqueados.	Para radiers quadrados, sobre três estacas em um arranjo assimétrico, o aumento de tensões no contato radier-solo (na lateral com apenas 1 estaca) aumentou consideravelmente os recalques da fundação e provocou a ocorrência de atrito negativo na região do fuste próxima ao topo das estacas, o que diminuiu a rigidez das mesmas.
Vu et al. (2018)	Ensaio em escala reduzida 1g, em areia densa, de modelos de radiers estaqueados, a fim de investigar o comportamento deste tipo de fundação quando utilizado junto a presença de estacas inclinadas, sob a ação de carregamentos combinados.	A presença de estacas inclinadas não reduziu a parcela de carga absorvida pelo radier, mas aumentou consideravelmente a capacidade de carga do estaqueamento. Quando submetido a carregamentos horizontais, as estacas inclinadas apresentam momentos internos significativamente menores que as estacas verticais.
Mokhberi & Rafieian (2019)	Verificaram o comportamento de radiers estaqueados em solos colapsíveis por meio de ensaios em escala reduzida 1g.	Os resultados indicam que, após o colapso, o contato radier-solo é perdido, o que faz com que as estacas passem a suportar todo o carregamento externo e o peso próprio do radier.
Azizkandi & Taherkhani (2020)	Analisaram a capacidade de carga de radiers estaqueados com a utilização de estacas conectadas e desconectadas (inclusões rígidas), submetidas a carregamentos excêntricos.	Os resultados indicam uma redução na capacidade de carga do radier estaqueado (normalizada em relação à capacidade do radier isolado) conforme o aumento no espaçamento das estacas desconectadas (o número total de estacas foi mantido constante). O oposto foi verificado para as estacas conectadas.
Cunha et al. (2021)	Realizaram uma série de ensaios em escala reduzida com o objetivo de verificar os impactos da presença de estacas defeituosas no comportamento de radiers estaqueados.	Os resultados indicam que a posição da estaca defeituosa pode ser mais prejudicial à rigidez (Figura 2.6) e à capacidade de carga da fundação que o nível de dano presente na estaca, especialmente em casos que envolvem a presença de estacas defeituosas nos cantos do radier.

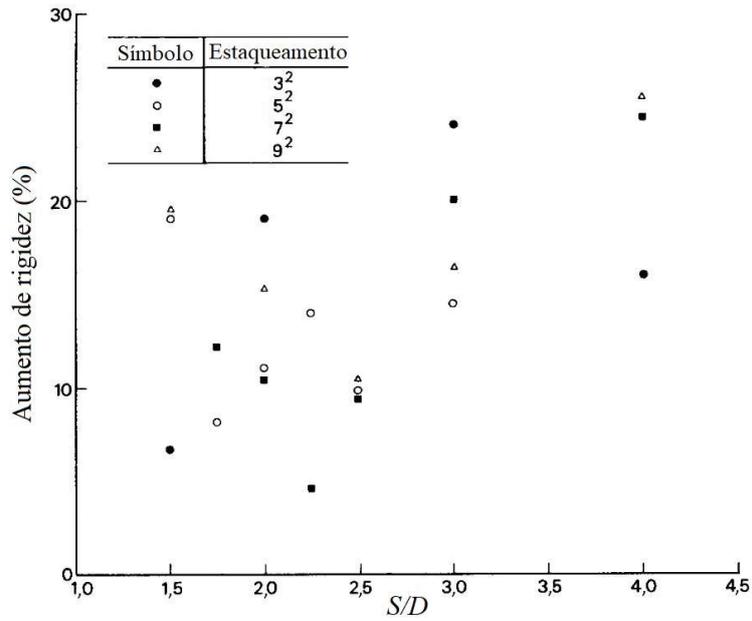


Figura 2.3. Aumento de rigidez do radier estaqueado em relação à rigidez do grupo de estacas, para diferentes estaqueamentos (quadrados) e espaçamentos entre estacas (modificado de Cooke, 1986).

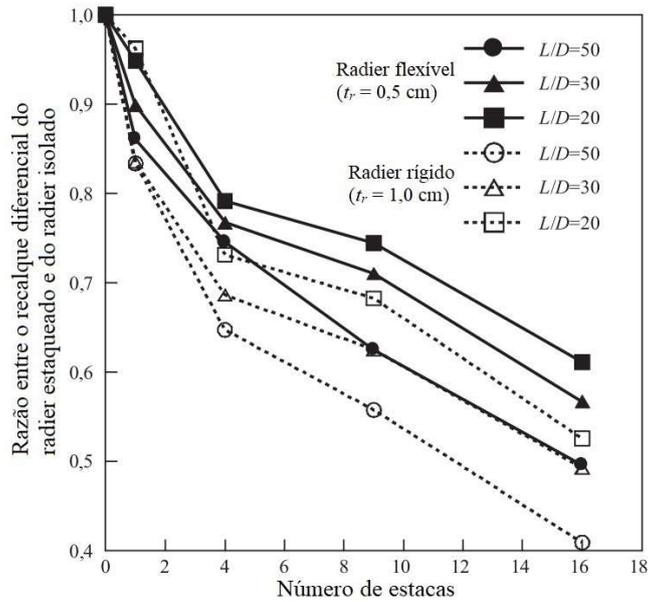


Figura 2.4. Redução dos recalques diferenciais em radiers estaqueados rígidos e flexíveis, conforme o aumento do número de estacas (modificado de El-Garhy et al., 2013).

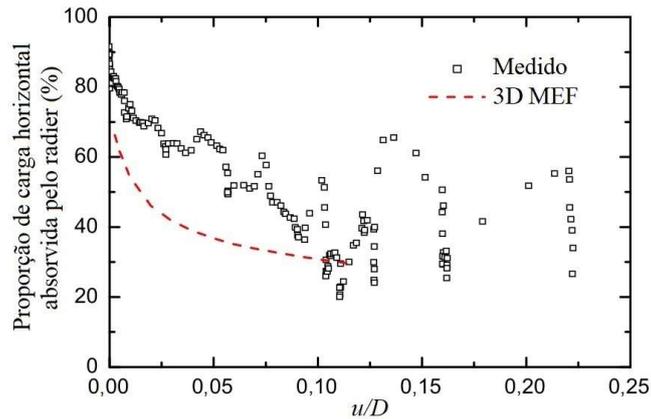


Figura 2.5. Parcela de carga absorvida pelo contato radier-solo em função do deslocamento horizontal normalizado (modificado de Unsever et al., 2015).

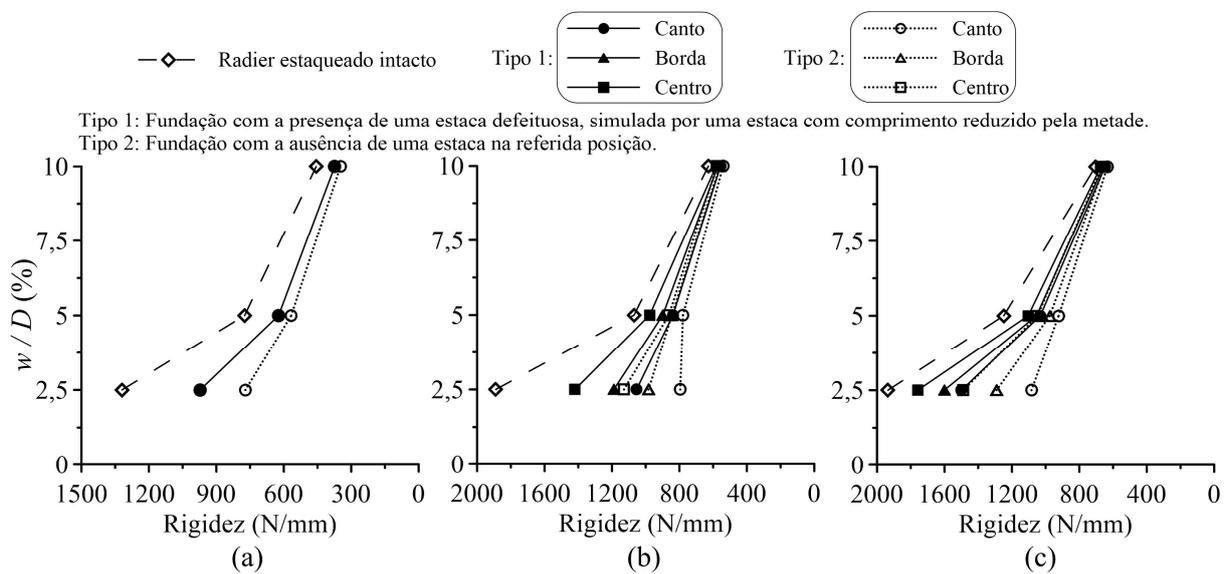


Figura 2.6. Variação da rigidez do radier estaqueado em função do recalque normalizado ( $w/D$ ) para raders sobre 4 (a), 9 (b) e 16 (c) estacas (modificado de Cunha et al., 2021).

### 2.1.2.2 Testes em centrífuga

Testes em centrífuga geotécnica consistem em ensaios em modelos de escala reduzida que permitem a simulação do mesmo nível de tensão esperado para um protótipo em escala real, o que representa uma grande vantagem em relação aos ensaios em escala reduzida 1g. Posto que o nível de tensões é um dos fatores que afeta diretamente a magnitude das interações entre os elementos de fundação e a não linearidade da relação tensão-deformação do solo, ensaios em centrífuga são bastante recomendados para o estudo de raders estaqueados (Altaee & Fellenius, 1994).

A Tabela 2.2 expõe as principais descobertas relacionadas ao comportamento de raders estaqueados realizadas por meio de testes em centrífuga.

Tabela 2.2. Trabalhos experimentais de radiers estaqueados realizados em testes em centrífuga.

Autores	Metodologia	Principais Conclusões
Horikoshi & Randolph (1996)	Executaram ensaios em centrífuga geotécnica para investigar o papel de um pequeno grupo de estacas, localizado no centro do radier, no controle de recalques totais e diferenciais de radiers estaqueados.	Para um pequeno grupo de 9 estacas sobre o centro do radier (distribuídas sobre uma área menor que 20% da área total da placa) não foram verificadas diferenças significativas no recalque médio total (quando comparado com o radier isolado – ver Figura 2.7). Entretanto, os recalques diferenciais diminuíram significativamente (de 40mm para 10mm - na escala do protótipo), e o grupo de estacas absorveu entre 25% e 15% da carga total.
Horikoshi et al. (2003)	Verificaram o comportamento de radiers estaqueados submetidos a carregamentos combinados. O solo foi representado por uma camada de areia (“Toyoura sand”), e o efeito da ligação entre as estacas e o radier foi analisado alternando o tipo de ligação entre engastada e articulada.	Os resultados apontam que na presença de carregamentos horizontais, a ligação engastada aumentou consideravelmente a capacidade de carga horizontal da fundação. A rigidez horizontal da fundação não sofreu variações significativas devido a presença das estacas ou o tipo de ligação da estaca. Durante a aplicação do carregamento horizontal, a distribuição de carga vertical entre as estacas e o radier não sofreu variações significativas.
Fioravante & Giretti (2010)	Utilizaram ensaios em centrífuga para comparar o comportamento de radiers estaqueados convencionais com o de radiers sob estacas desconectadas (inclusões rígidas).	Os ensaios mostraram um aumento na capacidade de carga de estacas desconectadas (inclusões rígidas), devido ao aumento das tensões confinantes ao redor das estacas provocado pelo contato radier-solo.
Sawada & Takemura (2014)	Investigaram a ação de carregamentos combinados na fundação de edifícios esbeltos mediante a execução de ensaios em centrífuga em radiers estaqueados, em areias.	O aumento dos momentos fletores em relação ao esforço horizontal reduz a contribuição do radier na capacidade de carga horizontal da fundação (a maior rotação da fundação diminui a resistência horizontal das estacas e do radier na lateral sujeita ao levantamento).
Rincón et al. (2020; 2021)	Ensaaios em centrífuga geotécnica para investigar o comportamento de radiers estaqueados carregados verticalmente e submetidos a um processo de subsidência decorrente da extração de água de camadas profundas do perfil de solo.	Devido aos grandes deslocamentos experimentados no perfil de solo, o contato radier-solo pode ser interrompido, o que foi verificado nos ensaios em centrífuga (Figura 2.8). Nesse caso, o comportamento da fundação é alterado para blocos sobre estacas e é recomendada a utilização de estacas distribuídas ao longo de todo o radier para um melhor controle de recalques.

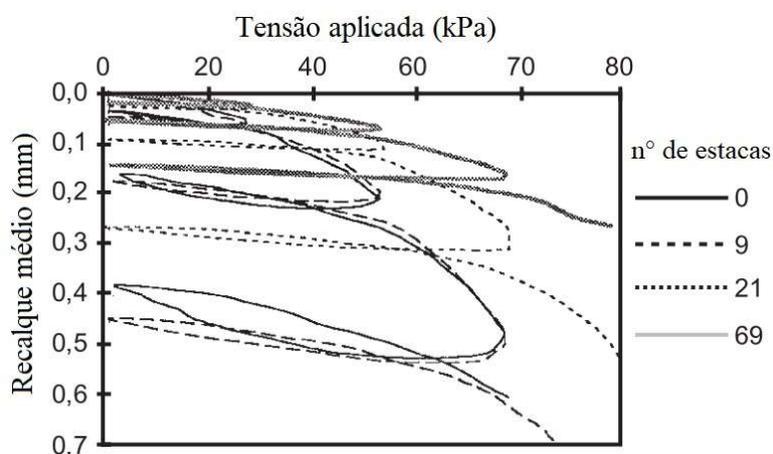


Figura 2.7. Recalque médio dos modelos ensaiados em função da tensão aplicada, uniformemente distribuída sobre o radier (modificada de Horikoshi & Randolph, 1996).

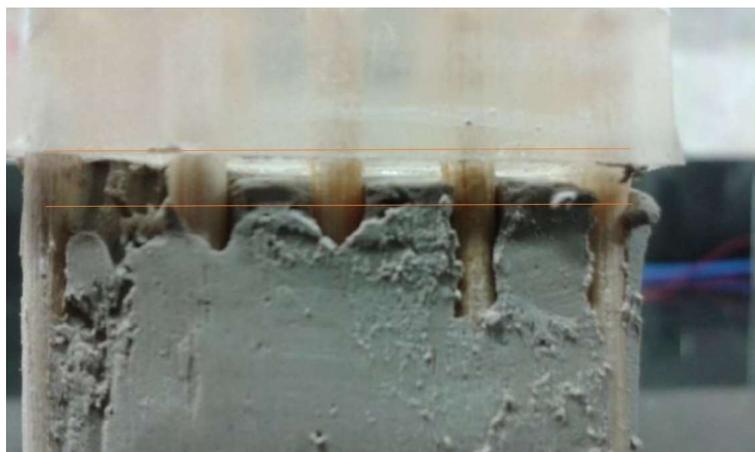


Figura 2.8. Perda do contato radier-solo devido ao processo de adensamento acelerado pela extração de água do subsolo (retirada de Rincón et al., 2020).

### 2.1.2.3 Testes em escala real

Por ser o tipo de ensaio que melhor representa as condições de campo as quais serão submetidas as fundações, trabalhos científicos baseados em provas de carga em escala real são extremamente valiosos para o aprofundamento nos estudos relacionados a radiers estaqueados. Entretanto, o elevado custo de execução e a dificuldade de controle das variáveis dos ensaios – o que dificulta a análise dos resultados – são os principais fatores responsáveis pela reduzida quantidade de trabalhos científicos disponíveis.

A Tabela 2.3 expõe as principais descobertas relacionadas ao comportamento de radiers estaqueados baseadas em testes em escala real.

Tabela 2.3. Trabalhos experimentais de radiers estaqueados baseados em testes em escala real.

Autores	Metodologia	Principais Conclusões
Phung (1993, 2010)	Provas de carga em escala real de radiers estaqueados assentes em areia, com grupos de estacas sob diferentes espaçamentos (iguais a 4D, 6D e 8D).	Foi verificado um acréscimo em torno de 100% na capacidade de carga do estaqueamento no radier estaqueado, em relação a capacidade do grupo de estacas de mesmas dimensões. A justificativa foi atribuída ao aumento de tensões confinantes no fuste da estaca devido ao contato radier-solo, comprovada pelos valores de tensão medidos em células de tensão total instaladas ao longo do fuste das estacas, conforme mostra a Figura 2.9.
Sales (2000)	Provas de carga em grupos de estacas e radiers estaqueados. Foram adotadas estacas escavadas com 15 cm de diâmetro e 5 m de comprimento, distribuídas sobre uma placa de concreto armado, quadrada, de 1 m de lado e 20 cm de espessura.	No ensaio que foi considerado o contato radier-solo foi verificada uma redução de 10% na capacidade de carga de cada estaca isolada, além da redução da rigidez das mesmas. A redução da capacidade de carga foi um resultado inesperado, contrário ao observado em outros trabalhos e possivelmente justificado pelo campo de deformações imposto pela sapata, que reduz os deslocamentos relativos na interface estaca-solo e, por consequência, seu atrito lateral.
Rollins & Sparks (2002)	Prova de carga em um radier estaqueado sobre 9 estacas, submetido a um carregamento	A consideração do empuxo passivo nas laterais do radier contribui para um aumento significativo da capacidade de

Poulos et al. (2011)	horizontal, a fim de verificar o efeito do embutimento do radier na rigidez e capacidade de carga da fundação.	carga e rigidez da fundação quando submetida a carregamentos combinados. Diferentemente do atrito no contato radier-solo, o embutimento apresenta uma contribuição significativa inclusive para carregamentos exclusivamente horizontais.
Mattsson et al. (2013)	Prova de carga de um radier quadrado de 15 m de lado e 1,2 m de espessura, sob inclusões rígidas, compostas por 9 estacas escavadas, instrumentadas, de 1 m de diâmetro e 35 m de comprimento, espaçadas a cada $5D$ e com a ponta em rocha.	As medições indicaram uma parcela insignificante de carga transferida para as estacas a partir do topo da mesma (Figura 2.10), o que é um sinal de baixa eficiência da camada de transição construída, de 4 m de espessura. A maior parte da transferência de carga foi realizada por atrito negativo. A estaca central e a estaca de borda apresentaram cargas máximas muito similares, o que indica a eficiência da concepção de radiers sob inclusões rígidas em uniformizar as cargas no estaqueamento.
Soares et al. (2015)	Provas de carga instrumentadas, em radiers sobre estacas do tipo “hollow auger”, com 30 cm de diâmetro, 5 m de comprimento e espaçamento igual a $3,5D$ . Foram ensaiados modelos sobre 1, 2 e 4 estacas, com radiers rígidos, e considerando (e não) o contato entre o radier e o solo.	Nos ensaios, o contato radier-solo indicou uma redução do grau de mobilização do atrito lateral no fuste das estacas, com a parcela de carga absorvida pelas estacas variando entre 60% e 95% do valor mobilizado para as fundações em blocos sobre estacas. O comportamento é atribuído à interação do radier com as estacas, que provoca uma redução na rigidez das estacas decorrente do contato radier-solo, o que é consistente com o verificado por Burland (1995).
Mendoza et al. (2015)	Foram ensaiados blocos sobre 1, 2, 3, 4, 5 e 6 estacas, considerando, e não, o contato do bloco com o solo (do tipo argila porosa laterítica). As estacas, do tipo “Alluvial Anker”, apresentaram diâmetro nominal de 13 cm e 8 m de profundidade, espaçadas a cada $3,5D$ .	As provas de carga indicaram eficiências próximas a 1, com a ruptura da fundação sendo regida pela capacidade de carga individual das estacas. Não foram verificados indícios de ruptura do conjunto de estacas. O fato do radier estar posicionado sobre o solo superficial limitou a parcela de carga absorvida pelo mesmo, igual a aproximadamente 12%, tanto para a carga de trabalho quanto para a carga última.
Garcia & Albuquerque (2019)	Provas de carga em radiers sobre 1, 2, 3 e 4 estacas. As estacas foram do tipo escavada, com 25 cm de diâmetro e 5 m de comprimento, dispostas com um espaçamento de $5D$ , a fim de analisar o mecanismo de transferência de carga neste tipo de fundação.	A parcela máxima de carga mobilizada pelo contato radier-solo ocorreu para recalques normalizados ( $w/D$ ) entre 0,1% e 0,5%, com percentuais de carga mobilizada entre 37% e 55% (Figura 2.11). Os valores de mobilização do radier foram inesperadamente elevados, considerando a baixa capacidade suporte da camada de argila porosa sobre a qual as fundações foram construídas. Uma possível justificativa está na estrutura dos solos tropicais, que podem apresentar elevada rigidez mesmo para valores muito pequenos de deformação, tal como verificado nos ensaios triaxiais de Bernardes et al. (2022).

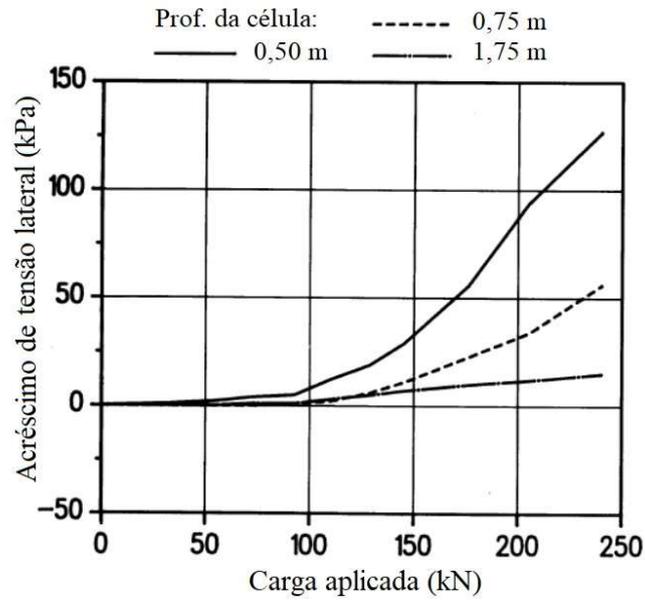


Figura 2.9. Acréscimo de tensão lateral medido ao longo do fuste da estaca para diferentes profundidades (modificado de Phung, 2010).

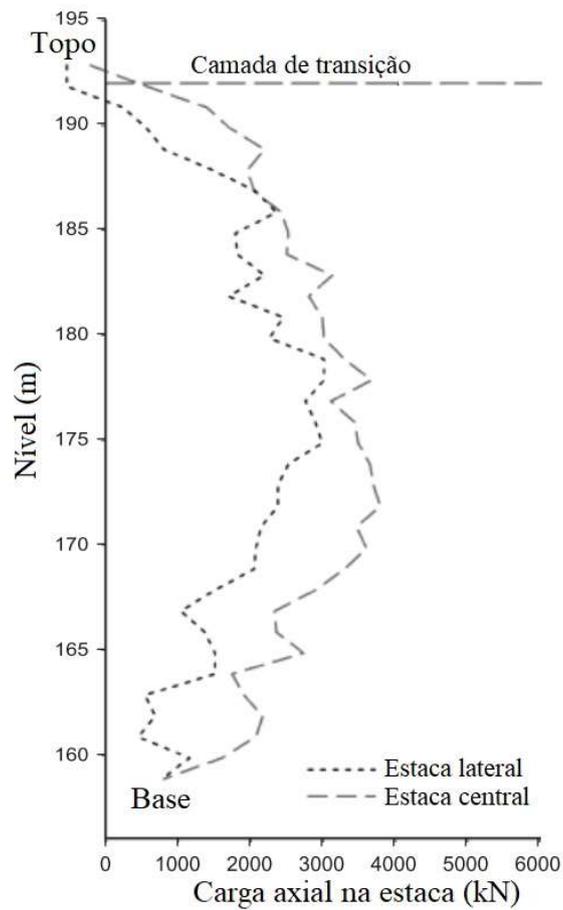


Figura 2.10. Medições da carga axial atuante na seção transversal da estaca ao longo da profundidade (modificado de Mattsson et al., 2013).

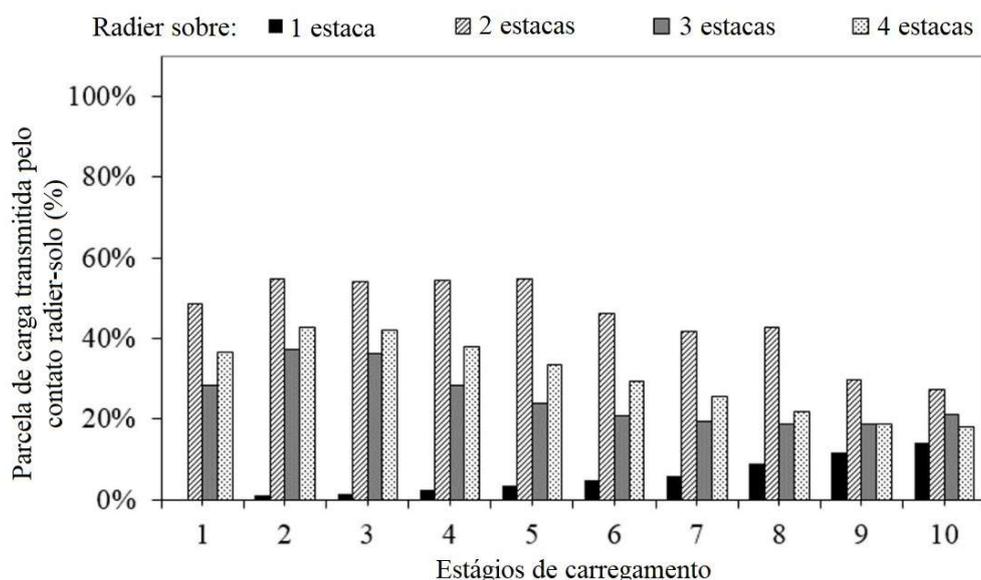


Figura 2.11. Parcela de carga absorvida pelo contato radier-solo para diferentes níveis de carga (modificado de Garcia & Albuquerque, 2019).

#### 2.1.2.4 Monitoramento de obras

Devido ao elevado custo financeiro e tempo requeridos para estudos que englobam o monitoramento de obras reais, tais trabalhos são escassos na literatura específica. No entanto, suas descobertas permitem validar o conhecimento obtido a partir de ensaios de laboratório e análises numéricas, conforme mostra a Tabela 2.4.

Tabela 2.4. Monitoramento de obras reais cuja fundação é do tipo radier estaqueado.

Autores	Edifício / Fundação	Principais Conclusões
Hooper (1973)	Hyde Park Cavalry Barracks, com 90 metros de altura e dois subsolos, em Londres. Radier com 1,52 m de espessura, conectado a 51 estacas de base alargada construídas sobre argila de Londres. A instrumentação da fundação incluiu a instalação de células de carga no topo de três estacas – posicionadas no centro, meio e canto do radier – e de células de tensão total em diferentes locais do contato radier-solo.	Para a época referente a aplicação de aproximadamente 50% das cargas da edificação, a instrumentação apontou valores de carga da estaca central do radier aproximadamente duas vezes maior que a estaca no canto do radier. Deste nível de carregamento em diante as estacas em posições periféricas começam a absorver mais carga, o que indica uma tendência de uniformização de cargas. O autor utilizou os dados da instrumentação para o cálculo de estimativas de carga suportada pelas estacas e pelo contato radier-solo (Figura 2.12). Tais resultados indicaram um relevante aumento nas cargas absorvidas pelo estaqueamento a partir do momento que a carga total da obra ultrapassou o peso do solo escavado (aproximadamente a partir dos 10 meses).
Cooke et al. (1981)	Edifício de 16 pavimentos construído sobre argila de Londres. Fundação composta por um radier de 0,9 m de espessura, sobre 351 estacas de 0,45 m de diâmetro e 13 m de comprimento, espaçadas a cada 3,6D.	O monitoramento apontou uma grande diferença de carga entre as estacas centrais e periféricas (de até, aproximadamente, 120%), que se manteve do início até o término da edificação (Figura 2.13). A medição de cargas ao longo do fuste das estacas centrais indicou valores de atrito lateral iguais a aproximadamente um terço do atrito medido nas estacas de borda e canto.

Price & Wardle (1986)	Monitoraram a carga de uma estaca e tensões em 4 pontos do contato radier-solo de um radier estaqueado projetado sobre a abordagem de controle de recalque diferencial, construído como fundação do Centro de Conferências Rainha Elizabeth II, em Londres.	As leituras indicaram a ocorrência de alívio de carga na estaca instrumentada (Figura 2.14a) com consequente aumento de compressão na célula de tensão total posicionada próxima à estaca (distante 2,1 vezes o diâmetro da estaca; ver Figura 2.14b). Tal comportamento é atribuído à ocorrência de expansão do solo, que foi previamente submetido a uma escavação de 13,5 m para a construção dos subsolos e da fundação do edifício.
Sommer et al. (1985)	Messturm, edifício com 256 m de altura, cuja fundação consiste em um radier sobre 64 estacas com 1,3 m de diâmetro (conforme a configuração disposta na Figura 2.15), construído sobre argila de Frankfurt (altamente sobreadensada).	O monitoramento das deformações em estacas instrumentadas indicou uma mobilização de atrito lateral de baixo para cima. Esse fenômeno decorre do efeito de interação entre estacas, em que uma estaca gera deslocamento na estaca adjacente, que são obrigadas a recalcarem de forma aproximadamente igual devido ao efeito do radier. Assim, a parte superior das estacas fica sujeita a um menor deslocamento relativo, o que leva a uma maior mobilização de atrito na parte inferior das estacas (que estão submetidas a um maior deslocamento relativo na interface estaca-solo). As medições indicaram uma estimativa de percentual de carga mobilizada pelo estaqueamento igual a 60% da carga total.
	Westend, edifício com 208 m de altura construído sobre um radier com espessura variável (4,5 m na região central e 3 m nas bordas), conectado a 40 estacas escavadas (com 1,3 m de diâmetro e 30 m de comprimento), sobre argila de Frankfurt.	A instrumentação das estacas foi capaz de estimar uma distribuição de carga de aproximadamente 50% para o estaqueamento. A capacidade de carga das estacas foi aumentada entre 11% e 67% em relação à uma estaca isolada equivalente.
Franke et al. (1994)	Torhaus, edifício com 130 m de altura, construído sobre dois raders estaqueados independentes, cada um sobre 42 estacas escavadas (com 0,9 m de diâmetro e 20 m de comprimento), distribuídas em uma malha retangular com espaçamentos entre $3D$ e $3,5D$ (solo: argila de Frankfurt).	O monitoramento indica que as estacas de canto e borda absorveram cargas até 3 vezes maiores que as estacas centrais, fator que está relacionado com a elevada rigidez do radier ( $17,5 \times 24,5 \times 2,5$ m) e o pequeno espaçamento entre as estacas (Reul, 2004). Reul (2003) ressalta que o monitoramento de recalques do radier mostrou um típico comportamento de deformação em bloco, com pequenos recalques diferenciais.
Yamashita et al. (1994)	Instrumentação de um radier estaqueado de um edifício de 5 pavimentos, construído sobre argila rija, sobreadensada, na cidade de Tóquio. Foram construídas um total de 20 estacas, sob os pilares mais carregados, com espaçamentos entre $6,3D$ e $8,6D$ .	Diferentemente do observado em outros raders estaqueados instrumentados, as medições apontam estacas mais carregadas no centro do radier, seguido das bordas e por fim dos cantos (menos carregadas). Este efeito é atribuído ao fato de que parte da carga da superestrutura é transferida diretamente ao solo por meio das paredes do subsolo, de forma que os recalques da edificação mobilizem o atrito lateral da contenção e reduzam a carga nas estacas periféricas.
Yamashita et al. (2011)	Instrumentação de um radier estaqueado de um edifício de 7 pavimentos, assente em uma camada de areia fofa saturada, sobre uma espessa camada de argila, em Tóquio.	A instrumentação das estacas indicou um aumento entre 20% e 25% na carga absorvida pelas estacas após o término da construção do edifício, com a verificação da estabilidade nas medições apenas 4 anos após a conclusão do edifício. Tal efeito é justificado pelo adensamento da camada de argila, o que reduziu as tensões no contato radier-solo e transferiu a carga correspondente para as estacas.
Tang et al. (2013)	Instrumentaram as tensões no contato radier-solo em 3 edificações residenciais de 6	O monitoramento de tensões no contato radier-solo indicou que, durante a construção das três edificações, entre 35% e 50% das cargas foram transmitidas pelo

	pavimentos, em Xangai, com fundações em sapatas corridas estaqueadas, cujo espaçamento adotado entre estacas foi entre 3,1D e 4,35D.	contato radier-solo (Figura 2.16). Após o término das obras, observou-se uma redução no percentual de carga absorvido pelo contato radier-solo, para valores entre 5% e 15% da carga total em todos os três edifícios instrumentados, como indicado pelas Figuras 2.16a, 2.16b e 2.16c, respectivamente. Tal comportamento decorreu da dissipação do excesso de poropressão gerado durante a construção dos edifícios.
Roh et al. (2019)	Instrumentou as deformações em pilares e estacas de um radier sobre 5 estacas, que recebe a carga de um pilar de um edifício de 41,4 m de altura. O radier de concreto armado é rígido (quadrado, com 3,06m de lado e 1,1 m de espessura) e as estacas são tubulares metálicas, com a ponta embutida na rocha.	Apesar da utilização de estacas com ponta embutida em rocha, o contato radier solo absorveu aproximadamente 25% da carga total da fundação. Com o avanço dos recalques, a carga absorvida pelo contato radier-solo foi diminuindo. A distribuição de cargas entre as estacas foi assimétrica, o que foi atribuído ao efeito das vigas de travamento que conectavam a fundação instrumentada às demais fundações do edifício.

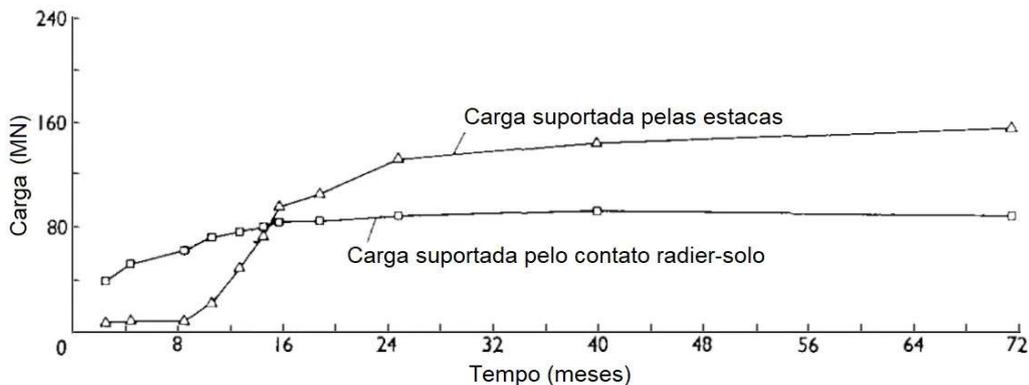


Figura 2.12. Estimativas de carga suportada pelas estacas e pelo contato radier-solo, com base nos elementos instrumentados (modificado de Hooper, 1973).

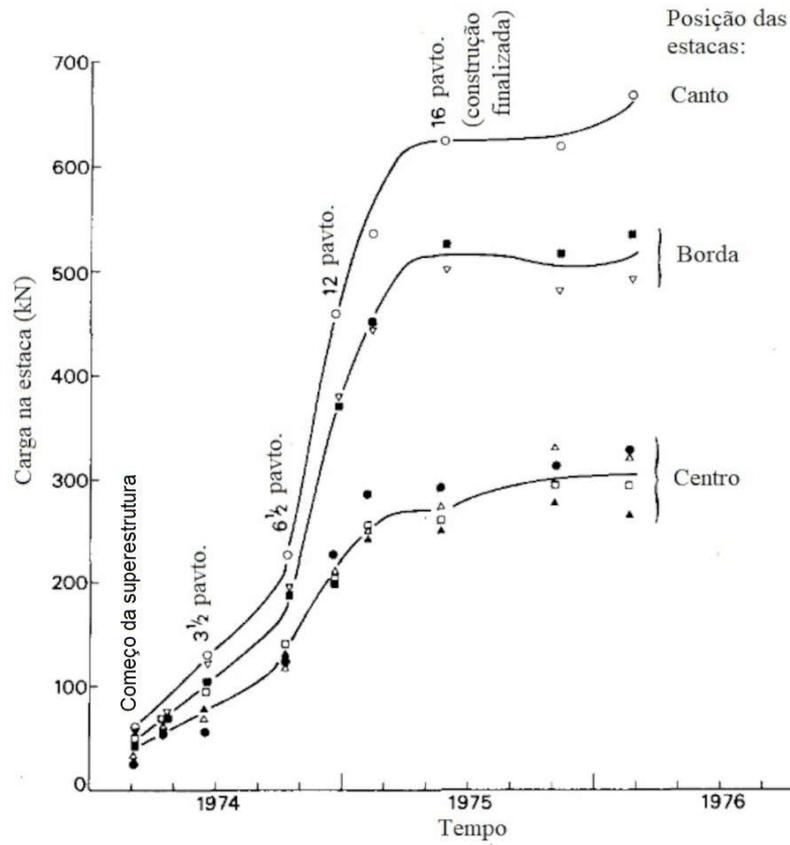


Figura 2.13. Cargas monitoradas em diferentes estacas da fundação, ao longo do tempo (modificado de Cooke et al., 1981).

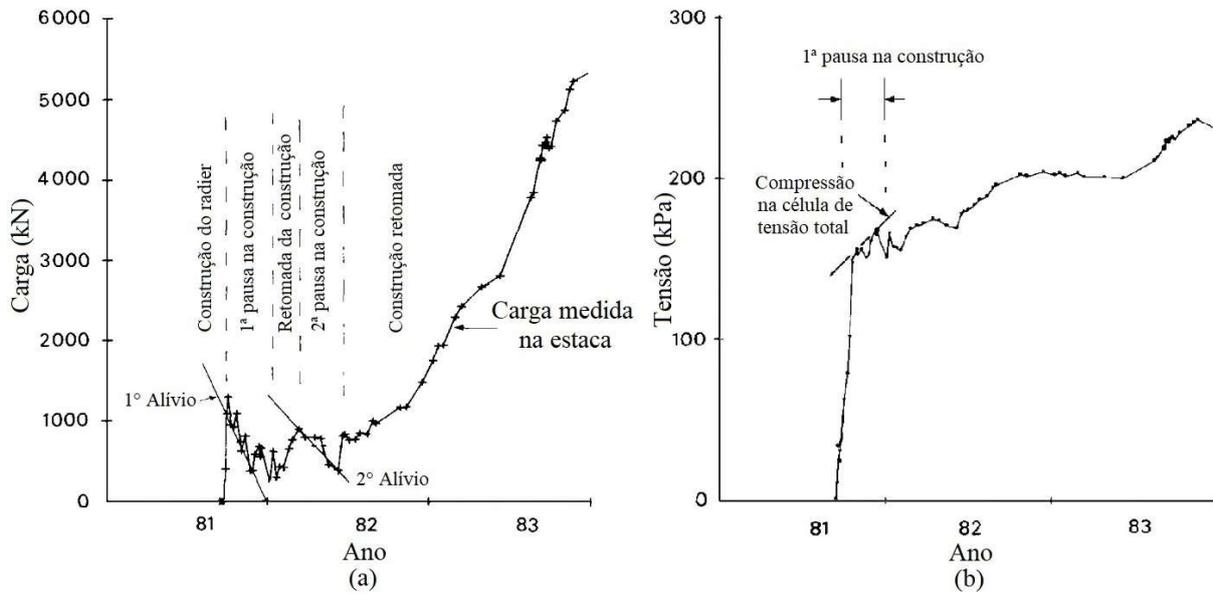


Figura 2.14. Carga monitorada na estaca (a) e tensões medidas no contato radier-solo ao lado da estaca (b) (modificado de Price & Wardle, 1986).

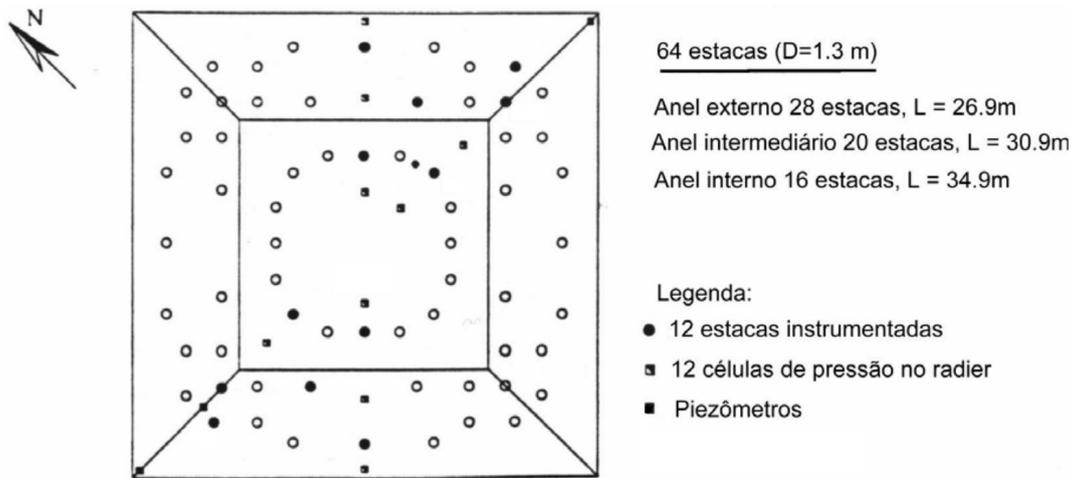


Figura 2.15. Radier estaqueado instrumentado do Messeturm (modificado de El-Mossalamy & Franke, 1997).

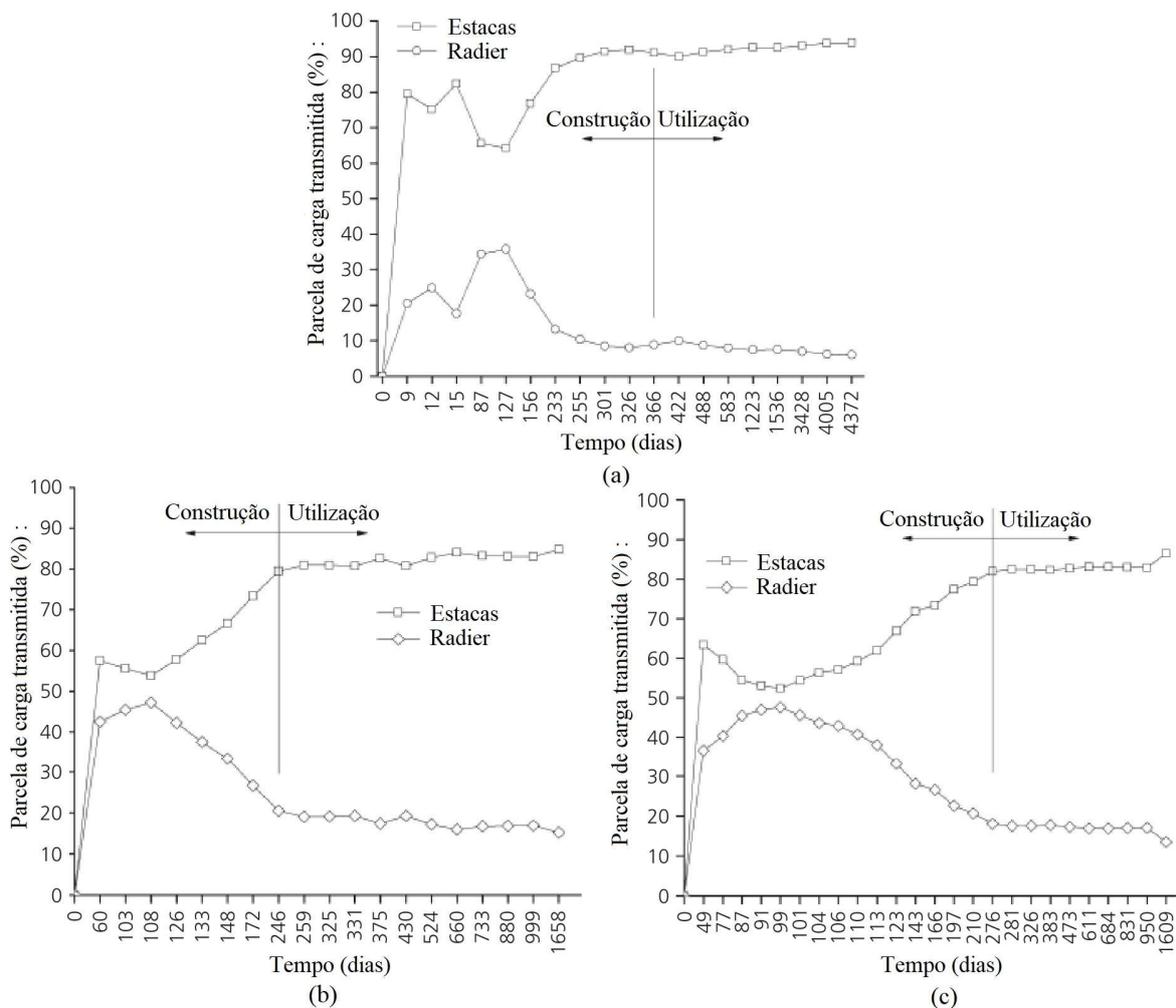


Figura 2.16. Estimativas de parcela de carga transmitida pelas estacas e pelo radier, para as três edificações instrumentadas (a), (b) e (c) (modificado de Tang et al., 2013).

### 2.1.3 Análises teóricas, analíticas e numéricas

Na presente subseção serão tratados os principais trabalhos teóricos realizados por meio de análises analíticas simplificadas, baseadas na Teoria da Elasticidade (TE), e análises numéricas de diferentes tipos, tais como:

- As realizadas a partir da associação de diferentes métodos numéricos, como o método dos elementos finitos, o método dos elementos de contorno e o método das diferenças finitas ; e soluções analíticas formuladas a partir da teoria da elasticidade, com o objetivo de reduzir a capacidade de processamento necessária para as análises sem comprometer sua acurácia. Nesta tese, as análises elaboradas por meio dessa metodologia serão denominadas como híbridas.
- Realizadas a partir do método dos elementos de contorno (MEC), que é um método numérico que soluciona as equações diferenciais do problema apenas para os pontos definidos no contorno, sendo assim recomendado para aplicação em problemas que envolvem domínios muito extensos, como o usual meio semi-infinito presente nas análises geotécnicas (Sales, 2000).
- Análises numéricas realizadas inteiramente a partir do método dos elementos finitos (MEF). Tais análises podem ser conduzidas de forma simplificada, em modelos bidimensionais axissimétricos (Axi) ou em estado plano de deformação (EPD), ou em modelos tridimensionais rigorosos (3D-MEF).

As Tabelas 2.5, 2.6, 2.7 e 2.8 mostram os principais trabalhos científicos de radiers estaqueados realizados por meio de métodos analíticos simplificados, metodologias híbridas, análises pelo MEC e 3D-MEF, respectivamente.

Tabela 2.5. Principais trabalhos analíticos e numéricos simplificados em radiers estaqueados.

Análise	Autores	Principais características metodológicas e conclusões
TE	Brown & Wiesner (1975)	Análise de sapatas corridas estaqueadas, rígidas, com estacas incompressíveis. O contato sapata-solo foi representado por zonas de tensão uniforme.
	Randolph (1983)	Método da matriz de flexibilidade, o qual combina o comportamento carga-recalque de um grupo de estacas ao de um radier isolado, o que permite a obtenção da rigidez equivalente para o sistema e, conseqüentemente, a distribuição de cargas entre o estaqueamento e o radier.
	Clancy & Randolph (1996)	Verificaram a acurácia dos métodos da matriz de flexibilidade (Randolph, 1983) e do tubulão equivalente (Poulos & Davis, 1980), por meio de comparações com a ferramenta numérica híbrida desenvolvida por Clancy & Randolph (1993). Ambas abordagens simplificadas apresentaram razoável capacidade de previsão da rigidez do radier estaqueado para fundações com até 225 estacas.
	Horikoshi & Randolph (1999)	Método analítico simplificado baseado na combinação do método do tubulão equivalente (Poulos & Davis, 1980), utilizado para a análise do grupo de estacas, ao método da matriz de flexibilidade (Randolph, 1983), utilizado para combinar a rigidez do radier com a do estaqueamento.

TE	Método PDR	O método é uma combinação do modelo tri-linear de previsão do comportamento carga-recalque de radiers estaqueados (Poulos & Davis, 1980) com a formulação de Randolph (1994) para determinação da rigidez do conjunto formado pelo radier e estaqueamento. Tal metodologia considera uma fundação submetida a um carregamento vertical centralizado, cujo comportamento é linear elástico até a ruptura. O radier é perfeitamente rígido, o que limita sua aplicação a pequenos radiers estaqueados ( $B_r / L < 1$ , segundo o critério de Russo & Viggiani, 1998).
	Ai et al. (2005)	Análise de um radier circular rígido sobre uma estaca isolada, em um perfil de solo estratificado. Método utilizado para a análise de provas de carga em escala real, com uma boa capacidade de previsão da rigidez inicial da fundação.
	Mandolini et al. (2017)	Propuseram uma extensão ao Método PDR, utilizando uma função hiperbólica para descrever a variação da rigidez do radier e do grupo de estacas, conforme o aumento da carga atuante em tais elementos. A função depende da rigidez tangente inicial do radier e das estacas, e adota coeficientes de ajuste, determinados pela retroanálise de resultados de provas de carga. Apesar de simplificada, a técnica melhora a acurácia do método PDR na previsão do comportamento carga-recalque da fundação e na distribuição de carga entre seus elementos.
EPD	Prakoso & Kulhawy (2001)	Para representar a disposição 3D das estacas em um EPD, os autores utilizaram estacas com um módulo de elasticidade equivalente, dependente do módulo de elasticidade das estacas, do número de estacas por fileira e das características geométricas da fundação. Ademais, a resistência de interface das estacas foi ajustada a partir da nova geometria simplificada e do atrito lateral unitário das estacas. Os estudos indicam a viabilidade da utilização da metodologia proposta para o cálculo de estimativas iniciais de recalque, em etapas preliminares do projeto de fundação.
	Lin & Feng (2006)	
	Elwakil & Azzam (2016)	
	Balakumar et al. (2018)	
Axi	Hooper (1973)	Adotaram análises numéricas axissimétricas em elementos finitos, no regime linear elástico, para efetuar previsões de recalque do edifício Hyde Park Cavalry Barracks, em Londres.
	Bernardes & Cunha (2020)	Acrescentaram à análise de Hooper (1973) a simulação das etapas executivas da edificação e o emprego e calibração adequados do modelo constitutivo Cam-Clay modificado para representação da camada de argila de Londres. Os resultados apontam que a utilização de modelos constitutivos inapropriados ou mal calibrados pode ser tão prejudicial à acurácia das análises numéricas quanto as simplificações geométricas do problema físico em um sistema axissimétrico.

Tabela 2.6. Principais trabalhos de radier estaqueado baseados em metodologias híbridas.

Autores	Principais características metodológicas e conclusões
Hain & Lee (1978)	Ferramenta numérica híbrida pioneira. Representa o radier por elementos finitos de placas finas (placas de Kirchhoff), apoiadas sobre uma base elástica, que por sua vez é composta por uma matriz cujos elementos apresentam rigidez equivalente ao solo ou à estaca, dependendo do nó correspondente. A ferramenta considera interações do tipo estaca-solo, solo-estaca, estaca-estaca e solo-solo, todas calculadas a partir da teoria da elasticidade.
Clancy & Randolph (1993)	Utiliza elementos finitos de barra, unidimensionais, para representar as estacas e elementos finitos de placas finas para a representação do radier. Funções de transferência são utilizadas para a simulação do comportamento das estacas, que são analisadas por meio de molas conectadas a cada nó dos elementos de barra (Figura 2.17). A rigidez do contato radier-solo é modelada por molas de rigidez equivalente, calculadas a partir das equações de Giroud (1968 apud Clancy & Randolph, 1993).
Horikoshi & Randolph (1998)	Utilizaram a ferramenta de Clancy & Randolph (1993) para conduzir uma extensa análise paramétrica de radiers estaqueados, com o intuito de obter resultados que permitam o projeto otimizado de radiers estaqueados flexíveis, com estacas altamente mobilizadas e sob a abordagem de controle de recalques diferenciais.
Poulos (1994)	Desenvolveu a ferramenta numérica GARP – “Geotechnical Analysis of Rafts with Piles”). A análise do radier é feita por elementos finitos de placas finas, apoiados sobre uma base elástica de rigidez equivalente, calculada conforme a rigidez do perfil de solo e das estacas.

	Considera os quatro tipos de interação entre os elementos da fundação, conforme proposto por Hain & Lee (1978).
Sales et al. (2005)	Implementa ao software GARP um processo iterativo de redução da rigidez das estacas, conforme uma equação hiperbólica, que pode ser calibrada para representar a curva carga-recalque da estaca até grandes deslocamentos (denominado GARP7). Este procedimento surge em substituição do método “load cut-off”, no qual a carga última da estaca é limitada a um valor definido na entrada de dados, e a rigidez da mesma é retirada da matriz de rigidez do sistema (ao ultrapassar o valor último). Os autores utilizaram a ferramenta na simulação dos resultados de uma prova de carga sobre 1 estaca, que demonstra a melhor acurácia da ferramenta aperfeiçoada (GARP7) na previsão do trecho não linear do comportamento carga-recalque da fundação (Figura 2.18).
Small & Poulos (2007)	Incorporaram ao programa GARP a possibilidade de representar a rigidez das estacas por uma função hiperbólica, com a manutenção das interações entre os elementos da fundação no regime elástico linear.
Ta & Small (1996)	Radier analisado por elementos finitos de placas finas e as tensões no contato radier-solo e radier-estaca são assumidas como blocos uniformes de tensão normal atuantes sobre cada elemento do radier. As estacas são consideradas como elementos finitos de barra, unidimensionais, que transmitem a carga ao solo por uma série de cargas em anel, posicionadas em cada camada de solo. A carga da base da estaca é representada por uma região de tensão uniformemente distribuída. O perfil de solo é analisado pelo método das camadas finitas.
Ta & Small (1998)	Aplicaram a ferramenta de Ta & Small (1996) para a simulação numérica de ensaios em centrífuga de radiers estaqueados submetidos a um carregamento vertical, uniformemente distribuído, realizados por Thaher & Jessberger (1991). As simulações numéricas superestimaram os valores de tensão nas bordas do contato radier-solo e a carga absorvida pelo estaqueamento.
Zhang & Small (2000)	Modificaram a ferramenta desenvolvida por Ta & Small (1996), que passou a ser denominada APPRAF (“Analysis of Piles and Piled RAft Foundations”), para incluir a análise de radiers estaqueados submetidos a carregamentos horizontais. No programa, as estacas são representadas por elementos de viga unidimensionais.
Chow & Small (2005)	Utilizaram a ferramenta numérica APPRAF para analisar o comportamento de um radier estaqueado hipotético, com estacas de diferentes diâmetros e comprimentos, além de carregamentos externos não uniformes. Os resultados foram comparados com análises 3D-MEF, os quais indicaram uma tendência do APPRAF em superestimar os recalques da fundação.
Cunha & Pando (2013)	Realizaram uma série de análises paramétricas em radiers estaqueados pelo software APPRAF, a fim de verificar o nível de sensibilidade do comportamento carga-recalque da fundação aos principais parâmetros relativos à modelagem numérica de radiers-estaqueados, em regime linear elástico.
Mandolini & Viggiani (1997)	Desenvolveram um código numérico para a análise de radiers estaqueados que considera a não linearidade do comportamento carga-recalque das estacas. O código é baseado na análise do comportamento das estacas isoladas em um meio contínuo elástico. Para a obtenção dos fatores de interação entre estacas, pares de estacas são analisados em um software auxiliar, formulado a partir do método dos elementos de contorno. O radier é analisado de forma simplificada, como perfeitamente rígido ou perfeitamente flexível.
Russo (1998)	Utilizou elementos finitos de placas finas para representar o radier e molas de comportamento não linear para as estacas, cuja rigidez é variável segundo a função hiperbólica de Chin (1970). O solo é considerado como um meio elástico semi-infinito e a solução de Boussinesq é utilizada para calcular os fatores de interação entre dois pontos de solo em contato com o radier. Denominou-se essa ferramenta como NAPRA (“Non-linear Analysis of Piled RAfts”).
Kitiyodom & Matsumoto (2002)	Desenvolveram o PRAB (“Piled Raft Analysis with Batter piles”), no qual o radier é modelado por elementos finitos de placas finas, apoiado em uma base elástica, na qual o contato radier-solo é representado como molas. Os autores representaram as estacas como elementos finitos de viga, com a possibilidade de adotar estacas inclinadas, a fim de analisar fundações submetidas a esforços horizontais. As soluções de Mindlin para esforços verticais e horizontais foram utilizadas para a representação das interações entre os elementos de

	fundação e o comportamento de cada estaca é representado por meio de funções de transferência.
Kitiyodom & Matsumoto (2003)	Modificaram o programa PRAB para a inclusão de um perfil de solo não homogêneo e validaram a ferramenta por meio de comparações com análises 3D em elementos finitos.
Huang et al. (2011)	Apresentam uma ferramenta numérica híbrida com melhor aproximação do cálculo das interações estaca-estaca, na qual a presença física da estaca que sofre a interação (“receiver pile”) é considerada no cálculo do respectivo coeficiente de interação (“shielding effect”). Para isso, o autor adota a abordagem proposta por Mylonakis & Gazetas (1998).
Huang et al. (2017)	Propuseram melhorias à ferramenta de Huang et al. (2011), incluindo a análise do radier por elementos finitos de placa de Mindlin e a análise do comportamento de cada tipo de estaca, isolada, pelo método das diferenças finitas acoplada à função de transferência de carga, não linear, de Kraft et al. (1981).
Nguyen et al. (2013)	Desenvolveram uma ferramenta numérica híbrida seguindo a abordagem de placa sobre molas, voltada para a utilização em conjunto com o software de elementos finitos de análise estrutural SAP 2000. O método viabiliza análises mais precisas de interação solo-estrutura, por meio de um processo iterativo.
Jeong & Cho (2014)	Propuseram a utilização de elementos finitos de casca plana para representar o radier em sua ferramenta numérica híbrida. Desta forma, permite-se a possibilidade de analisar a parcela de carga horizontal absorvida pelo contato radier-solo.
Lee & Moon (2017)	Apresentaram melhorias à sua ferramenta numérica híbrida, dentre elas a adoção de um processo iterativo para a convergência da rigidez do solo e das estacas, que por sua vez foram representadas por equações hiperbólicas.
Bernardes et al. (2019)	Desenvolveram uma ferramenta numérica híbrida denominada SoFIA (“Soil-Foundation Interaction Analysis”), que se difere de outras ferramentas numéricas na representação do comportamento da estaca após ultrapassar o regime predominantemente elástico. Para isso a ferramenta não fixa a capacidade de carga última da estaca, mas permite que um processo iterativo realize sucessivas reduções em sua rigidez, conforme uma função hiperbólica previamente calibrada por meio dos resultados de provas de carga estática. A ferramenta foi capaz de fornecer boas previsões da parcela de carga absorvida pelo estaqueamento durante a simulação de ensaios em escala reduzida, 1g, de radiers sobre 5 e 9 estacas (Figura 2.19).
Bernardes et al. (2021)	Utilizaram uma ferramenta numérica híbrida para analisar o desempenho de radiers estaqueados como alternativa de fundação para silos graneleiros. Diferentes abordagens de projeto foram consideradas como soluções potenciais, com os resultados apontando para uma parcela de carga absorvida pelo radier entre 30 e 35% da carga total na solução otimizada.

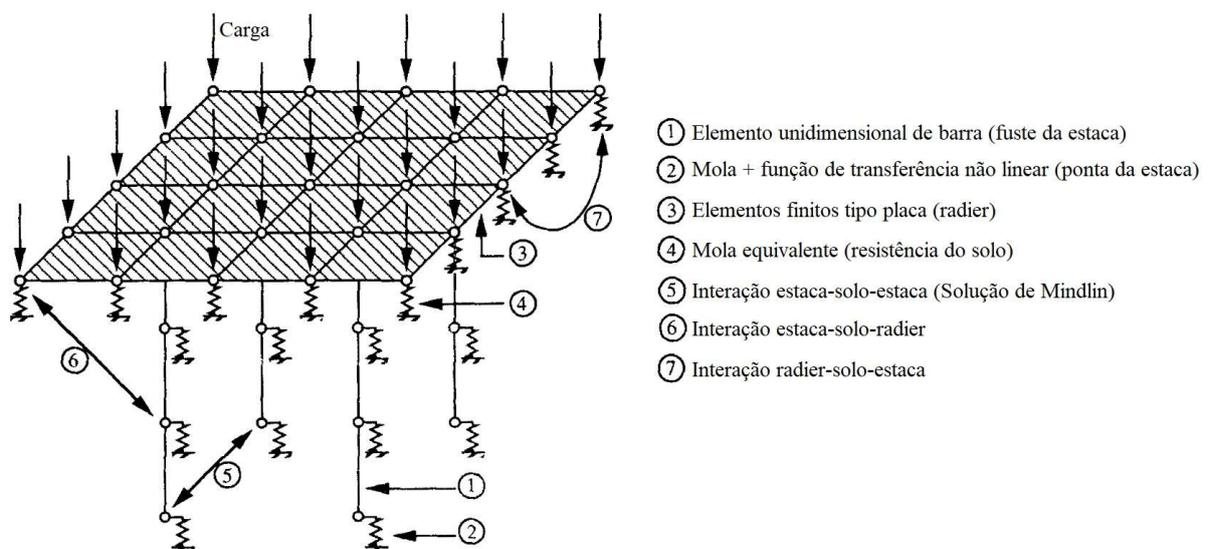


Figura 2.17. Representação do radier estaqueado pela metodologia híbrida de Clancy & Randolph (1993), (modificado de Clancy & Randolph, 1993).

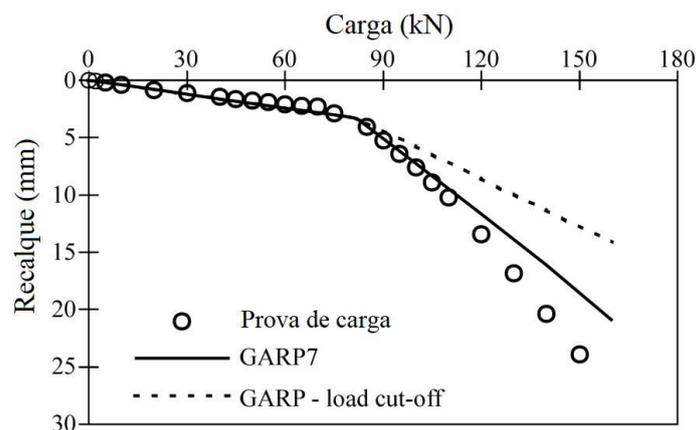


Figura 2.18. Resultado da simulação numérica pelo GARP e GARP7 de uma prova de carga em um radier sobre 1 estaca (modificado de Sales et al., 2005).

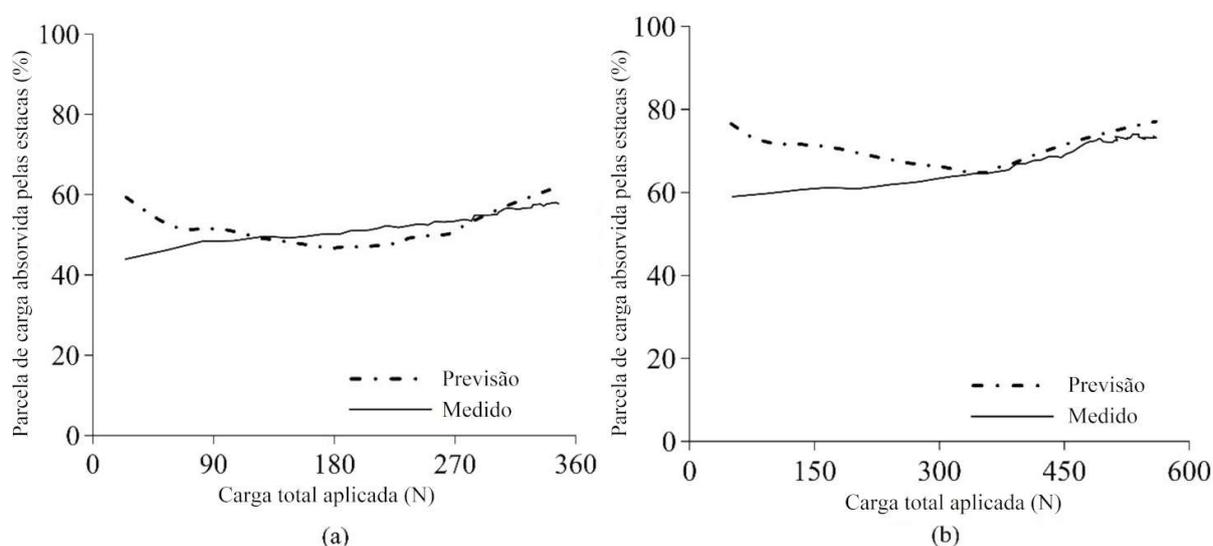


Figura 2.19. Comparação entre resultados previstos e medidos da parcela de carga absorvida pelas estacas para ensaios em escala reduzida 1g de um radier sobre 5 (a) e sobre 9 estacas (b) (modificado de Bernardes et al., 2019).

Tabela 2.7. Principais trabalhos de radier estaqueado baseados em análises numéricas pelo MEC.

Autores	Principais características metodológicas e conclusões
Butterfield & Banerjee (1971b)	Realizaram análises no regime linear elástico para investigar a interação entre o radier em contato com o solo e o grupo de estacas. Os autores ressaltam que para grupos de estacas com espaçamentos iguais ou menores que $3D$ , o comportamento carga-recalque do radier estaqueado se torna próximo ao de um bloco sobre estacas.
Kuwabara (1989)	Desenvolveu um método de análise de radiers estaqueados a partir de uma extensão da técnica de análise de estacas isoladas desenvolvida por Mattes & Poulos (1969). O método considera que não ocorre deslocamento relativo na interface estaca-solo ou plastificação no contato radier-solo ou entre a base da estaca e o solo, o que são premissas razoavelmente apropriadas para fundações submetidas a cargas de trabalho. O autor conduziu uma série de análises numéricas que indicaram que as tensões no contato radier-solo são consideravelmente mais elevadas nas regiões periféricas do radier e menores na região entre as estacas, conforme mostra a Figura 2.20 para um radier sobre 9 estacas ( $3 \times 3$ ), espaçadas a cada $5D$ .
Poulos (1993)	Apresenta a ferramenta numérica PRAWN (“Piled RAft With Negative friction”), de concepção muito similar à de Kuwabara (1989), mas com a possibilidade de representar os deslocamentos do solo relativos ao processo de adensamento ou expansão, e assim, a análise de estacas submetidas a atrito negativo.

Mendonça & Paiva (2000)	Nesta ferramenta de análise de radiers estaqueados foi utilizada uma distribuição simplificada das tensões no contato radier-solo e estaca-solo, de forma a permitir a análise da placa pela teoria de Kirchhoff, por meio do MEC. Desta forma, a flexibilidade do radier é considerada na análise, o que diferencia o referido trabalho de outros baseados no MEC.
Basile (2015)	Desenvolveu uma ferramenta numérica para análise 3D de radiers estaqueados por meio do MEC. O programa permite a análise de radiers rígidos sob a ação de carregamentos verticais, horizontais e momentos fletores, e considera o comportamento não linear do solo por meio da equação hiperbólica de Duncan & Chang (1970). Para melhor ajuste do comportamento da fundação, a função hiperbólica pode apresentar diferentes fatores de calibração para a interface radier-solo, para o fuste e para a base da estaca. O autor realiza simulações numéricas para demonstrar o efeito de considerar o comportamento não linear do solo nas análises (Figura 2.21), que foi responsável por provocar uma redistribuição de cargas das estacas periféricas para centrais, mostrando uma tendência de uniformização de carregamentos conforme o aumento da parcela mobilizada pelo radier.
Luo et al. (2018)	Realizaram uma série de análises paramétricas de radiers estaqueados mediante um modelo 3D formulado no MEC. Os autores comentam que a simplificação do radier como perfeitamente rígido, comum às análises pelo MEC, pode ser adotada sem perda da acurácia em casos em que o índice de rigidez radier-solo (Horikoshi & Randolph, 1997), seja maior que 5.

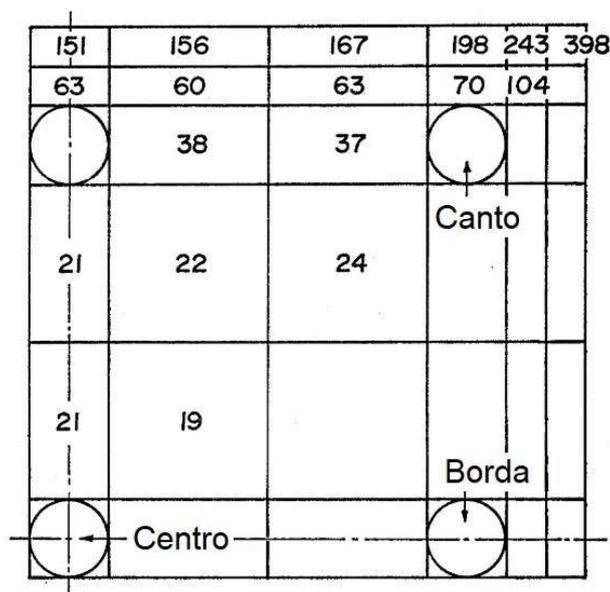


Figura 2.20. Valores percentuais da razão entre a tensão calculada em cada elemento e a tensão média no contato radier-solo (modificada de Kuwabara, 1989).

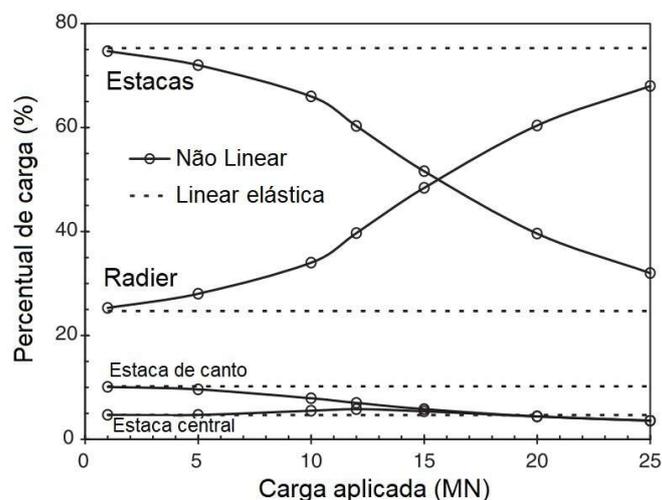


Figura 2.21. Parcela de carga absorvida pelo estaqueamento e pelo radier, para análises não linear e linear elástica, realizadas pela ferramenta numérica de Basile (2015) (modificada de Basile, 2015).

Tabela 2.8. Principais trabalhos de radier estaqueado baseados em análises 3D-MEF.

Autores	Principais características metodológicas e conclusões
Ottaviani (1975)	Foi pioneiro no estudo de raders estaqueados por meio de análises 3D-MEF. Com o objetivo de investigar a influência do contato radier-solo no comportamento de blocos sobre estacas, o autor realizou simulações de um radier sobre 9 e 15 estacas, quadradas, no regime elástico linear, com elementos sólidos de 8 nós para representar o radier, as estacas e o solo. Foi verificado o aumento da parcela de carga transmitida pelo contato do radier conforme o aumento do módulo de Young do solo, o que confirma a presença de solos resistentes na cota de apoio do radier como uma situação favorável à utilização de fundações do tipo radier estaqueado. Com relação à distribuição de carga entre as estacas, o autor verificou que a presença do contato radier-solo gerou um efeito de uniformização de cargas nas estacas (reduziu a carga nas estacas de canto e de borda, e aumentou a carga da estaca central).
Trochanis et al. (1991)	Investigaram o efeito do escorregamento da interface estaca-solo e sua interferência na interação entre estacas altamente mobilizadas, como em raders estaqueados. Analisando pares de estacas, os autores ressaltam que o fenômeno de escorregamento da interface estaca-solo reduz a interação entre as mesmas, o que é significativo no cálculo de recalques em raders estaqueados com presença de estacas altamente mobilizadas. A Figura 2.22 confirma estes resultados, mostrando as isocurvas de recalque ao redor da ponta das estacas 1 (carregada) e 2 (não carregada), dispostas sob um espaçamento igual a $2D$ , para a condição de interface perfeitamente conectada (Figura 2.22a) e para a simulação com elementos de interface, permitindo o escorregamento (Figura 2.22b).
Reul (2002)	Analisa a influência do processo de adensamento do solo no cálculo da capacidade de carga de raders estaqueados. As simulações foram capazes de uma boa representação do mecanismo de geração do excesso de poropressão.
Reul & Randolph (2002)	Investigaram a influência do refinamento da malha de elementos finitos na acurácia de análises 3D-MEF de raders estaqueados. O refinamento foi analisado tanto na redução do tamanho dos elementos utilizados, quanto na escolha de uma função polinomial de maior grau, de forma a melhorar a aproximação dos esforços no interior do elemento.
Reul & Randolph (2003)	Executaram retroanálises de três casos reais de fundações em raders estaqueados, instrumentados, construídos em argila sobreadensada: o Westend, o Messeturm e o Torhaus, todos construídos na cidade de Frankfurt, Alemanha. Nos três casos o monitoramento indicou que a parcela de carga absorvida pelas estacas foi entre 10% e 28% menor que os valores previstos pelas simulações.
Reul & Randolph (2004)	Realizaram uma série de análises paramétricas com a finalidade de identificar a influência do tipo de carregamento, da espessura do radier, e da configuração, comprimento, espaçamento e diâmetro das estacas no comportamento geotécnico e estrutural de fundações do tipo radier estaqueado.

Reul (2004)	Aponta o aumento do espaçamento entre estacas como importante fator na uniformização da distribuição de cargas entre as estacas (além da rigidez do radier).
Maharaj & Gandhi (2004)	Verificaram a ocorrência de atrito negativo em uma pequena região próxima ao topo das estacas centrais do radier estaqueado, o que está de acordo com as observações de Reul (2004).
Katzenbach et al. (2005)	Realizaram simulações numéricas considerando o efeito da sobrecarga de antigas edificações existentes no terreno (demolidas para a construção do edifício) no comportamento tensão-deformação do solo. A metodologia proposta se aproxima das concepções de projeto pela abordagem de radier estaqueado compensado.
Sanctis & Mandolini (2006)	Conduziram uma série de análises paramétricas a fim de obter os fatores de redução da capacidade de carga do grupo de estacas e do radier isolado, utilizados para o cálculo da capacidade de carga de radiers estaqueados.
Janda et al. (2009)	Ressaltam a interferência que o processo executivo das estacas e o modelo constitutivo adotado apresentam na acurácia de simulações numéricas. Os autores relatam dificuldades em obter previsões “Classe A” (Lambe, 1973) de boa acurácia, mesmo na abundância de informações geotécnicas de qualidade, compostas por ensaios triaxiais, de cisalhamento direto, dilatométricos e de cone penetrometria.
Poulos et al. (2011)	Utilizaram análises 3D-MEF para verificar a influência do empuxo passivo gerado no contato do solo com as laterais do radier no comportamento de edifícios altos submetidos a carregamentos horizontais. Os resultados apontam que o contato das laterais do radier com o solo reduziu os deslocamentos lateral e vertical previstos em 16% e 18%, respectivamente.
Cho et al. (2012) Ghalesari et al. (2015)	Analysaram o comportamento de radiers estaqueados em simulações com elementos de interface e a adoção do critério de ruptura de Coulomb para representar a possibilidade de escorregamento e a resistência na interface estaca-solo.
Watcharasawe et al. (2014)	Investigaram a influência da rigidez da camada de apoio do radier mediante simulações numéricas de um estudo de caso em Bangkok. No caso, a execução de dois subsolos (8 m de escavação) foi suficiente para aumentar a mobilização das cargas no contato radier-solo de aproximadamente 5% (radier na superfície) para valores entre 12% e 22%.
Sheil & McCabe (2015)	Utilizaram pórticos 3D para verificar a influência que o aumento da rigidez da superestrutura possui na diminuição da distorção angular de fundações do tipo radier estaqueado e blocos sobre estacas. Os resultados da Figura 2.23 indicam que o aumento da rigidez da estrutura, expresso pelo aumento do número de pavimentos, provoca uma significativa redução nos valores de distorção angular, especialmente para blocos de coroamento menos rígidos.
Ghalesari & Choobbasti (2016)	Compararam a utilização de diferentes métodos de representação da interface estaca-solo (“thin layer element method” vs. “slip element method”) na representação do comportamento de estacas em radiers estaqueados. Os autores testaram a aplicação de ambos métodos por intermédio da simulação numérica dos ensaios em centrifuga de Horikoshi & Randolph (1996), os quais apontaram a superioridade do “slip element method”.
Sinha & Hanna (2016)	Realizaram extensas análises paramétricas, das quais a seguinte conclusão merece destaque: A utilização de espaçamentos de até $6D$ mantém os recalques diferenciais da fundação muito próximos aos verificados para espaçamentos menores, iguais a $3D$ e $4D$ , típicos de fundações em grupos de estacas. Para espaçamentos iguais ou maiores que $7D$ os recalques diferenciais começam a aumentar e a rigidez da fundação passa a ser definida pela rigidez do radier.
Park et al. (2016)	Investigaram o comportamento de radiers estaqueados com a utilização de estacas cravadas em solos arenosos. O efeito da cravação no modelo numérico foi considerado a partir de uma zona de alteração plástica, com diâmetro igual a 3 vezes o diâmetro da estaca, que foi definida a partir de cálculos baseados na teoria de expansão de cavidade. Na referida zona a densidade relativa e as tensões horizontais da areia foram alteradas, conforme os acréscimos de densidade relativa verificados experimentalmente por Shalabi & Bader (2014). Para determinar o acréscimo de tensões laterais, os autores optaram pela utilização de um coeficiente de empuxo ajustado.
Samanta & Bhowmik (2017)	Estudaram o comportamento de radiers estaqueados construídos em solo mole, melhorado mediante a construção de colunas de brita. Os resultados indicam que o aumento do diâmetro e do grau de compactação das colunas de brita contribuiu para a redução da carga mobilizada pelas estacas, já que tais colunas – compondo um solo reforçado/melhorado, diretamente em

	contato com o radier – aumentaram as tensões de compressão transmitidas pelo contato da placa com o maciço.
Sheil (2017)	Propõe uma metodologia para considerar os efeitos do pré-carregamento e do envelhecimento do solo na reutilização de fundações do tipo radier estaqueado em argilas. O estudo é motivado pela modernização de grandes centros urbanos, nos quais a reutilização de raders estaqueados pode ser de grande valia.
Kumar & Choudhury (2018)	Propuseram uma abordagem para estimar a capacidade de carga de raders estaqueados considerando o estado limite último. Os autores utilizaram análises paramétricas 3D-MEF para o cálculo dos fatores de interação entre os elementos de fundação.
Beygi et al. (2019)	Analisaram a influência das mudanças no nível freático no comportamento de raders estaqueados em solos não coesivos. As análises de variação no nível d'água não incluem efeitos de adensamento, logo foram consideradas apenas as tensões efetivas do solo. Os autores concluíram que para profundidades do nível freático maiores que o dobro da largura do radier e mais profundas que a base das estacas, não se verificam mudanças significativas nos recalques diferenciais da fundação.
Deb & Pal (2019)	Realizaram uma série de análises paramétricas a fim de obter um método simplificado para o cálculo da capacidade de carga de raders estaqueados.
Rebolledo et al. (2019a)	Comprovaram por meio de análises numéricas de um edifício real a viabilidade da utilização de raders sob inclusões rígidas atuando como elementos redutores de recalque. A abordagem se mostra como uma alternativa economicamente vantajosa em relação a utilização de raders estaqueados com estacas conectadas.
Bhartiya et al. (2020)	Conduziu uma extensa análise paramétrica, 3D, linear elástica, em elementos finitos com o objetivo de obter uma série de equações analíticas para a estimativa da rigidez de raders estaqueados, voltadas para etapas preliminares de projeto.
Nguyen et al. (2022)	Propuseram modificações no cálculo do índice de rigidez do radier estaqueado (relação entre a rigidez das estacas e a do radier), a fim de obter um parâmetro adimensional que possua estreita correlação com o mecanismo de transferência de carga de um radier estaqueado, e assim ser utilizado na previsão da parcela de carga absorvida por cada uma das partes da fundação.

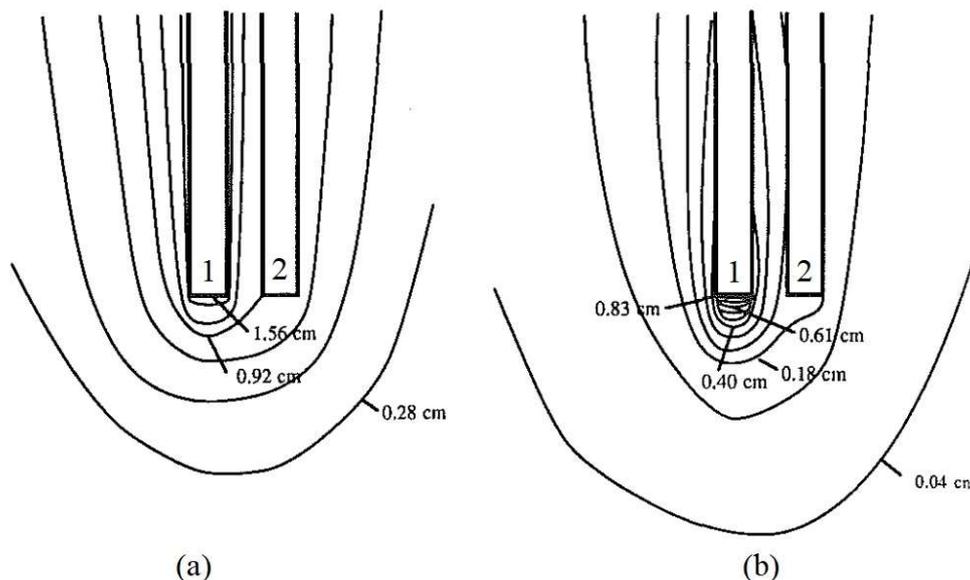


Figura 2.22. Isocurvas de deslocamento ao redor da ponta da estaca carregada (1) e não carregada (2), para a condição de estaca e solo perfeitamente conectados (a) e com a possibilidade de ocorrência de escorregamento na interface estaca-solo (b) (modificado de Trochanis et al., 1991).

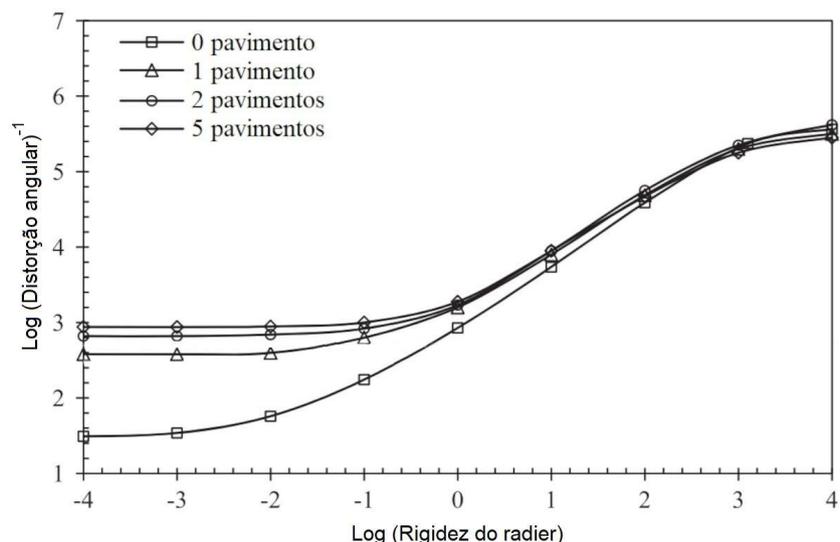


Figura 2.23. Influência da superestrutura na distorção angular do radier estaqueado, cuja rigidez foi calculada por Cheung et al. (1988) (modificada de Sheil & McCabe, 2015).

#### 2.1.4 Lacunas na análise de radiers estaqueados

A revisão bibliográfica evidencia que o tema “fundações em radier estaqueado” vem sendo intensivamente estudado há aproximadamente cinco décadas, com pesquisas e investigações detalhadas sobre os principais aspectos técnicos deste tipo de fundação. Entretanto, o número de trabalhos experimentais realizados por meio de ensaios em escala real e monitoramento de obras é escasso, especialmente se comparado à quantidade de análises numéricas referentes ao tema.

Apesar de análises numéricas constantemente apontarem para comportamentos semelhantes no que se refere à distribuição de cargas entre os elementos de um radier estaqueado, tais análises são sempre sujeitas a um grande número de simplificações, relacionadas à representação da estrutura, do solo – cuja variabilidade natural é substituída por um comportamento médio idealizado – e das interações entre os elementos de fundação. Tais aspectos aumentam a importância do monitoramento de obras reais, cuja incorporação das condições de campo é essencial para uma avaliação adequada das descobertas feitas numericamente e em laboratório.

Atualmente, as análises de radiers estaqueados baseadas no monitoramento de obras reais são restritas à perfis geotécnicos compostos predominantemente por solos de clima temperado. Visto o aspecto determinante que as propriedades mecânicas do solo possuem no comportamento da fundação, ressalta-se a importância da presente pesquisa, na qual o edifício em análise é construído em um perfil de solo tropical.

Em obras reais o comportamento da fundação será afetado pelo processo de interação solo-estrutura (ISE), que por sua vez será afetado pela variação da rigidez da superestrutura ao longo

processo construtivo. Tal relação faz com que o processo de ISE seja não linear, o que é diferente das simulações numéricas atualmente realizadas, nas quais considera-se um crescimento linear do carregamento. O monitoramento realizado na presente tese permitirá uma melhor compreensão de como essa interação afeta o comportamento do radier estaqueado.

Ademais, a revisão bibliográfica mostra os principais aspectos que afetam os resultados do monitoramento de longa duração de deformações em edifícios. Entre eles ressalta-se o tipo da instrumentação utilizada, as técnicas de interpretação dos resultados e a ocorrência de deformações por fluência nas estruturas de concreto armado. Tais aspectos são de primeira importância para a presente tese e serão contemplados nas próximas seções.

## **2.2 INSTRUMENTAÇÃO DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO**

Com a execução de obras de engenharia cada vez mais complexas, a utilização de técnicas de monitoramento de cargas, tensões e deslocamentos mediante instrumentação geotécnica se torna indispensável à segurança e ao desempenho das mesmas. Apesar dos diferentes princípios de funcionamento dos instrumentos utilizados, a instrumentação elétrica é o tipo mais empregado devido a maior simplicidade, ao menor custo de montagem e a elevada segurança na coleta de dados (Segalini et al., 2017).

Nesta seção, serão analisados os principais fatores que afetam os resultados de estruturas geotécnicas instrumentadas, sendo eles:

- Técnicas de interpretação de estacas instrumentadas;
- Dimensionamento, calibração e instalação de células de tensão total;
- Retração e fluência em estruturas de concreto armado.

### **2.2.1 Técnicas de interpretação de estacas instrumentadas**

A premissa básica adotada para a instrumentação de estruturas de concreto armado consiste em considerar que as deformações medidas pelos “strain-gauges” são iguais à deformação do concreto, que por sua vez é igual à deformação do aço, o que é denominada de condição de compatibilidade geométrica (Lam & Jefferis, 2011). Entretanto, a instrumentação de deformações em estacas de concreto armado apresenta uma série de dificuldades, dentre as quais ressaltam-se (Lam & Jefferis, 2011):

I. A variabilidade inerente ao concreto, especialmente em estacas profundas e de grande diâmetro, que demandam mais de um lote de concreto (caminhão ou betonada) para sua concretagem.

II. A consideração dos efeitos de fluência, que começam a afetar os valores de deformação medida para testes de longa duração, com intervalo de tempo superior a 24 horas.

III. A variabilidade do módulo de Young do concreto em função da magnitude e da velocidade de aplicação dos carregamentos.

A variabilidade inerente ao concreto pode ser minimizada in loco por intermédio de um rigoroso controle de concretagem nas estacas instrumentadas e/ou ao adotar um único lote de concreto na execução da estaca. Casos envolvendo grandes volumes de concretagem (superior a 8 m<sup>3</sup>), devem ser analisados de acordo com seus específicos mapas de concretagem. Ademais, ressalta-se que o início das medições de deformação deve ocorrer após a finalização do processo de cura do concreto. Estudos experimentais apontam o surgimento de deformações de aproximadamente 20 µm/m para cada °C de variação de temperatura durante a cura de vigas de concreto armado (Kister et al., 2007).

Com relação ao item II, a análise das deformações por fluência e retração em estruturas de concreto armado pode ser calculada por uma variedade de técnicas, conforme será detalhado na Subseção 2.2.3 do presente trabalho. Finalmente, tem-se a variabilidade do módulo de Young do concreto, conforme descrito no item III, que é usualmente considerada nas técnicas de interpretação dos resultados das estacas instrumentadas, e é objetivo da presente subseção.

Lam & Jefferis (2011) apontam seis principais métodos para a interpretação de resultados de estacas instrumentadas, conforme descrito abaixo:

1. Método da área transformada (O'Neill & Reese, 1999 apud Lam & Jefferies, 2011): baseia-se na interpretação dos valores de deformação medidos a partir de um módulo equivalente, constante, calculado a partir dos valores de módulo de Young do concreto (medido em laboratório) e do aço (conhecido). O método apresenta como principais fontes de erro a não consideração da variabilidade do módulo de Young do concreto conforme o nível de tensão e imprecisões relacionadas à coleta das amostras e ao processo de cura do concreto, que não reproduz as condições de campo.

2. Método da estaca perdida (Lacy, 1979 apud Lam & Jefferies, 2011): consiste em executar estacas em miniatura, instrumentadas, que possam ser extraídas e levadas ao laboratório para a determinação de seu comportamento tensão-deformação. Apesar do custo elevado, o método apresenta como principal vantagem a boa representatividade das condições de concretagem e cura da estaca.

Enquanto os métodos 1 e 2 podem ser aplicados a estacas submetidas a valores desconhecidos de carga, para casos em que o valor da carga atuante é conhecido ou medido, é comum utilizar um “strain-gauge” de referência, instalado no topo da estaca, para que se

determine o módulo de elasticidade da mesma. Os métodos 3 a 6 são adequados para estes casos.

3. Método implícito (Sellers, 2003 apud Lam & Jefferies, 2011): este método assume uma rigidez axial constante ao longo de toda a estaca, independentemente do nível de tensão. Assim, não é necessário calcular o módulo de Young para a determinação dos valores de tensão normal atuante na seção transversal da estaca ao longo da profundidade.

4. Método linear elástico: considera uma relação tensão-deformação linear para o comportamento estrutural da estaca, o que permite o cálculo de um módulo de Young equivalente para a mesma. Por utilizar apenas a inclinação da curva tensão-deformação, deformações residuais medidas para valores nulos de carga não são consideradas, o que pode alterar os valores calculados de módulo.

5. Método do módulo secante: considera a dependência entre a tensão e a rigidez do concreto. Tal dependência é obtida a partir do gráfico de variação do módulo em função do nível de tensão, calculados para o “strain-gauge” posicionado no topo da estaca. Do gráfico é obtida a função de melhor ajuste dos pontos, que expressará os valores de módulo equivalente da estaca em função do nível de tensão.

6. Método do módulo tangente (Fellenius, 1989): a principal vantagem do método está na consideração de todos dos “strain-gauges” instalados na estaca (e não apenas o sensor posicionado no topo da estaca) para a determinação da variação do módulo em função do nível de tensão. Assume-se que a relação tensão-deformação segue o formato de um polinômio do segundo grau, logo o módulo tangente (primeira derivada), pode ser expresso a partir da equação de uma reta. A aplicação adequada do método exige que a resistência por atrito lateral da estaca instrumentada tenha sido completamente mobilizada durante o ensaio, o que torna essa técnica menos apropriada para estudos que envolvam o monitoramento de estacas no estado limite de serviço.

Por considerar a variação do módulo equivalente da estaca conforme o nível de tensão, o método do módulo secante e o método do módulo tangente são considerados como mais acurados. Lam & Jefferis (2011) compararam o desempenho desses dois métodos na interpretação dos resultados de uma prova de carga estática de longa duração em uma estaca escavada. Os autores ressaltam que o método do módulo tangente apresentou uma leve superestimava da carga atuante no topo da estaca. Entretanto, esse método foi o mais apropriado para confirmar a qualidade do concreto da estaca em maiores profundidades.

Segundo Fellenius (2012), a interpretação dos resultados da instrumentação de estacas de concreto armado ainda deve considerar os efeitos do tempo decorrido desde a concretagem nos

valores medidos de deformação. O autor ressalta que os efeitos da concretagem podem ser analisados em três estágios:

i. Estágio I: concreto fluido, praticamente nenhuma deformação é transferida ao aço ou aos “strain-gauges”.

ii. Estágio II: endurecimento do concreto, cujo o aumento de temperatura (durante a cura) provoca tensões de tração no aço. Entretanto, durante o resfriamento subsequente, a retração térmica do concreto provoca uma aparente compressão no aço e o aparecimento de tensões de tração no concreto.

iii. Estágio III: período de tempo no qual o solo recupera as perturbações provocadas pela construção da estaca, o que provoca tensões de cisalhamento na interface estaca-solo e gera uma carga de compressão, residual, na estaca. A carga na estaca também pode ser induzida pela absorção de água do concreto endurecido, que provoca a expansão do concreto. Quando a seção da estaca é armada, tensões de tração surgem no aço devido ao seu efeito de restrição das deformações do concreto (Kim et al., 2011).

Finalmente, a instrumentação de estacas com longa duração deve considerar o excesso de poropressão gerado pelo processo executivo, a ação do atrito negativo e o aumento de carga na ponta da estaca devido à redução do índice de vazios do solo (adensamento), especialmente quando construídas em argila mole ou areia fofa, saturadas (Fellenius, 2006). Outro aspecto a ser considerado é a variabilidade das medições de deformação, que decorrem da susceptibilidade dos “strain-gauges” às variações de temperatura, umidade e vibrações que ocorrem em campo (ambiente não controlado).

### **2.2.2 Dimensionamento, calibração e instalação de células de tensão total**

As células de tensão total (CTTs) são essenciais para a instrumentação de diversos tipos de obras geotécnicas, incluindo aterros, estruturas de contenção e fundações superficiais. No entanto, apesar das importantes informações que elas podem proporcionar em relação ao comportamento da obra, é comum relatos de estruturas geotécnicas instrumentadas que tiveram dados relativos às CTTs descartados devido ao seu funcionamento inadequado (Mattsson et al., 2013). Para o bom funcionamento deste tipo de instrumento, ressalta-se a importância das etapas de dimensionamento, calibração e instalação.

O dimensionamento de uma CTT deve considerar, primeiramente, o local de instalação do instrumento, que geralmente pode ser utilizado para medições de tensões no interior do maciço de solo ou no contato entre o solo e elementos estruturais rígidos. A influência da rigidez relativa solo-célula é um fator que altera a distribuição de tensões do solo na região ao redor da

instalação das células, o que torna a medição de tensões totais dentro de maciços de solo uma tarefa mais complexa e com maior suscetibilidade a erros (Clayton & Bica, 1993).

Segundo Bhuiyan et al. (2018), casos envolvendo maciços de solo mais rígidos que a estrutura da célula provocam concentração de tensões nas bordas da CTT, com os valores medidos no centro da célula sendo menores que os valores reais, em função do fenômeno de arqueamento de tensões (“arching effect”). A situação oposta, em que a célula é mais rígida que o solo, gera concentração de tensões no centro da célula, o que ocasiona em leituras de tensão maiores que os valores reais. Tal fenômeno é conhecido como efeito de inclusão (“inclusion effect”).

Para CTTs instaladas na interface do solo com elementos estruturais rígidos, o deslocamento do diafragma pode provocar apenas a medição de tensões menores que as reais (Talesnick, 2013). Dentre as alternativas disponíveis para minimizar tais erros, Dunicliff (1988) ressalta o dimensionamento adequado da flexibilidade do diafragma da CTT e a utilização de células com anel inativo, que reduzem o diâmetro da área sensível e assim minimizam a concentração de tensões nas bordas da CTT.

Tory & Sparrow (1967) partiram de soluções baseadas na teoria da elasticidade para calcular o erro em células de tensão total. Os autores basearam-se na comparação entre a medição esperada para a célula, quando submetida a um carregamento hidrostático, e a medição resultante da aplicação de um carregamento não uniforme à célula, que considera a rigidez da mesma no maciço de solo. Para a definição do carregamento não uniforme, a célula e o maciço foram divididos em uma série de fatias em um sistema axissimétrico, com o cálculo da distribuição de tensões para cada uma das fatias analisadas. Os resultados deram origem a gráficos de dimensionamento de CTTs, que permitem a minimização dos erros de leitura em função da flexibilidade da célula.

Clayton & Bica (1993) ressaltam que o deslocamento do diafragma na face sensível afeta a distribuição de tensões no solo, especialmente na vizinhança da célula. Maiores deslocamentos do diafragma levam a maiores perturbações e, conseqüentemente, maiores erros. Com o intuito de minimizar esses efeitos os autores propuseram o conceito de fator de ação da célula (CAF – “cell action factor”) e investigaram por meio de análises numéricas em elementos finitos a influência do módulo de Young do solo nos valores de CAF. O trabalho deu origem a gráficos de dimensionamento de CTTs de interface, que relacionam a flexibilidade do diafragma da célula aos valores de CAF.

Outro aspecto que afeta diretamente a interpretação dos valores medidos de tensão em CTTs é o seu processo de calibração. Theroux et al. (2001) encontraram diferenças de até 30% na

sensibilidade de uma CTT entre calibrações em fluido e em solo. Para uma melhor representação das condições a que serão submetidas em campo, os autores recomendam fortemente a calibração em solo, em condições similares às condições de campo.

No entanto, apesar de serem mais representativas, Bhuiyan (2018) ressalta que a calibração de uma CTT em solo geralmente apresenta não linearidade e histerese em seus resultados. Tais comportamentos são decorrentes do atrito e do intertravamento entre as partículas de solo, que sustentam momentaneamente parte da carga aplicada durante a calibração. O autor comparou resultados de calibração de CTT em solo e em fluido, os quais permitiram verificar que a sensibilidade (razão entre a variação do parâmetro de saída e o de entrada) da célula calibrada em solo foi 9% menor que a verificada na calibração com fluido.

Pires (2017) realizou calibrações de uma CTT em uma caixa de aço rígida, com uma membrana de borracha no topo, preenchida com água, para permitir uma melhor uniformização das tensões aplicadas às células. Labuz & Theroux (2005) adotaram um aparato de calibração mais refinado, no qual duas bexigas de borracha, cheias de fluido e conectadas a transdutores de pressão, são utilizadas para dividir uma câmara cilíndrica em três partes, de forma a garantir uma distribuição de tensões ainda mais uniforme.

Finalmente, ressalta-se que o processo de instalação da CTT deve ser feito de forma a gerar o mínimo de perturbação possível no maciço de solo circundante. Em casos envolvendo a calibração da CTT em solo, recomenda-se que a instalação da célula seja feita envolvendo-a com o mesmo tipo de solo utilizado nas calibrações, de modo que o solo forme uma bolsa ao redor da célula, com mesma densidade que a adotada nas calibrações (Theroux et al., 2001).

### **2.2.3 Influência da retração e fluência do concreto**

Dentre os principais fatores que influenciam o monitoramento de deformações em estruturas de concreto armado, ressaltam-se os fenômenos de retração e fluência do concreto. Tais fenômenos geralmente não são considerados na instrumentação de obras geotécnicas de curta duração, como em provas de carga estática. No entanto, em estruturas submetidas a monitoramentos de longo prazo, sua consideração é essencial para a aferição correta das deformações elásticas da estrutura e, conseqüentemente, das cargas atuantes.

A retração em estruturas de concreto pode ocorrer de duas formas. A primeira é denominada retração autógena, que consiste na diminuição do volume de material cimentício devido a hidratação, que se inicia logo após o começo da pega. As deformações provocadas pela retração autógena aumentam com maiores temperaturas, maior consumo de cimento, e menores relações água/cimento, enquanto o esqueleto rígido formado pelo cimento hidratado e os agregados

restringem parte destas deformações (Neville, 1997). A segunda forma é a retração por secagem, que se origina da contração irreversível do concreto. Este fenômeno decorre da perda de umidade para o ambiente e está relacionado à fissuração e a durabilidade da peça (Kalintzis, 2000).

Fluência pode ser definida como o aumento de deformação sob tensão constante (Neville, 1997). Sua ocorrência é atribuída à migração de água nos microporos do concreto, causada pelo carregamento externo (Rüsch, 1981) e pode ser dividida em duas componentes (Mehta & Monteiro, 1994):

1. Fluência básica, que corresponde a todo aumento de deformação sob tensão constante e condições de umidade relativa do ambiente igual a 100%;
2. Fluência por secagem, que é uma parcela adicional de deformação, decorrente da secagem do concreto, verificada em ambientes com umidade relativa menor que 100%.

A Figura 2.24 apresenta uma representação esquemática das diferentes parcelas de deformação que ocorrem no concreto ao longo do tempo, incluindo a parcela de deformação elástica nominal, que é o objetivo da instrumentação de deformações em estruturas voltada para o monitoramento de cargas.

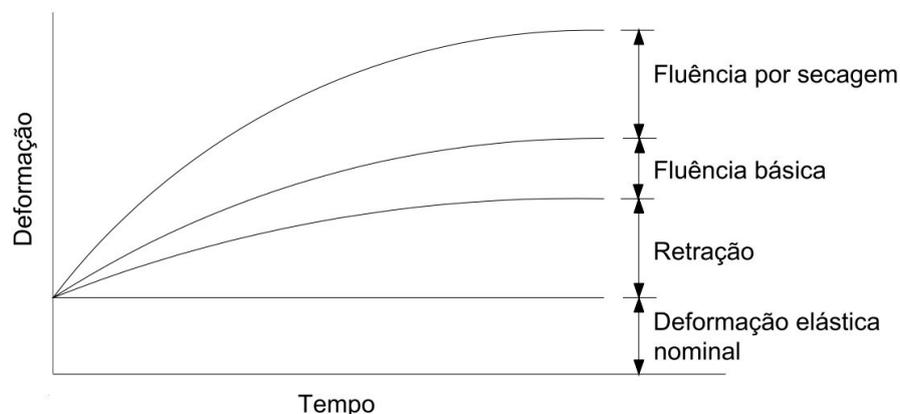


Figura 2.24. Tipos de deformação ao longo do tempo para elementos de concreto simples submetidos a um carregamento constante (modificado de Neville, 1997).

Por serem fatores que afetam diretamente o dimensionamento de estruturas de concreto armado, normas de diferentes países apresentam diretrizes e modelos para o cálculo da fluência e retração. Dentre as principais normas e trabalhos científicos existentes, ressaltam-se os modelos: ACI 209R (ACI, 1997, 2008), B3 (Bazant & Baweja, 2000), CEB MC-90 (CEB-FIP, 1990), EC2 (EUROCODE 2, 2003), GL2000 (Gardner & Lockman, 2001) e NBR 6118 (ABNT, 2014).

Kataoka (2010) verificou por meio de análises paramétricas a influência dos seguintes fatores: umidade relativa, tipo de cimento, resistência à compressão e temperatura; no cálculo

das deformações por fluência e retração a partir de diferentes modelos: ACI 209R, EC2, B3, GL2000 e NBR 6118. Em todos os modelos considerados, a variação da umidade relativa foi o fator mais influente na previsão das deformações por fluência, sendo o modelo B3 apontado como o mais sensível, e o modelo ACI 209R como menos sensível.

Fanourakis & Ballim (2003) compararam a previsão de deformações por fluência e retração de oito diferentes modelos de cálculo, propostos por normas e artigos científicos consagrados, com as deformações reais monitoradas em concreto realizadas em seis diferentes trabalhos científicos, incluindo o banco de dados do RILEM (“Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, systèmes de construction et ouvrages”). Diferentemente dos resultados de Kataoka (2010), cujas análises englobaram uma amostra significativamente menor, a análise estatística apontou o modelo B3 como o mais acurado dentre os analisados.

Vasatko & Vitek (2018) realizaram o monitoramento de deformações em dois pilares de uma edificação de oito pavimentos em Praga. Os autores instrumentaram corpos de prova coletados no mesmo dia da concretagem dos pilares para o acompanhamento das deformações por fluência, os quais permitiram verificar boa concordância entre os resultados monitorados e as previsões de fluência pelo modelo de Bazant (2015).

Al-Manaseer & Lam (2005) também executaram análises estatísticas para avaliação das deformações por fluência e retração previstas pelos modelos ACI 209R, B3, CEB MC-90 e GL2000. O banco de dados do RILEM foi utilizado como amostra. As análises apontam que os modelos GL2000 e B3 foram os que apresentaram melhor previsão simultânea da retração e fluência.

A ACI209.2R-08 (ACI, 2008) comenta que apenas os modelos B3 e GL2000 são capazes de simular o fenômeno de recuperação da fluência em situações de descarregamento (“creep recovery”). Tal aspecto deve ser considerado em problemas que envolvem a interação solo-estrutura, já que o efeito da rigidez da estrutura pode provocar alívios de tensão em determinados elementos de fundação.

Ziehl et al. (2004) utilizaram uma abordagem simplificada para determinar as deformações por fluência e retração em pilares de concreto armado, baseada no modelo da ACI 209R. A verificação da abordagem proposta foi realizada por intermédio de ensaios de retração e fluência em protótipos de pilares de concreto armado, de seção circular, taxas de armadura entre 0,36% e 0,72% e duração do ensaio entre 15 e 18 meses. O método adotado apresentou razoável concordância com os resultados experimentais e mostrou uma tendência de subestimar as deformações medidas em análises de longo prazo.

Kataoka (2010) realizou ensaios de fluência e retração em protótipos de pilares de concreto armado, instrumentados, com classe de resistência igual a 30 MPa, taxa de armadura iguais a 1,4% e 2,8% e tensões iguais a 30 e 40% da resistência à compressão aos 7 dias. A autora ressalta um significativo aumento na restrição das deformações por fluência e retração conforme o aumento da taxa de armadura dos protótipos, com restrições iguais a 41% para taxa de armadura de 2,8% e 28% para a taxa igual a 1,4%. Madureira et al. (2013) verificaram tendência similar por meio de análises numéricas de deformação por fluência em pilares de concreto armado.

Kataoka & Bittencourt (2014) realizaram simulações numéricas em elementos finitos, 3D, no software DIANA, para previsão da fluência e retração em pilares de concreto armado com diferentes taxas de armadura. Os autores ressaltam que o modelo viscoelástico adotado para a simulação da fluência do concreto (Cadeias de Maxwell – Maxwell-Chain) não foi capaz de representar a fluência apropriadamente, mesmo quando calibrado a partir dos dados experimentais.

Kim et al. (2019) verificaram experimentalmente, para condições de secagem, que as deformações por fluência de elementos de concreto submetidas à tensões de tração é igual ou maior que a fluência devido à compressão, dada a mesma magnitude do incremento de tensão.

Ayano (1992) ressalta que em análises de longa duração de seções de concreto armado, as tensões atuantes no concreto não são constantes, devido ao efeito de redistribuição de tensões entre o concreto e o aço, decorrente da fluência do concreto, mesmo sob situações de carga total constante. Assim, a consideração dos efeitos da fluência em seções de concreto armado depende não apenas do modelo de previsão da fluência, mas também da metodologia adotada para considerar a ocorrência de diferentes históricos de tensão.

Bazant & Baweja (2000) destacam que os principais métodos disponíveis para análise de fluência sob históricos de tensão variáveis, podem ser classificados em três classes:

1- Classe I: modelagem numérica do fenômeno com a utilização de modelos constitutivos viscoelásticos de cadeias de Kelvin ou cadeias de Maxwell.

2- Classe II: métodos simplificados de boa acurácia, como o método do módulo efetivo ajustado pelo tempo (AEMM – “Age-adjusted Effective Modulus Method”), de Bazant (1972).

3- Classe III: métodos de baixa acurácia, como o método do módulo efetivo (EMM – “Effective Modulus Method”) ou o método de Dischinger (RCM – “Rate of Creep Method”).

A aplicação de métodos Classe I é restrita a problemas complexos, que exigem grande acurácia. Sua utilização deve ser, necessariamente, realizada a partir de uma sólida base de

dados proveniente de resultados experimentais, de forma a permitir a correta calibração dos modelos constitutivos utilizados.

Métodos Classe III só são válidos em casos de tensão constante com o tempo, nos quais o concreto apresenta elevado nível de envelhecimento no momento de aplicação da carga, ou nos casos em que o envelhecimento não é significativo (Gilbert & Ranzi, 2011).

Desta forma, para a grande maioria dos casos a utilização de métodos Classe II é a mais recomendada. Bazant (1988) ressalta que em casos envolvendo uma série de alterações nas cargas aplicadas aos elementos estruturais, recomenda-se a aplicação do AEMM para cada incremento de carga, seguido da aplicação do princípio da superposição dos efeitos, de forma a considerar as deformações por fluência incrementais no cálculo da fluência total.

Bazant & Baweja (2000) apontam que o princípio da superposição dos efeitos pode ser assumido em análises de fluência desde que exista a linearidade entre tensões e deformações para o comportamento do concreto, o que geralmente é verificado para tensões no concreto de até 40-45% da resistência média a compressão aos 28 dias.

#### **2.2.4 Principais desafios e soluções na análise dos dados da instrumentação**

Conforme descrito ao longo da Seção 2.2, a instrumentação de deformações em estruturas de concreto armado é um serviço cujos resultados são afetados por diferentes fatores. Esses constituíram desafios para a elaboração da tese, e por isso são apresentados nessa subseção junto a potenciais soluções, conforme mostra a Tabela 2.9. O detalhamento das soluções utilizadas para cada um dos desafios listados, incluindo as premissas adotadas e as equações necessárias para a aplicação dos métodos, será apresentada no Capítulo 3 da tese.

Tabela 2.9. Relação de desafios e soluções utilizadas na interpretação dos dados da instrumentação.

DESAFIO	SOLUÇÃO
Varição do módulo de elasticidade do concreto conforme o nível de tensão.	Utilizar o método do módulo secante para a interpretação dos dados instrumentados.
Variabilidade do concreto utilizado na confecção de cada elemento.	Coletar corpos de prova de concreto de cada elemento instrumentado e submetê-los a ensaios para a determinação do seu comportamento tensão-deformação.
Influência das deformações por retração e fluência do concreto, considerando a variação de tensão nos elementos instrumentados ao longo do tempo.	Escolher e aplicar um modelo teórico de previsão da fluência e retração, e associá-lo a um método para análise de fluência sob um histórico de tensões variável, a fim de obter estimativas de tais parcelas de deformação.
Arqueamento de tensões nas CTTs.	Dimensionar a espessura do diafragma das células de tensão total visando obter valores de CAF próximos de 1.
Obtenção das retas de calibração das CTTs.	Realizar a calibração das CTTs no solo da obra, diretamente no local da instalação.

### 3. METODOLOGIA

Este capítulo, apresenta uma descrição detalhada da fundação do edifício em análise, da instrumentação utilizada, dos ensaios de campo e laboratório realizados, e dos métodos complementares aplicados para a análise da referida fundação.

#### 3.1 DESCRIÇÃO DA OBRA

O edifício instrumentado está localizado em um terreno com área igual a 1780 m<sup>2</sup>, na rua 70, quadra C-14, lotes 15/17, Setor Jardim Goiás, Goiânia-GO, conforme mostra a Figura 3.1. Apresenta 2 subsolos e 53 pavimentos, com um total de 172,4 m de altura em relação ao nível da calçada. A obra é de propriedade do Grupo PALME, e foi iniciada em fevereiro de 2019, com previsão de entrega para os clientes em janeiro de 2023. As Figuras 3.2a, 3.2b, 3.2c e 3.2d mostram, respectivamente, uma fotografia aérea da obra em quatro datas diferentes: maio de 2019, maio de 2020, maio de 2021 e janeiro de 2022, esta última na qual a obra já se encontra com percentual construído igual a 91%.

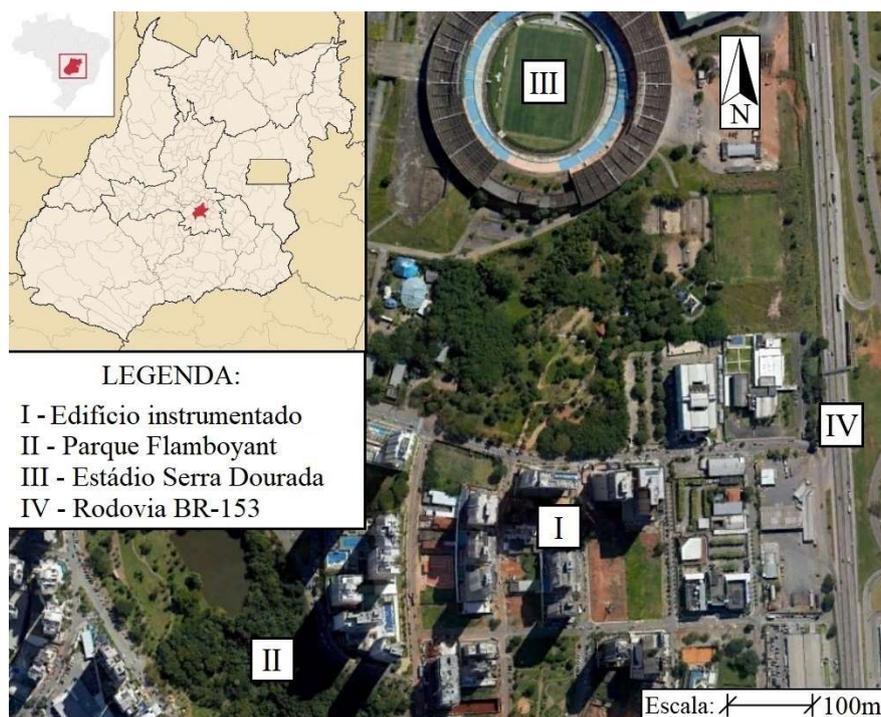


Figura 3.1. Localização da obra em Goiânia, posição do norte geográfico, escala e locais de referência próximos à obra (Fonte: Google Earth).

A fundação do edifício é do tipo radier estaqueado (Figura 3.3), responsável por suportar todos os 17 pilares da torre. O radier possui espessura constante igual a 2,1 metros e área igual a 681 m<sup>2</sup>. O estaqueamento é composto por 241 estacas do tipo hélice contínua monitorada, com 10,7 m de comprimento, 0,7 m de diâmetro e espaçamento variável entre 2,5D e 2,8D.

O projeto foi elaborado sob a abordagem convencional (Randolph, 1994), com as análises numéricas realizadas pelo software GARP, que indicou uma parcela de carga absorvida pelas estacas entre 90% e 95% da carga total (a depender da combinação de carregamentos externos considerada). Assim, apesar da existência do contato radier-solo, o elevado percentual de carga absorvida pelo estaqueamento faz com que sua concepção se aproxime da utilizada em projetos de blocos sobre estacas.

Katzenbach et al. (2016) apresenta diretrizes para o projeto, verificação e construção de radiers estaqueados, cuja aplicação é recomendada apenas em fundações cujo percentual de carga absorvido pelas estacas seja menor que 90%.

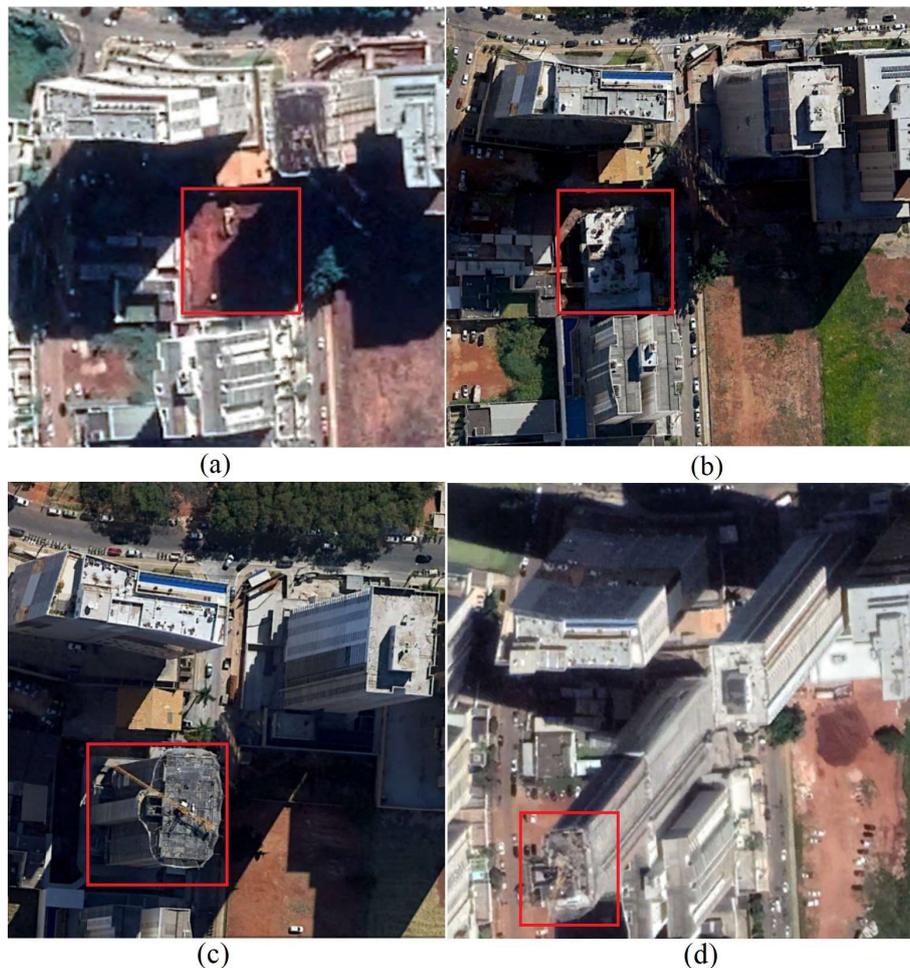


Figura 3.2. Fotografia aérea da obra (retângulo em vermelho) em diferentes épocas: maio de 2019 (a), maio de 2020 (b), maio de 2021 (c) e janeiro de 2022 (d) (Fonte: Google Earth).

A fundação dos pilares da periferia foi executada em blocos sobre estacas. A Figura 3.3 mostra a representação em planta do radier estaqueado, com a projeção dos pilares da edificação (P1 até P17), das estacas instrumentadas (E1 até E23), das células de tensão total instaladas (CTT-1 até CTT-10), a localização das provas de carga estática (PCE-01 até PCE-03) e as estruturas de contenção dos subsolos e da escavação do radier.

Devido à existência de dois subsolos (6,48 m de escavação) e à profundidade necessária para o fosso dos elevadores (3,24 m de escavação adicional), o topo do radier estaqueado ficou no nível -9,72 m, com a cota de arrasamento das estacas no nível -11,72 m, 10 cm acima do fundo do radier (-11,82 m). Foram realizadas duas estruturas de contenção em estacas espaçadas, ambas do tipo hélice contínua monitorada, conforme mostra a Figura 3.4.

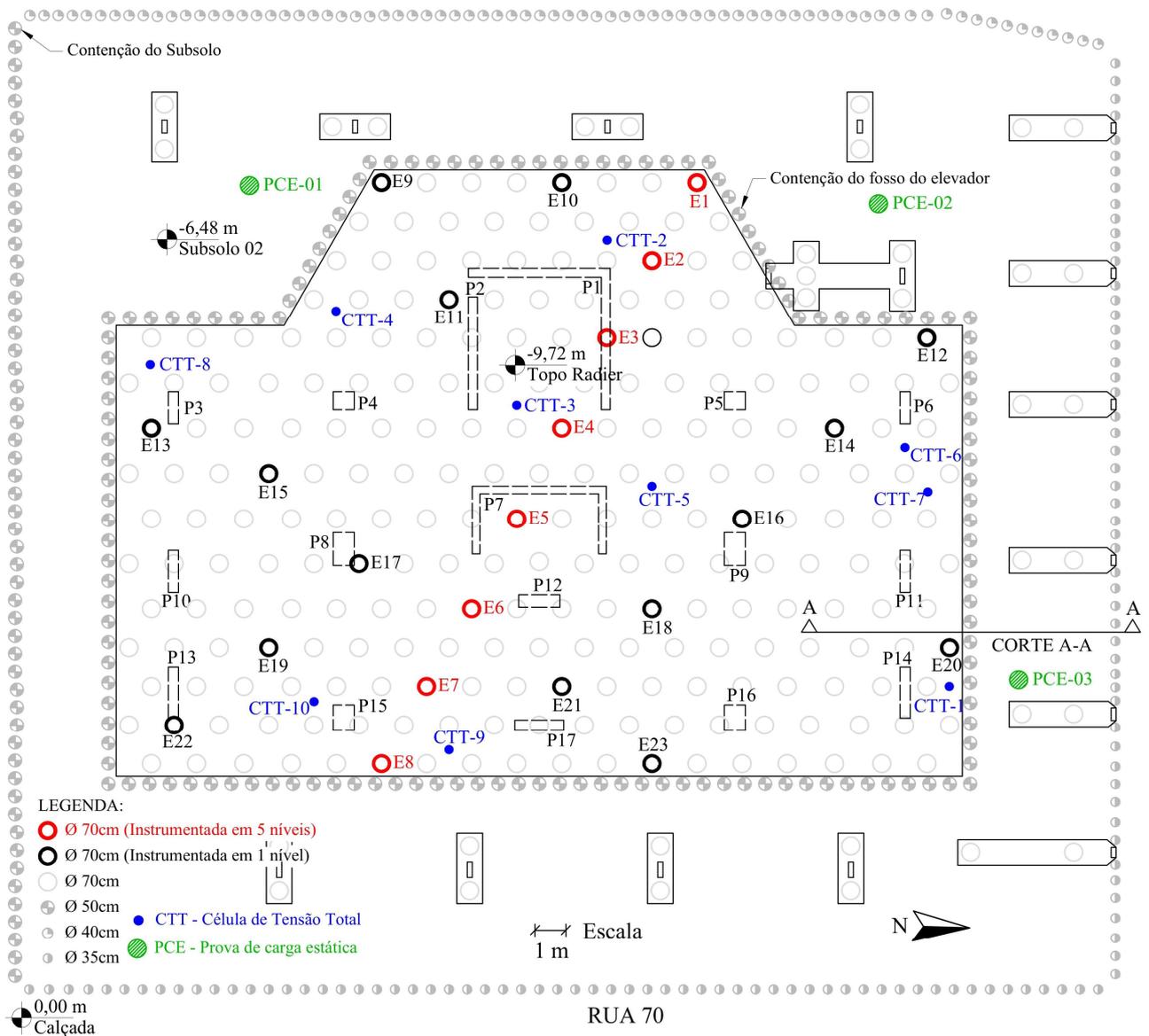


Figura 3.3. Planta geral da fundação da obra e localização do Corte A-A (lateral direita).

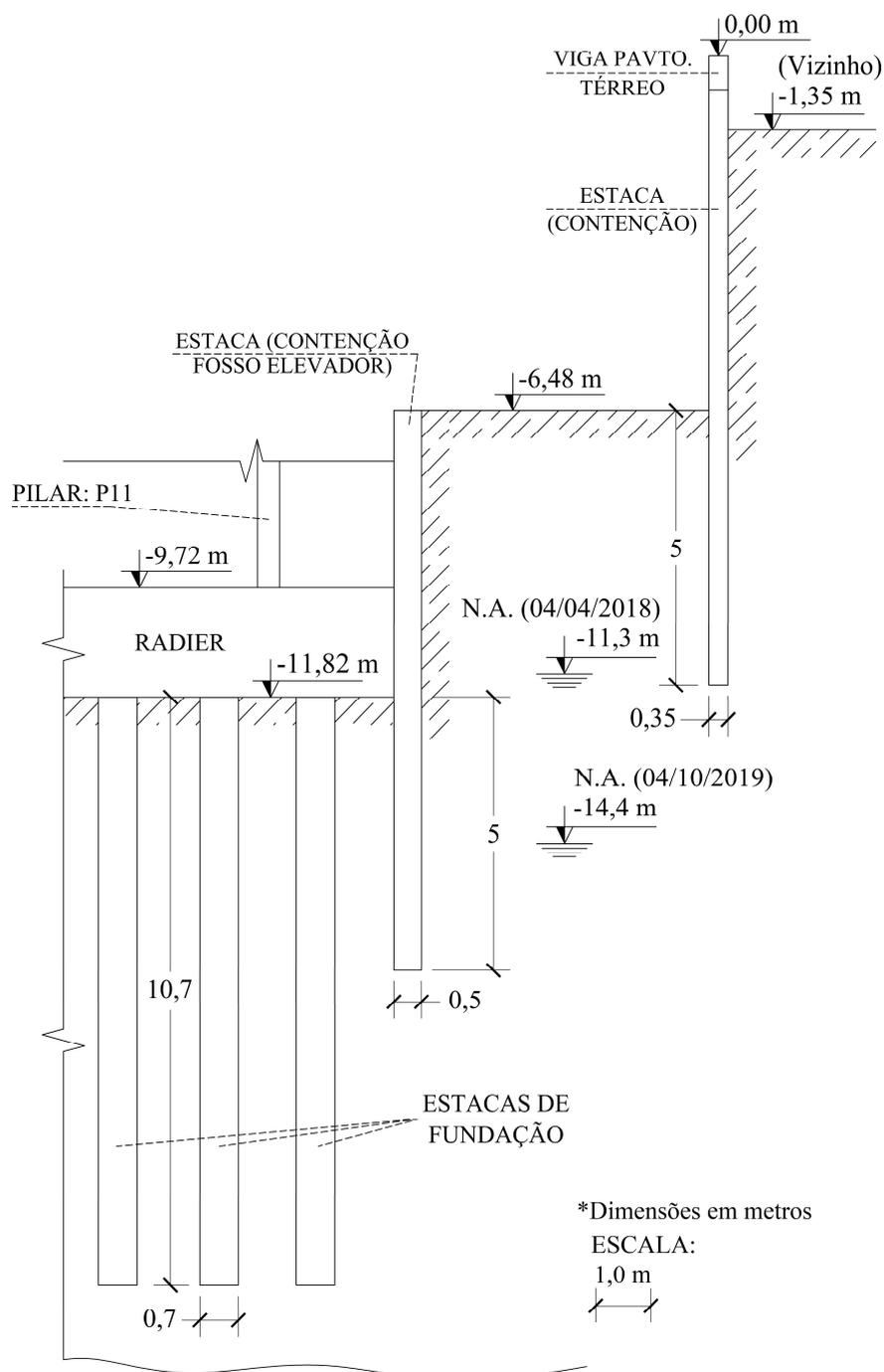


Figura 3.4. Geometria da fundação, das contenções e posição do nível d'água (N.A.), no Corte A-A.

### 3.2 DEFINIÇÃO DO MODELO GEOTÉCNICO

Na presente seção será detalhada a campanha de investigação geotécnica conduzida para a referida obra (Subseções 3.2.1 a 3.2.6), composta por ensaios de campo e laboratório. Os dados obtidos foram associados aos resultados de provas de carga estática instrumentadas (Subseção 3.2.7), de forma a permitir a obtenção de um modelo geotécnico robusto. Finalmente, simulações numéricas axissimétricas em elementos finitos foram utilizadas para a calibração e validação do modelo obtido (Subseção 3.2.8).

### 3.2.1 Investigação geotécnica preliminar

A campanha de investigação geotécnica inicial consistiu na execução cinco sondagens de simples reconhecimento com SPT (“Standard Penetration Test”) e uma sondagem mista (SM) para caracterização do maciço rochoso. A localização destas e dos demais ensaios de campo realizados, incluindo cinco furos para execução de ensaios pressiométricos de Ménard (PMT) e cinco valas para a coleta das amostras de solo indeformadas (BLC), estão indicadas na Figura 3.5.

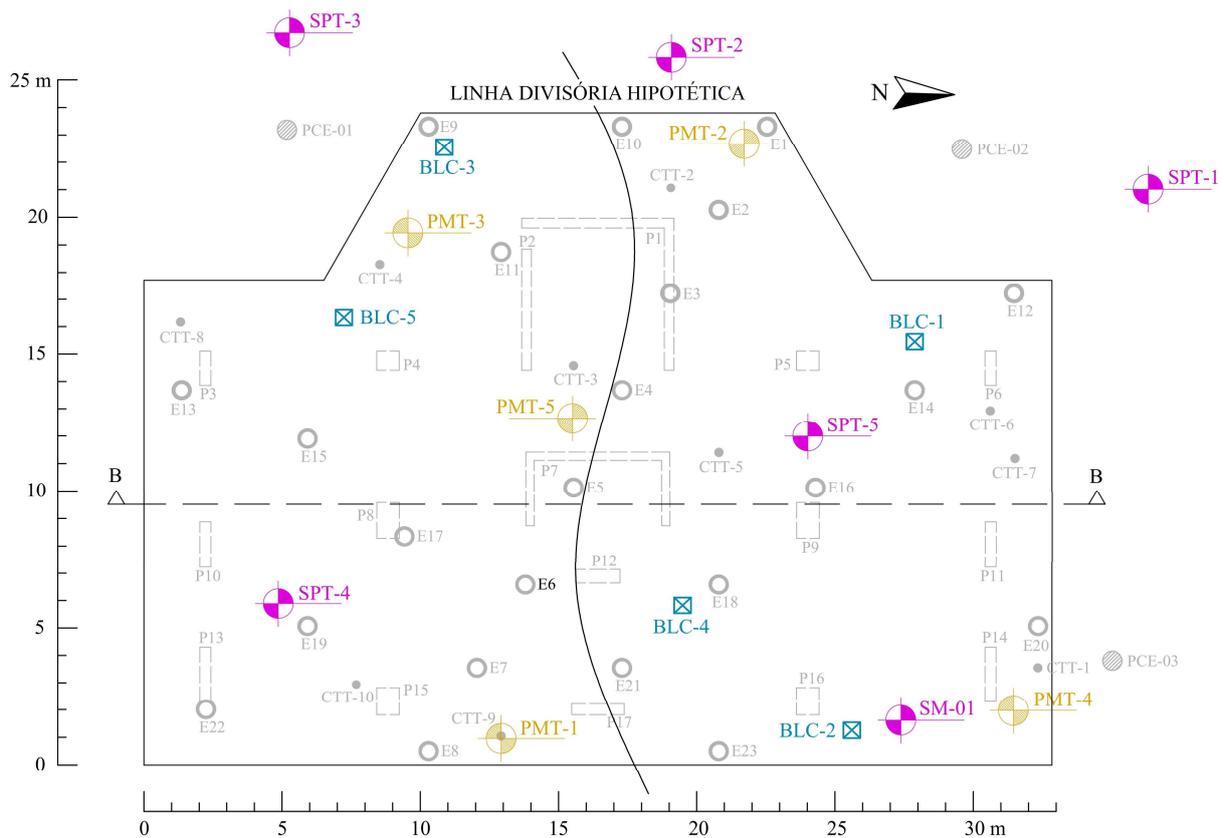


Figura 3.5. Localização dos furos para execução das sondagens do tipo SPT e SM, dos ensaios de PMT, das valas para extração das amostras indeformadas (BLC) e do Corte B-B.

A análise tátil visual das amostras coletadas nas sondagens (SPT-1 a SPT-5; SM-1) e o acompanhamento do processo executivo das estacas hélice contínua permitiu a definição de um perfil geotécnico típico para a referida obra, indicado na Figura 3.6, definido pelo corte B-B (Figura 3.5).

O perfil indica uma camada superficial de aproximadamente 7 metros de espessura, composta por argila pouco arenosa vermelha, que foi escavada durante a execução dos subsolos. A camada intermediária apresenta uma espessura variável, entre 9 e 12 metros, sendo composta por uma porção de silte argiloso roxo e outra de areia siltosa vermelha micácea, com ambas camadas apresentando veios de quartzo, como mostram as Figuras 3.7a e 3.7b, respectivamente.

A interseção entre tais camadas divide o radier estaqueado em aproximadamente duas metades, conforme a linha divisória hipotética indicada nas Figuras 3.5 e 3.6, que foi estimada com base no acompanhamento da execução das estacas hélice contínua. Finalmente, uma camada de silte arenoso amarelo-esverdeado com presença de fragmentos de rocha entre 60 mm e 400 mm (pedras de mão – diâmetro entre 60 e 200 mm – e matacões – diâmetro entre 200 mm e 1 m – conforme a NBR 6502, ABNT 1995) se estende até a camada rochosa, de micaxisto, extremamente fraturado, entre 23 a 25 m de profundidade. Foram identificados os níveis d'água ao término da estação chuvosa (abril de 2018) e ao término da estação seca (outubro de 2019), que indicaram uma variação sazonal de 3,1 m no nível freático.

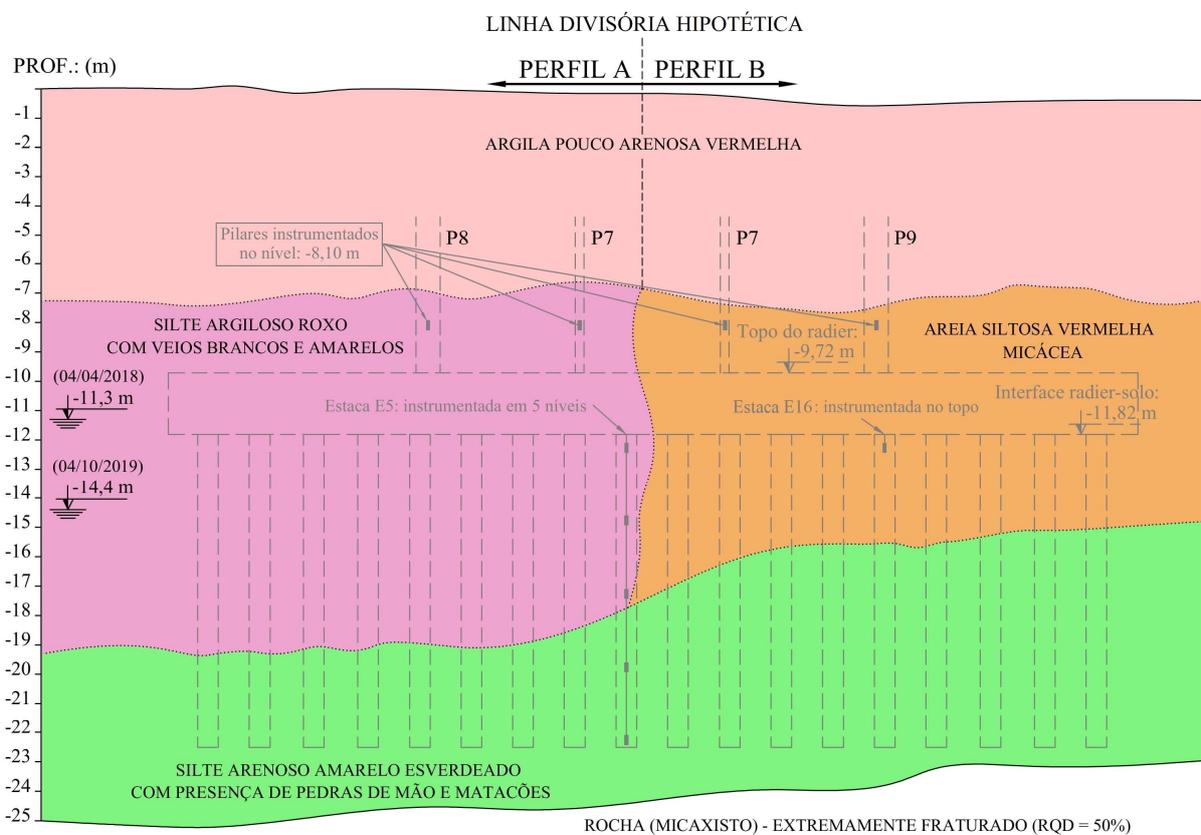


Figura 3.6. Perfil geotécnico representativo da obra, conforme corte B-B, com sobreposição da fundação do edifício (linha tracejada de cor cinza)

A Figura 3.8 mostra os valores médios do índice à penetração ( $N_{SPT}$ ) e o seus respectivos coeficientes de variação, conforme os furos de sondagem tipo SPT realizados no Perfis A e B. Os resultados médios de  $N_{SPT}$  em cada região corroboram com a diferença de solo verificada pela análise tátil visual, com a camada de areia siltosa do Perfil B apresentando resistência muito superior à camada de silte argiloso do Perfil A, a partir dos 8 m de profundidade.

De forma geral, os coeficientes de variação das sondagens apresentaram valores entre 10% e 60%, em concordância com os valores reportados na literatura, entre 15% e 54% (Kulhawy,

1992; Uzielli, 2008; Kwak et al., 2010; Bernardes, 2021). A presença de fragmentos de rocha na camada de silte arenoso esverdeado (Figuras 3.9 e 3.10) pode ser relacionada aos elevados valores de coeficiente de variação (acima de 80%) verificados para os valores de  $N_{SPT}$  entre 17 e 20 m de profundidade.



(a)

(b)

Figura 3.7. Camada de silte argiloso roxo (a) e de areia siltosa (b), ambas a aproximadamente 11 m de profundidade.

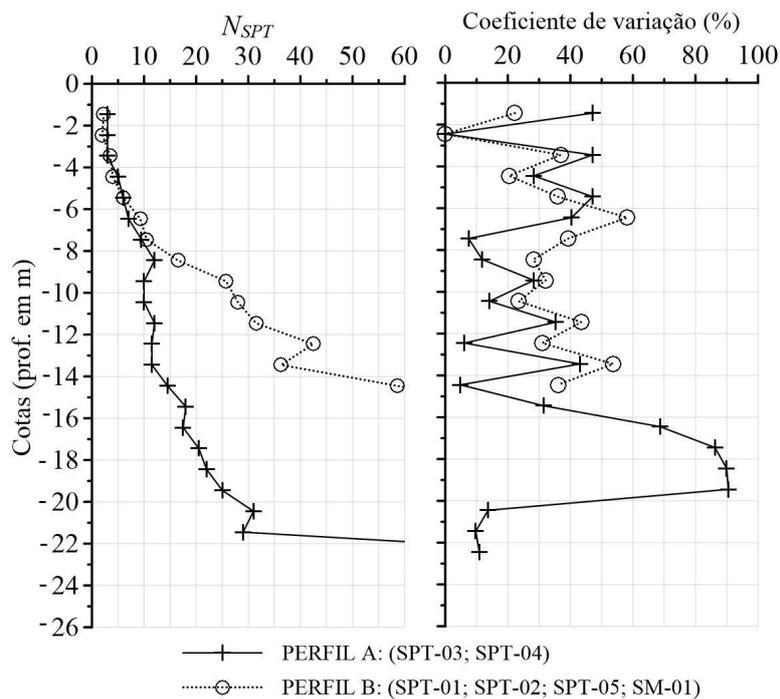


Figura 3.8. Valores médios de índice à penetração ( $N_{SPT}$ ) e seus respectivos coeficientes de variação para as sondagens realizadas nos Perfis A e B.

Para uma melhor caracterização das camadas intermediárias do perfil geotécnico da Figura 3.6 foram coletadas 9 amostras deformadas, à diferentes profundidades, para a realização de ensaios caracterização física, incluindo granulometria, limites de consistência e massa específica dos sólidos, conforme as respectivas normas: NBR 7181 (ABNT, 2016a), NBR 6459 (ABNT, 2016b), NBR 7180 (ABNT, 2016c) e NBR 6508 (ABNT, 1984). A Figura 3.11 mostra

a localização das amostras coletadas e a Tabela 3.1 um resumo dos resultados dos ensaios de caracterização, com suas respectivas classificações pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS).

Os resultados dos ensaios de caracterização expostos na Tabela 3.1 confirmaram a classificação tátil visual realizada no perfil geotécnico da Figura 3.6, com as amostras de 1 a 6 indicando um material fino, coesivo, dotado de alta plasticidade e apresentando fração de finos entre 63,5% (Amostra 5) e 87% (Amostra 1). A classificação do referido solo pelo SUCS corresponde a um silte de alta compressibilidade (MH).



Figura 3.9. Presença de matacões e pedras de mão extraídos durante a perfuração das estacas (fragmentos circulado em vermelho com dimensões entre 20 e 30 cm).



Figura 3.10. Fragmento de matacão de micaxisto extraído da Figura 3.9, vista superior (a) e corte (b).

Nas amostras 7, 8 e 9 foi verificada a predominância de um material granular, não plástico, classificado como areia siltosa (SM). Não foram verificadas grandes variações nos valores de massa específica dos sólidos ( $\rho_s$ ) entre os dois tipos de solo, com valores médios de 2838 kg/m<sup>3</sup> e 2780 kg/m<sup>3</sup> para os solos MH e SM, respectivamente. Os valores são coerentes com o esperado para os solos da região, devido a elevada presença de silicatos e quartzo ( $\rho_s = 2650$  kg/m<sup>3</sup>) entre seus minerais constituintes.

A análise da fração de argila obtida nos ensaios com defloculante e sem defloculante deixam evidente a ação do hexametáfosfato de sódio como agente dispersor das partículas, revelando uma maior parcela de finos nas amostras coletadas, conforme exposto nas curvas granulométricas da Figura 3.12. Tal aspecto confirma a elevada presença de aglomerados a base de argilominerais, comumente encontrados em solos lateríticos dessa região.

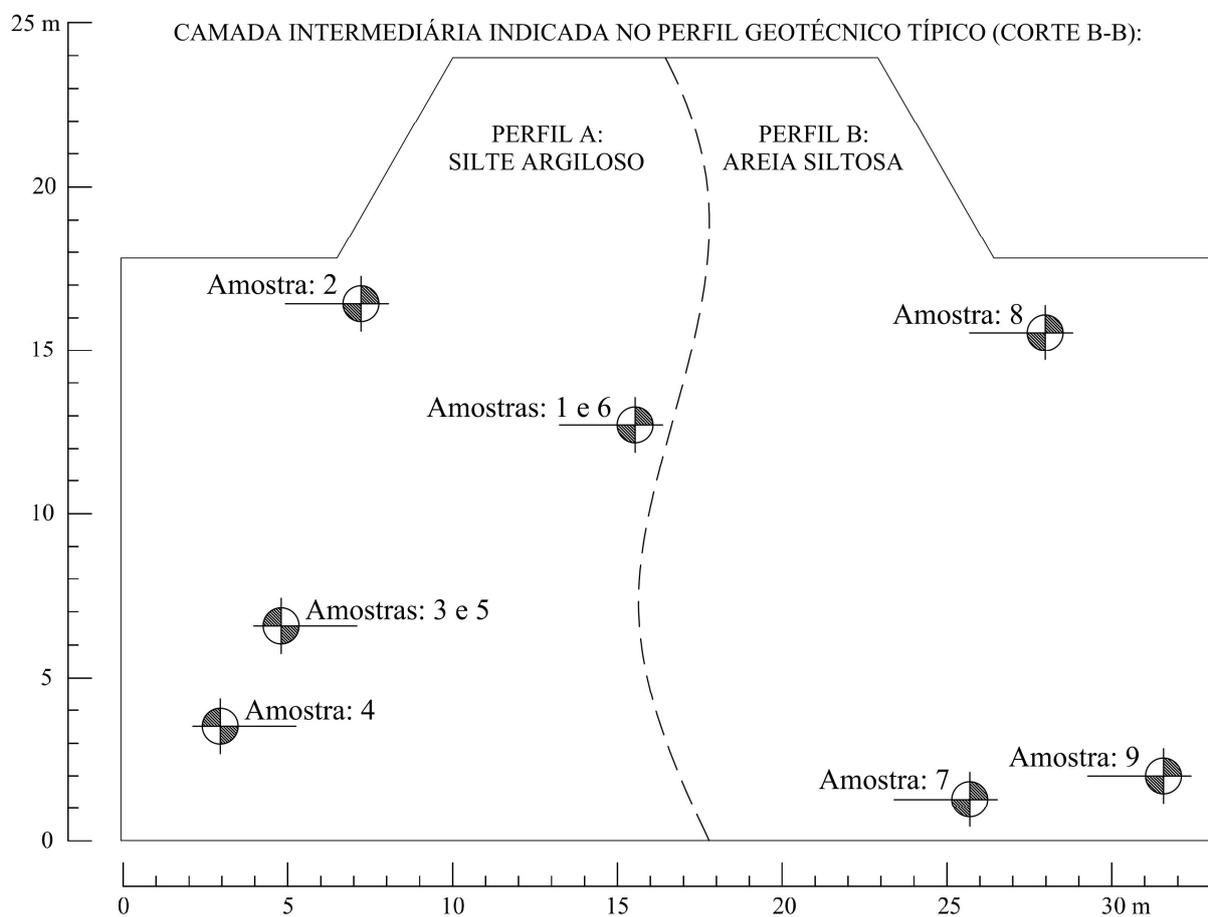


Figura 3.11. Localização das amostras deformadas utilizadas nos ensaios de caracterização física.

As Figuras 3.13a e 3.13b apresentam, respectivamente, a composição granulométrica média das amostras coletadas no Perfil A (Amostras 1 a 6) e no Perfil B (Amostras 7, 8 e 9). Os resultados mostram uma grande concentração de finos (argila e silte) no solo do Perfil A

(Figura 3.13a), enquanto no Perfil B (Figura 3.13b) verifica-se um composição predominantemente arenosa, com percentual de areia no solo em torno de 60%.

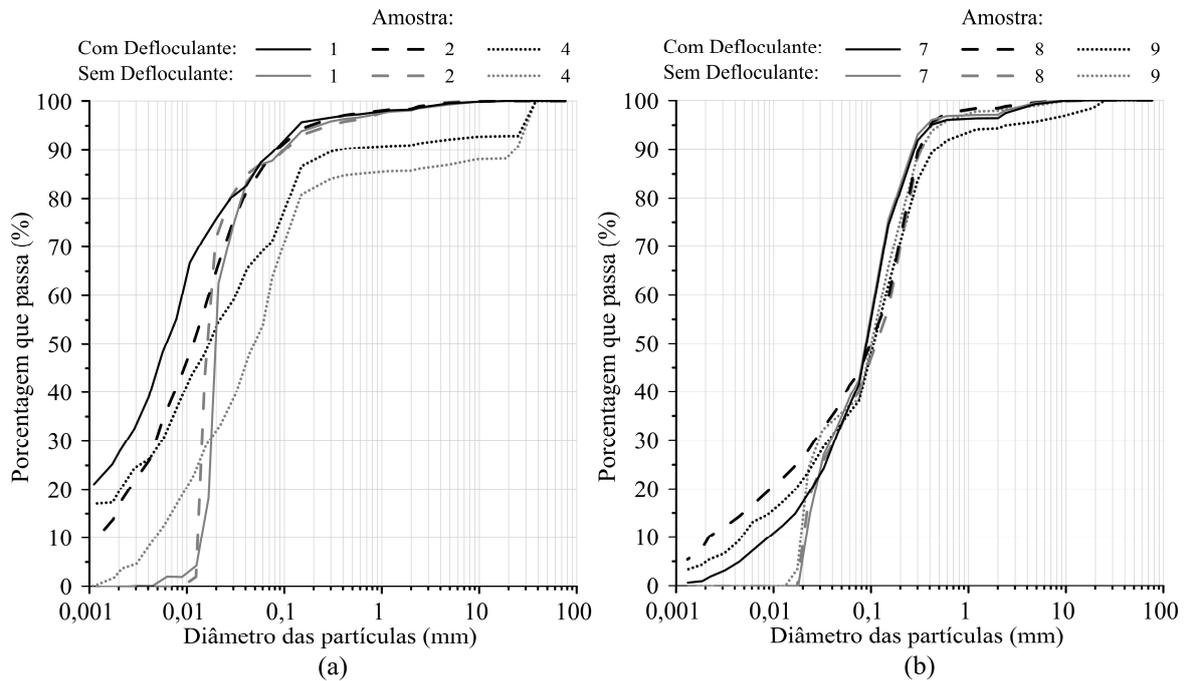


Figura 3.12. Curvas granulométricas das amostras de solo de silte de alta compressibilidade – Perfil A (a) e de areia siltosa – Perfil B (b).

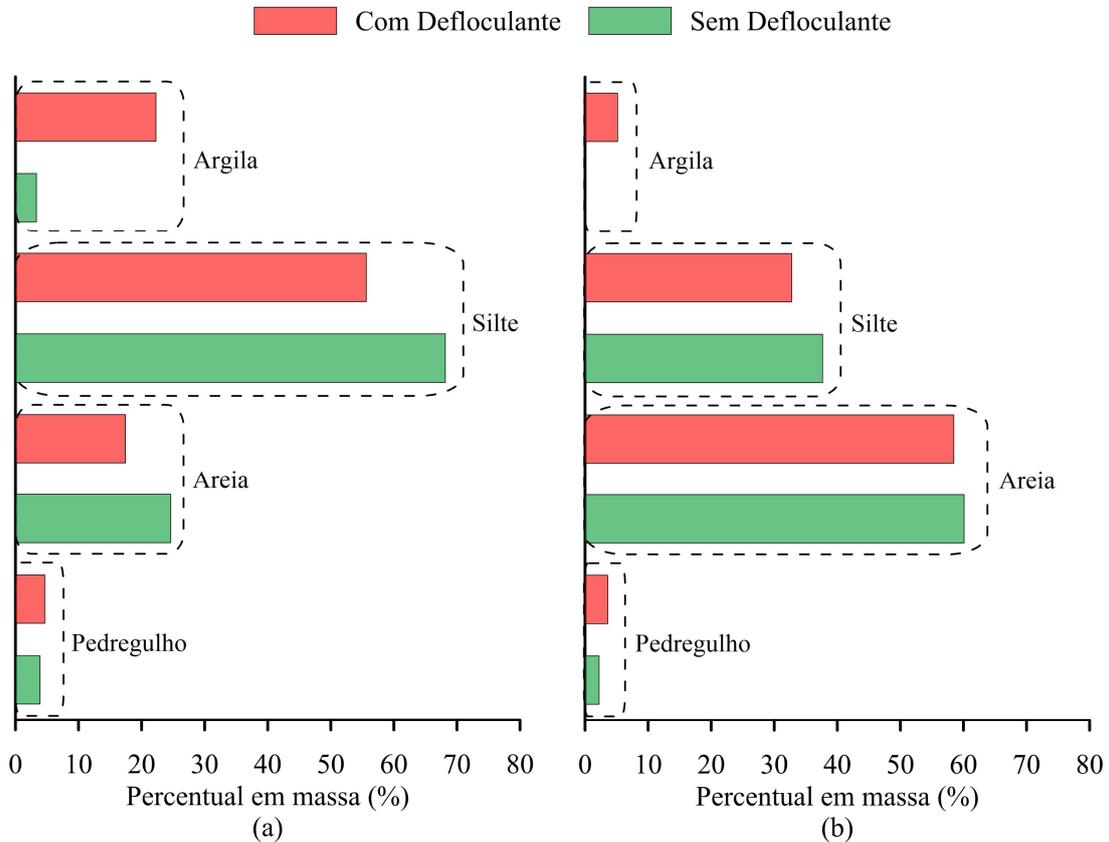


Figura 3.13. Composição granulométrica média das amostras 1 a 6 (Perfil A) (a) e das amostras 7 a 9 (Perfil B) (b).

Tabela 3.1. Resultados dos ensaios de caracterização realizados nas amostras deformadas 1 a 9.

Amostra Elevação (m):	$\rho_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	Limites de Consistência			* Frações de solo (%) Sem defloculante				* Frações de solo (%) Com defloculante				SUCS
		LL	LP	IP	C	M	S	G	C	M	S	G	
		<b>1</b> -11,72 a -15,72	2838	62%	38%	24%	0.0	87.0	11.1	1.9	27.0	60.0	
<b>2</b> -11,72	2873	56%	41%	15%	0.0	87.0	11.4	1.6	17.0	70.0	11.4	1.6	MH
<b>3</b> -10,22 a -13,22	2811	86%	40%	46%	15.0	68.0	13.7	3.3	33.2	48.8	6.4	11.6	MH
<b>4</b> -14,22 a -18,22	2859	55%	36%	20%	3.5	50.5	31.8	14.2	20.0	49.0	22.0	9.0	MH
<b>5</b> -18,22 a -19,22	2824	53%	36%	17%	1.0	54.0	43.7	1.3	17.0	46.5	33.7	2.8	MH
<b>6</b> -15,72 a -17,72	2825	52%	33%	19%	0.5	62.5	36.0	1.0	19.5	59.5	19.8	1.2	MH
<b>7</b> -11,72	2778	35%	-	NP	0.0	39.0	58.1	2.9	1.5	35.5	59.4	3.6	SM
<b>8</b> -11,72	2773	37%	-	NP	0.0	37.0	61.3	1.7	9.0	32.3	57.1	1.6	SM
<b>9</b> -10,72 a -14,72	2788	41%	-	NP	0.0	37.0	60.9	2.1	5.0	30.5	58.9	5.6	SM

\* Legenda dos símbolos correspondentes: C – Argila; M – Silte; S – Areia; G – Pedregulho; NP – Não plástico.

### 3.2.2 Execução e interpretação dos ensaios pressiométricos

Para melhorar a caracterização dos parâmetros de deformabilidade do solo local, foram realizados 26 ensaios pressiométricos, distribuídos em 5 furos sobre a projeção do radier, conforme localização dos furos exposta na Figura 3.5.

Foi utilizado um pressiômetro tipo Ménard, fabricado pela empresa APAGEO (Figura 3.14). O equipamento utiliza um cilindro de nitrogênio pressurizado como fonte de pressão externa. Foi utilizada uma sonda com 60 mm de diâmetro, equipada com uma membrana expansível de borracha com 3 mm de espessura. Antes da realização dos ensaios a sonda pressiométrica foi calibrada pelos métodos de perda de volume e perda de pressão, seguindo o procedimento descrito em Machado (2020).



Figura 3.14. Pressiômetro utilizado nos ensaios conduzidos na obra.

Os ensaios foram realizados no final da estação seca, ao longo do mês de outubro, a fim aproveitar a variação sazonal do nível freático para viabilizar a execução dos ensaios até maiores profundidades. Esses permaneceram entre 9 e 18 m (a partir do nível do terreno natural) devido a limitações relacionadas à execução dos pré-furos, que foram executados com trado manual. O furo foi escavado em etapas, sendo que, uma vez atingida a cota do ensaio, o processo de perfuração era interrompido para a execução do ensaio. Foi utilizado um trado tipo copo com 63 mm de diâmetro, o que resultou em uma relação entre o diâmetro do furo e o diâmetro da sonda menor que 1,15, de acordo com o proposto pelas normas internacionais D 4719 (ASTM, 2000) e NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000).

Foram utilizados acréscimos de pressão iguais a 25 kPa ou 50 kPa, dependendo da deformabilidade do solo, mantidos por período de 60 s, no qual foram realizadas leituras no volumímetro em intervalos de 15 s, conforme o procedimento proposto pela norma francesa NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000). A pressão diferencial (diferença de pressão entre a célula central e as células de guarda) foi verificada antes do início de cada ensaio e ajustada de acordo com profundidade da sonda.

O tratamento dos resultados do ensaio seguiu as recomendações da norma francesa NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000), as quais permitiram obter os valores de módulo pressiométrico de Ménard ( $E_M$ ) e pressão limite ( $P_L$ ) expostos nas Figuras 3.15a e 3.15b, respectivamente. Os resultados indicam valores concordantes com o tipo de solo de sua respectiva camada, com os ensaios realizados em areia siltosa (PMT-2 e PMT-4) apresentando valores de  $E_M$  e  $P_L$  maiores que os verificados para a camada de silte argiloso, conforme indicado pela linha tracejada vermelha.

Os resultados confirmam a tendência verificada pelos ensaios do tipo SPT (Figura 3.8), com a camada intermediária de areia siltosa (Perfil B) apresentando maior resistência e menor deformabilidade que a camada intermediária de silte argiloso (Perfil A).

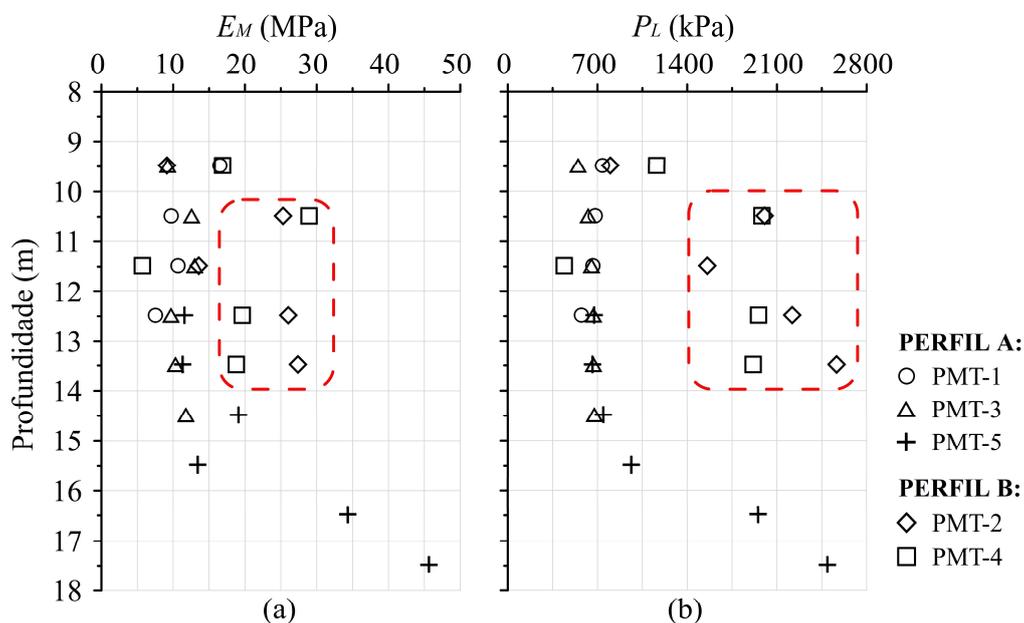


Figura 3.15. Valores de  $E_M$  (a) e  $P_L$  (b) obtidos nos ensaios pressiométricos realizados a diferentes profundidades.

Apesar do PMT ser um ensaio de campo apropriado para a determinação de parâmetros de deformabilidade do solo, a preparação dos furos, inerentes à execução do ensaio, faz com que a parte inicial da curva pressiométrica seja perdida devido à recompressão do solo. Assim

sendo, este trabalho utiliza a extensão hiperbólica de Baud et al. (2013) para recompor o trecho inicial da curva pressiométrica e assim permitir a obtenção do módulo cisalhante tangente máximo ( $G_{máx}$ ), obtido à pequenas deformações.

Considerando que  $G_{máx}$  é obtido para deformações circunferenciais da ordem de  $10^{-3}$  a  $10^{-4}$ , é razoável admitir a validade da teoria da elasticidade no referido nível de deformação e assim obter valores de módulo de elasticidade tangente máximo ( $E_{máx}$ ), conforme o procedimento proposto por Bernardes et al. (2022). Os valores calculados de  $E_{máx}$  para diferentes profundidades estão presentes na Figura 3.16.

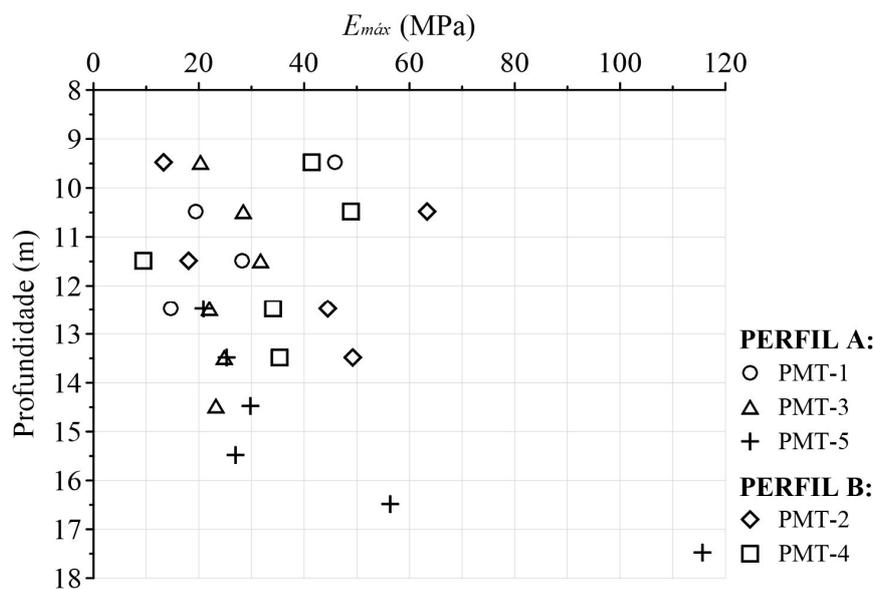


Figura 3.16. Valores de  $E_{máx}$  obtidos para diferentes profundidades e ensaios PMT.

Tal procedimento foi realizado visando obter o valor de módulo de deformabilidade tangente inicial, necessário para a calibração da rigidez do solo no modelo constitutivo adotado no modelo geotécnico da obra (“*Hardening Soil Model*” – Schanz et al., 1999), conforme será explicado em detalhe na Subseção 3.2.8.

Assim, os resultados dos ensaios pressiométricos puderam ser utilizados para a caracterização da deformabilidade de diferentes camadas de solo, nas quais não foi possível a coleta de amostras indeformadas, necessárias para a realização de ensaios de compressão triaxial.

### 3.2.3 Retirada das amostras indeformadas

Durante a etapa de escavação do radier foram coletadas 5 amostras indeformadas para a realização de ensaios de laboratório. A localização dos blocos indeformados retirados (BLC-1 a BLC-5) está exposta na Figura 3.5. A extração e moldagem seguiu as recomendações da NBR

9604 (ABNT, 2016d). Todos os blocos foram retirados a uma profundidade igual a 11,5 m, com o objetivo de serem representativos da camada de solo em contato com o radier. Dificuldades relacionadas à conciliação entre os cronogramas da obra e o da presente tese, e à profundidade do nível freático, inviabilizaram a retirada de amostras indeformadas em outras profundidades.

Foram coletados três blocos de areia siltosa (BLC-1, BLC-2 e BLC-4) e dois blocos de silte argiloso (BLC-3 e BLC-5). Durante a retirada dos blocos de areia siltosa pode ser percebida uma intensa anisotropia do solo local, conforme a orientação das camadas interfoliadas de solo, expostas na Figura 3.17a. Tal característica foi verificada em menor intensidade nos blocos de silte argiloso coletados à mesma profundidade (Figura 3.17b). Após a moldagem manual e revestimento dos blocos com parafina e talagarça (Figura 3.17c), os mesmos foram transportados para uma câmara escura.

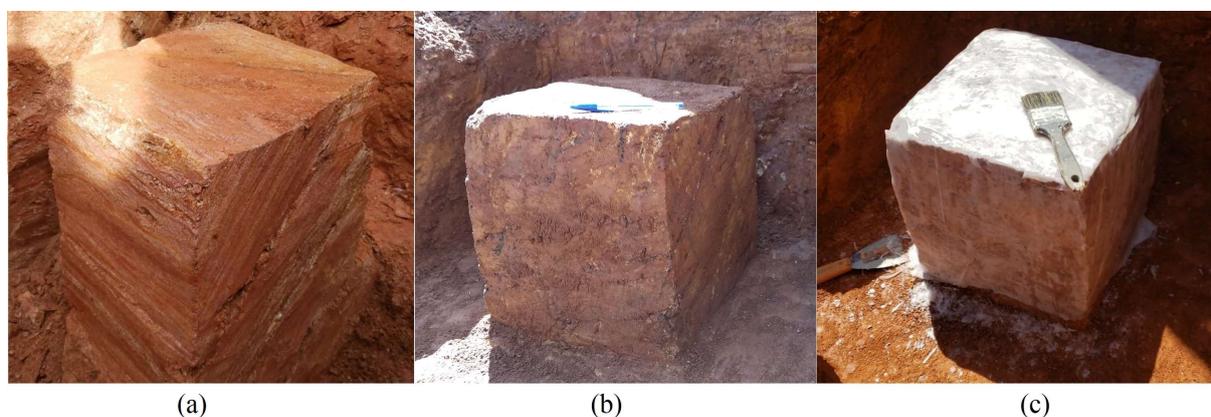


Figura 3.17. Moldagem dos blocos indeformados de areia siltosa (a), silte argiloso (b) e processo de revestimento dos blocos com parafina e talagarça (c).

Os blocos foram coletados para a realização de uma campanha de ensaios de resistência e deformabilidade do solo, a qual originalmente previa a execução de uma série de ensaios de compressão triaxial, consolidados drenados, em condições de umidade natural e saturada.

No entanto, a elevada presença de descontinuidades verificada nos blocos de areia siltosa BLC-1 e BLC-4, tornou inviável a moldagem de corpos de prova indeformados dos referidos blocos. Apesar do acamamento do solo apresentar uma orientação dominante (Figura 3.17a), com inclinação variando entre  $30^\circ$  e  $45^\circ$  com a horizontal, a elevada presença de descontinuidades formadas pela interposição de camadas de quartzo friável provocou a quebra de sucessivos corpos de prova durante a moldagem, conforme mostram as Figuras 3.18a e 3.18b.

Desta forma, optou-se pela realização de ensaios de cisalhamento direto nos blocos BLC-1 e BLC-4, que requerem a moldagem de corpos de prova de menor dimensão. Para informações

sobre a razão de sobre adensamento do solo local foram realizados ensaios de compressão oedométrica nos blocos BLC-1, BLC-3 e BLC-4. A Tabela 3.2 indica a relação de ensaios realizados em cada bloco indeformado, com as respectivas siglas indicativas de cada ensaio. Os corpos de prova foram moldados respeitando a mesma direção de aplicação da carga em campo (vertical). Os ensaios foram realizados pelo laboratório de FURNAS Centrais Elétricas S.A.

Tabela 3.2. Tabela de ensaios de laboratório de resistência e deformabilidade.

Bloco Indeformado	Ensaio realizado	Siglas
BLC-1 (Areia Siltosa)	Compressão oedométrica inundado	CO-1s
	Compressão oedométrica natural	CO-1n
	Cisalhamento direto inundado	CI-1s
	Cisalhamento direto natural	CI-1n
BLC-2 (Areia Siltosa)	Compressão triaxial tipo CD saturado	CD-2s
BLC-3 (Silte Argiloso)	Compressão triaxial tipo CD natural	CD-3n
	Compressão oedométrica inundado	CO-3s
BLC-4 (Areia Siltosa)	Compressão oedométrica inundado	CO-4s
	Compressão oedométrica natural	CO-4n
	Cisalhamento direto inundado	CI-4s
	Cisalhamento direto natural	CI-4n
BLC-5 (Silte Argiloso)	Compressão triaxial tipo CD saturado	CD-5s



Figura 3.18. Tentativa malsucedida de moldagem de corpo de prova (a) com ruptura provocada por descontinuidade formada pela interposição de camada de quartzo friável (b).

### 3.2.4 Ensaios de cisalhamento direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram executados conforme a norma D 3080 (ASTM, 2011). Foram utilizados corpos de prova quadrados, moldados em um gabarito com 100 mm de lado. A velocidade de deslocamento do ensaio foi de 0,03 mm/min, sendo conduzido até um deslocamento igual a 10% do lado da amostra (equivalente a 10 mm). Foram adotadas tensões normais iguais a 50, 100, 200 e 400 kPa.

A Figura 3.19 mostra as envoltórias de ruptura obtidas para as amostras coletadas do bloco BLC-1 (Figura 3.19a) e BLC-4 (Figura 3.19b). O resumo dos parâmetros de resistência obtidos nos ensaios está listado na Tabela 3.3. Os resultados indicam valores de ângulo de atrito ( $\phi$ ) entre 30° e 34°, com um valor médio igual a 31°. Os ensaios em condição natural apresentaram valores de ângulo de atrito ligeiramente maiores que os realizados em condição inundada (entre 2° e 4°).

Quanto aos valores de intercepto de coesão ( $c$ ), foi verificada uma elevada diferença entre os ensaios em condição inundada e natural, com as amostras CI-1n e CI-4n apresentando valores de  $c$  elevados em relação às demais amostras. Tal comportamento provavelmente se deve à parcela de coesão devido à sucção.

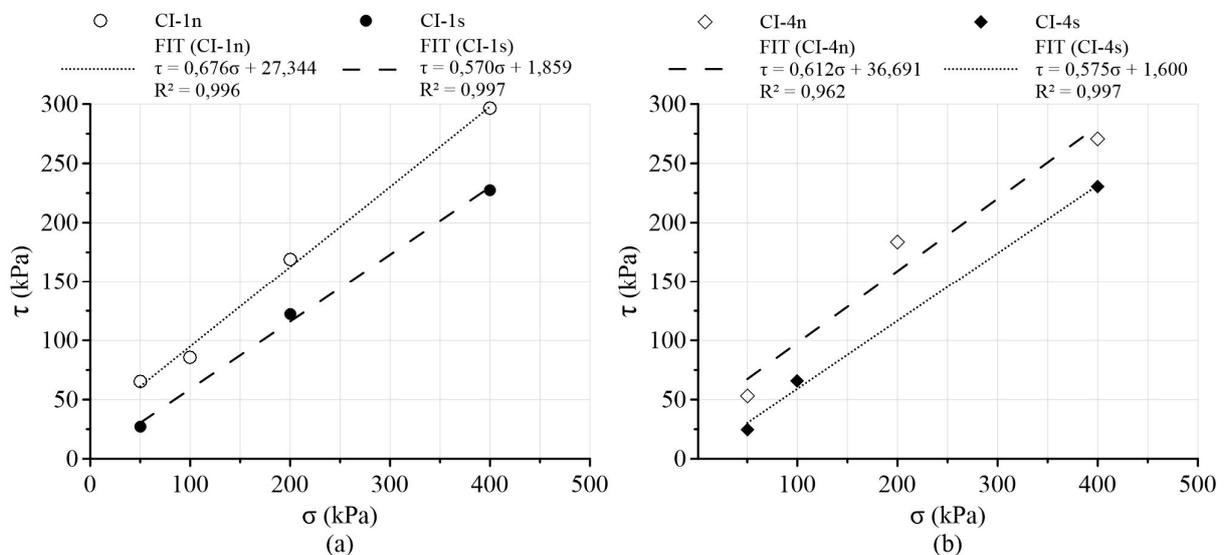


Figura 3.19. Envoltória de ruptura de Coulomb para as amostras retiradas do BLC-1 (a) e BLC-4 (b).

A Figura 3.20 mostra os gráficos de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal relativo para as amostras ensaiadas. Para os ensaios realizados nas amostras CI-4n e CI-4s verifica-se a ocorrência de um pico tensão cisalhante, que é formado para tensões normais iguais a 400 kPa (Figuras 3.20e e 3.20g). Esse comportamento não é verificado para as amostras CI-1n e CI-1s (Figuras 3.20a e 3.20c).

Os gráficos de deslocamento vertical versus deslocamento horizontal relativos (Figuras 3.20b, 3.20d, 3.20f e 3.20h), indicam a ocorrência de dilatação (deslocamento vertical positivo) apenas para valores de tensão normal iguais a 50 kPa. Para os ensaios com maiores valores de tensão normal a comportamento dilatante não é mais verificado (com exceção da amostra CI-4n, para um valor de tensão normal igual 200 kPa, ver Figura 3.20h).

Tal comportamento é provavelmente relacionado a estrutura das partículas de solo, que ao ser rompida, leva a uma resistência de pico e a ocorrência de ruptura com dilatação. Para valores de tensão normal maiores que 50 kPa a estrutura entre partículas foi possivelmente alterada durante a aplicação da tensão normal, não sendo assim verificada a ocorrência de dilatação.

Tabela 3.3. Valores de  $\phi$  e  $c$  medidos nos ensaios de cisalhamento direto.

Ensaio	CI-1s	CI-1n	CI-4s	CI-4n
$\phi$ (°)	30	34	30	31
$c$ (kPa)	1,9	27,3	1,6	36,7

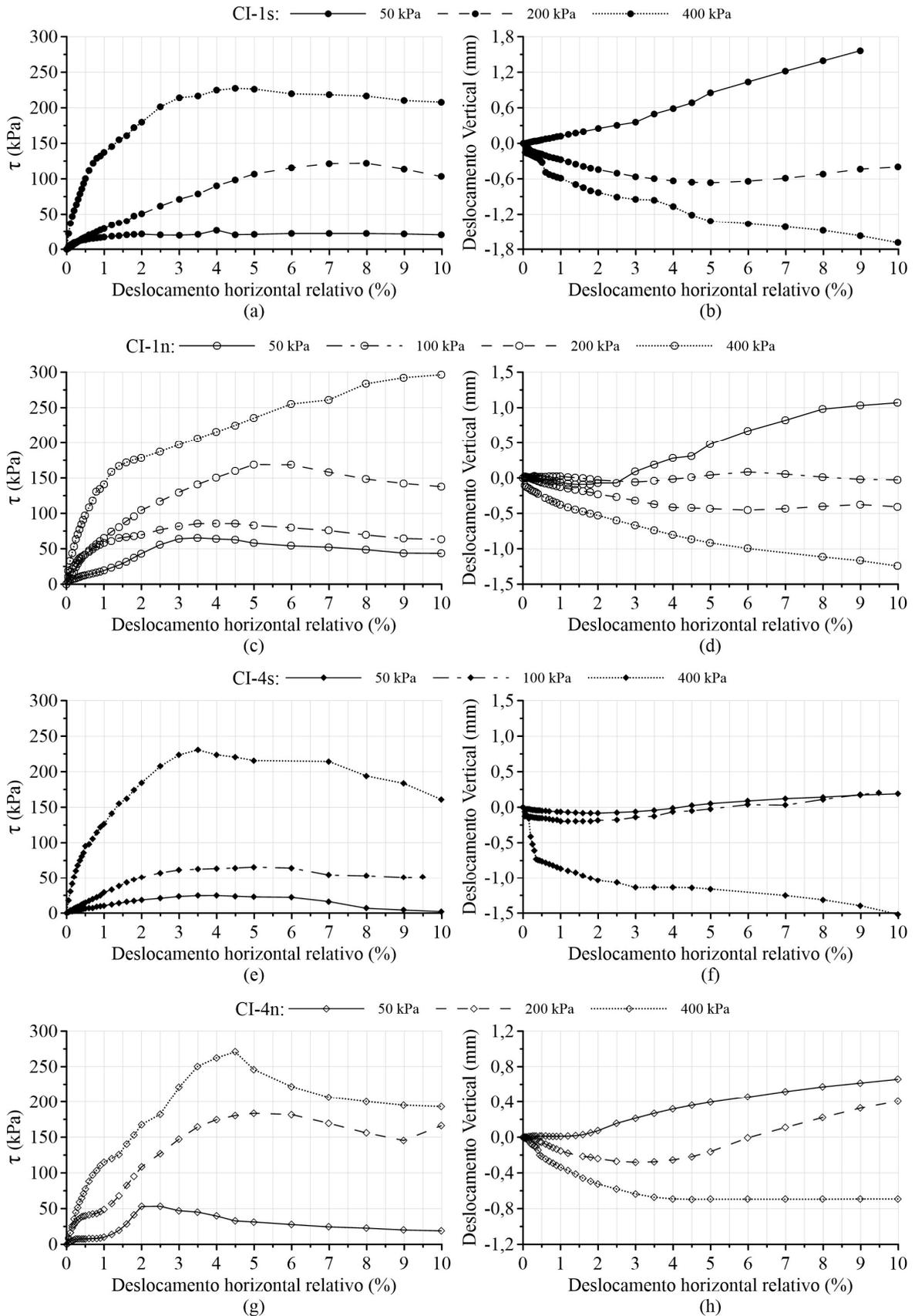


Figura 3.20. Tensão cisalhante versus deslocamento horizontal relativo e deslocamento vertical versus deslocamento horizontal relativo para as amostras CI-1s (a) e (b), CI-1n (c) e (d), CI-4s (e) e (f) e CI-4n (g) e (h).

### 3.2.5 Ensaios de compressão oedométrica

Os ensaios de compressão oedométrica foram executados conforme a norma NBR 12007 (ABNT, 1990). A Tabela 3.4 mostra os dados de moldagem e os parâmetros físicos dos corpos de prova antes e após a realização dos ensaios.

Tabela 3.4. Dados dos corpos de prova utilizados nos ensaios de compressão oedométrica.

Ensaio	Índice de vazios		Saturação (%)		Teor de umidade (%)		Dimensões (mm) (diâmetro x altura)	
	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
CO-1s	0,692	0,647	27,9	96,3	6,9	22,4	101,1 x 29,20	101,1 x 28,39
CO-1n	0,725	0,626	25,2	17,8	6,6	4,0	101,1 x 29,20	101,1 x 27,28
CO-3s	1,585	1,110	28,8	99,9	16,2	40,6	101,1 x 29,40	101,1 x 25,91
CO-4s	0,755	0,759	35,5	97,1	9,6	26,5	101,1 x 29,40	101,1 x 29,02
CO-4n	0,763	0,743	42,4	36,3	11,6	9,7	101,0 x 29,90	101,0 x 27,72

As Figuras 3.21a, 3.21b e 3.21c apresentam as curvas de adensamento para os ensaios nos blocos BLC-1, BLC-4 e BLC-3, respectivamente. Nos ensaios realizados em areia siltosa (Figuras 3.21a e 3.21b) as curvas apresentaram uma leve redução no índice de vazios devido a condição de ensaio inundada. Os resultados foram utilizados para obtenção dos valores de tensão de pré-adensamento ( $\sigma_{pa}$ ), definidas pelo método de Pacheco Silva e expostas na Tabela 3.5.

Devido a composição predominantemente granular do material dos blocos BLC-1 e BLC-4, seus respectivos resultados apresentaram curvas de adensamento com curvatura suave, o que dificulta a determinação acurada da  $\sigma_{pa}$  do solo. Para o ensaio em silte argiloso (Figura 3.21c), verifica-se com clareza o trecho de recompressão e a reta virgem, contribuindo para uma boa determinação da  $\sigma_{pa}$ . Os valores calculados indicam um solo levemente sobreadensado, apresentando razão de sobre adensamento ( $OCR$ ) variando entre 1,4 e 1,9 para a camada de areia siltosa, e de aproximadamente 2 para a camada de silte argiloso, ambas a 11,5m de profundidade.

Tabela 3.5. Tensão de pré-adensamento do solo pelo Método de Pacheco Silva.

Amostra	CO-1s	CO-1n	CO-3s	CO-4s	CO-4n
$\sigma_{pa}$ (kPa)	270	310	380	270	360

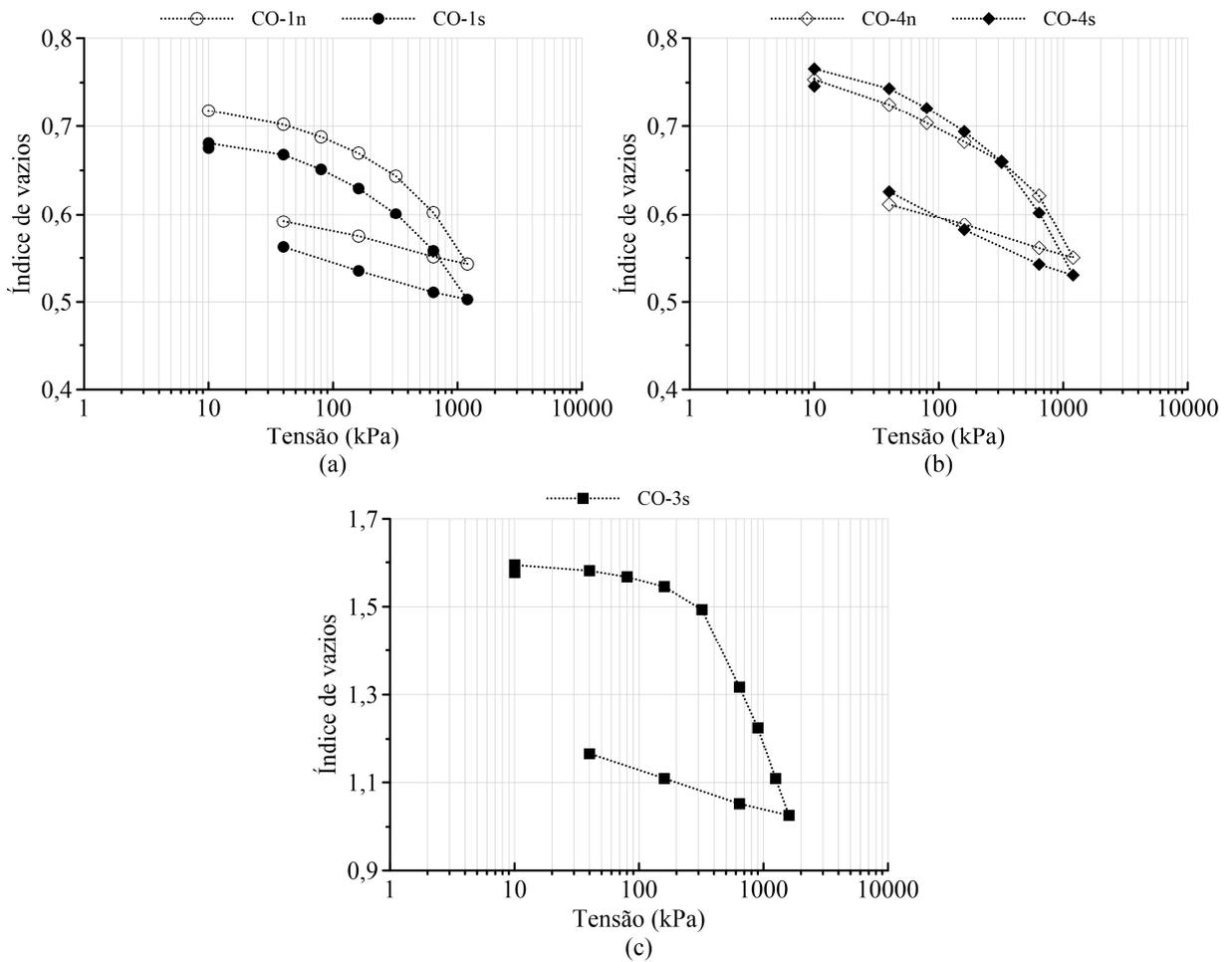


Figura 3.21. Curvas de compressão oedométrica dos blocos BLC-1 (a), BLC-4 (b) e BLC-3 (c).

Durante o processo de inundação (mantida por 24 horas, sob tensão de 10 kPa) as amostras CO-1s, CO-3s e CO-4s apresentaram índices de expansão iguais a 0,34%, 0,66% e 1,12%, respectivamente. Tais valores são indicativos de um solo com potencial de expansão baixo a médio (DA, 1983) e descarta a possibilidade de colapso nas amostras analisadas.

O fenômeno de expansão está provavelmente relacionado com a elevada presença de mica nas amostras, que provoca um aumento no índice de vazios do solo, com a maior geração de espaços entre agregados argilosos. Tais espaços facilitam a adsorção de água pelas partículas de argila, aumentando o potencial de expansão do solo, conforme verificado experimentalmente por Zhang et al. (2019).

Para verificar a correlação dos módulos oedométrico ( $E_{oed}$ ) e oedométrico de descarregamento / recarregamento ( $E_{oed\ ur}$ ), com nível de tensão aplicado ( $\sigma_1'$ ) foram traçados gráficos que representam tais parâmetros normalizados em relação a uma tensão de referência ( $p^{ref} = 100$  kPa), conforme mostram as Figuras 3.22b, 3.22c, 3.22d e 3.22e. Tais gráficos foram

obtidos a partir dos valores de módulo tangente calculados das curvas tensão-deformação expostas na Figura 3.22a, conforme o método proposto por Rebolledo et al. (2019b).

A Figura 3.22b indica que ambas as amostras de solo (BLC-1 e BLC-4) apresentam valores de módulo oedométrico muito parecidos, sendo verificado um pequeno aumento nos valores de rigidez do solo nos ensaios realizados na condição natural (CO-1n e CO-4n). Com relação ao módulo  $E_{oed\ ur}$  (Figura 3.22c), o grau de saturação do ensaio apresenta influência na deformabilidade do solo apenas para baixos valores de tensão.

A função de potência utilizada para ajustar os pontos das Figuras 3.22b e 3.22c, apresentam expoentes iguais a, respectivamente, 0,42 e 1,21, o que indica uma maior sensibilidade do módulo  $E_{oed\ ur}$  ao nível de tensão aplicada. Os valores obtidos estão de acordo com os reportados por Rebolledo et al. (2019b) para solos residuais lateríticos da cidade de Brasília (entre 0,45 e 0,57 para  $E_{oed}$  e entre 1,22 e 1,70 para  $E_{oed\ ur}$ ).

Para amostra de silte argiloso (Figura 3.22d) nota-se um decréscimo nos valores de  $E_{oed}$  para os primeiros estágios de carregamento (até  $\sigma_1' = 640$  kPa). Deste valor de tensão em diante a rigidez tangente do solo começa a aumentar, apresentando magnitude muito dependente do valor de tensão aplicada ( $\sigma_1'$ ), conforme indicado pelo expoente da função de potência de ajuste, igual a 0,84 (Figura 3.22d) para carregamento primário, e 1,22 para descarregamento (Figura 3.22e). Tais valores estão de acordo com os obtidos por Surarak et al. (2012) para argilas moles a rijas da cidade de Bangkok (entre 0,6 e 0,9 para  $E_{oed}$  e entre 1,0 e 1,2 para  $E_{oed\ ur}$ ).

É provável que a diminuição da rigidez do solo para os primeiros níveis carga do ensaio (Figura 3.22d, até  $\sigma_1' = 640$  kPa) seja decorrente da estrutura das partículas de argila, que apresenta elevada rigidez quando em seu estado original, indeformado. Nessa hipótese, a estrutura do solo seria desfeita com a aplicação da tensão no decorrer do ensaio, justificando a diminuição dos valores de  $E_{oed}$ . Ressalta-se que os ensaios triaxiais realizados nas amostras de silte argiloso apresentaram comportamento semelhante, conforme os resultados apresentados na Subseção 3.2.6 e as análises da Subseção 3.2.8.2 (ver Figura 3.32).

Os ensaios de compressão oedométrica também permitiram a estimativa do coeficiente de permeabilidade do solo (calculado a partir do coeficiente de adensamento, definido pelo método de Taylor). Para tensões normais entre 80 e 320 kPa, foram calculados valores de permeabilidade entre  $1,6 \cdot 10^{-8}$  e  $2,4 \cdot 10^{-8}$  m/s para o silte argiloso, e entre  $2,1 \cdot 10^{-8}$  e  $6,0 \cdot 10^{-8}$  m/s para a camada de areia siltosa. Ressalta-se que o valor de coeficiente de permeabilidade no campo deve ser significativamente superior ao calculado em ambas as camadas, devido à elevada presença de descontinuidades e veio de quartzo no solo (ver Figuras 3.7a e 3.7b).

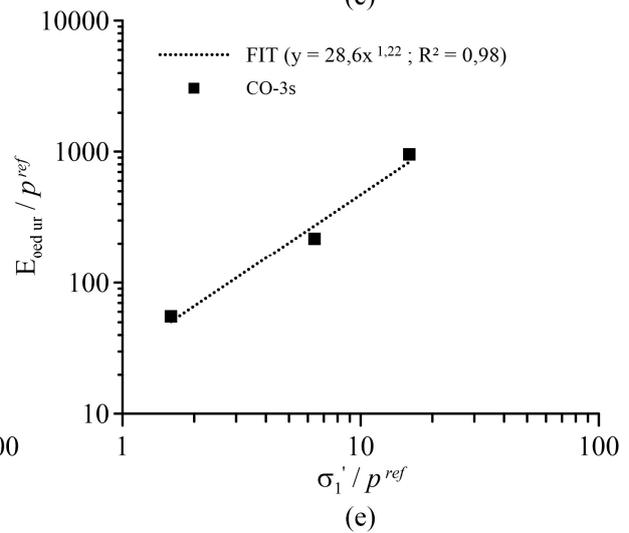
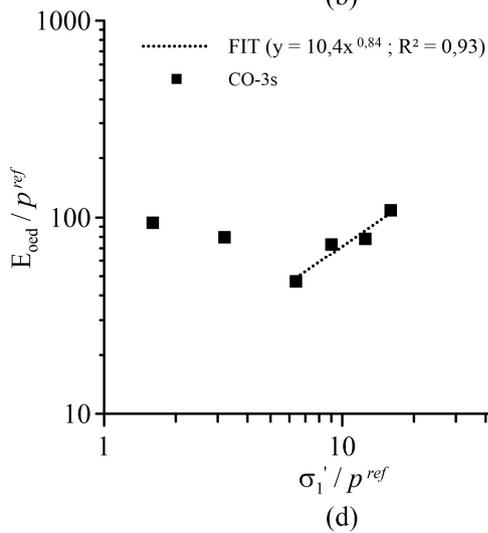
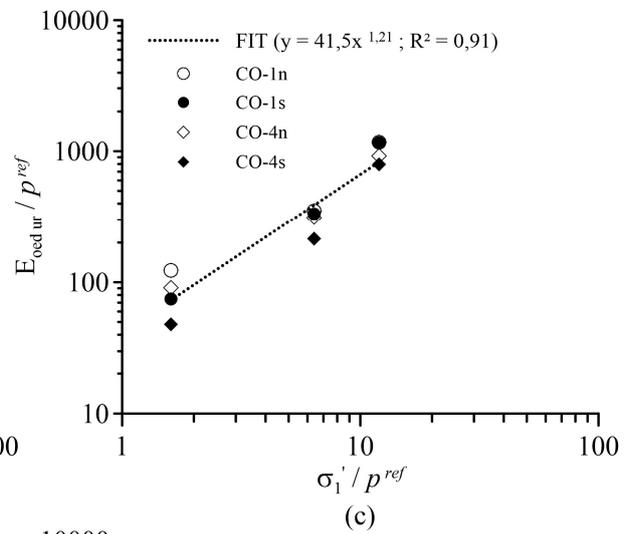
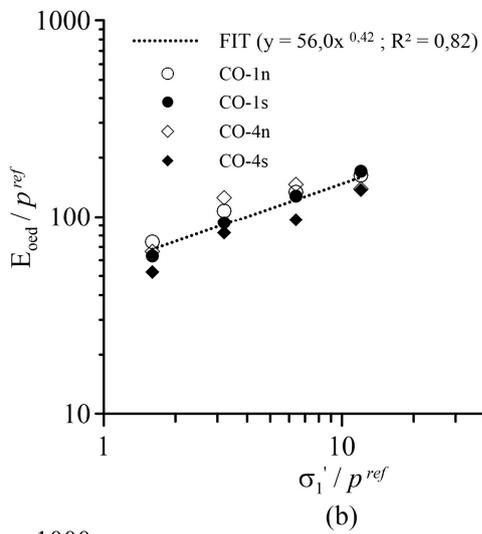
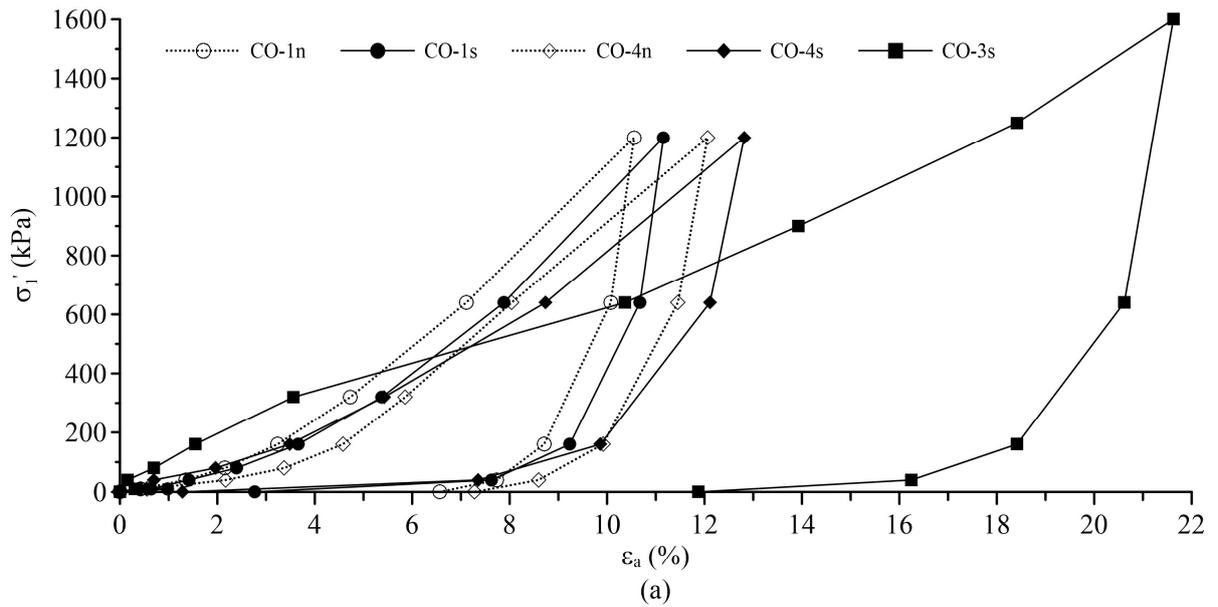


Figura 3.22. Gráfico de tensão versus deformação axial para os ensaios oedométricos (a) e gráficos de variação do módulo oedométrico normalizado em função da tensão axial normalizada, na condição de carregamento primário (b) e (d), e descarregamento / recarregamento (c) e (e).

### 3.2.6 Ensaios de compressão triaxial

Os ensaios de compressão triaxial foram do tipo consolidados e drenados (CD), sendo realizados conforme a BS 1377-8 (BS, 1990). A velocidade de ruptura dos ensaios foi definida por meio da curva de adensamento do ensaio a uma tensão confinante intermediária (100 ou 200 kPa), estimando a ruptura a 1% de deformação axial e o tempo de ruptura como igual a 8,5 vezes o tempo referente a 100% de dissipação da pressão neutra (adensamento completo). A velocidade final adotada para o deslocamento foi igual a 0,008 mm/min.

#### 3.2.6.1 Amostra de areia siltosa – Ensaio CD-2s

As Figuras 3.23a e 3.23b mostram, respectivamente, os resultados da tensão desvio ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) versus deformação axial ( $\epsilon_a$ ) e a envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb obtida para o ensaio CD-2s. A Figura 3.23a indica que o material atinge a resistência de pico para valores de deformação axial entre, aproximadamente, 2,5% e 5%. A envoltória de ruptura define valores de  $\phi'$  e  $c'$ , iguais a  $20^\circ$  e 38 kPa, respectivamente.

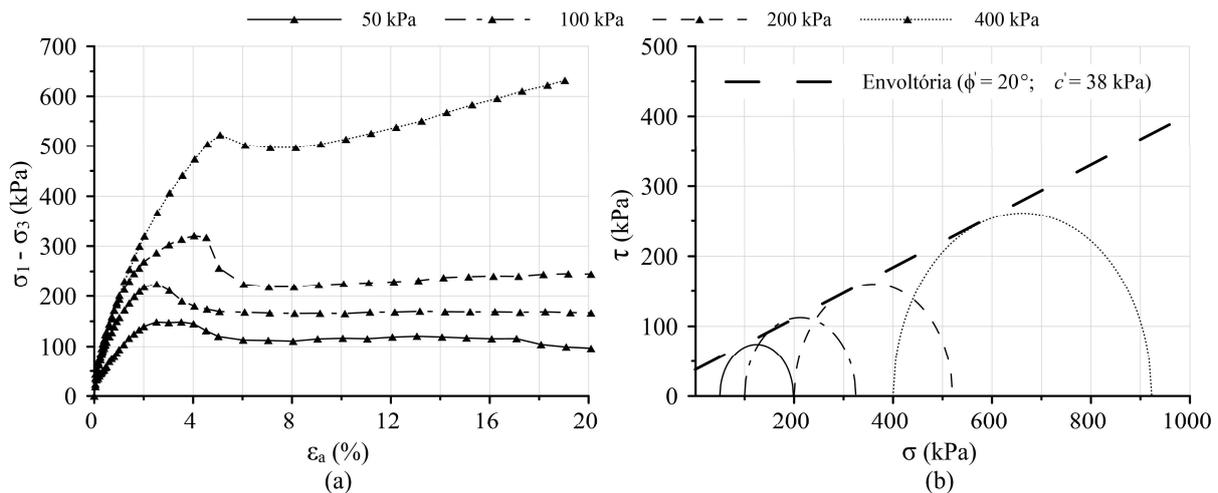


Figura 3.23. Gráfico da tensão desvio em função da deformação axial (a) e envoltória de ruptura (b) para o ensaio CD-2s.

Análises preliminares podem questionar o baixo valor de ângulo de atrito encontrado, considerando a classificação granulométrica do solo (areia siltosa). No entanto, tal questionamento é justificado pelo elevado acamamento do material, que dá origem a uma série de discontinuidades, que regem o plano de ruptura, conforme evidenciado visualmente nos corpos de prova após a realização dos ensaios (Figuras 3.24a até 3.24d).

Ressalta-se também que o valor verificado de  $\phi'$  é significativamente menor que o encontrado pelos ensaios de cisalhamento direto para o mesmo tipo de solo (CI-1n, CI-1s, CI-4n e CI-4s – Subseção 3.2.4). A razão para isso decorre do fato dos ensaios de cisalhamento

direto serem executados em um plano de ruptura pré-definido (horizontal), que não condiz com a direção das descontinuidades das amostras.

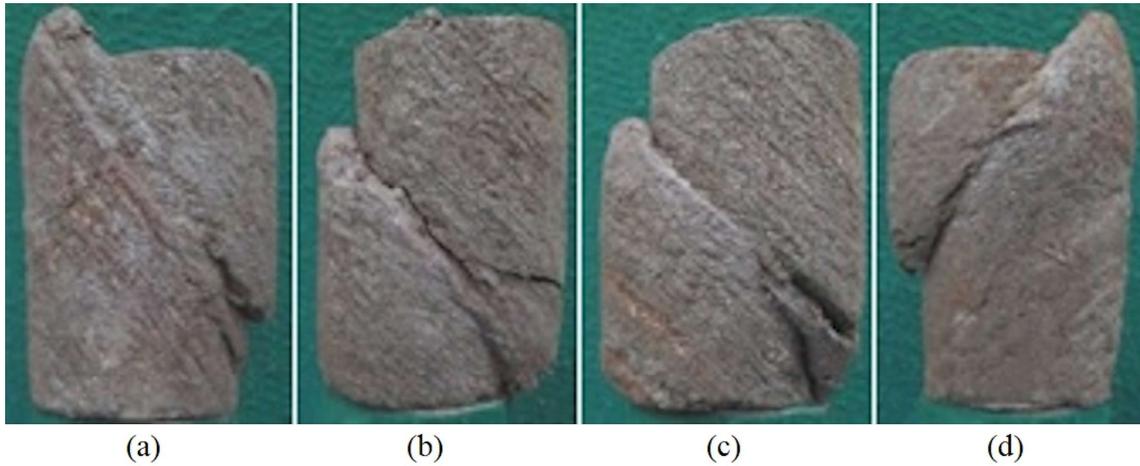


Figura 3.24. Corpos de prova do ensaio CD-2s após a ruptura, para valores de  $\sigma_3$  iguais a 50 kPa (a), 100 kPa (b), 200 kPa (c) e 400 kPa (d).

### 3.2.6.2 Amostras de silte argiloso – Ensaios CD-3n e CD-5s

As Figuras 3.25a e 3.25b mostram, respectivamente, os resultados da tensão desvio ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) versus deformação axial ( $\epsilon_a$ ) e a envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb obtida para o ensaio CD-3n. A matriz predominantemente fina do solo no ensaio CD-3n corrobora com os parâmetros de resistência verificados em sua envoltória de resistência.

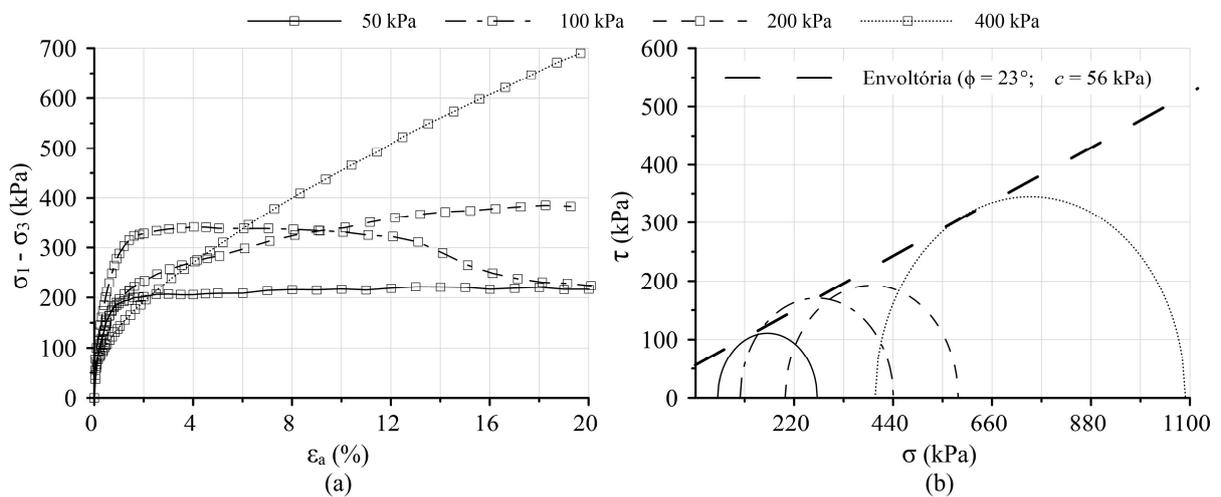


Figura 3.25. Gráfico da tensão desvio em função da deformação axial (a) e envoltória de ruptura (b) para o ensaio CD-3n.

Os resultados da Figura 3.25a indicam que o solo apresenta maior rigidez para valores de tensão confinante iguais ou menores que 100 kPa. Tal comportamento é indicativo da existência de uma matriz argilosa estruturada, já que para maiores valores de tensão confinante (200 kPa

e 400 kPa) a perturbação da estrutura das partículas do material provocou a diminuição da rigidez do solo.

As Figuras 3.26a e 3.26b mostram, respectivamente, os resultados da tensão desvio ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) versus deformação axial ( $\epsilon_a$ ) e a envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb obtida para o ensaio CD-5s. Diferentemente do verificado para o ensaio em condição de umidade natural (CD-3n), a saturação da amostra retira os efeitos de sucção do solo e sua contribuição para a manutenção da estrutura da matriz argilosa, o que é verificado na redução da rigidez das amostras da Figura 3.26a quando comparada com as da Figura 3.25a.

Foi verificado um aumento de  $3^\circ$  no valor de ângulo de atrito medido nos ensaios realizados em condição saturada (CD-5s) em relação à condição de umidade natural (CD-3n). Na condição saturada o intercepto coesivo do solo diminuiu significativamente, de 56 kPa para 29 kPa, o que decorre principalmente da perda da parcela de coesão devido à sucção.

Diferentemente das amostras de areia siltosa, os ensaios em silte argiloso indicam um solo de elevada plasticidade e homogeneidade, sem apresentar uma orientação de ruptura pré-definida. As Figuras 3.27 e 3.28 confirmam o exposto, mostrando o estado dos corpos de prova dos ensaios CD-3n e CD-5s, respectivamente, após o término do ensaio.

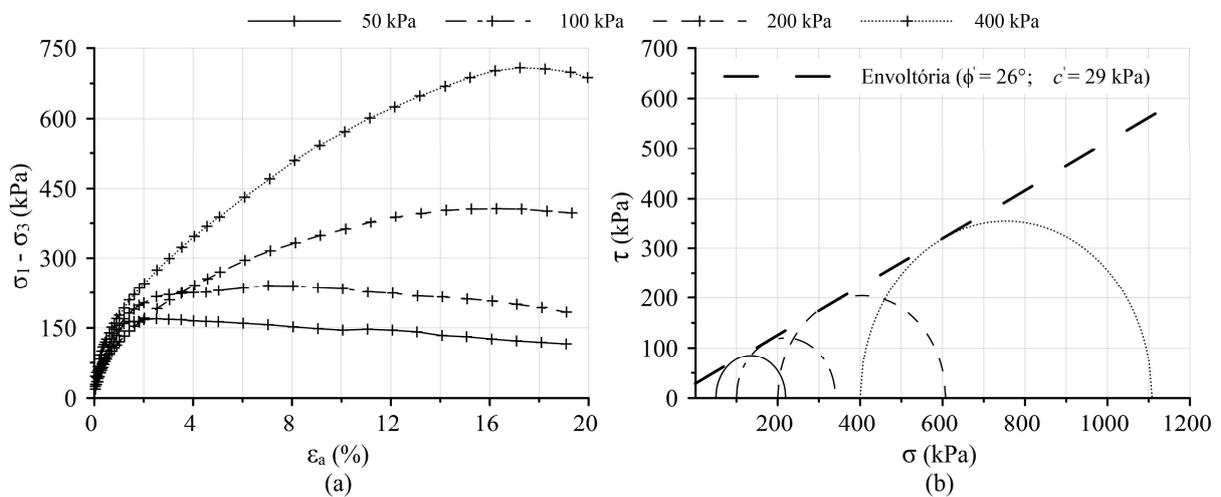


Figura 3.26. Gráfico da tensão desvio em função da deformação axial (a) e envoltória de ruptura (b) para o ensaio CD-5s.



Figura 3.27. Corpos de prova do ensaio CD-3n após a ruptura, para valores de  $\sigma_3$  iguais a 50 kPa (a), 100 kPa (b), 200 kPa (c) e 400 kPa (d).

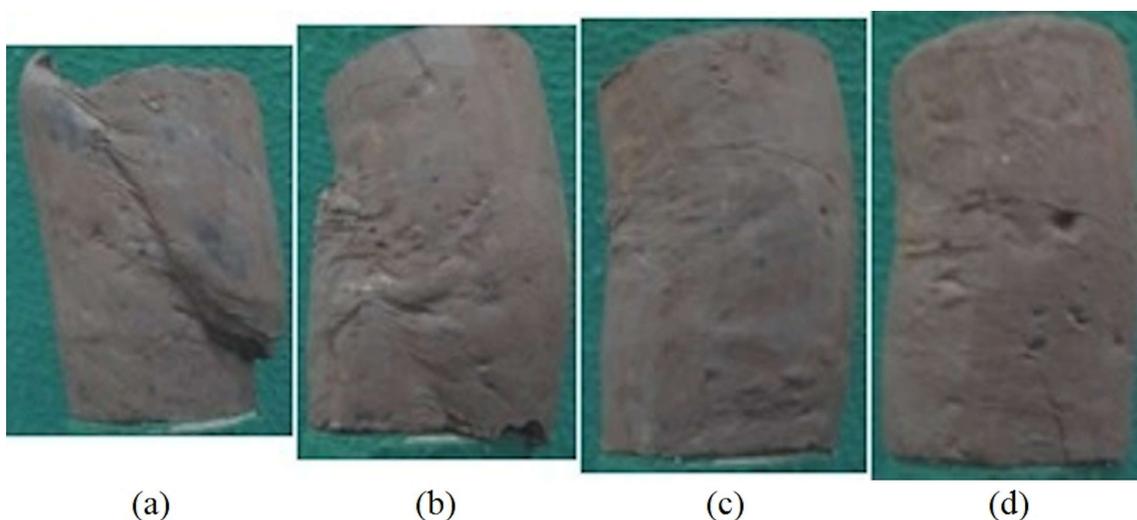


Figura 3.28. Corpos de prova do ensaio CD-5s após a ruptura, para valores de  $\sigma_3$  iguais a 50 kPa (a), 100 kPa (b), 200 kPa (c) e 400 kPa (d).

### 3.2.7 Execução das provas de carga estática

Para a verificação da rigidez, da capacidade de carga e a determinação da profundidade das estacas, foram executadas três provas de carga estática (PCEs), em etapa de projeto da edificação, em estacas tipo hélice contínua monitorada de 70 cm de diâmetro. As provas de carga foram executadas em julho de 2019. Os ensaios foram executados em estacas com profundidades iguais a 17 m, 15 m, e 14,3 m (PCE-01, PCE-02 e PCE-03, respectivamente), conforme localização indicada na Figura 3.3.

Em todos os casos os blocos de coroamento foram realizados acima da cabeça das estacas, sendo realizado reaterro com solo solto ao redor dos mesmos, de forma a minimizar efeitos do atrito da lateral do bloco com o solo circundante. As estacas foram instrumentadas em 5 níveis

com células de carga miniaturizadas, imersas no concreto, denominadas sensor de imersão (SI), conforme mostra a Figura 3.29.

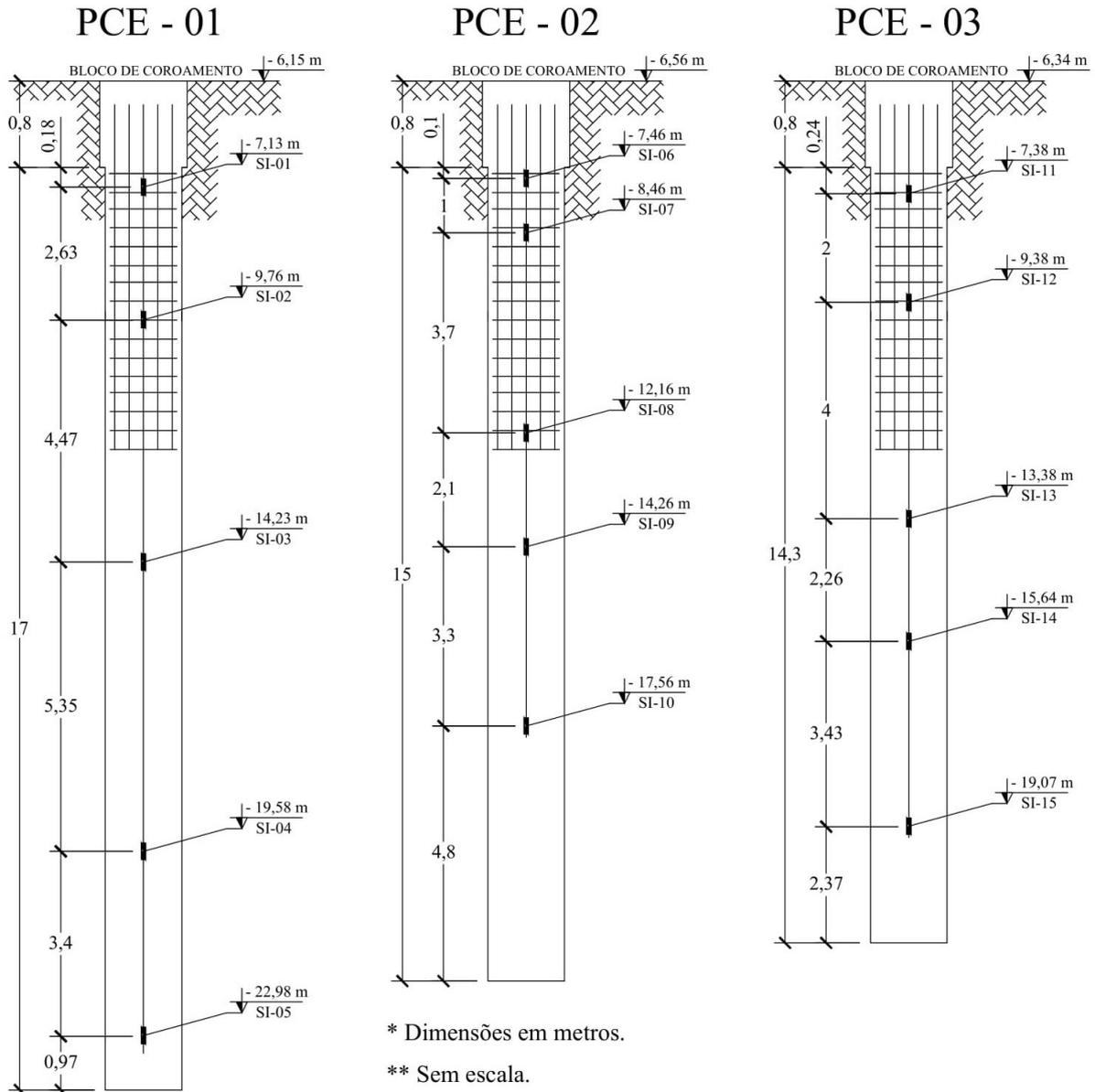


Figura 3.29. Geometria das estacas ensaiadas e posição dos sensores de imersão (SI-01 até SI-15).

Os sensores de imersão foram presos com arame recozido a um vergalhão localizado no centro da estaca, disposto para garantir a centralidade e verticalidade dos sensores durante o processo de descida das ferragens, conforme mostram as Figuras 3.30a e 3.30b. Lona e eletrodutos plásticos foram utilizados para proteção dos cabos e conectores durante a concretagem.

No caso específico da PCE-02, a ferragem auxiliar, que contém a instrumentação, teve seu procedimento de inserção interrompido a aproximadamente 5 m acima da base da estaca. Tal

impedimento físico possivelmente decorreu da existência de uma camada de solo com elevada permeabilidade a tal profundidade, que absorveu parte da água do concreto e contribuiu para a formação de uma “bucha” de concreto, que impossibilitou a inserção completa da ferragem na estaca. A estaca foi reperfurada, ainda com o concreto fresco, visando viabilizar a inserção completa da ferragem dentro da estaca após sua nova concretagem. Tal medida não se mostrou bem-sucedida (Figura 3.30c) e levou a sensores posicionados acima da base da estaca (conforme disposição da Figura 3.29, PCE-02).

Os deslocamentos no topo do bloco foram verificados por meio de 4 relógios comparadores digitais. Para evitar qualquer tipo de dano ou interferência aos cabos, os mesmos saíram de dentro da estaca em direção ao nível do solo, passando pela lateral do bloco.



Figura 3.30. Detalhe do sensor de imersão preso à ferragem da estaca da prova de carga (a) ferragem das provas de carga (b) e detalhe para ferragem parcialmente inserida na estaca PCE-02 (c).

As provas de carga foram do tipo ensaio lento, realizadas conforme a NBR 12131 (ABNT, 2006), adotando 10 patamares iguais de carregamento, até atingir a carga máxima de ensaio, igual a 4205 kN (limite estrutural da viga de reação empregada). Como não foi verificada ruptura geotécnica ou estrutural em nenhuma das estacas, a carga máxima de ensaio foi mantida por período igual a 12 h. Em seguida, o descarregamento da estaca foi realizado em 4 estágios. Durante o ensaio foi realizado o monitoramento contínuo de deformações no interior da estaca, com a aquisição de dados mediante a utilização do módulo MX840A, fabricado pela empresa HBM.

As provas de carga instrumentadas foram interpretadas pelo método do módulo secante (Lam & Jefferis, 2011) e os resultados dos ensaios serão mostrados e analisados na Subseção 3.2.8, na qual apresenta-se o processo de calibração do modelo geotécnico local.

### 3.2.8 Modelo Geotécnico

Visto o elevado número de ensaios de laboratório e campo realizados nessa tese, esta subseção tem como objetivo mostrar como foi realizado o processo de definição, calibração e validação dos parâmetros de deformabilidade e resistência do perfil geotécnico representativo da obra, exposto na Figura 3.6. O fluxograma exposto na Figura 3.31 ilustra as principais etapas da metodologia utilizada para a definição do modelo geotécnico utilizado, que será descrito em detalhe nas subseções a seguir.

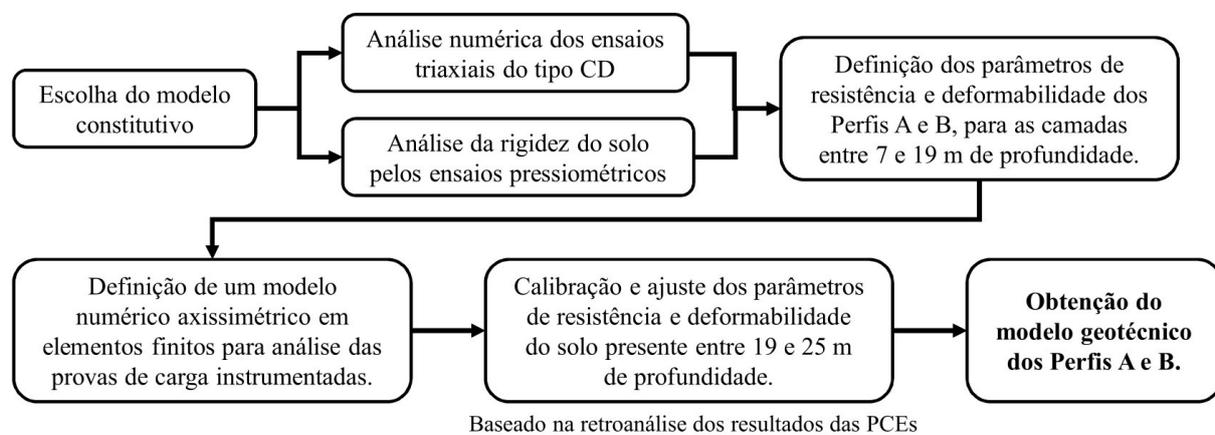


Figura 3.31. Fluxograma das principais etapas realizadas para a definição do modelo geotécnico.

#### 3.2.8.1 Escolha do modelo constitutivo para representar o solo

Seguindo os resultados dos estudos de Rebolledo et al. (2019b) e Bernardes et al. (2022), ambos realizados em perfis de solo semelhantes aos do presente trabalho, o modelo constitutivo HSM (“*Hardening Soil Model*” – Schanz et al., 1999) foi escolhido para representar o comportamento do solo. O modelo é baseado na teoria da plasticidade e utiliza uma função hiperbólica para representar o comportamento tensão-deformação do solo quando submetido a um carregamento primário. Dentre suas principais características, ressalta-se:

- A utilização do critério de ruptura de Mohr-Coulomb (MC).
- A utilização de três módulos de rigidez para o solo, relacionados ao carregamento desviatório primário ( $E_{50}^{ref}$ ), compressão oedométrica primária ( $E_{oed}^{ref}$ ) e descarregamento / recarregamento ( $E_{ur}^{ref}$ ), todos dependentes do nível de tensão confinante por meio de uma lei de potência.

- A simulação de endurecimento (expansão da superfície de plastificação) devido ao cisalhamento (decorrente do acréscimo de deformações plásticas provocadas por um carregamento desviatório) utilizando uma lei de fluxo não associada. Essa característica significa que a função de potencial plástico, cujo gradiente determina a direção das deformações plásticas, é diferente da função que define a superfície de plastificação. Desta forma, a utilização de uma lei de fluxo não associada permite que o gradiente de deformações plásticas dilatantes seja calculado por meio de uma função de potencial plástico específica, em função do ângulo de dilatância, evitando superestimar a dilatação do material.
- A simulação de endurecimento devido à compressão isotrópica (decorrente das deformações plásticas provocadas por compressão primária em um carregamento isotrópico ou oedométrico desviatório) utilizando uma lei de fluxo associada.

### 3.2.8.2 Análise numérica dos ensaios triaxiais

Os ensaios de compressão triaxial foram analisados numericamente no módulo “*Soil Test*” do software PLAXIS 2D (Brinkgreve et al., 2014), de modo a permitir a calibração do HSM. Dos diversos parâmetros necessários para a utilização do modelo, os parâmetros de resistência ( $\phi'$  e  $c'$  para os ensaios realizados em condição saturada, e  $\phi$  e  $c$  para os ensaios realizados em condição natural, sem controle de sucção), o peso específico do solo  $\gamma_{\text{nat}}$  e o módulo de rigidez  $E_{50}^{\text{ref}}$  foram extraídos diretamente dos resultados dos ensaios triaxiais, conforme a Tabela 3.6.

Os parâmetros de deformabilidade  $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$  e  $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$  foram calculados a partir das Equações 3.1 e 3.2, respectivamente, conforme proposto por Brinkgreve et al. (2014) e testado por Bernardes et al. (2022). Os valores de ângulo de dilatância, coeficiente de Poisson (descarregamento/rearregamento) e pressão de referência foram iguais a, respectivamente,  $\psi = 0^\circ$ ,  $\nu_{\text{ur}} = 0,2$  e  $p^{\text{ref}} = 100$  kPa, para todas as simulações.

$$E_{\text{oed}}^{\text{ref}} \approx E_{50}^{\text{ref}} \quad (3.1)$$

$$E_{\text{ur}}^{\text{ref}} \approx 3E_{50}^{\text{ref}} \quad (3.2)$$

O expoente de ajuste ( $m$ , da lei de potência que relaciona o módulo de rigidez e a tensão confinante) e o coeficiente da equação hiperbólica  $R_f$  (que corresponde à razão entre a tensão desviadora de ruptura e a tensão desviadora assintótica) foram ajustados durante as simulações de forma a prover um melhor ajuste aos resultados dos ensaios.

Tabela 3.6. Parâmetros do HSM obtidos na análise dos ensaios triaxiais.

Parâmetro	CD-2s	CD-3n	CD-5s
-----------	-------	-------	-------

$\phi$ ou $\phi'$ ( $^\circ$ )	20	23	26
$c$ ou $c'$ (kPa)	38	56	29
$E_{50}^{ref}$ (MPa)	24,0	57,2	18,2
$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	20,1	17,5	18,0
$m$	0,6	0,5	0,5
$R_f$	0,9	0,9	0,9

Os resultados das simulações dos ensaios triaxiais e os gráficos de variação do módulo  $E_{50}$  em função da tensão confinante estão expostos na Figura 3.32. A Figura 3.32a mostra que o modelo HSM foi capaz de simular o comportamento da areia siltosa (ensaio CD-2s). A equação hiperbólica foi capaz de representar razoavelmente a relação entre os acréscimos de tensão desviadora e a deformação axial, enquanto a utilização de um expoente  $m = 0,6$  foi capaz de simular a dependência entre  $E_{50}$  e  $\sigma_3'$ . Para uma tensão confinante igual a 400 kPa o solo não apresentou incrementos significativos de rigidez do solo, o que justifica a baixa concordância entre resultados experimentais e a curva simulada para  $\sigma_3' = 400$  kPa.

Para os ensaios na amostra de silte argiloso, ressalta-se a boa concordância entre as simulações numéricas da Figura 3.32b e os resultados experimentais para tensões confinantes iguais a 50 kPa e 100 kPa. Para maiores valores de tensão confinante é possível que a estrutura da argila tenha sido modificada ainda na fase de consolidação, o que justifica a significativa diminuição da rigidez do solo para os ensaios com  $\sigma_3' = 200$  e 400 kPa, comportamento que não foi representado pelas simulações numéricas.

Para o solo próximo ao contato com o radier considera-se pouco provável a ocorrência de valores de tensão confinante maiores que 200 kPa, logo o fenômeno de diminuição do módulo de rigidez do solo com o aumento da tensão confinante (verificado na Figura 3.32) não deve afetar de forma significativa a mobilização do radier.

Com relação à resistência, verifica-se uma boa concordância entre o comportamento do solo e o modelo de ruptura de Mohr-Coulomb, com todas as simulações numéricas conseguindo representar a tensão desviadora máxima obtida nos ensaios. No entanto, nas amostras de silte argiloso, para tensões confinantes iguais a 200 kPa e 400 kPa, o nível de deformação necessário para atingir a resistência de pico foi muito elevado, chegando a valores de  $\epsilon_a$  iguais a 16% e 20% para as amostras CD-5s e CD-3n, respectivamente (Figuras 3.32e e 3.32c). Esse foi um ponto de significativa discordância entre resultados medidos e as simulações numéricas do ensaio CD-3n (Figura 3.32c).

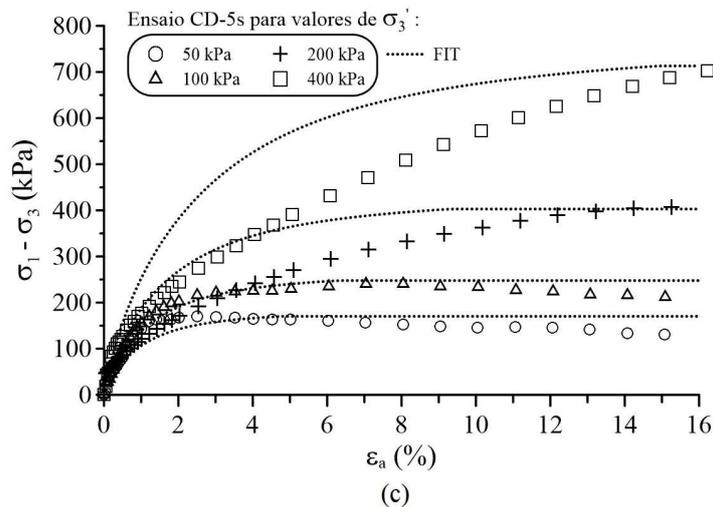
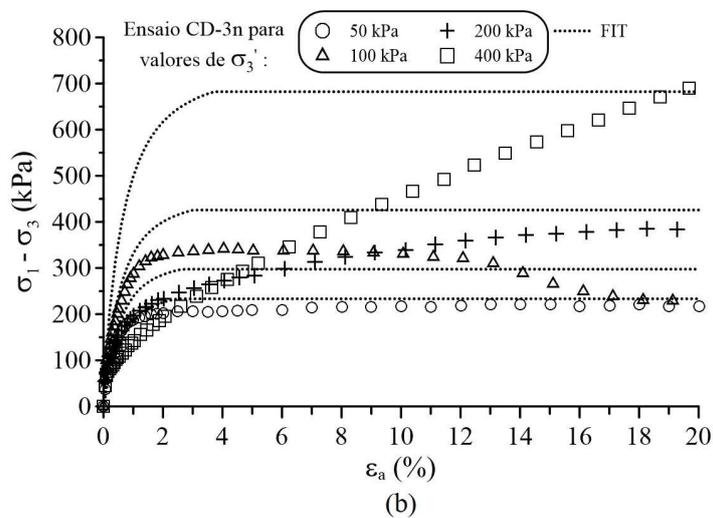
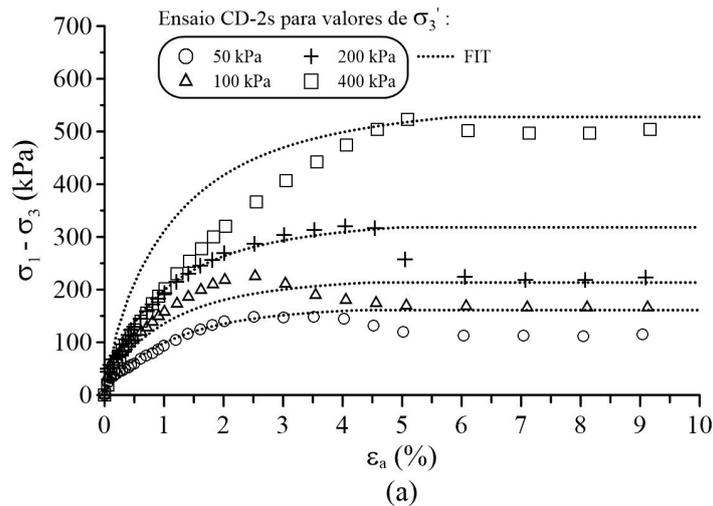


Figura 3.32. Comparação entre resultados dos ensaios triaxiais e suas respectivas simulações numéricas para os ensaios: CD-2s (a), CD-3n (b) e CD-5s (c).

Para tensões confinantes iguais a 50 e 100 kPa o nível de  $\epsilon_a$  verificado para a resistência de pico foi compatível entre resultados experimentais e numéricos, ocorrendo para valores de  $\epsilon_a$  entre 2,5% e 3,5%.

### *3.2.8.3 Modelo numérico adotado para análise das provas de carga*

Conforme o perfil de solo representativo proposto na Figura 3.6, os resultados dos ensaios foram utilizados para calibração do modelo geotécnico, utilizando a retroanálise das provas de carga instrumentadas para o ajuste fino dos parâmetros do solo e validação do modelo geotécnico proposto.

A retroanálise foi realizada a partir de simulações axissimétricas em elementos finitos, realizadas pelo software PLAXIS 2D. A Figura 3.33 (Perfil A) mostra o perfil geotécnico utilizado nas simulações (referente à metade esquerda da Figura 3.6), na qual foi realizada a PCE-01. A Figura 3.33 (Perfil B) mostra o perfil geotécnico utilizado para representar a metade direita do perfil geotécnico da Figura 3.6, na qual foram realizadas as provas de carga PCE-02 e PCE-03. Em ambos perfis o nível freático (N.A.) foi estimado com base em sua variação anual e na época em que o ensaio foi realizado.

Durante a execução do ensaio PCE-02, o topo do bloco apresentou uma pequena rotação, provocada por uma provável excentricidade do bloco de coroamento em relação ao centro do topo da estaca. Essa excentricidade executiva afetou o funcionamento da instrumentação da estaca e por isso a mesma não foi considerada para as retroanálises realizadas.

Conforme exposto no fluxograma da Figura 3.31, os parâmetros de resistência do solo foram determinados pelos ensaios de compressão triaxial e cisalhamento direto, enquanto os parâmetros de deformabilidade foram determinados pelos ensaios pressiométricos, conforme a metodologia proposta por Bernardes et al. (2022), no mesmo perfil de solo.

As simulações numéricas utilizaram elementos triangulares com 15 nós para representar o solo e as estacas. A malha utilizada para a PCE-03 está representada na Figura 3.34, na qual pode-se perceber uma elevada densidade de elementos na região da base da estaca e nas proximidades do fuste (em região delimitada por distância radial igual a  $3D$ ).

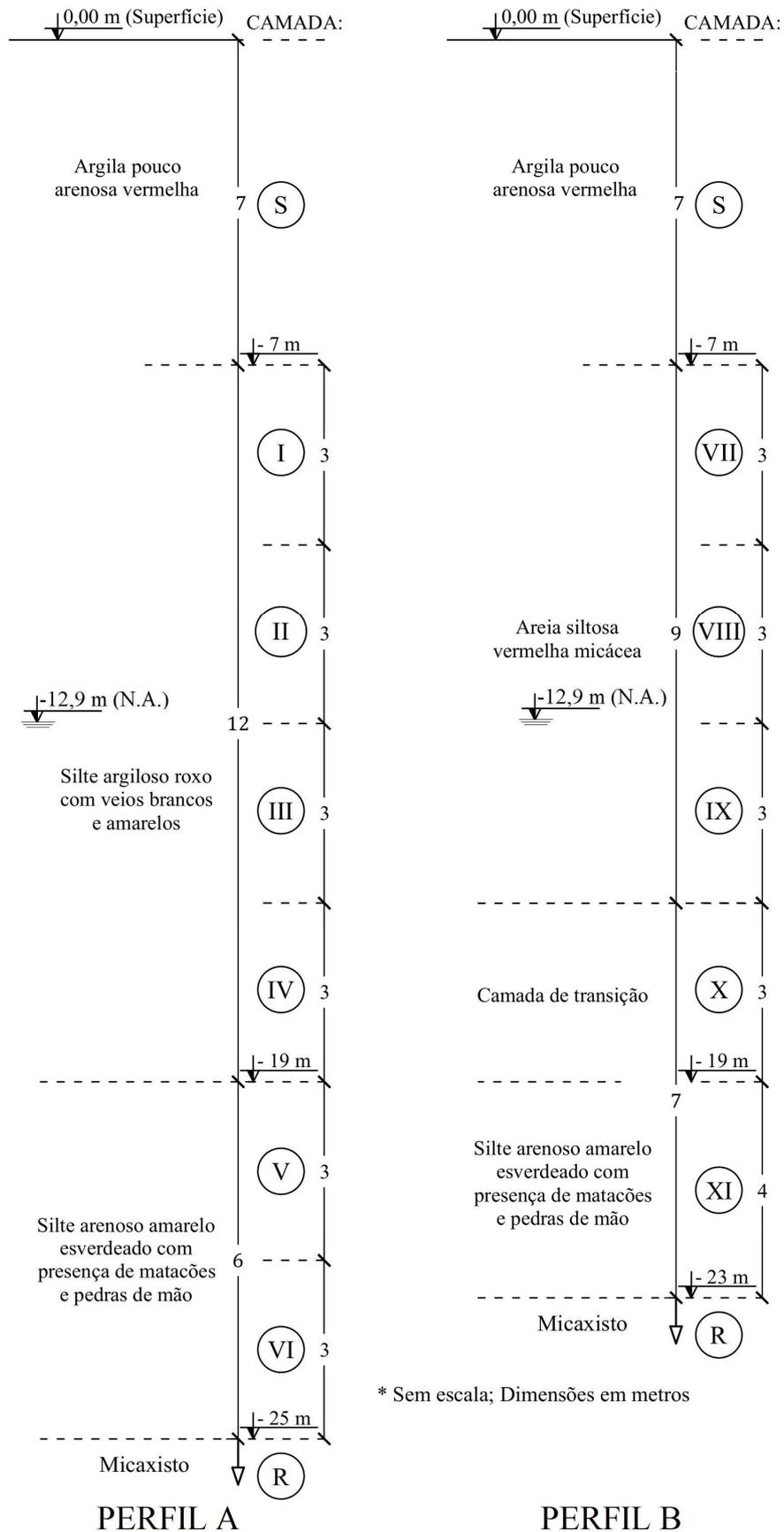


Figura 3.33. Perfis geotécnicos utilizados na simulação da PCE-01 (PERFIL A) e das PCE-02 e PCE-03 (PERFIL B).

A condição de contorno na direção horizontal foi definida como igual a 15 vezes o diâmetro da estaca (Sales & Curado, 2018) e na direção vertical igual a 27 m, já no interior da camada rochosa de micaxisto, indicada pela sondagem rotativa. A malha adotada na simulação da PCE-01 seguiu as mesmas características.

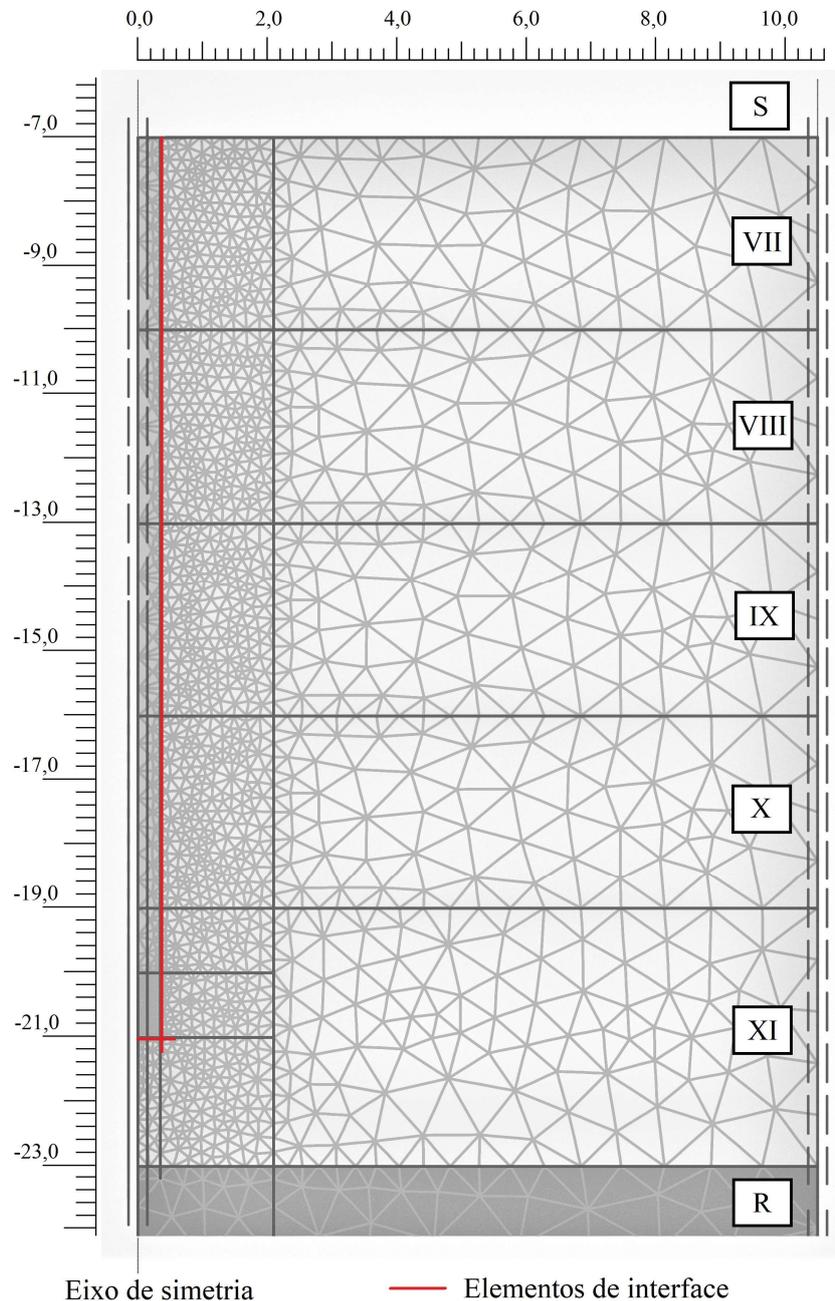


Figura 3.34. Malha de elementos finitos adotada nas simulações da PCE-03.

Sendo a modelagem numérica de estacas um problema típico de interação solo-estrutura, foram utilizados elementos de interface lineares, com 5 pares de nós, ao redor da base e ao longo do fuste da estaca (Figura 3.34). Tais elementos melhoram a distribuição das tensões nos cantos do contato estaca-solo e permitem a ocorrência de deslocamentos relativos, permanentes,

na interface estaca-solo. A resistência da interface é definida pelo critério de Coulomb, com parâmetros de resistência iguais aos do solo adjacente, conforme indicam os estudos de DeJong et al. (2006) e Yang et al. (2010). Em todas as análises a opção “tension cut-off” foi adotada, não permitindo que o solo apresente resistência a esforços de tração.

Todas as simulações numéricas foram conduzidas no regime drenado, sem a geração de excesso de poropressão. As etapas de cálculo adotadas estão descritas a seguir:

1. Cálculo do estado de tensões geostáticas inicial, sem a presença da estaca e incluindo a presença da camada de argila arenosa superficial.
2. Simulação do processo de escavação dos subsolos da obra, até o nível -7m, removendo a camada de solo superficial.
3. Etapa de execução da estaca, na qual o material dentro do contorno da estaca é alterado para concreto. Em todas as simulações o concreto foi simulado por um modelo constitutivo linear elástico (LE), com módulo de Young igual a 40 GPa (medido por meio da instrumentação), coeficiente de Poisson igual a 0,15 e peso específico igual a 24 kN/m<sup>3</sup>.
4. Simulação da prova de carga, aplicando uma carga uniformemente distribuída sobre o topo da estaca, mediante um processo incremental.

#### 3.2.8.4 Parâmetros calibrados dos modelos geotécnicos

Os parâmetros geotécnicos finais utilizados na simulação da PCE-01 (Perfil A, Figura 3.33) estão presentes na Tabela 3.7. Nela, os valores de  $c'$ ,  $\phi'$  e peso específico natural ( $\gamma_{nat}$ ) das camadas I a IV estão coerentes com os valores obtidos nos ensaios de compressão triaxial (CD-3n e CD-5s).

Tabela 3.7. Parâmetros do solo de cada camada da modelagem numérica da PCE-01 (Perfil A).

Camada (Espessura)	Modelo Constitutivo	Prof. do ensaio PMT (m)	$\gamma_{nat}^*$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$E_{50}^{ref}$ (MPa)	OCR
S (0 até 7 m)	MC	-	16,0	10	30	**18,7	2,7
I (7 até 10 m)	HSM	-9,5	15,5	56	23	22,9	2,2
II (10 até 13 m)	HSM	-10,5 até -12,5	15,5	56	23	23,3	1,7
III (13 até 16 m)	HSM	-13,5 até -15,5	18,0	58	26	19,5	1,4
IV (16 até 19 m)	HSM	-16,5; -17,5	18,0	58	26	77,3	1,2
V (19 até 22 m)	HSM	-	19,0	58	33	150,5	1,1
VI (22 até 25 m)	HSM	-	20,0	60	34	150,5	1
R (Micaxisto)	LE	-	22,5	-	-	**1000	1

\* Valores da camada III em diante se referem à condição saturada.

\*\* Valores correspondentes ao módulo de Young da camada.

A Tabela 3.8 expõe os parâmetros geotécnicos relacionado à simulação da PCE-03 (Perfil B, Figura 3.33). Os valores de  $\phi'$  das camadas VII a X estão coerentes com os valores obtidos pelos ensaios de cisalhamento direto (Tabela 3.3). A adoção destes valores em detrimento do valor de  $\phi'$  obtido no ensaio triaxial (CD-2s) advém da melhor representação do atrito na interface estaca-solo, que é predeterminada no ensaio de cisalhamento direto, e apresenta a mesma direção relativa que a verificada para a interface estaca-solo (considerando a direção relativa às descontinuidades do solo). Os valores de  $c'$  e  $\gamma_{nat}$  das camadas VII e VIII foram estimados com base nos resultados do ensaio triaxial (CD-2s).

Tabela 3.8. Parâmetros do solo de cada camada da modelagem numérica da PCE-03 (Perfil B).

Camada (Espessura)	Modelo Constitutivo	Prof. do ensaio PMT (m)	$\gamma_{nat}^*$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$E_{50}^{ref}$ (MPa)	OCR
S (0 até 7 m)	MC	-	16,0	10	30	***18,7	2,7
VII (7 até 10 m)	HSM	-9,5	17,0	38	31	46,7	2,2
VIII (10 até 13 m)	HSM	-10,5; -12,5 **	17,5	38	31	33,8	1,6
IX (13 até 16 m)	HSM	-13,5 até 15,5	19,5	50	31	21,6	1,3
X (16 até 19 m)	HSM	-16,5; 17,5	20,0	60	33	77,3	1,2
XI (19 até 23 m)	HSM	-	20,0	60	34	150,5	1
R (Micaxisto)	LE	-	22,5	-	-	***1000	1

\* Valores da camada IX em diante se referem à condição saturada.

\*\* Dados do ensaio PMT a -11,5 m foi descartado por não ser consistente com os demais resultados.

\*\*\* Valores correspondentes ao modulo de Young da camada.

Na falta de ensaios de laboratório para camadas a maiores profundidades, especialmente para a camada de silte arenoso a partir de 19 metros de profundidade, os parâmetros de resistência das camadas correspondentes foram inicialmente estimados a partir das correlações empíricas propostas por Décourt (1989), baseadas nos resultados dos ensaios do tipo SPT. Tais valores foram ajustados visando a melhor concordância com os resultados das provas de carga, mas mantendo a razoabilidade dos parâmetros do solo conforme a experiência obtida em trabalhos científicos envolvendo o solo da região (Ortigão et al., 1996; Rebolledo et al., 2019b; Bernardes et al., 2022).

O parâmetro  $E_{50}^{ref}$  foi determinado utilizando os ensaios pressiométricos PMT-03 e PMT-05, para PCE-01, e os ensaios PMT-04 e PMT-05, para a PCE-03. O cálculo deste parâmetro foi realizado assumindo que o valor do módulo tangente inicial do solo no modelo HSM pode ser estimado como sendo igual ao valor de  $E_{max}$  (Figura 3.16), seguindo a metodologia proposta por Bernardes et al. (2022). Na falta de ensaios pressiométricos realizados para as camadas V

e VI (PCE-01), e XI (PCE-03), o módulo adotado para essas camadas foi igual a aproximadamente 2 vezes o módulo da camada imediatamente acima, o que foi determinado durante o processo de retroanálise.

Ressalta-se que os valores de rigidez calculados por meio dos resultados dos ensaios pressiométricos são razoavelmente concordantes com os valores medidos nos ensaios de compressão triaxial (Tabela 3.6), para ambas provas de carga.

Os valores de  $E_{oed}^{ref}$  e  $E_{ur}^{ref}$  foram estimados, respectivamente, pelas Equações 3.1 e 3.2. O coeficiente de empuxo em repouso, normalmente adensado, ( $K_0^{nc}$ ) foi calculado pela Equação de Jaki. O coeficiente de empuxo em repouso ( $K_0$ ), foi definido pela Equação 3.3 (Mayne & Kulhawy, 1982) que apresentou resultados compatíveis com os valores de coeficiente de empuxo calculados pelos ensaios pressiométricos, conforme mostra a Figura 3.35.

$$K_0 = K_0^{nc} OCR^{\text{sen } \phi} \quad (3.3)$$

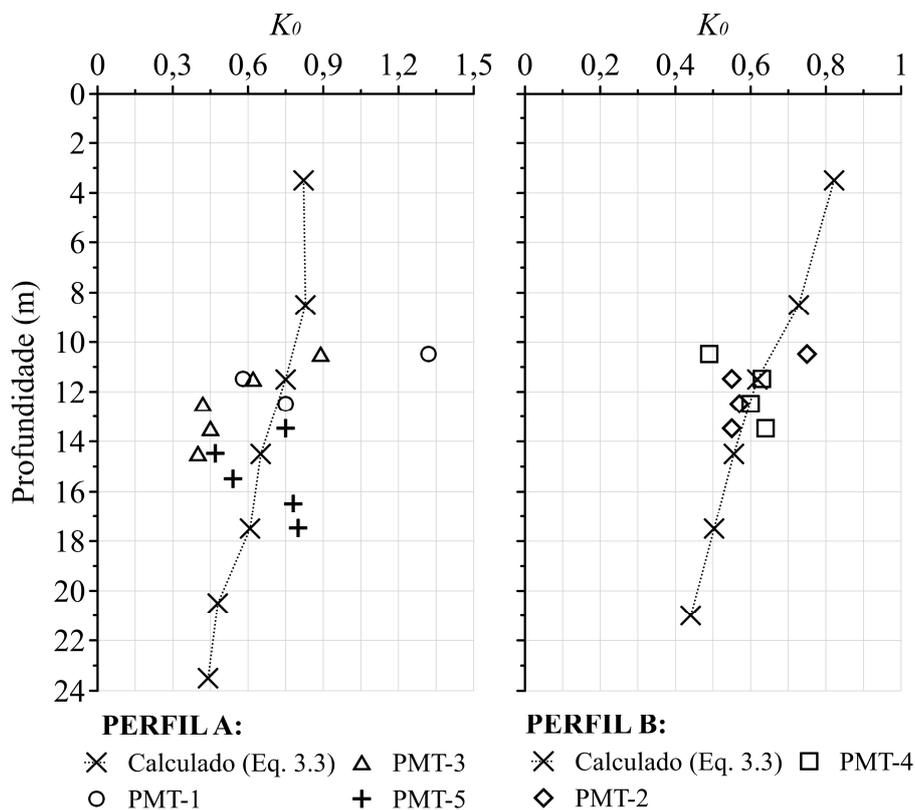


Figura 3.35. Valores de  $K_0$  medidos pelos ensaios pressiométricos e valores adotados no modelo geotécnico, calculados conforme Eq. 3.3.

Os valores de  $OCR$  apresentados nas Tabelas 3.7 e 3.8 foram estimados por meio do valor médio de  $\sigma_{pa}$  obtido nos ensaios de compressão oedométrica (Tabela 3.5) e dos valores de  $\gamma_{nat}$  obtidos nos ensaios de laboratório. Tal parâmetro é especialmente importante para a camada de

solo abaixo da base da estaca, pois o valor de  $OCR$  afeta diretamente o tamanho da superfície de plastificação e a posição do “cap”, definindo o nível de tensão a partir do qual ocorrem deformações plásticas por trajetórias predominantemente compostas por compressão isotrópica (Brinkgreve et al., 2014).

Assim sendo, considerando a tendência de diminuição dos valores de  $OCR$  com o aumento da profundidade, para uma mesma camada de solo (Hosseinpour et al., 2017; Pegah & Liu, 2020), os baixos valores de  $OCR$  para a região próxima à base da estaca é considerada como uma premissa razoável.

O valor de  $m$  foi adotado igual a 0,6 para as camadas de areia siltosa (V até XI), e igual a 0,5 para as camadas de silte argiloso (camadas I até IV), conforme valores definidos pelos ensaios triaxiais da Tabela 3.6. Os valores de  $\psi$ ,  $\nu_{ur}$ ,  $R_f$  e  $p^{ref}$  foram mantidos constantes para todas as simulações, com valores iguais aos expostos na Tabela 3.9.

Tabela 3.9. Parâmetros do HSM mantidos constantes para as camadas II a XI.

$\psi$ (°)	$\nu_{ur}$	$R_f$	$p^{ref}$ (kPa)
0	0,2	0,9	100

### 3.2.8.5 Validação do modelo geotécnico a partir do ensaio PCE-01

Os parâmetros de resistência e rigidez definidos para o perfil geotécnico, expostos na Tabela 3.7, foram calibrados e validados a partir da simulação numérica da PCE-01, cujos resultados estão expostos na presente subseção. A Figura 3.36 mostra o resultado da curva carga-recalque da referida prova de carga e sua respectiva simulação numérica pelo método dos elementos finitos (MEF).

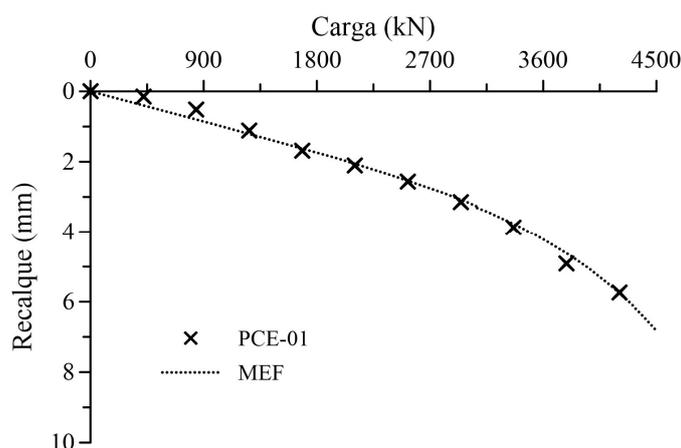


Figura 3.36. Curva carga-recalque medida e simulada para o ensaio PCE-01.

Os resultados da Figura 3.36 indicam boa concordância entre os resultados do ensaio e a simulação numérica, comprovando que o modelo constitutivo HSM e os parâmetros de rigidez

propostos na Tabela 3.7 foram capazes de prever a rigidez inicial da estaca e o início do comportamento não linear da curva, verificado para carga maiores que 3600 kN. Devido à limitação do sistema de reação, o ensaio foi limitado 4205 kN (429,1 tf), não sendo possível verificar a ruptura geotécnica da estaca.

A instrumentação da estaca permitiu a determinação do atrito unitário médio ao redor do fuste ( $q_{at}$ ), e da tensão média de compressão na base ( $q_b$ ), conforme mostram as Figuras 3.37a e 3.37b, respectivamente. Os resultados estão apresentados em função do recalque normalizado da estaca ( $w/D$ , sendo  $w$  o recalque e  $D$  o diâmetro).

A Figura 3.37a mostra que o atrito unitário médio mobilizado ao longo do fuste da estaca apresentou boa concordância entre valores medidos e previstos para valores de  $w/D < 0,8\%$ . Para recalques normalizados maiores que 0,8% as previsões começam a subestimar os valores medidos, indicando que a resistência por atrito lateral da estaca, em campo, deve ser superior aos valores previstos numericamente.

Com relação a mobilização da tensão média de compressão na base da estaca, a Figura 3.37b indica que a base só começa a ser mobilizada a partir de  $w/D > 0,8\%$ , valores que correspondem ao início da não linearidade dos valores de  $q_{at}$  (Figura 3.37a). Os resultados da simulação numérica indicam uma baixa mobilização da base, não apresentando sinais de ruptura. A carga absorvida pela base da estaca para o último estágio de carregamento do ensaio (4205 kN de carga aplicada) é correspondente a 9,8% da carga total (na simulação), enquanto o ensaio registrou um percentual de carga máxima na base igual a 1,4%.

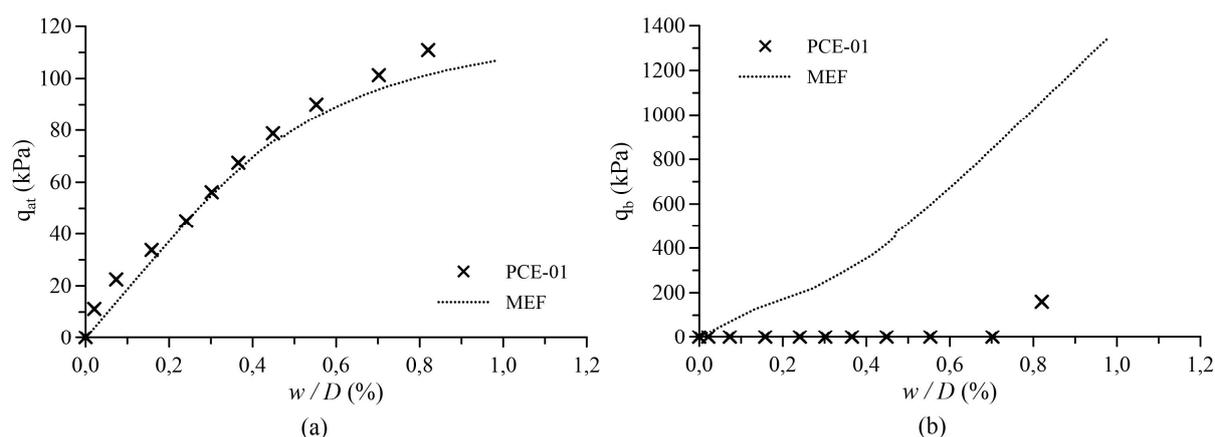


Figura 3.37. Tensão cisalhante média ao redor do fuste (a) e tensão de compressão média na base da estaca PCE-01 (b), conforme o recalque normalizado.

As Figuras 3.38a e 3.38b mostram as trajetórias de tensões, respectivamente, para um ponto localizado na interface estaca-solo, a uma profundidade igual a  $L/2$  ( $L$  é o comprimento da estaca) medida a partir do topo da estaca, e para um ponto localizado imediatamente abaixo da

base. Os resultados foram extraídos das simulações numéricas, nas quais a tensão desvio ( $q'$ ) e a tensão isotrópica ( $p'$ ), são dadas pelas Equações 3.4 e 3.5, respectivamente, para um problema axissimétrico.

$$q' = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (3.4)$$

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad (3.5)$$

A Figura 3.38a mostra que à medida que a carga aplicada à estaca aumenta, a tensão desvio e isotrópica aumentam, até valores de carga aplicada de aproximadamente 4200 kN. A partir deste ponto o deslocamento relativo na interface estaca-solo diminui o confinamento do solo ao redor do fuste, provocando a diminuição da tensão isotrópica (devido à diminuição de  $\sigma'_3$ ) com o contínuo aumento da tensão desvio.

Com relação à trajetória de tensões verificada para um ponto na base da estaca, a Figura 3.38b indica um estado tensão cuja trajetória não caminha em direção à envoltória de ruptura (tal como a compressão isotrópica), com o ponto localizado no interior da cunha de ruptura por puncionamento. Esse caso mostra a importância da utilização de uma função de plastificação com “cap”, como no modelo constitutivo HSM, o que permite a ocorrência de deformações plásticas e a expansão da superfície de plastificação em um estado de compressão isotrópica.

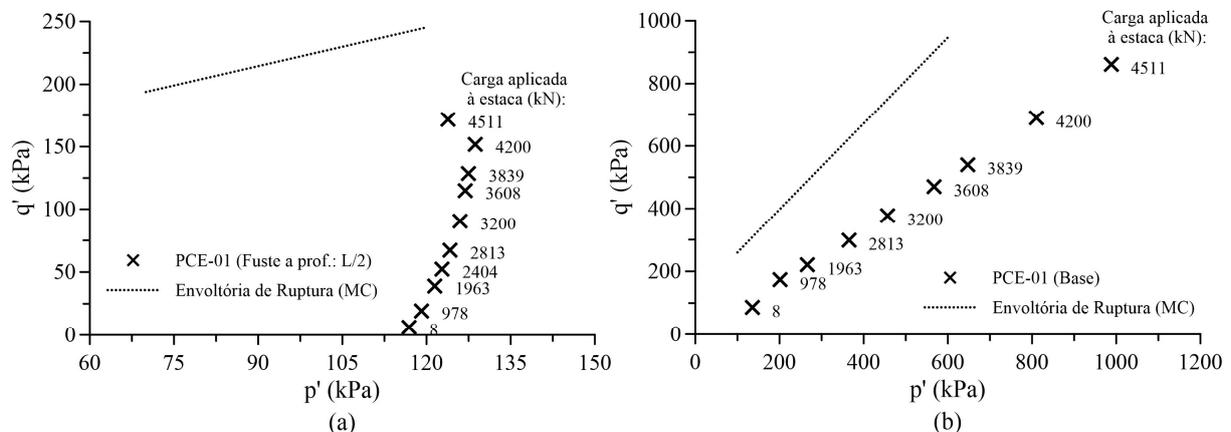


Figura 3.38. Trajetória de tensões para um ponto localizado na interface estaca-solo, à metade da profundidade da estaca PCE-01 (a), e para um ponto imediatamente abaixo de sua base (b).

A Figura 3.39a mostra a distribuição de carga ao longo da profundidade da estaca para diferentes estágios de carregamento, medida a partir dos dados da instrumentação, enquanto a Figura 3.39b indica os resultados obtidos pela simulação numérica. A Figura 3.39a indica que as primeiras camadas de solo, até aproximadamente 14 metros de profundidade, apresentam baixa mobilização de resistência por atrito lateral, conforme indica a baixa inclinação das curvas de transferência de carga nestes trechos. A partir dessa profundidade, a inclinação da curva

aumenta consideravelmente, o que indica uma maior mobilização de resistência nessas camadas de solo. Os resultados da simulação numérica são capazes de representar essa tendência, o que sugere uma calibração adequada dos parâmetros de resistência e deformabilidade do modelo geotécnico proposto.

Na Figura 3.39c temos os resultados medidos e simulados expostos em um mesmo gráfico, o que evidencia uma boa concordância entre os resultados até o 7º estágio de carga. Deste estágio em diante, os resultados medidos se distanciam dos simulados, especialmente no trecho entre 7 e 14 m. Neste trecho a instrumentação continua a apontar uma baixa mobilização de atrito lateral, comportamento que o modelo numérico não conseguiu representar.

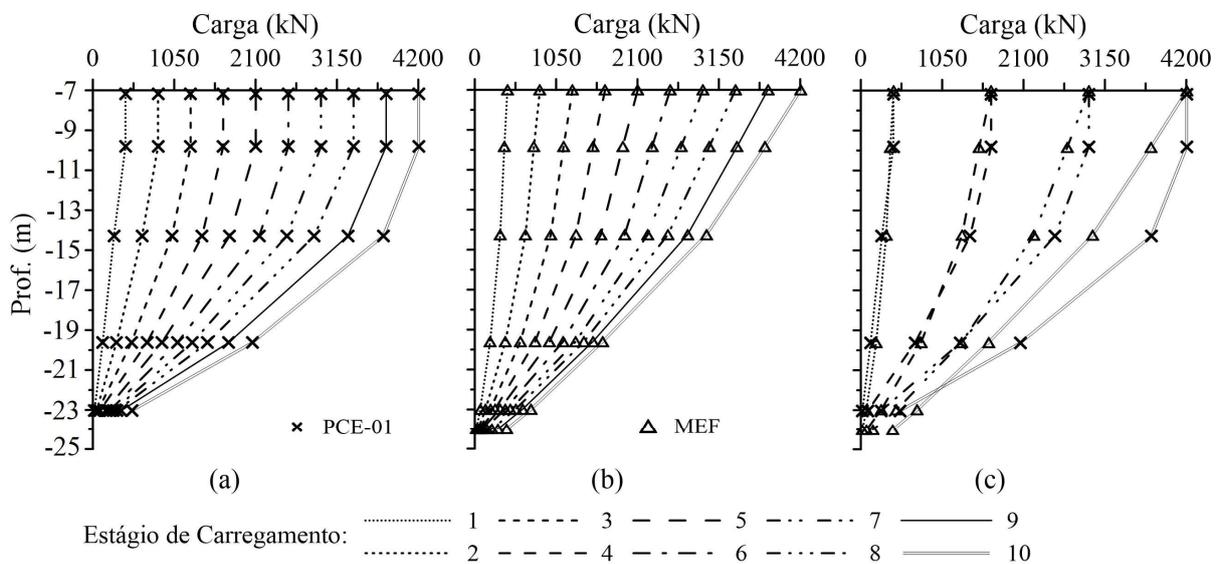


Figura 3.39. Distribuição de carga ao longo da profundidade da estaca para diferentes estágios de carregamento: ensaio PCE-01 (a), respectiva simulação numérica (b) e ambos os resultados para o 1º, 4º, 7º e 10º estágios de carga (c).

### 3.2.8.6 Validação do modelo geotécnico a partir do ensaio PCE-03

Tal como feito para a PCE-01, os parâmetros geotécnicos definidos na Tabela 3.8 foram calibrados e validados a partir da simulação numérica da PCE-03, cujo comportamento carga-recalque está exposto na Figura 3.40b. Apesar dos dados da PCE-02 não terem sido utilizados na validação do modelo geotécnico, devido à baixa confiabilidade da instrumentação (provocada pela rotação do bloco de coroamento), seu comportamento carga-recalque também foi simulado e apresentado na Figura 3.40a, utilizando o mesmo perfil geotécnico calibrado para a PCE-03 (Tabela 3.8).

Os resultados da Figura 3.40a indicam que a simulação numérica conseguiu representar a rigidez inicial da estaca, com leve tendência de superestimar sua capacidade de carga. No entanto, tal tendência está provavelmente relacionada com o fato da estaca ter sido perfurada

duas vezes (conforme descrito na Subseção 3.2.7), o que aumenta o desconfinamento da estaca devido ao processo executivo e contribui para a diminuição de sua capacidade de carga.

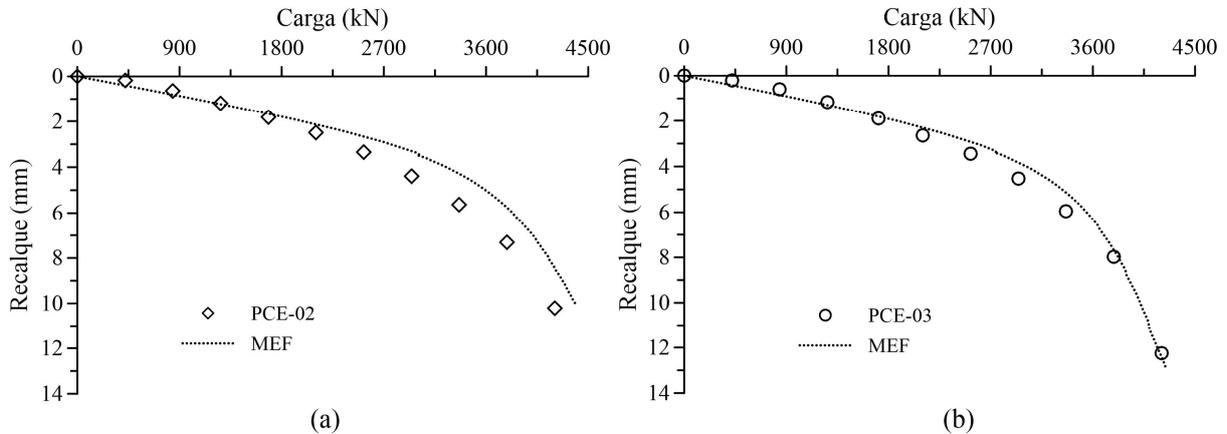


Figura 3.40. Curvas carga-recalque obtidas para os ensaios PCE-02 (a) e PCE-03 (b).

Tal aspecto causa um novo fator de interferência nas análises propostas, o que corrobora com a decisão de não considerar a prova de carga PCE-02 na validação dos parâmetros do modelo geotécnico da Tabela 3.8. Com relação aos resultados da curva carga-recalque da PCE-03 (Figura 3.40b), ressalta-se a boa concordância entre valores medidos e simulados, em todos os estágios de carregamento do ensaio.

Com relação aos gráficos de  $q_{at}$  (Figura 3.41a) e  $q_b$  (Figura 3.41b) pode-se verificar boa concordância entre os resultados medidos e a simulação numérica. A Figura 3.41a indica uma forte tendência de esgotamento do atrito lateral da estaca para recalques normalizados maiores que 1,2%, o que também foi representado na simulação. A trajetória de tensões de um ponto na interface estaca-solo, a uma profundidade igual a metade do comprimento da estaca (Figura 3.42a), confirma esta observação, expondo a proximidade entre a trajetória de tensões do ponto e sua respectiva envoltória de ruptura.

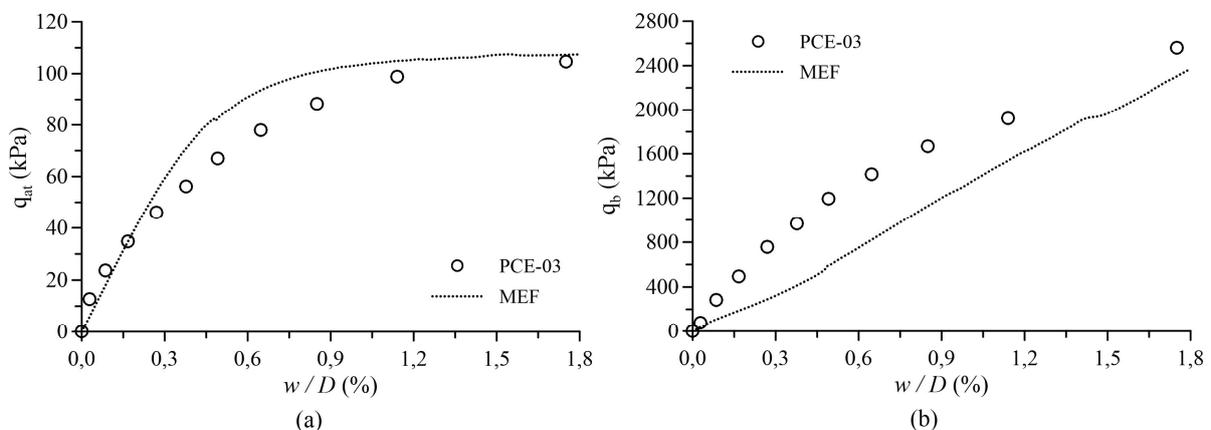


Figura 3.41. Tensão cisalhante média ao redor do fuste (a) e tensão de compressão média na base da estaca PCE-03 (b), conforme o recalque normalizado.

Com relação ao comportamento de  $q_b$ , a Figura 3.41b aponta a mobilização da base da estaca desde os valores iniciais de recalque normalizado, tanto nos resultados simulados quanto nos medidos pela instrumentação. Este comportamento difere do verificado na Figura 3.37b, o que levanta suspeita quanto à qualidade de execução da base da estaca PCE-01. Durante a execução da PCE-01 é possível que o trado helicoidal tenha sido levantado em excesso para a permitir a expulsão do tampão e a saída do concreto de dentro do tubo central, o que teria provocado o desmoronamento de alguns centímetros de solo na base da estaca PCE-01.

Desta forma, mesmo sendo o concreto injetado sob pressão, essa fina camada de solo solto, supostamente formada abaixo da base da estaca, pode estar relacionada com a necessidade de recalques entre 5 e 10 mm para o início da mobilização da resistência da base da estaca, conforme indicaram os resultados instrumentados na Figura 3.37b.

Tal como na estaca PCE-01, a trajetória de tensões para um ponto na base da estaca PCE-03 (Figura 3.42b) indica uma trajetória de tensões no interior da superfície de plastificação, na qual ocorrem deformações plásticas e a expansão da superfície (“cap”).

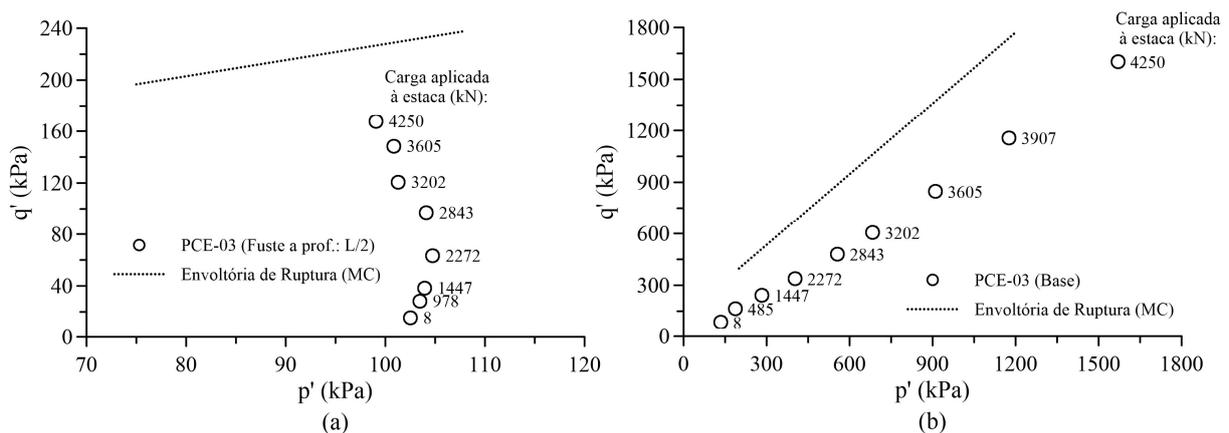


Figura 3.42. Trajetória de tensões para um ponto localizado na interface estaca-solo, à metade da profundidade da estaca PCE-03 (a), e para um ponto imediatamente abaixo de sua base (b).

Finalmente, as Figuras 3.43a, 3.43b e 3.43c mostram, respectivamente, a distribuição de carga ao longo da profundidade da estaca para diferentes estágios de carregamento, segundo os dados da instrumentação, da simulação numérica e ambos os dados em um mesmo gráfico. Tal como verificado na PCE-01, a Figura 3.43c indica boa concordância entre resultados medidos e previstos.

Conforme exposto por Bernardes et al. (2022) o amolecimento verificado na camada de solo entre 9 e 13 m de profundidade, na passagem do 9° para o 10° estágio de carregamento, é um fator que contribui para a diferença mencionada. Sua devida representação no modelo numérico demandaria a utilização de modelos constitutivos específicos, que representem o amolecimento

do solo, ou a utilização de outras ferramentas numéricas, como as baseadas no conceito de curvas de transferência de carga específicos para a estaca, que representem o amolecimento verificado, tal como o proposto por Ni et al. (2017), que não se aplica ao escopo do presente trabalho.

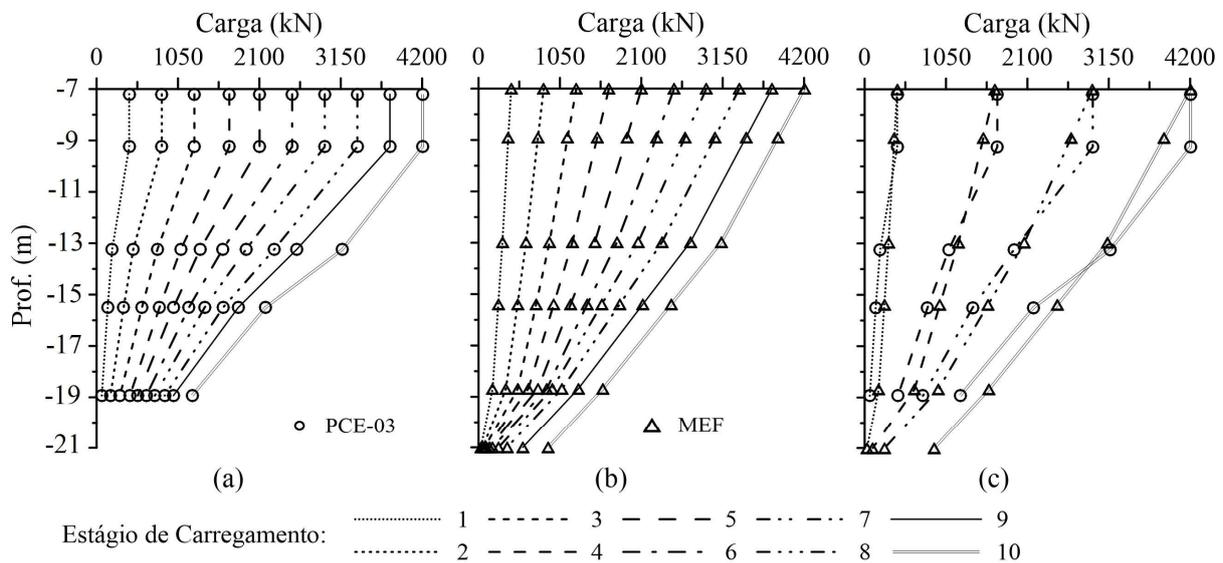


Figura 3.43. Distribuição de carga ao longo da profundidade da estaca para diferentes estágios de carregamento: ensaio PCE-03 (a), respectiva simulação numérica (b) e ambos os resultados para o 1°, 4°, 7° e 10° estágios de carga (c).

### 3.3 MONITORAMENTO DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES

O programa de instrumentação adotado no edifício englobou o monitoramento das tensões no contato radier-solo, das deformações nos pilares da estrutura e nas estacas do radier estaqueado. Para isso, foram adotados os seguintes instrumentos de medição, posicionados conforme mostram as Figuras 3.3 e 3.6.

- 55 sensores de imersão, utilizados para a medição das deformações em 23 estacas da fundação, das quais 8 estacas foram instrumentadas em 5 níveis de profundidade e 15 estacas instrumentadas apenas no topo.
- 37 sensores de imersão para a instrumentação dos 17 pilares da estrutura, com medições de deformação apenas no primeiro vão dos pilares (1,62 m acima do topo do radier).
- 10 células de tensão total, posicionadas em diferentes locais do contato radier-solo.

A edificação ainda teve seus recalques monitorados, com medições realizadas em todos os pilares da estrutura. Foi previsto um período de monitoramento de recalques igual a 3 anos, com intervalo de medições mensal no primeiro ano da obra, bimestral no segundo ano e quadrimestral no terceiro ano. Devido a intercorrências provocadas pela pandemia do Covid-

19, só foi possível iniciar as medições em julho de 2020, época na qual a edificação encontrava-se com a estrutura de concreto executada até o segundo pavimento.

Nas seções subsequentes, o processo de confecção, calibração e instalação dos sensores utilizados na instrumentação serão resumidamente apresentados.

### **3.3.1 Confecção e calibração dos sensores de imersão**

Os sensores de imersão foram confeccionados conforme o modelo proposto por Cruz Junior (2016). Foram utilizados extensômetros elétricos do tipo roseta a 90°, de 120  $\Omega$ , configurados com circuito em ponte de Wheatstone completa, o que permite minimizar as parcelas de deformação referentes à temperatura e flexão. A ponte foi montada com seis fios, conforme orientações do manual do sistema de aquisição HBM-MX840A (2008, 2015), visando minimizar imprecisões provocadas pela resistência originada do comprimento dos cabos.

Os extensômetros e o circuito são montados sobre um cilindro de alumínio de 12,85 mm de diâmetro, que possui duas extremidades rosqueáveis, de 40 mm de diâmetro, confeccionadas em aço (Figura 3.44). O sensor funciona como uma célula de carga miniaturizada, que é imersa no elemento estrutural, com suas extremidades de aço sendo responsáveis pela transmissão dos esforços axiais à barra. Desta forma, considerando a condição de compatibilidade geométrica, o sensor é capaz de registrar as deformações do elemento de concreto armado.

A confecção dos sensores de imersão foi realizada conforme a seguinte sequência de etapas:

1. Preparação da superfície de colagem, incluindo as etapas de limpeza, lixamento, e aplicação de álcool isopropílico, fluido condicionador e neutralizador.
2. Demarcação e colagem dos extensômetros na superfície de alumínio. Visto o elevado período de tempo previsto para a instrumentação, foi utilizado adesivo de base epóxi, de alta durabilidade, que exige cura térmica em estufa a 150°C por 2 horas, com aplicação de pressão, para a qual foram utilizadas abraçadeiras metálicas sobre uma almofada de silicone.
3. Proteção inicial dos extensômetros, com aplicação de uma película de resina de silicone.
4. Montagem dos circuitos primário e secundário, respectivamente conforme as Figuras 3.44a e 3.44b, e montagem dos conectores para aquisição de dados.
5. Aplicação de camada impermeabilizante e protetora contra choques mecânicos, com utilização de cera hidrofugante (Figura 3.45a).
6. Cobertura da camada de cera com borracha de silicone (Figura 3.45b).

7. Impermeabilização e proteção do sensor com a aplicação de três camadas de fita isolante e uma camada de fita de alta fusão (Figura 3.45c).

A calibração dos sensores de imersão foi feita em uma prensa da marca Humboldt (Figura 3.46). A calibração foi realizada com 3 patamares de carga e dois patamares de descarga, sendo o sensor submetido a uma tensão máxima de aproximadamente 70 MPa. Todos os sensores calibrados apresentaram comportamento linear elástico, sem sinais de histerese, o que é um indicativo da qualidade do processo de montagem. O procedimento de calibração foi repetido três vezes para cada instrumento, com todos os sensores apresentando boa precisão e acurácia. A Figura 3.47 apresenta um exemplo das calibrações do comportamento tensão-deformação (sensor número 56).



Figura 3.44. Detalhe das montagens dos circuitos primário (a) e secundário (b).



Figura 3.45. Aplicação de cera hidrofugante (a), borracha de silicone (b) e fita isolante (c).



Figura 3.46. Sensor durante processo de calibração.

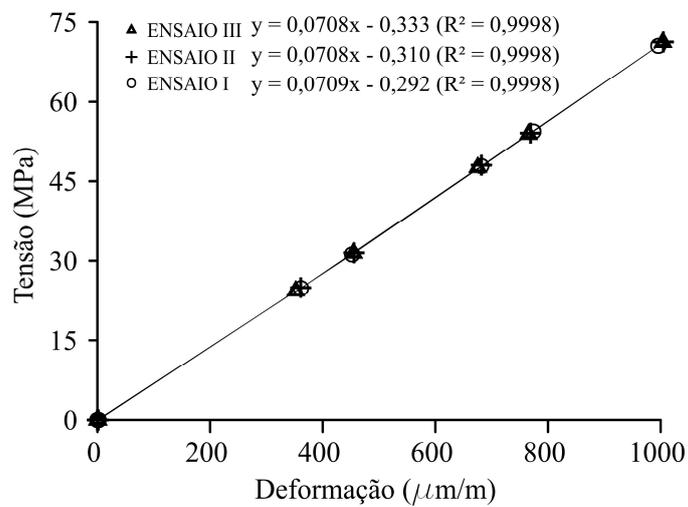


Figura 3.47. Retas de calibração verificada para o sensor n° 56.

### 3.3.2 Confeção e calibração das células de tensão total

A geometria das células de tensão total (CTT) foi definida conforme as recomendações de Hanna (1985), de forma a manter a razão entre o diâmetro e o deslocamento vertical máximo no centro do diafragma entre 2000 e 5000. A rigidez relativa entre o diafragma e o solo foi verificada pelos ábacos propostos por Tory & Sparrow (1967) e Clayton & Bica (1993), com valores de CAF permanecendo entre 0,9 e 1,05.

O nível de tensão máximo da CTT foi definido a partir das tensões máximas no contato radier-solo previstas no projeto de fundação. Os deslocamentos no centro do diafragma foram verificados por meio de simulações numéricas axissimétricas em elementos finitos. A Figura 3.48 mostra a geometria das células de tensão total, ressaltando a utilização de um diafragma com espessura igual a 7 mm para 5 células de tensão (CTT-03, CTT-05, CTT-06, CTT-08 e CTT-10) e 8 mm para as demais (CTT-01, CTT-02, CTT-04, CTT-07 e CTT-09), conforme os níveis de tensão previstos em projeto.

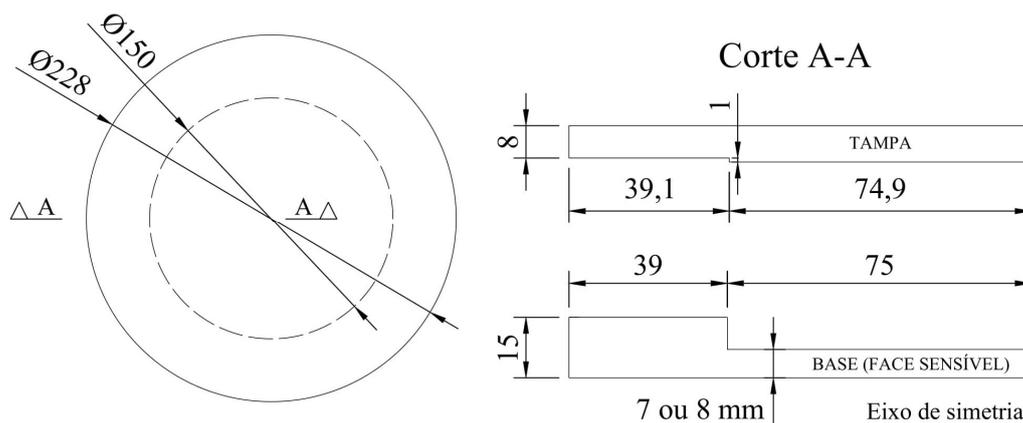


Figura 3.48. Geometria das células de tensão total (dimensões em mm).

A confecção das células foi feita de forma similar à dos sensores de imersão, com alterações apenas na disposição da colagem dos extensômetros no diafragma e, conseqüentemente, na montagem dos circuitos, conforme mostra a Figura 3.49. O circuito foi protegido com cera hidrofugante (Figura 3.50a) e revestido com camadas de borracha e resina de silicone (Figura 3.50b). A vedação das CTTs foi feita com adesivo à base de silicone de alta resistência.

O processo de calibração foi realizado em campo, no exato local de instalação de cada CTT sob o radier, durante o início do mês de novembro de 2019. A célula foi disposta sobre o solo com a face sensível posicionada 10 cm abaixo do nível definido para o fundo do radier (abaixo do lastro de concreto magro). Em seguida, cada CTT foi nivelada (Figura 3.51a) e calibrada usando uma cargueira com sacos de areia como sistema de reação (Figura 3.51b).

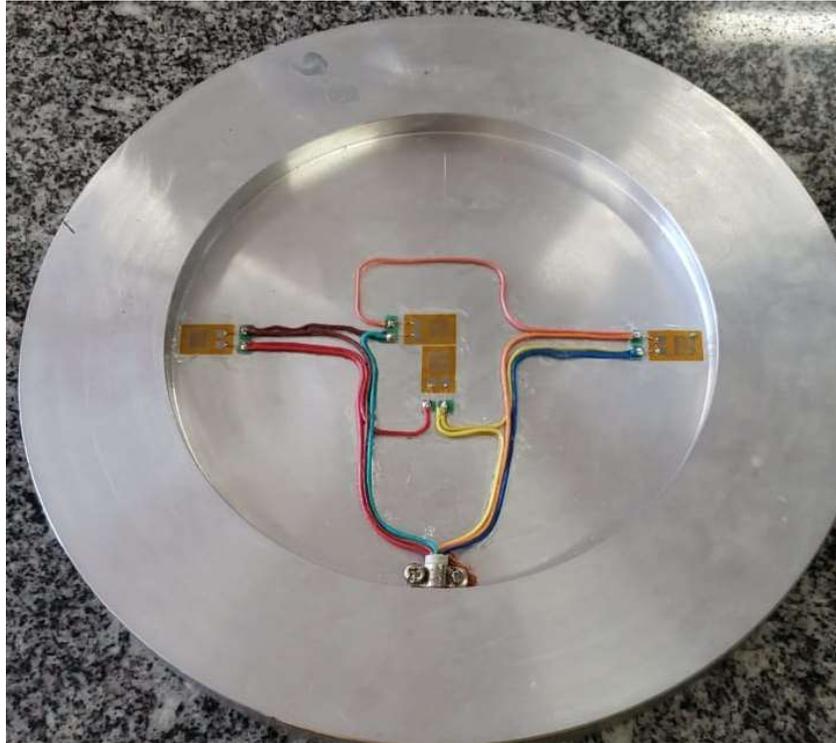


Figura 3.49. Colagem dos extensômetros e montagem do circuito em ponte completa.

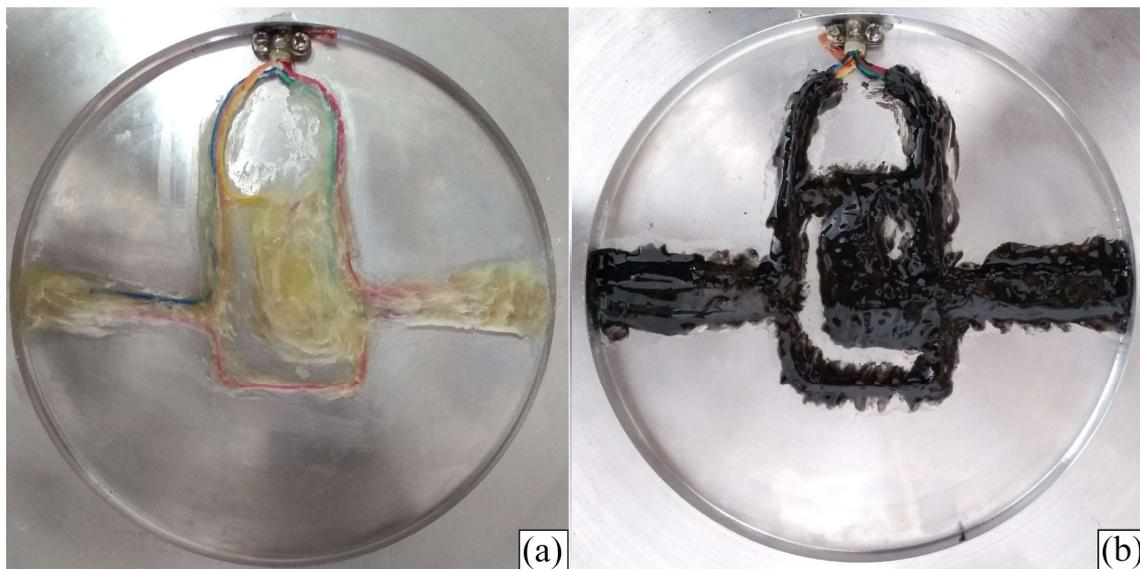


Figura 3.50. Aplicação da camada de cera hidrofugante (a) e das camadas de borracha e resina de silicone (b) sobre o circuito e os extensômetros.

A tensão de compressão exercida na CTT foi controlada a partir de uma célula de carga. Cada ciclo de carga e descarga atingiu tensões máximas entre 200 e 250 kPa, em conformidade com os valores previstos no projeto de fundação (entre 50 e 100 kPa), e apresentou duração de aproximadamente 20 minutos. Cada ciclo foi repetido um total de 4 vezes em cada instrumento.

A Figura 3.52 mostra as curvas de calibração obtidas para as CTTs, que apresentaram comportamento linear e baixo nível de histerese. Através de um processo de regressão linear,

foram definidas retas de calibração para cada CTT. Os ensaios de adensamento realizados indicam que o nível de tensão adotado na calibração – que é compatível com as tensões atuantes esperadas na interface radier-solo – é inferior à tensão de pré-adensamento do solo (entre 270 e 360 kPa).

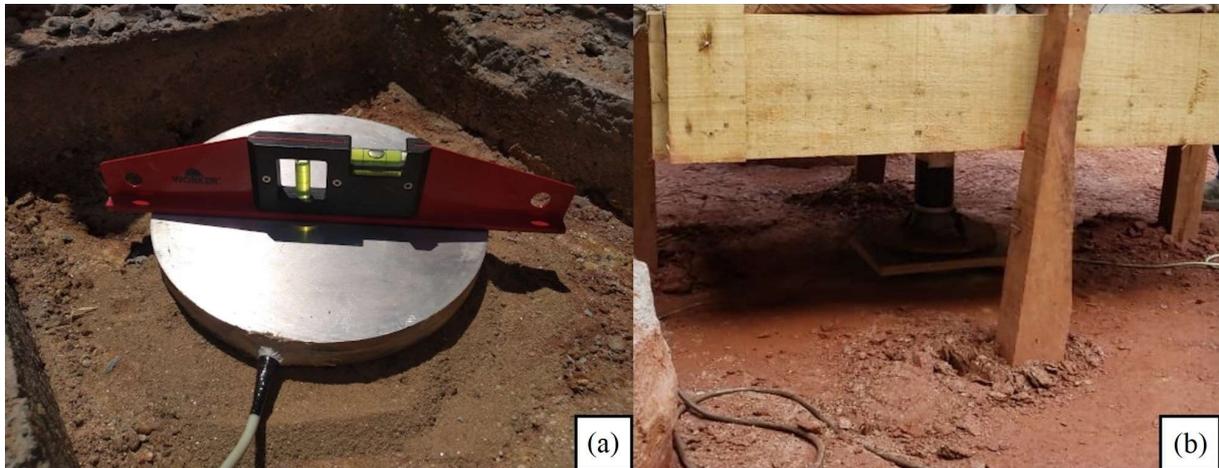


Figura 3.51. Posicionamento da CTT garantindo o nível na instalação (a) e detalhe da célula de carga entre a CTT e a cargueira durante o processo de calibração (b).

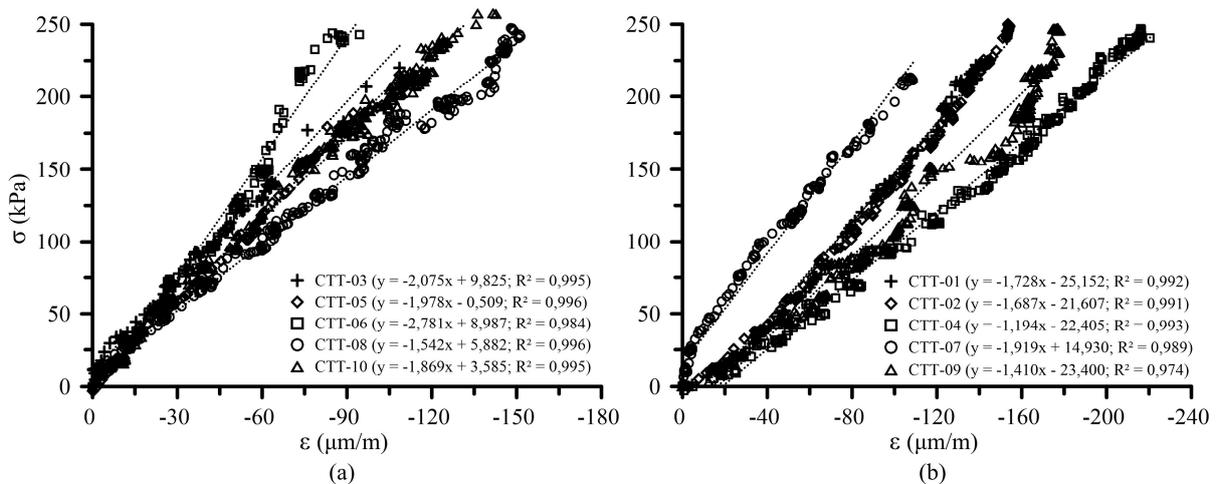


Figura 3.52. Curvas de calibração das CTTs com espessura do diafragma igual a 7 mm (a) e 8 mm (b).

### 3.3.3 Instalação e monitoramento dos instrumentos

A instalação dos sensores nas estacas se deu entre os meses de setembro e outubro de 2019. Os sensores de imersão foram presos com arame em uma barra de aço central, soldada à gaiola, de forma a garantir a verticalidade do sensor durante a inserção da ferragem (Figura 3.53a). A Figura 3.53b mostra a ferragem inserida em uma estaca após sua execução, evidenciando a proteção plástica efetuada para os cabos e conectores. Tal proteção foi essencial para evitar danos aos cabos durante a etapa de arrasamento das estacas.

Dentre as 23 estacas instrumentadas, apenas uma estaca (E22) teve seu instrumento inutilizado devido à um erro operacional durante o processo de inserção da ferragem.

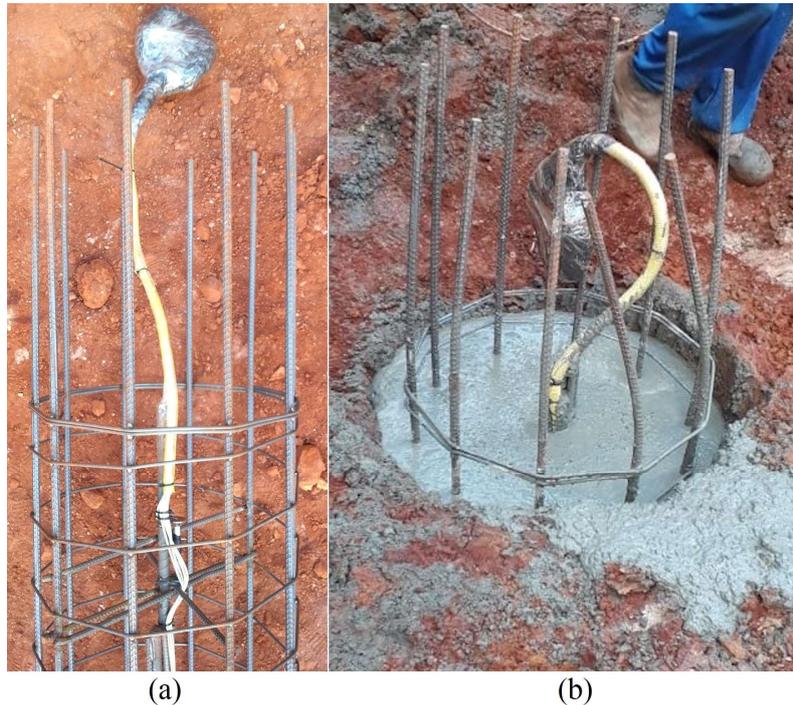


Figura 3.53. Sensor instalado na ferragem da estaca (a) e proteção plástica dos conectores e cabos, que fica imersa no concreto após a inserção completa da ferragem na estaca concretada (b).

Após o arrasamento das estacas e a execução do lastro de concreto magro, todos os cabos referentes aos sensores de imersão das estacas e as CTTs foram protegidos com mangueira preta de polietileno, elevados e presos ao topo da ferragem de ancoragem das estacas no radier, conforme mostra a Figura 3.54a. Tal medida foi necessária para minimizar os danos aos cabos e conectores durante a montagem da armadura do radier. Após o término dessa etapa os cabos foram passados por dentro da ferragem do radier e presos aos arranques dos pilares, conforme mostram as Figuras 3.54b e 3.55. A Figura 3.54c mostra a saída dos cabos já após a concretagem do radier.

Ressalta-se o grande desafio logístico da presente instrumentação, cujo prazo de confecção, calibração e instalação dos instrumentos teve de ser compatibilizado aos prazos executivos da obra, o que gerou um grande volume de serviço em um curto intervalo de tempo.

As leituras das deformações foram realizadas de forma intermitente, com periodicidade semanal, sendo realizadas sempre no período matutino, a fim a minimizar as interferências provocadas por variações na temperatura ambiente. O período de aquecimento dos circuitos (pré-leitura) foi padronizado em 5 minutos e a frequência de aquisição de dados igual a 2 Hz.

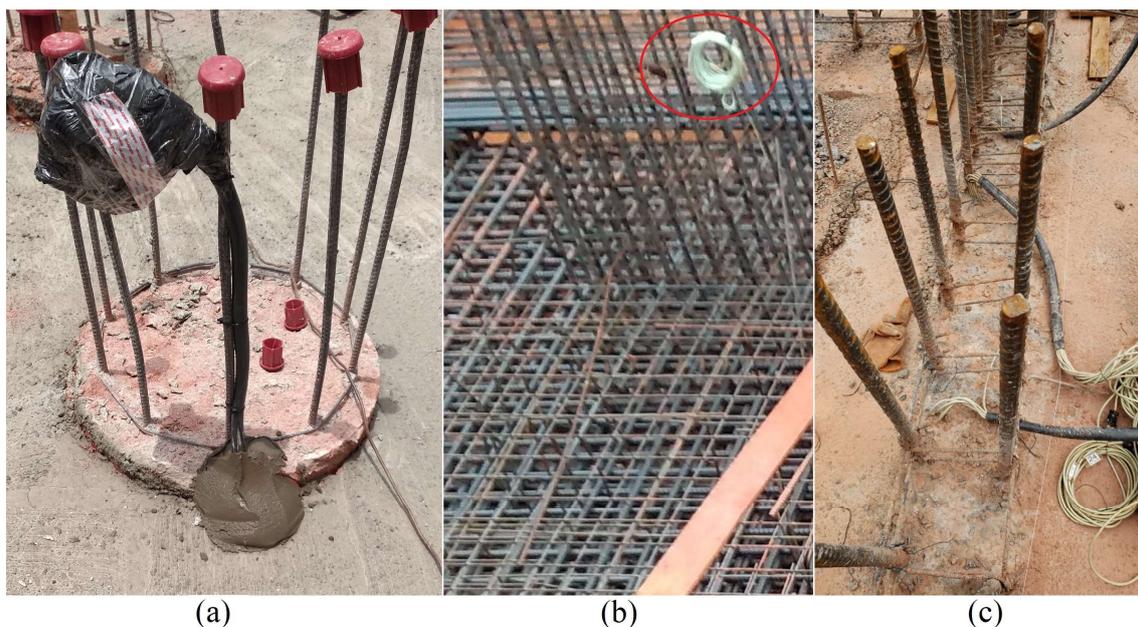


Figura 3.54. Cabos presos à ancoragem da estaca arrasada (a), ao arranque dos pilares (b) e cabos saindo do topo do radier já concretado (c).



Figura 3.55. Cabos presos ao arranque dos pilares durante a concretagem do radier.

O monitoramento das deformações nas estacas e no contato radier-solo se deu no início de novembro de 2019, o que permitiu a obtenção de 4 leituras de referência anteriores à concretagem do radier. O radier foi concretado em duas camadas, de igual espessura, realizadas

nas datas de 03/12/2019 e 10/12/2019, respectivamente. As Figuras 3.56a e 3.56b mostram a realização das leituras durante a cura do radier (após a primeira etapa de concretagem) e após o término da concretagem dos pilares, época a partir da qual todos os cabos foram transferidos para o fosso do elevador, que funcionou como uma central de monitoramento.



Figura 3.56. Leitura das deformações dos sensores instalados durante a cura do radier (a) e após a passagem dos cabos para o interior do fosso do elevador (b).

Após a concretagem do radier foram instalados os sensores de imersão nos pilares da torre. Todos os pilares foram instrumentados com ao menos 2 sensores, de forma a garantir redundância nas leituras de deformação. Os pilares P1 e P7 foram instrumentados com 4 e 3 sensores, respectivamente, devido a maior extensão dos mesmos.

Os sensores foram instalados no meio do vão do pilar (a 1,62 m de altura a partir do topo do radier), seguindo as recomendações de Glisic et al. (2013) para minimizar as interferências provocadas pela mudança de seção transversal nas regiões de contato com o bloco de fundação e com a viga do pavimento superior. As Figura 3.57a e 3.57b mostram, respectivamente, o detalhe de um sensor de imersão preso a ferragem longitudinal dos pilares, e a verificação da verticalidade dos sensores instalados.

A concretagem do primeiro lance dos pilares se deu nos dias 24/12/2019 (pilares P3; P4; P5; P6; P8; P9; P10; P11; P13; P14; P15; P16; P17) e 31/12/2019 (pilares P1; P2; P7; P12). Durante a concretagem, um dos sensores do pilar P2 (sensor n° 79) foi danificado.

Ao longo do processo de arrasamento das estacas e da etapa de desforma dos pilares alguns cabos foram rompidos, tal como evidenciado na Figura 3.58a. Durante o monitoramento semanal dos instrumentos tais ocorrências foram identificadas e solucionadas, conforme indicado na Figura 3.58b.

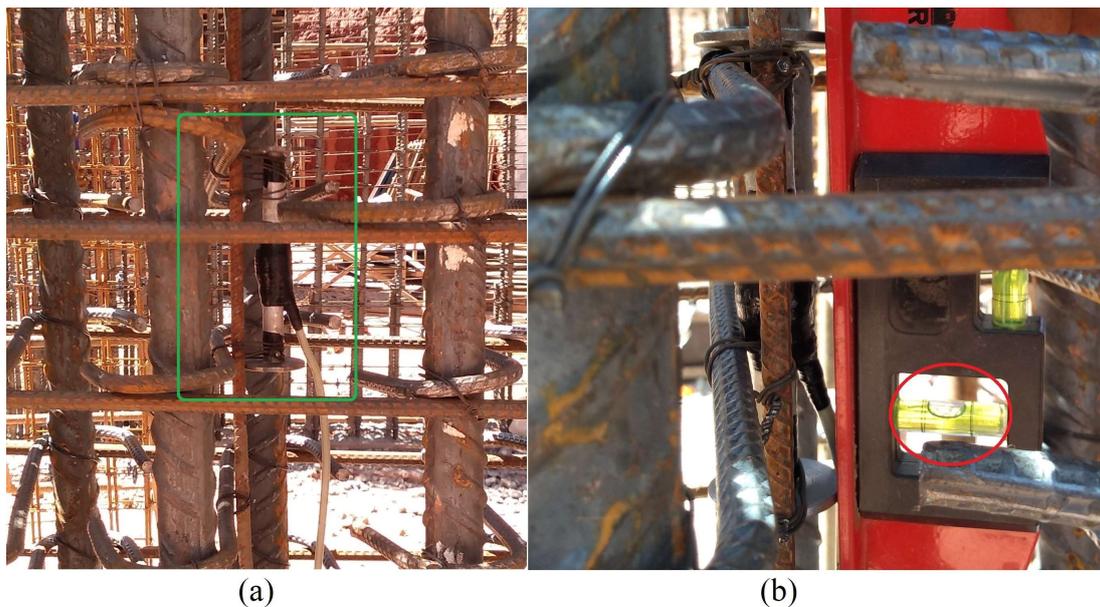


Figura 3.57. Sensor de imersão preso à ferragem dos pilares (circulado em cor verde) (a) e checagem da verticalidade dos sensores instalados nos pilares (b).

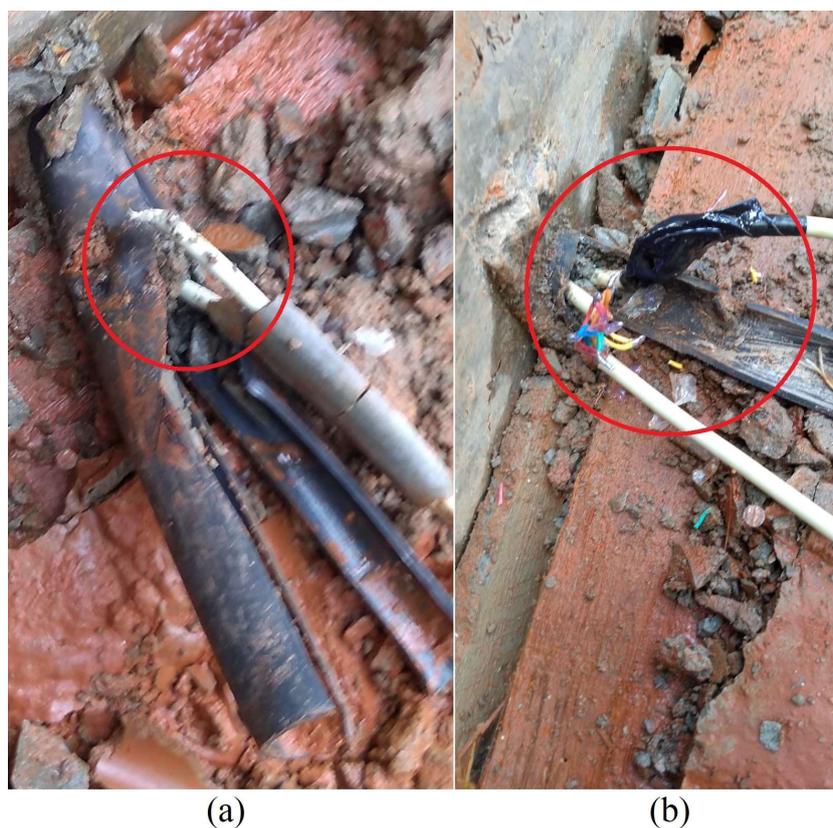


Figura 3.58. Cabos rompidos durante desforma dos pilares (a) e detalhe para a emenda e impermeabilização dos cabos danificados (b).

### 3.4 INTERPRETAÇÃO E ANÁLISE DOS DADOS DA INSTRUMENTAÇÃO

A conversão das deformações medidas nos pilares e nas estacas em valores de tensão atuante na seção transversal foi feita pelo Método da área transformada (O'Neill & Reese, 1999 apud

Lam & Jefferies, 2011). O cálculo foi realizado pela Lei de Hooke (comportamento linear e elástico), utilizando um valor de módulo de Young equivalente para a seção composta pelo concreto (Tabelas 3.11 e 3.12, conforme o nível de tensão medido para o elemento estrutural) e o aço (210 GPa). Na interpretação dos resultados das estacas, a acurácia do método fica sujeita a possíveis variações na área da seção transversal das mesmas, decorrentes do processo executivo, que não foram consideradas na presente tese.

Para considerar a diminuição da rigidez do concreto das estacas devido às condições de concretagem (contra o solo), foi aplicado um coeficiente de minoração nos valores de módulo de Young da Tabela 3.12, igual a 0,6. Este coeficiente foi obtido por meio da retroanálise do valor da carga total prevista para o estaqueamento (monitorado *versus* previsto em projeto) e está de acordo com valores de coeficiente de minoração da resistência do concreto recomendados pela norma ACI 543R (ACI, 2012) para estacas concretadas in loco (entre 0,55 e 0,60).

Considerando que a parcela de deformação por retração autógena não é significativa para o monitoramento de longo prazo – uma vez que é referente às reações de hidratação do cimento – a mesma foi desprezada tanto para as estacas, quanto para os pilares. A parcela de retração por secagem também não foi considerada. Ressalta-se que essa parcela deve ser nula para as estacas, cujo concreto está envolto em solo saturado, e muito pequena para os pilares, já que a base dos pilares ficou constantemente imersa por uma camada de 10 a 20 cm de água (oriunda de chuvas e do processo construtivo da obra), tornando a umidade relativa do local muito elevada.

Na interpretação dos dados de monitoramento dos sensores imersos no concreto dos pilares e das estacas foram descontadas as deformações por fluência. Conforme os comentários realizados na Subseção 2.2.3 do presente trabalho, e seguindo os trabalhos de Fanourakis & Ballim (2003), Al-Manaseer & Lam (2005) e Vasatko & Vitek (2018), optou-se pela utilização do modelo B3 (Bazant & Baweja, 2000).

Dado que o nível de tensões previsto no concreto dos pilares e estacas é menor que 40% da resistência à compressão ( $\sigma_c < 0,4f_{c28}$ ), pode ser assumida a linearidade do comportamento tensão-deformação deste material. Uma vez que a construção do edifício submete os elementos instrumentados a vários acréscimos de tensão, consecutivos, o princípio da superposição dos efeitos foi utilizado para o cálculo das deformações por fluência.

Para cada incremento de tensão, o efeito do envelhecimento do concreto no cálculo das deformações foi considerado a partir do método do módulo efetivo ajustado pelo tempo

(AEMM – “Age-adjusted Effective Modulus Method”), de Bazant (1972). O efeito de restrição da armadura no desenvolvimento das deformações por fluência foi considerado a partir do modelo simplificado de Ziehl et al. (2004).

Ensaio de laboratório para a determinação de retração e fluência apresentam elevado custo de oportunidade pois requerem longa duração. A recomendação proposta pelo RILEM TC 107-CSP (Acker et al., 1998) é de duração igual a 1 ano, para corpos de prova selados, ou variável, superior a 2 anos, para corpos de prova expostos a secagem, de forma a permitir a extrapolação dos resultados aos valores últimos de deformação. Sendo o foco do presente trabalho a utilização de dados de instrumentação para a análise do comportamento geotécnico da fundação, não foram realizados ensaios de retração e fluência para o concreto.

Com relação à não utilização de técnicas avançadas de modelagem numérica, ressalta-se que na falta de curvas de calibração obtidas experimentalmente, não é justificável a utilização de abordagens numéricas complexas, como 3D MEF associadas a modelos constitutivos viscoelásticos, para verificação do desenvolvimento de deformações por fluência e retração em pilares de concreto armado (Kataoka, 2010; Kataoka & Bittencourt, 2014).

Finalmente, posto a dificuldade em prever com exatidão a parcela de deformação por fluência, os valores teóricos de fluência calculados pelo modelo B3 foram ajustados por coeficientes de correção (multiplica o valor total calculado para fluência), conforme mostra a Tabela B.3 (ver Apêndice B). Tais coeficientes foram calculados a partir da retroanálise do valor de carga permanente total do edifício, em cada etapa da obra, a fim de manter a coerência entre o somatório de cargas medidas nos pilares e a carga total do edifício.

A partir dos dados extraídos do traço do concreto (Tabela 3.10), dos resultados dos ensaios de resistência à compressão (Tabela 3.13) e dos ensaios do comportamento tensão-deformação (Tabelas 3.11 e 3.12), as próximas subseções expõem a metodologia utilizada para determinação da fluência a partir do Modelo B3.

#### **3.4.1 Modelo B3 (Bazant & Baweja, 2000)**

O modelo B3 é uma atualização do modelo originalmente proposto por Bazant & Panula (1978a, 1978b, 1978c), que apresenta embasamento teórico mais sólido que o de outros modelos com maior aplicação prática, geralmente recomendados pelas normas regulamentadoras. As principais características do modelo são:

- A utilização de uma função exponencial dupla para a fluência básica;

- A consideração de um modelo de difusão, dependente da umidade e do tamanho do elemento estrutural, para representar a parcela de fluência por secagem.

O modelo B3 é válido para concretos feitos com cimento Portland que apresentem as seguintes características:

1. Relação água/cimento entre 0,35 e 0,85;
2. Relação agregado/cimento (em massa) entre 2,5 e 13,5;
3. Resistência a compressão aos 28 dias entre 17 e 70 MPa;
4. Consumo de cimento entre 160 e 720 kg/m<sup>3</sup>;
5. Tensões no concreto uniaxiais, de compressão, de até  $0,45f_{cm28}$ .

Os parâmetros de entrada do modelo B3, e seus respectivos valores para os pilares e estacas da obra são descritos na Tabela 3.10.

Tabela 3.10. Parâmetros de entrada do modelo B3 e seus respectivos valores.

Parâmetro de Entrada	Pilares	Estacas
Idade do concreto no início da secagem, em dias ( $t_c$ )	1	1
Idade do concreto no início do carregamento, em dias ( $t_0$ )	Variável	
Idade do concreto, em dias ( $t$ )	Variável	
Consumo de água, em kg/m <sup>3</sup> ( $c_w$ )	175,5	180,0
Consumo de cimento, em kg/m <sup>3</sup> ( $c_c$ )	552	300
Relação água-cimento, em massa ( $a/c$ )	0,32	0,60
Relação agregado-cimento, em massa ( $a_g/c$ )	2,94	6,16
Tipo de cimento	CPIIF-40	
Resistência à compressão média do concreto aos 28 dias, em MPa ( $f_{c28}$ )	Tabela 3.13	
Módulo de Young secante do concreto aos 28 dias em MPa ( $E_{cs28}$ )	Tabela 3.11	Tabela 3.12
Umidade relativa do ambiente, em forma decimal ( $RH$ )	0,70	0,98
Forma do espécime ( $k_s$ )	Variável	1,15
Relação volume-superfície, em mm ( $V/S$ )	Variável	175

### *Cálculo da fluência*

O modelo estabelece o cálculo da deformação por fluência do concreto a partir de uma função de fluência específica ( $J(t, t_0)$ ), calculada em um tempo  $t$  para uma tensão axial unitária aplicada no tempo  $t_0$ , que incorpora as parcelas referentes a deformação instantânea ( $q_1$ ), fluência básica ( $C_0(t, t_0)$ ) e fluência por secagem ( $C_d(t, t_0, t_c)$ ), conforme a Eq. 3.6.

$$J(t, t_0) = q_1 + C_0(t, t_0) + C_d(t, t_0, t_c) \quad (3.6)$$

Na qual:

$$q_1 = 0,6/E_{c28} \quad (3.7)$$

$$C_0(t, t_0) = q_2 Q(t, t_0) + q_3 \ln \left[ 1 + (t - t_0)^{0,1} \right] + q_4 \ln(t/t_0) \quad (3.8)$$

$$C_d(t, t_0, t_c) = q_5 \left\{ \exp[-8H(t)] - \exp[8H(t_0)] \right\}^{0,5} \quad (3.9)$$

Na Eq. 3.8,  $Q(t, t_0)$  é a parcela de fluência relativa ao envelhecimento viscoelástico do concreto, cujo cálculo integral é aproximado pelas Eqs. 3.10 a 3.13 e  $q_2, q_3$  e  $q_4$  são coeficientes empíricos dados pelas Eqs. 3.14, 3.15 e 3.16, respectivamente.

$$Q(t, t_0) = Q_f(t_0) \left[ 1 + \left( \frac{Q_f(t_0)}{Z(t, t_0)} \right)^{r(t_0)} \right]^{-1/r(t_0)} \quad (3.10)$$

$$Q_f(t_0) = \left[ 0,086(t_0)^{2/9} + 1,21(t_0)^{4/9} \right]^{-1} \quad (3.11)$$

$$Z(t, t_0) = (t_0)^{-0,5} \ln \left[ 1 + (t - t_0)^{0,1} \right] \quad (3.12)$$

$$r(t_0) = 1,7(t_0)^{0,12} + 8 \quad (3.13)$$

$$q_2 = 185,4 \cdot 10^{-6} c_c^{0,5} f_{c28}^{-0,9} \quad (3.14)$$

$$q_3 = 0,29(a/c)^4 q_2 \quad (3.15)$$

$$q_4 = 20,3 \cdot 10^{-6} (a_g/c)^{-0,7} \quad (3.16)$$

Na Eq. 3.9, a fluência por secagem é expressa por meio da média espacial da umidade relativa dos poros do concreto ( $H(t)$  – Eq. 3.17) e do coeficiente empírico  $q_5$  (Eq. 3.18).

$$H(t) = 1 - (1 - RH)S(t - t_c) \quad (3.17)$$

$$q_5 = 0,757 f_{c28}^{-1} \left| \varepsilon_{r\infty} \cdot 10^6 \right|^{-0,6} \quad (3.18)$$

Na qual  $\varepsilon_{r\infty}$  é a deformação última por retração e  $S(t - t_c)$  é a curva de tempo. As unidades das equações acima seguem as especificadas na Tabela 3.10. Para mais detalhes sobre o modelo consultar Bazant & Baweja (2000).

### 3.4.2 Método do módulo efetivo ajustado pelo tempo (Bazant, 1972)

Segundo Kovler (1997), o cálculo da deformação total ( $\varepsilon(t, t_0)$ ) de um elemento estrutural em concreto, submetido a uma tensão uniaxial de compressão ( $\sigma$ ), pode ser calculado a partir das parcelas de deformação elástica ( $\varepsilon_e(t, t_0)$ ), devido a fluência ( $\varepsilon_f(t, t_0)$ ), que é função do coeficiente de fluência:  $\phi(t, t_0)$  e devido à retração ( $\varepsilon_r(t, t_c)$ ), conforme descrito na Eq. 3.19.

$$\varepsilon(t, t_0) = \varepsilon_e(t, t_0) + \varepsilon_f(t, t_0) + \varepsilon_r(t, t_c) = \frac{\sigma}{E_c(t_0)} + \frac{\sigma}{E_c(t_0)} \phi(t, t_0) + \varepsilon_r(t, t_c) \quad (3.19)$$

A maneira mais simples de agrupar o cálculo das deformações elástica e por fluência é reescrevendo a Eq. 3.19, utilizando um módulo de Young efetivo para o concreto ( $E_{ef}$ ), ao invés do módulo do concreto ajustado ( $E_c(t_0)$ ), conforme proposto na Eq. 3.20.

$$\varepsilon(t, t_0) = \frac{\sigma}{E_c(t_0)} [1 + \phi(t, t_0)] + \varepsilon_r(t, t_c) = \frac{\sigma}{E_{ef}(t_0)} + \varepsilon_r(t, t_c); \quad \text{na qual: } E_{ef}(t_0) = \frac{E_c(t_0)}{1 + \phi(t, t_0)} \quad (3.20)$$

Para considerar o efeito do histórico de tensões e o envelhecimento do concreto, Trost (1967) e Bazant (1972) inseriram o conceito do coeficiente de envelhecimento ( $\chi(t, t_0)$ ), que provoca uma redução no coeficiente de fluência, conforme a Eq. 3.21. Tal equação foi aplicada neste trabalho para o cálculo do módulo de Young do concreto, efetivo, ajustado pelo tempo ( $E_{aj}$ ).

$$E_{aj}(t_0) = \frac{E_c(t_0)}{1 + \chi(t, t_0)\phi(t, t_0)} \quad (3.21)$$

Os valores de coeficiente de envelhecimento geralmente variam entre 0,5 e 1,0, e o seu cálculo depende de uma série de fatores como duração da carga, geometria do elemento estrutural e taxa de aplicação do acréscimo de tensões (Kovler, 1997; Gilbert & Ranzi, 2011). Tais fatores são expressos por meio de uma função de relaxação ( $R(t, t_0)$ ), conforme a Eq. 3.22.

$$\chi(t, t_0) = \frac{E_c(t_0)}{E_c(t_0) - R(t, t_0)} - \frac{1}{\phi(t, t_0)} \quad (3.22)$$

O cálculo exato da função de relaxação envolve as deformações provocadas por um histórico de tensões  $\sigma(t)$ , expressas a partir da decomposição de uma série de acréscimos de tensão  $d\sigma(t')$  e suas respectivas funções de conformidade  $J(t, t')$ , conforme a Eq. 3.23 (Bazant, 1988a).

$$\varepsilon(t) - \varepsilon^0(t) = \int_0^t J(t, t') d\sigma(t') \quad (3.23)$$

Na qual  $\varepsilon^0(t)$  representa uma deformação inelástica prescrita, que corresponde a deformação por retração e dilatação térmica, e  $t'$  representa o tempo em dias em que uma tensão unitária foi aplicada. A Eq. 3.23 pode ser escrita em um formato equivalente, em função de acréscimos de deformação  $d\varepsilon(t')$  e da função de relaxação  $R(t, t')$ , conforme a Eq. 3.24.

$$\sigma(t) = \int_0^t R(t, t') [d\varepsilon(t') - d\varepsilon^0(t')] \quad (3.24)$$

Segundo Bazant (1972), considerando um histórico de deformações representado por uma função escalonada unitária (“*unit step function*”), na qual  $\varepsilon = 1$  para  $t \geq t_0$  e  $\varepsilon = 0$  para  $t < t_0$ , a Eq. (3.24) resulta em:

$$\sigma(t) = R(t, t_0) \quad (3.25)$$

Desta forma, considerando  $\varepsilon^0(t)$  igual a zero, a relação entre a função de conformidade e a função de relaxação pode ser obtida por intermédio das Equações 3.23 e 3.25:

$$\int_{t_0}^t J(t, t') \frac{\partial R(t', t_0)}{\partial t'} dt' = 1 ; \text{ para } t > t_0 \quad (3.26)$$

A Eq. 3.26 representa uma integral de Volterra, que dá a solução exata da função de relaxação procurada, mas geralmente é resolvida numericamente.

Entretanto, Bazant & Kim (1979) propuseram o cálculo aproximado da função de relaxação por intermédio da Eq. 3.27. Segundo os autores a fórmula apresentou boa correlação para funções de conformidade típicas do concreto, com erros de até 2% quando comparados com a solução exata da Eq. 3.26.

$$R(t, t') = \frac{0,992}{J(t, t')} - \frac{0,115}{J(\xi + t', \xi + t' - 1)} \left( \frac{J(t' + \xi, t')}{J(t, t - \xi)} - 1 \right); \quad \text{na qual: } \xi = (t - t')/2 \quad (3.27)$$

A aplicação do AEMM depende da função de fluência adotada para representar o comportamento do concreto. Logo para os valores de  $E_{aj}$  utilizados no cálculo da fluência segundo o modelo B3, foram utilizados coeficientes de envelhecimento calculados segundo a Eq. 3.27.

### 3.4.3 Modelo de Ziehl et al., (2004)

O modelo considera o coeficiente de fluência do concreto para calcular a tensão remanescente no concreto ao longo do tempo, e assim calcular a deformação elástica inicial e a deformação por fluência da seção transversal, conforme a Eq. 3.28:

$$\varepsilon_e(t, t_0) + \varepsilon_f(t, t_0) = \left[ \frac{P}{A \cdot (1 - \rho_g) + \left( \frac{E_s}{E_{aj}(t, t_0)} \right) \cdot \rho_g \cdot A} \right] \cdot \left( \frac{1}{E_{aj}(t, t_0)} \right) \quad (3.28)$$

Na qual  $P$  é carga atuante no elemento estrutural,  $A$  é a área da seção transversal,  $\rho_g$  é a taxa de armadura longitudinal e  $E_s$  é o módulo de Young do aço. A deformação total em um dado intervalo de tempo é dada pelo somatório das parcelas de deformação  $\varepsilon_e$  e  $\varepsilon_f$ .

### 3.4.4 Princípio da superposição dos efeitos

Para as parcelas de deformação dependentes da tensão ( $\varepsilon_e$  e  $\varepsilon_f$ ), o princípio da superposição dos efeitos foi aplicado para cada incremento de tensão no concreto ( $\Delta\sigma_c$ ), aplicados à estrutura em cada tempo  $t_i$ , conforme a Eq. 3.29.

$$\varepsilon_e(t) + \varepsilon_f(t) = \sum_{i=0}^n \frac{\Delta\sigma_c(t_i)}{E_{aj}(t, t_i)} \quad (3.29)$$

Sendo um dos objetivos do presente trabalho o monitoramento das cargas reais atuantes na edificação e considerando que as mesmas são medidas a partir do cálculo das deformações dos pilares, verifica-se uma referência circular no cálculo das deformações por fluência, o que demanda um processo de cálculo iterativo para a resolução do problema.

Como o acompanhamento das cargas previstas para os pilares foi realizado diariamente, o princípio da superposição dos efeitos foi aplicado para cargas equivalentes mensais, calculadas a partir de uma média ponderada do acréscimo total de carga mensal, em relação à data de aplicação de cada incremento no referido mês. O fluxograma da Figura 3.59 mostra o roteiro utilizado para o cálculo das deformações por fluência nos pilares, considerando o princípio da superposição dos efeitos.

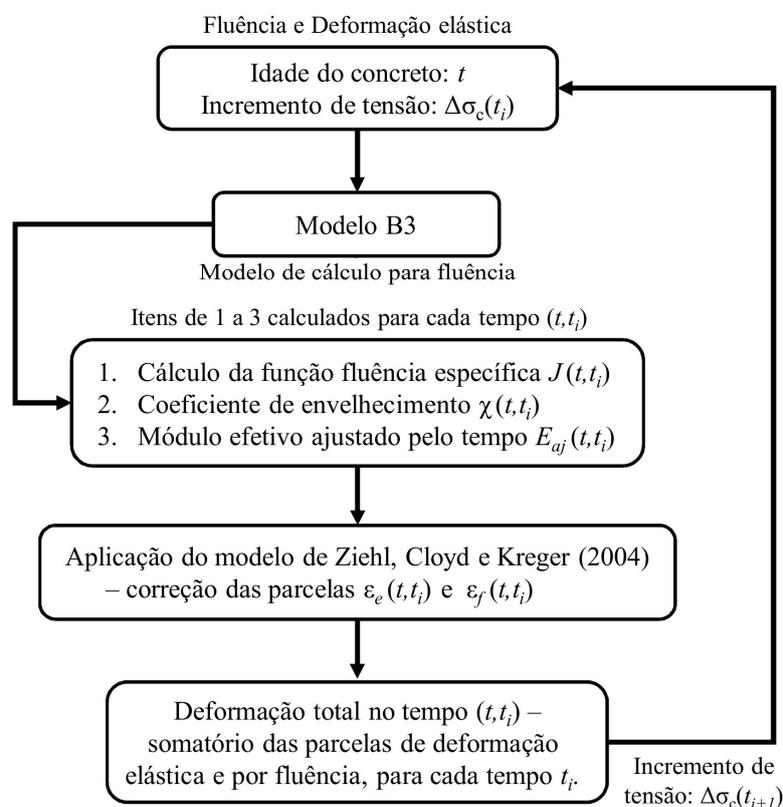


Figura 3.59. Fluxograma de cálculo das deformações por fluência do concreto.

Ressalta-se que os valores de fluência calculados conforme a metodologia apresentada serviram como valores de referência para um processo de retroanálise dos valores de fluência efetivamente considerados nas deformações medidas. Tal processo se justifica devido à elevada dificuldade de previsão dos valores de fluência por métodos teóricos – mesmo em condições de laboratório (Kataoka, 2010; Kataoka & Bittencourt, 2014). Assim, o monitoramento do

avanço físico da obra, que permitiu o cálculo da evolução da carga permanente total do edifício, foi utilizado como referência para a retroanálise mencionada.

Os valores de fluência considerados para as estacas e pilares estão presentes nas Tabelas A.2 (ver Apêndice A) e B.2 (ver Apêndice B), respectivamente. Os coeficientes de ajuste (retroanalisados) considerados para o cálculo das deformações por fluência dos pilares está presente na Tabela B.3 (ver Apêndice B).

### **3.4.5 Ensaio de resistência e comportamento tensão-deformação no concreto**

Análises experimentais de Melo Neto & Helene (2002) indicam que em concretos com uma mesma relação  $a/c$ , o valor de módulo de Young pode variar significativamente em função de diversos parâmetros, tais como: abatimento, consumo de cimento, volume de pasta e teor de agregado. Desta forma, os resultados indicam que os modelos de previsão de módulo baseados apenas na resistência à compressão podem estar sujeitos a desvios significativos, comprometendo análises que requeiram maior acurácia na aferição do módulo do concreto.

Isso posto, decidiu-se pela realização de ensaios de determinação do diagrama tensão-deformação do concreto, de forma a permitir o cálculo do módulo de Young secante do concreto ( $E_{cs}$ ) medidos a valores específicos de tensão e realizados conforme a NBR 8522 (ABNT, 2017). Os ensaios foram realizados utilizando medidores de deformação mecânicos, do tipo compressômetro com bases independentes, dotados de dois relógios comparadores analógicos, conforme mostra a Figura 3.60. As leituras foram realizadas de forma individualizada, sendo o deslocamento real do corpo de prova calculado pela média das leituras efetuadas em cada relógio.

O traçado do diagrama tensão-deformação foi feito com procedimento de compatibilização das bases e sete patamares de tensão. O patamar inicial apresenta tensão de 0,5 MPa e os demais patamares calculados considerando incrementos de 10% da resistência à compressão do concreto aos 28 dias ( $f_{c28}$ ), de  $0,2f_{c28}$  a  $0,7f_{c28}$ , conforme mostra a Figura 3.61.

Considerando a projeção de aumento de tensões de compressão para os pilares instrumentados (conforme o avanço da construção da edificação), os módulos de Young utilizados na análise dos dados da instrumentação foram calculados para cada nível de tensão do ensaio, conforme mostram as Tabelas 3.11 e 3.12, para os pilares e estacas, respectivamente. Foram ensaiados um total de 40 corpos de prova, sendo 1 corpo de prova para cada estaca ou pilar instrumentado. Os valores variáveis de módulo foram utilizados em todas as análises de tensões atuantes nos pilares e estacas, incluindo o cálculo de fluência do concreto.

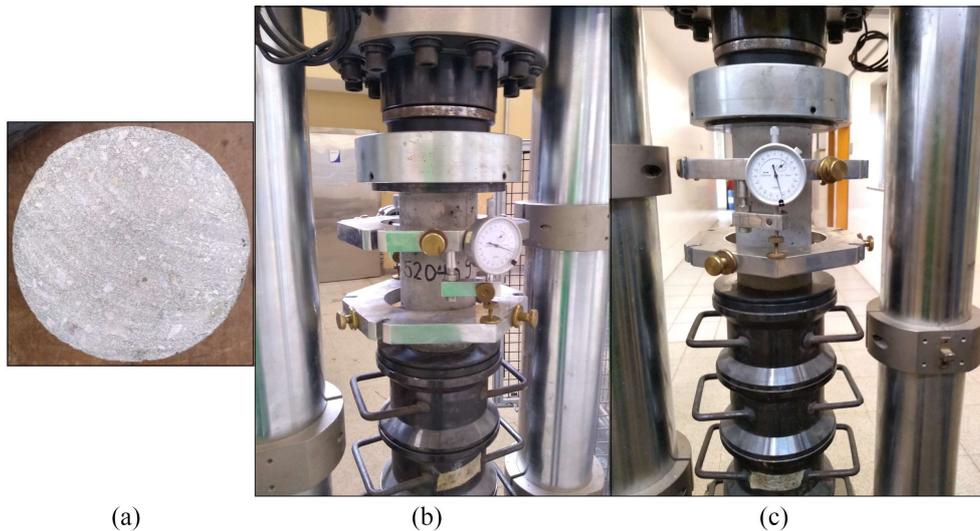


Figura 3.60. Extremidade do corpo de prova preparada (a), compressômetro com bases independentes instalado no corpo de prova e posicionado na prensa para o ensaio (b) e (c).

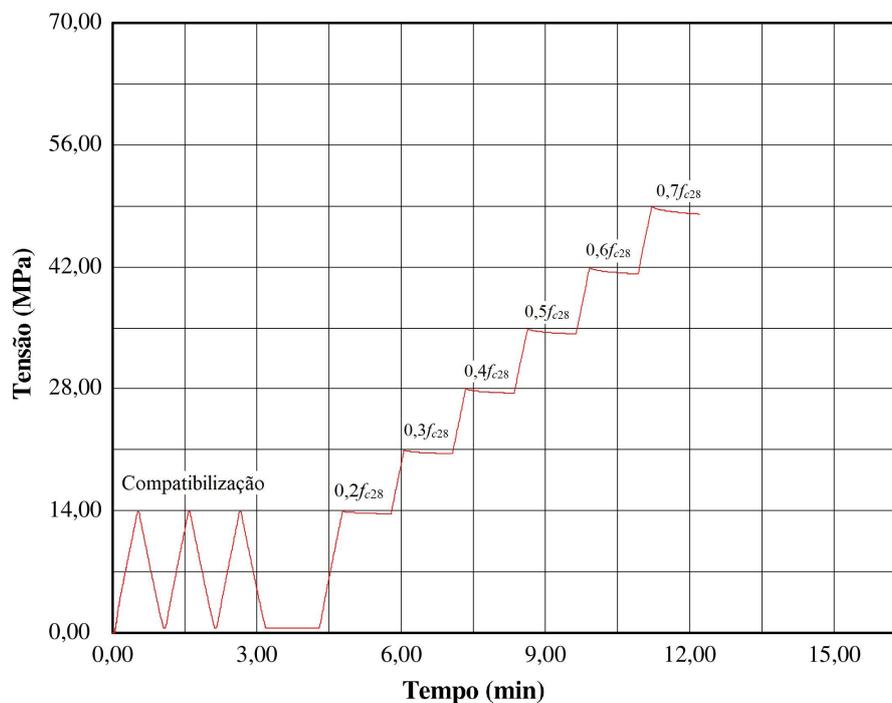


Figura 3.61. Procedimento de ensaio (patamares de tensão coincidentes com a realização das leituras).

Os ensaios de determinação da resistência à compressão do concreto foram realizados conforme a NBR 5739 (ABNT, 2018). Foram ensaiados um total 80 corpos de prova, sendo dois corpos de prova para cada pilar ou estaca instrumentado(a). A Tabela 3.13 mostra os valores médios de resistência à compressão do concreto, aos 28 dias, para os pilares e estacas.

Para situações em que o sensor de imersão indicou deformações axiais de tração, foi utilizado um módulo igual a 2/3 do módulo de compressão (variável conforme o nível de tensão). Tal valor foi definido conforme proposto nos resultados experimentais de Alhussainy et al. (2016),

para corpos de prova de concreto autoadensável de similar resistência à compressão aos 28 dias (57 Mpa), relação  $a/c = 0,4$  e módulo de Young à compressão igual a 30 GPa.

Tabela 3.11. Resultados dos valores de  $E_{cs}$  conforme  $\sigma_c$  para o concreto dos pilares.

PILAR	Nível de tensão no concreto $\sigma_c$ (MPa)					
	14	21	28	35	42	49
	$E_{cs}$ (GPa)					
P1	51,0	44,2	40,6	38,3	36,4	34,7
P2	51,0	46,0	42,6	40,4	38,4	36,4
P3	60,7	51,8	47,0	44,2	42,2	40,5
P4	60,7	51,8	47,0	44,2	42,2	40,5
P5	52,9	45,3	41,5	38,6	36,4	34,3
P6	52,9	45,3	41,5	38,6	36,4	34,3
P7	49,7	44,0	40,7	38,6	36,4	34,5
P8	60,7	51,8	47,0	44,2	42,2	40,5
P9	55,9	47,7	43,5	40,5	38,3	36,0
P10	60,7	51,8	47,0	44,2	42,2	40,5
P11	52,9	45,3	41,5	38,6	36,4	34,3
P12	58,0	50,7	46,5	44,5	41,8	37,6
P13	54,6	46,3	42,0	39,4	36,9	34,1
P14	52,9	45,3	41,5	38,6	36,4	34,3
P15	58,9	50,1	45,4	42,4	40,2	39,5
P16	58,9	50,1	45,4	42,4	40,2	39,5
P17	54,6	46,3	42,0	39,4	36,9	34,1
Média	55,7	47,9	43,7	41,0	38,8	36,8

Tabela 3.12. Resultados dos valores de  $E_{cs}$  conforme  $\sigma_c$  para o concreto das estacas.

ESTACA	Nível de tensão no concreto $\sigma_c$ (MPa)				
	6	8	10	12	14
	$E_{cs}$ (GPa)				
E1	33,5	30,1	28,4	26,7	24,8
E2	25,5	23,4	22,6	21,8	20,6
E3	23,6	21,8	20,9	20,1	18,1
E4	28,0	25,9	24,3	22,2	21,2
E5	26,8	24,5	22,8	21,8	20,7

ESTACA	Nível de tensão no concreto $\sigma_c$ (MPa)				
	6	8	10	12	14
	$E_{cs}$ (GPa)				
E6	35,8	32,7	29,7	28,1	26,5
E7	38,8	36,1	33,6	32,5	30,9
E8	35,8	33,5	30,2	29,9	27,8
E9	34,6	30,1	27,5	26,1	24,1
E10	29,8	26,3	25,0	23,4	22,6
E11	28,5	27,3	26,6	25,3	24,6
E12	52,1	34,8	31,8	30,7	29,9
E13	32,5	28,9	26,4	25,5	24,3
E14	33,1	29,5	28,2	27,1	26,0
E15	32,0	30,4	28,6	27,4	26,4
E16	31,6	27,3	24,3	23,2	22,3
E17	34,6	29,4	27,1	25,0	23,9
E18	39,6	36,4	34,0	32,1	30,3
E19	32,5	28,9	27,5	25,0	23,4
E20	38,4	33,9	32,3	31,8	30,9
E21	34,6	30,7	28,8	26,7	25,4
E22	19,6	17,3	16,4	15,1	14,0
E23	38,3	33,5	30,2	28,1	26,2
Média	33,0	29,2	27,3	25,9	24,5

Tabela 3.13. Resultados de resistência à compressão média das estacas e pilares.

Estaca	$f_{c28}$ (MPa)	Estaca	$f_{c28}$ (MPa)	Pilar	$f_{c28}$ (MPa)	Pilar	$f_{c28}$ (MPa)
E1	40,2	E13	33,4	P1	69,3	P13	57,3
E2	29,1	E14	40,8	P2	68,4	P14	63,6
E3	29,0	E15	33,2	P3	63,7	P15	56,0
E4	33,1	E16	31,9	P4	63,7	P16	56,0
E5	28,6	E17	41,3	P5	63,6	P17	57,3
E6	32,9	E18	38,0	P6	63,6	Média	62,6
E7	35,0	E19	31,9	P7	68,5		
E8	43,1	E20	46,9	P8	63,7		
E9	33,0	E21	35,5	P9	60,1		
E10	40,0	E22	24,0	P10	63,7	-	-
E11	39,6	E23	34,5	P11	63,6		
E12	33,0	Média	35,1	P12	62,6		

### 3.4.6 Cargas atuantes previstas em projeto

Para auxiliar na interpretação dos resultados medidos e viabilizar o acompanhamento do avanço de cargas permanentes do edifício, foram disponibilizadas pelo projetista estrutural a tabela de cargas atuantes na estrutura, divididas por pavimento e por tipo de serviço executado, conforme mostram as Tabelas D.1 a D.6 (ver Apêndice D).

Tais cargas foram obtidas considerando a estrutura do edifício finalizada, e consideraram um processo de interação solo-estrutura (ISE). O processo de ISE foi realizado na etapa de projeto da fundação e da estrutura da obra, foi acompanhado pelo autor da presente tese, e adotou um processo iterativo, conforme a metodologia utilizada por Gusmão et al. (2020).

A estrutura foi analisada por intermédio de um software comercial com modelo integrado (Eberick), utilizando pórticos espaciais para a representação de vigas e pilares, e grelhas bidimensionais para as lajes. Os apoios foram considerados como molas, que não interagem entre si, cujos valores de rigidez foram calculados pelo projetista de fundação.

A análise da fundação foi realizada pelo software GARP (Small & Poulos, 2007), que considera a interação entre os elementos de fundação (radier-estacas-solo). Esse procedimento permite corrigir parcialmente a deficiência do modelo de apoios sobre molas (sem interações entre si), que é utilizado no software de análise estrutural.

Foram realizadas um total de 4 iterações, até obter a convergência de cargas nos pilares e recalques na fundação, entre duas iterações subsequentes, respeitando o critério de 5% de variação máxima admissível entre iterações. A Tabela 3.14 mostra a carga atuante nos pilares (apenas cargas permanentes) e seus respectivos recalques após finalizado o processo de ISE.

Vale ressaltar que as cargas apresentadas na Tabela 3.14 se referem a condição do edifício finalizado, considerando toda a rigidez da estrutura. Assim, para melhor aproximação das cargas previstas em diferentes estágios da construção da obra, o cálculo da distribuição de cargas na estrutura foi realizada para outros 4 estágios, considerando a estrutura finalizada até o 9º, o 24º e o 39º pavimentos (realizada com auxílio do projetista estrutural do edifício). O cálculo das cargas previstas nos pilares em outros estágios da estrutura foi realizado por meio de interpolação linear.

Tabela 3.14. Cargas e recalques previstos nos pilares durante a etapa de projeto.

Pilar	Carga (kN)	Recalque (mm)	Pilar	Carga (kN)	Recalque (mm)
P1	34876	13,8	P10	10762	11,1
P2	14842	14,9	P11	11169	11,9
P3	9736	8,5	P12	18746	18,5

Pilar	Carga (kN)	Recalque (mm)	Pilar	Carga (kN)	Recalque (mm)
P4	13630	13,5	P13	13025	10,2
P5	13257	14,4	P14	13864	10,9
P6	9312	9,2	P15	17936	13,6
P7	23804	18,6	P16	17604	14,0
P8	23994	16,3	P17	16156	15,2
P9	23756	17,0	-		

### 3.5 MODELAGEM NUMÉRICA DO RADIER ESTAQUEADO

No presente trabalho foi realizada a modelagem numérica 3D do radier estaqueado instrumentado, com o objetivo de comparar os resultados obtidos por meio da instrumentação com os de uma previsão numérica rigorosa.

O modelo numérico também foi utilizado para obter valores de referência para a carga nas estacas, nos primeiros estágios da obra. Isso foi necessário devido às elevadas interferências ocorridas nas primeiras leituras de deformação nas estacas (Seções 4.1 a 4.3), conforme será explicado na Seção 4.4.

O software comercial de elementos finitos Plaxis 3D foi utilizado para as análises. O software é voltado para análises geotécnicas, sendo amplamente utilizado ao redor do mundo, o que lhe garante alta confiabilidade. Nas próximas subseções serão detalhados os principais aspectos e a metodologia empregada nas simulações numéricas realizadas.

#### 3.5.1 Aspectos geométricos e modelos constitutivos

Devido à ausência de simetria do radier estaqueado em relação ao eixo horizontal, e do perfil geotécnico em relação ao eixo vertical, a simulação exigiu a modelagem completa do problema físico. As condições de contorno do problema em planta foram iguais a  $2B_r$  (Reul, 2004), medidos a partir da borda do radier, para cada lado do mesmo, totalizando um maciço discretizado com dimensões iguais a 164,5 x 119,0 m (horizontal x vertical, em planta, Figura 3.62a).

Foi adotada uma profundidade igual a 27m para o maciço de solo, respeitando o mesmo perfil geotécnico representado nas Figuras 3.33a e 3.33b, cujas camadas correspondentes estão indicadas na Figura 3.62b. Os parâmetros de tais camadas e seus respectivos modelos constitutivos são os mesmos obtidos por meio da calibração do modelo geotécnico, conforme consta nas Tabelas 3.7, 3.8 e 3.9. A Figura 3.62a mostra a zona de transição entre os Perfis A e B da Figura 3.6, em que as camadas de cada perfil foram interpoladas linearmente ao longo do centro do radier.

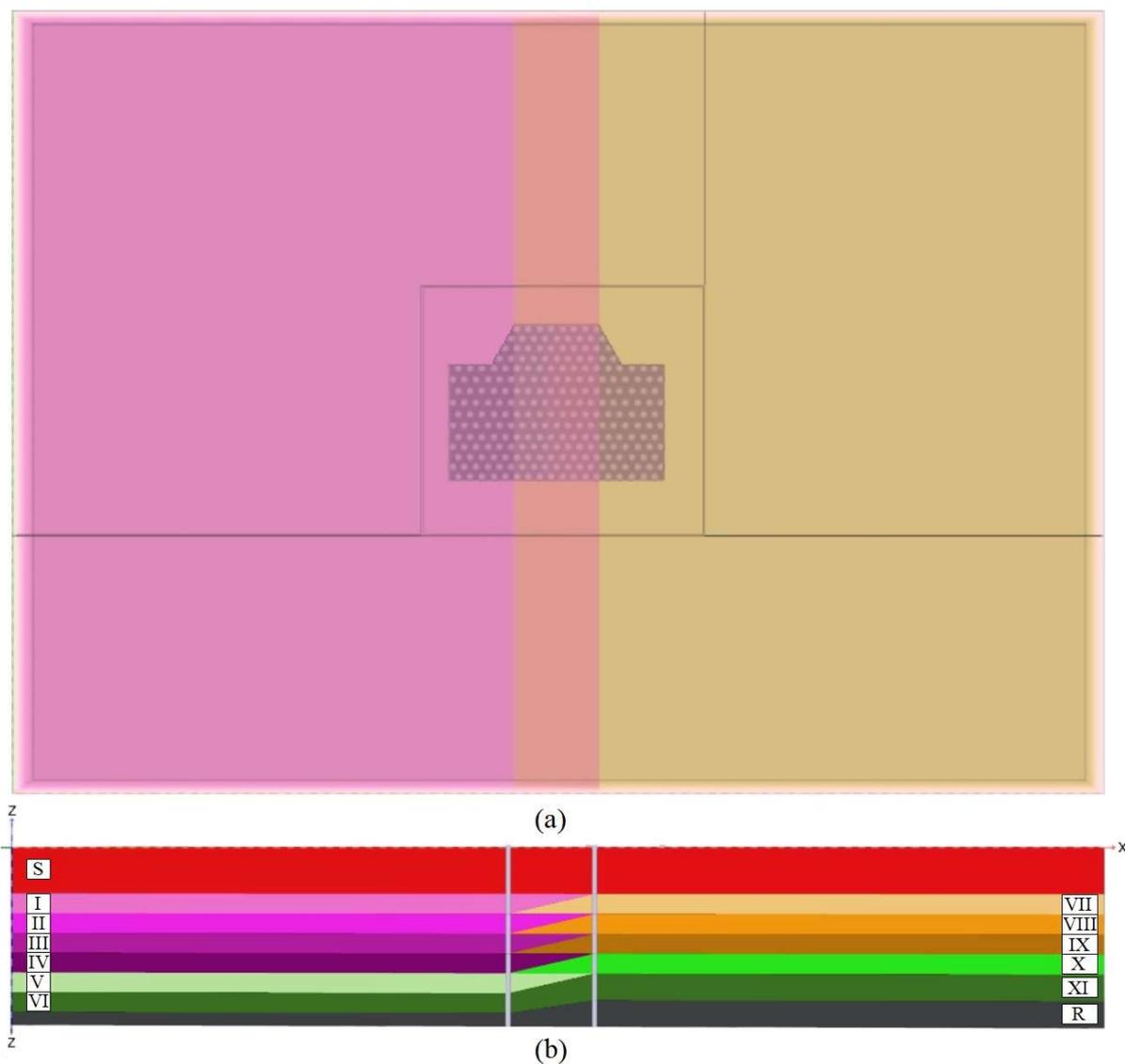


Figura 3.62. Vista em planta da geometria do modelo numérico (a) e perfil geotécnico adotado, com indicações das camadas, cujos parâmetros constam nas Tabelas 3.7, 3.8 e 3.9 (b).

Para representar o efeito das escavações do subsolo e do fosso do radier nas simulações numéricas, ambas as contenções (ver Figuras 3.3 e 3.4) foram representadas no modelo. O concreto das estacas da contenção, da fundação e do radier foram representados pelo modelo constitutivo linear elástico, com  $\nu = 0,15$  e módulo de Young e peso específico iguais a 20,7 GPa e 24 kN/m<sup>3</sup> para as estacas, e 33 GPa e 25 kN/m<sup>3</sup>, para o radier, respectivamente.

### 3.5.2 Tipos de elementos finitos empregados

Foram utilizados elementos de volume tetraédricos com 10 nós para representar o solo, com 3 graus de liberdade por nó (deslocamento nas direções x, y e z). Para representar a contenção dos subsolos e do radier foram utilizados elementos triangulares tipo placa (cujo comportamento é baseado na Teoria de Placas de Mindlin), com 6 nós e 5 graus de liberdade

por nó (deslocamento nas direções x, y e z e rotações ao redor dos eixos x e y (não permite aplicação de momento torsor, que envolve a rotação ao redor do eixo z).

Os contatos radier-solo e contenção-solo foram representados por elementos de interface com 6 pares de nós e três graus de liberdade por nó (deslocamento nas direções x, y e z). Os pares de nós não apresentam distância entre eles e são utilizados para permitir a simulação de deslocamentos diferenciais entre nós de um mesmo par, simulando fenômenos de escorregamento ou perda de contato na interface (“slipping” ou “gapping”). O atrito lateral da estrutura de contenção não foi considerado durante as análises de carregamento da fundação

Para a simulação do processo de escavação, as estruturas de contenção do subsolo e do fosso do elevador foram representadas como elementos tipo placa, cuja espessura foi calculada para equivaler à mesma rigidez à flexão da contenção em estacas espaçadas utilizada na obra. Este procedimento foi adotado em todas as laterais da contenção, com exceção das contenções da lateral direita e da frente da obra (frente da obra para a Rua 70, ver Figura 3.3), que tiveram sua espessura aumentada para não ser necessária a representação no modelo numérico dos tirantes passivos-provisórios construídos nestas laterais da contenção.

A Figura 3.63 mostra uma vista em perspectiva dos elementos estruturais adotados no modelo numérico, com foco nos elementos tipo placa utilizados para representar as estruturas de contenção. Os níveis das escavações (N1 até N5) em cada região da obra estão expostos na Tabela 3.15.

Análises 3D em elementos finitos possuem como principal aspecto limitante o elevado tempo de processamento requerido para os cálculos, uma vez que geralmente envolve a utilização de malhas com número de nós muito elevado. Visando reduzir o tamanho das malhas e, conseqüentemente, o tempo de processamento, este trabalho utilizou elementos tipo viga para representar as estacas no maciço, sendo este tipo de elemento denominado como vigas embutidas (“embedded beams”).

Tais elementos possuem 3 nós e 6 graus de liberdade por nó (3 rotações e 3 deslocamentos). O elemento de viga embutida passa no interior dos elementos tetraédricos de volume, utilizados para representar o solo, criando 3 nós no interior do elemento de solo, de forma a permitir inserir estacas em qualquer localização ou direção do maciço sem distorcer a malha tridimensional.

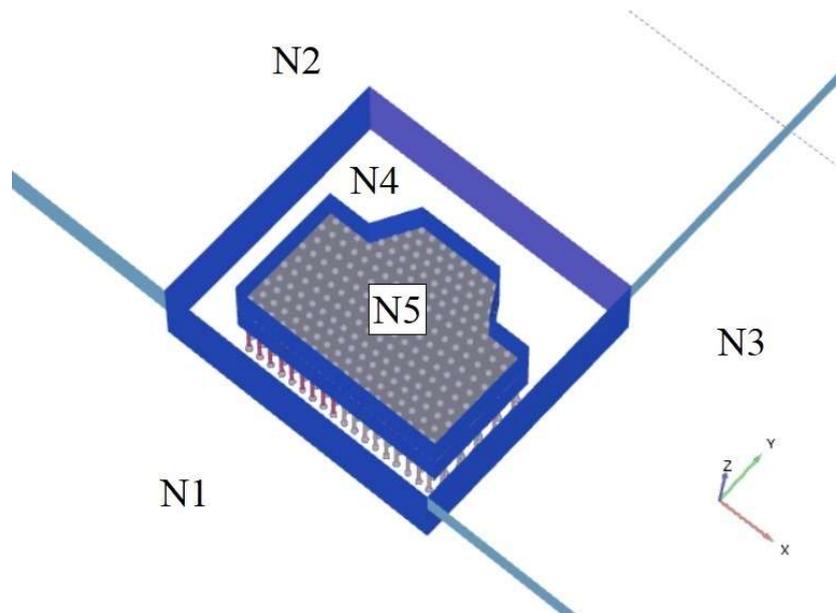


Figura 3.63. Perspectiva dos elementos estruturais representados nas simulações numéricas, com os indicativos de níveis do terreno em cada local (N1 a N5).

Tabela 3.15. Níveis adotados no modelo numérico e verificados na obra.

Níveis (m)		Observações
Adotado no modelo	Verificado na obra	
N1: 0,0	Variável (0,15 a -0,47)	Referente à Rua 70 – frente da obra
N2: -2,5	Variável (-2,29 a -3,06)	Nível do subsolo do edifício vizinho
N3: -1,5	Variável (-1,35 a -1,85)	Nível do terreno vizinho
N4: -6,5	-6,48	Nível do subsolo do presente edifício
N5: -12,0	-11,82	Topo das estacas; Base do radier

Para representar o atrito lateral na interface do fuste da estaca com o solo são utilizados elementos de interface específicos, com 3 pares de nós (três conectados à viga e outros três ao elemento sólido tetraédrico). A interação da base da estaca é representada por uma mola. Desta forma, o fuste e a base da estaca apresentam uma formulação elastoplástica, com a peculiaridade de apresentar resistência nula para a capacidade de carga da base da estaca em situações envolvendo esforços de tração.

Uma vez que o elemento de viga é unidimensional, o software considera como elástico o comportamento do solo dentro da zona definida pelo diâmetro da estaca, o que aproxima o comportamento da mesma ao de um elemento de volume e fornece melhor aproximação para as interações entre as estacas no modelo numérico. Todas as ligações do topo da estaca com a placa foram definidas como engastadas.

Ao utilizar este tipo de elemento a rigidez da estaca é o resultado da geometria (comprimento e raio equivalente), dos parâmetros de deformabilidade do solo, e das interações da estaca com o radier, o solo e as demais estacas ao seu redor. Desta forma, as cargas mobilizadas ao longo do fuste e da base da estaca são calculadas em função da rigidez de tais componentes e do deslocamento relativo da estaca em relação ao solo.

### 3.5.3 Calibração da capacidade de carga das estacas

Uma vez que as provas de carga foram realizadas no nível do subsolo 02 (5,34 m acima do fundo do radier), simulações numéricas axissimétricas em elementos finitos foram utilizadas para definir a capacidade de carga das estacas na cota de arrasamento (-11,82 m, Figura 3.4). Para a definição da capacidade de carga das estacas localizadas no Perfil A (ver perfil representativo da Figura 3.6) foram adotados os parâmetros geotécnicos expostos na Tabela 3.7, enquanto para o Perfil B foram adotados os parâmetros da Tabela 3.8.

As condições de contorno, os tipos de elementos e as etapas de cálculo adotadas foram as mesmas das utilizadas na Subseção 3.2.8, alterando apenas a espessura de solo escavado (neste caso igual a 11,8m), e as posições do topo e da base da estaca, de forma a atingir a cota de arrasamento da estaca e seu respectivo comprimento efetivo, igual a 10,7 m.

As Figuras 3.64a e 3.64b mostram, respectivamente, a curva carga-recalque e a carga atuante ao longo do fuste da estaca, para a estaca construída no Perfil A. As Figuras 3.65a e 3.65b mostram os mesmos resultados para a estaca disposta no Perfil B. Os resultados permitiram a definição da carga de ruptura ( $P_u$ ), definida conforme o critério de ruptura estabelecido pela NBR 6122 (ABNT, 2019), da carga máxima suportada pela base e da resistência por atrito lateral adotadas para as estacas no modelo numérico, conforme mostra Tabela 3.16. Ressalta-se a elevada capacidade de carga da base da estaca simulada para o Perfil B, cuja ponta se encontra apenas 0,5 m acima do substrato rochoso (no modelo).

Os valores de atrito lateral foram definidos mediante uma função linear, conforme os pontos definidos nas Figuras 3.64b e 3.65b. Além dos parâmetros para os Perfis A e B, a Tabela 3.16 ainda mostra os parâmetros de resistência da estaca para o trecho de transição, definido na Figura 3.62. Os valores de resistência da estaca neste perfil foram adotados como sendo a média aritmética dos parâmetros calculados para os Perfis A e B. A Figura 3.66 mostra a distribuição de cada tipo de estaca sob o radier (no modelo numérico) conforme os perfis de solo.

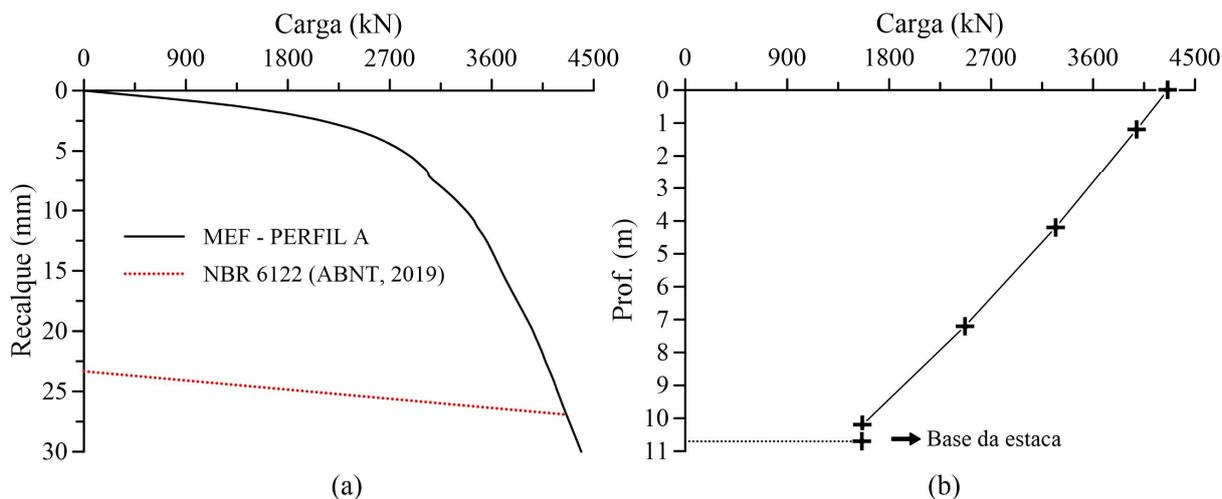


Figura 3.64. Simulação numérica da estaca instalada no Perfil A: curva carga-recalque (a) e carga atuante ao longo da profundidade para a carga de ruptura (b).

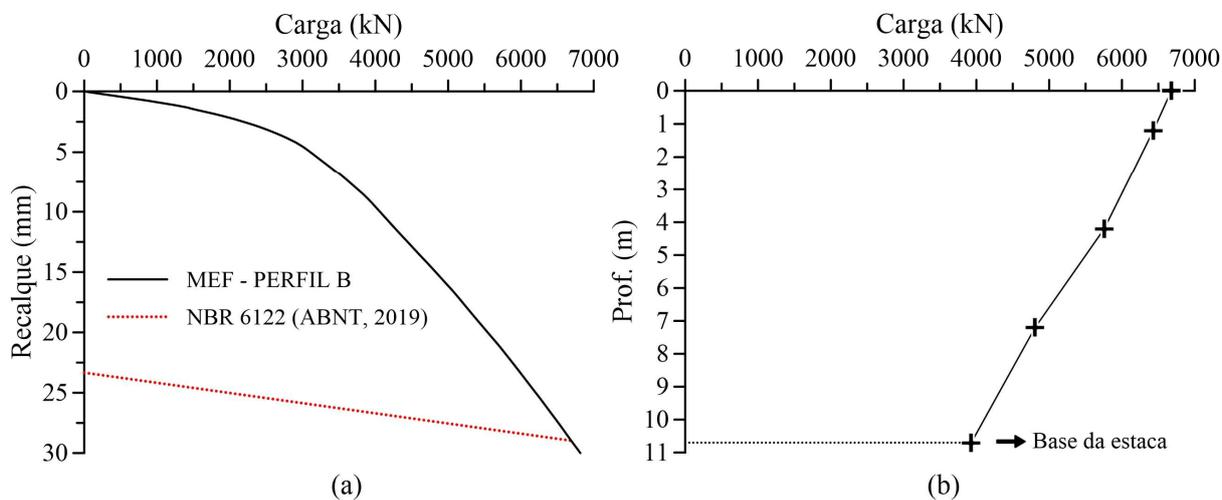


Figura 3.65. Simulação numérica da estaca instalada no Perfil B: curva carga-recalque (a) e carga atuante ao longo da profundidade para a carga de ruptura (b).

Tabela 3.16. Valores de carga última definidos para as estacas.

Parâmetro	PERFIL A	PERFIL B	Zona de Transição
$P_u$ (kN)	4260	6678	5469
Resistência da base (kN)	1558	3930	2744
Prof. a partir do topo da estaca (m)	Atrito lateral máximo correspondente (kN/m)		
0	230	206	218
10,7	275	308	292

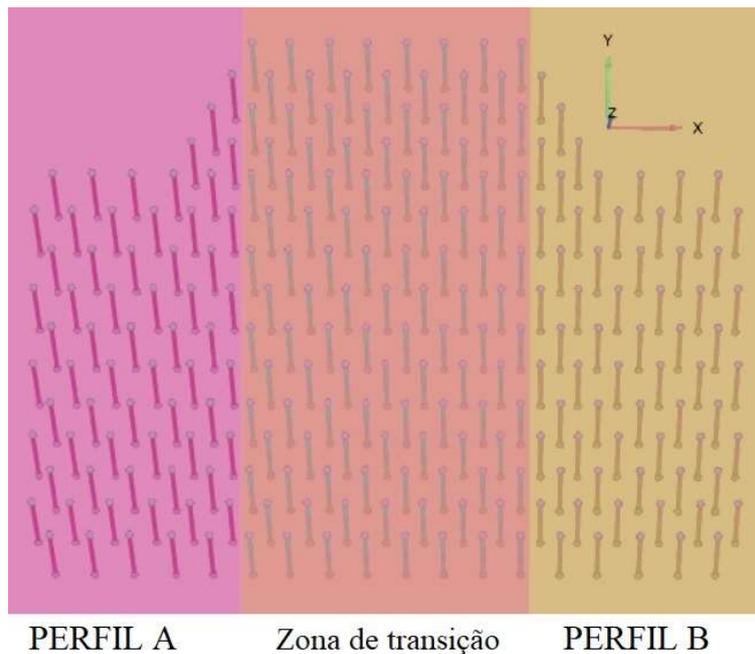


Figura 3.66. Localização das estacas de acordo com os Perfis A e B.

### 3.5.4 Malha e análise de convergência

Devido a grande diferença de rigidez entre os elementos no contato radier-solo, os resultados das simulações numéricas podem apresentar baixa acurácia nos cálculos dos deslocamentos na interface solo-radier. Nestes casos, a solução mais eficiente está no refinamento da malha de elementos finitos presente na interface, incluindo a utilização de elementos de interface no contato radier-solo.

O refinamento da malha de elementos finitos pode ser realizada de duas formas, conforme ressaltam Reul & Randolph (2002). A primeira está relacionada com a redução do tamanho dos elementos utilizados, permitindo obter a solução do problema para mais pontos no meio contínuo. A segunda fonte de refinamento está relacionada a escolha de uma função polinomial de maior grau, visando melhorar a aproximação dos esforços no interior do elemento.

Para a discretização em elementos de volume o software adotado nas análises possui apenas um tipo de elemento (tetraédrico com 10 nós), que utiliza funções de interpolação polinomiais do 2º grau. Assim sendo, o refinamento de malha considerado foi apenas relacionado à redução do tamanho dos elementos utilizados, ou seja, relacionado à densidade da malha.

Considerando a grande extensão do domínio, necessário para a análise do presente problema, foi realizado um estudo de sensibilidade com o objetivo de obter um grau de refinamento de

malha compatível com a convergência dos resultados, mas sem implicar em aumentos desnecessários no tempo de processamento.

Para a análise proposta foram selecionados 2 pontos sobre o radier, correspondentes ao centro das estacas E1 e E5 (Figura 3.3), representando pontos na borda e no centro da placa. A análise foi conduzida considerando a carga final prevista para a edificação, conforme definido no projeto estrutural do edifício. A Tabela 3.17 mostra o número de elementos adotado em cada malha analisada, ressaltando também o número de elementos utilizado para a representação do radier, que foi o local de maior refinamento entre as diferentes malhas.

Tabela 3.17. Diferentes malhas utilizadas na análise de convergência.

MALHA	Nº de elementos (total)	Nº de elementos (radier)
I	53624	763
II	64141	1658
III	91361	2135
IV	174888	4619
V	231849	16611

As Figuras 3.67a e 3.67b mostram, respectivamente, os deslocamentos verticais calculados para o radier, no centro das estacas E1 e E5, em função do número de elementos utilizados para discretização do mesmo. Os resultados de ambos os gráficos apontam para uma tendência de convergência dos deslocamentos verticais conforme o aumento do número de elementos.

Os valores de carga no topo das estacas E1 e E5, conforme o aumento do número de elementos utilizados para discretizar o radier, estão presentes nas Figuras 3.68a e 3.68b, respectivamente. Os resultados também apontam para a convergência dos valores de carga atuante nas estacas.

Os resultados da análise de convergência foram resumidos na Tabela 3.18, na qual mostram-se as diferenças percentuais entre os valores obtidos em cada configuração de malha e os resultados obtidos na Malha V, cujos resultados foram adotados como referência devido ao maior refinamento. Ressalta-se a boa performance da Malha IV, a qual apresentou valores de deslocamento vertical e carga nas estacas diferindo em no máximo 2,2% dos valores de referência.

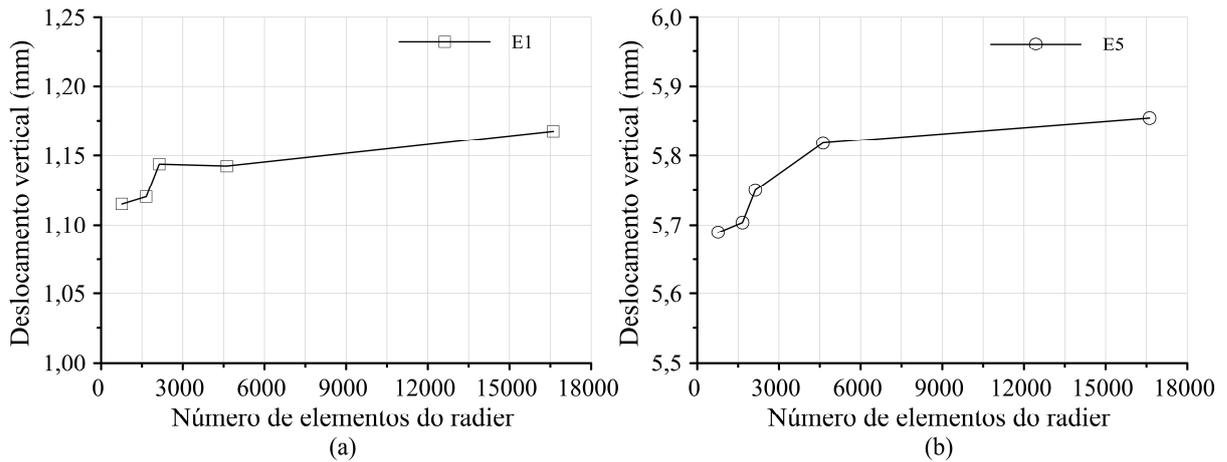


Figura 3.67. Análise de sensibilidade da malha com relação aos deslocamentos verticais no topo da estaca E1 (a) e no topo da estaca E5 (b).

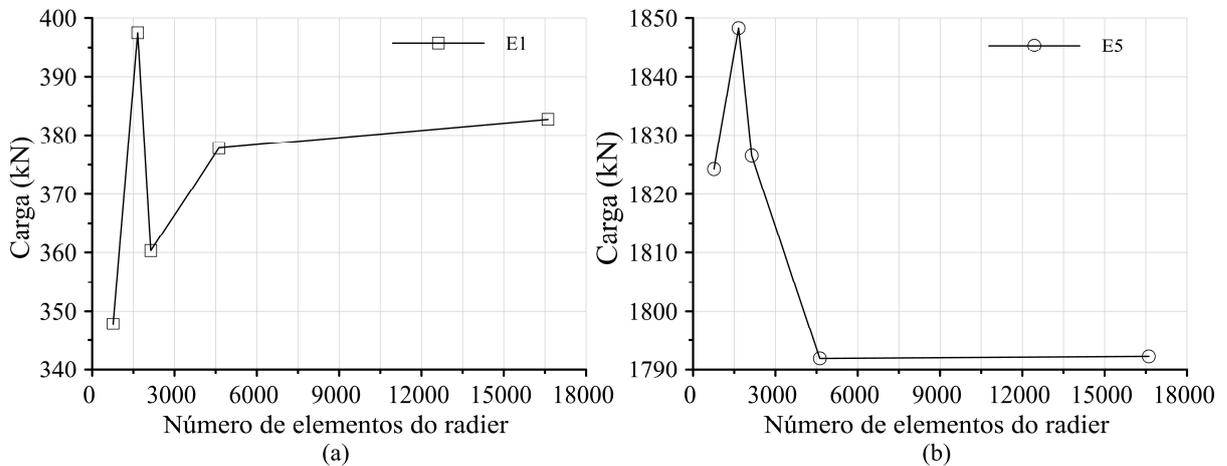
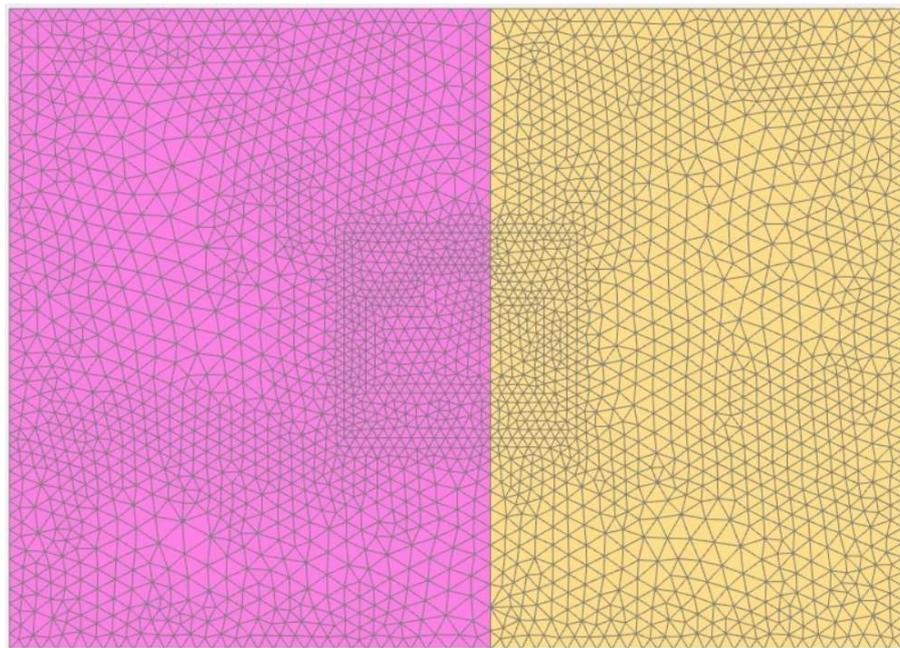


Figura 3.68. Análise de sensibilidade da malha com relação à carga atuante no topo das estacas E1 (a) e E5 (b).

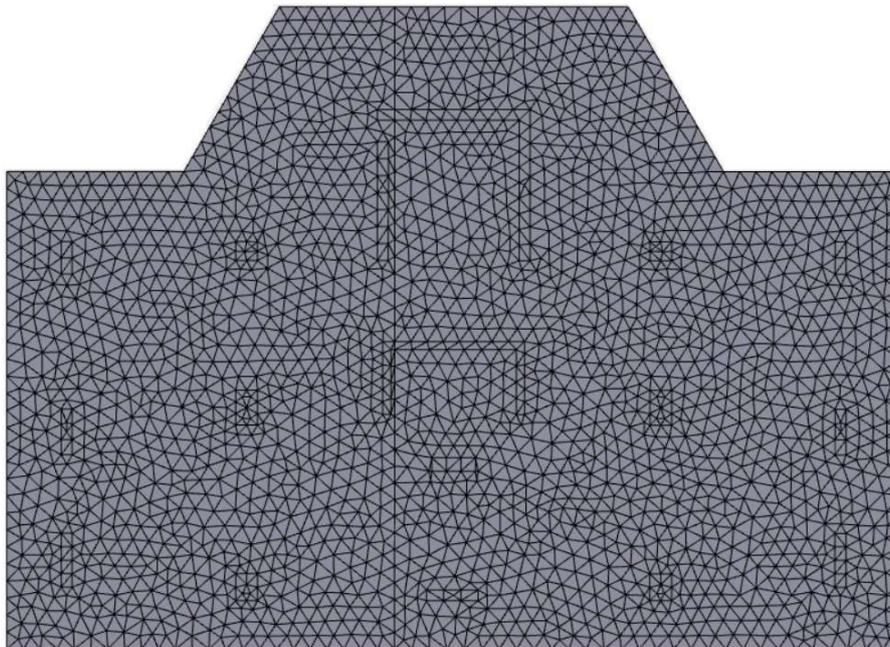
Tabela 3.18. Diferenças percentuais (em relação à Malha V) para os deslocamentos verticais e para a carga nas estacas, para diferentes níveis de refinamento de malha.

MALHA	Diferença (%) (Deslocamento vertical)		Diferença (%) (Carga na estaca)	
	E1	E5	E1	E5
I	-4,5	-2,8	-9,1	1,8
II	-4,0	-2,6	3,9	3,1
III	-2,0	-1,8	-5,8	1,9
IV	-2,2	-0,6	-1,3	0,0
V	-	-	-	-

Os esforços atuantes sobre o radier foram definidos como cargas uniformemente distribuídas sobre uma área igual a projeção da seção transversal dos pilares. A Figura 3.69a mostra a malha de elementos finitos escolhida ao término da análise de sensibilidade (Malha IV) em um corte a 7 m de profundidade, enquanto a Figura 3.69b mostra malha adotada para o radier.



(a)



(b)

Figura 3.69. Malha IV: corte a profundidade a 7 metros de profundidade em relação à superfície (a) e vista em planta da malha utilizada para representar o radier (b).

### 3.5.5 Etapas para a condução das simulações

Todas as simulações foram realizadas como drenadas, com o nível freático posicionado a 14 m de profundidade. Visando garantir maior rigor às análises, as principais etapas construtivas da edificação foram simuladas conforme a sequência abaixo:

1. Estado de tensões geostáticas inicial, com o todo o maciço de solo na cota 0,0 (plano e não escavado).

2. Execução das estruturas de contenção dos terrenos vizinhos, (ativação dos elementos de placa utilizados para representá-las).
3. Escavação dos terrenos vizinhos, atingindo os níveis -2,5 m (lateral esquerda e fundo da obra – nível N2) e -1,5 m (lateral direita da obra – nível N3).
4. Execução da estrutura de contenção dos subsolos do edifício em análise.
5. Escavação dos dois subsolos do edifício (até o nível N4: -6,5 m).
6. Execução da estrutura de contenção do fosso do elevador.
7. Escavação do solo do fosso do elevador, na área de projeção do radier, até o nível N5: -12,0 m.
8. Execução das estacas de fundação. O processo executivo das estacas não foi simulado, sendo as mesmas apenas “ativadas” dentro do maciço do solo.
9. Execução do radier, com 2,1 metros de espessura.
10. Aplicação dos carregamentos externos, atuantes da fundação. Os deslocamentos do modelo foram zerados no início dessa etapa, a fim de obter os recalques relativos ao carregamento da fundação. Esta etapa foi dividida em uma série de aplicações de carregamentos, conforme cargas medidas nos pilares, seguindo os seguintes intervalos:
  - a. 101 a 265 dias;
  - b. 266 a 400 dias;
  - c. 401 a 600 dias;
  - d. 601 a 850 dias;
  - e. 851 a 1000 dias.

Esses intervalos foram definidos conforme o acompanhamento de serviços da obra e serão explicados em detalhe na seção a seguir.

## 4. ANÁLISE DE RESULTADOS

Para uma melhor apresentação e análise dos resultados obtidos, o Capítulo 4 será dividido em seções definidas conforme etapas específicas do andamento da obra. A Figura 4.1 mostra a evolução da construção do edifício expressa pelo aumento de carga referente ao seu peso próprio. A data média referente ao período de concretagem das estacas (23/09/2019) foi considerada como o tempo inicial (0 dias), em todas as análises subsequentes.

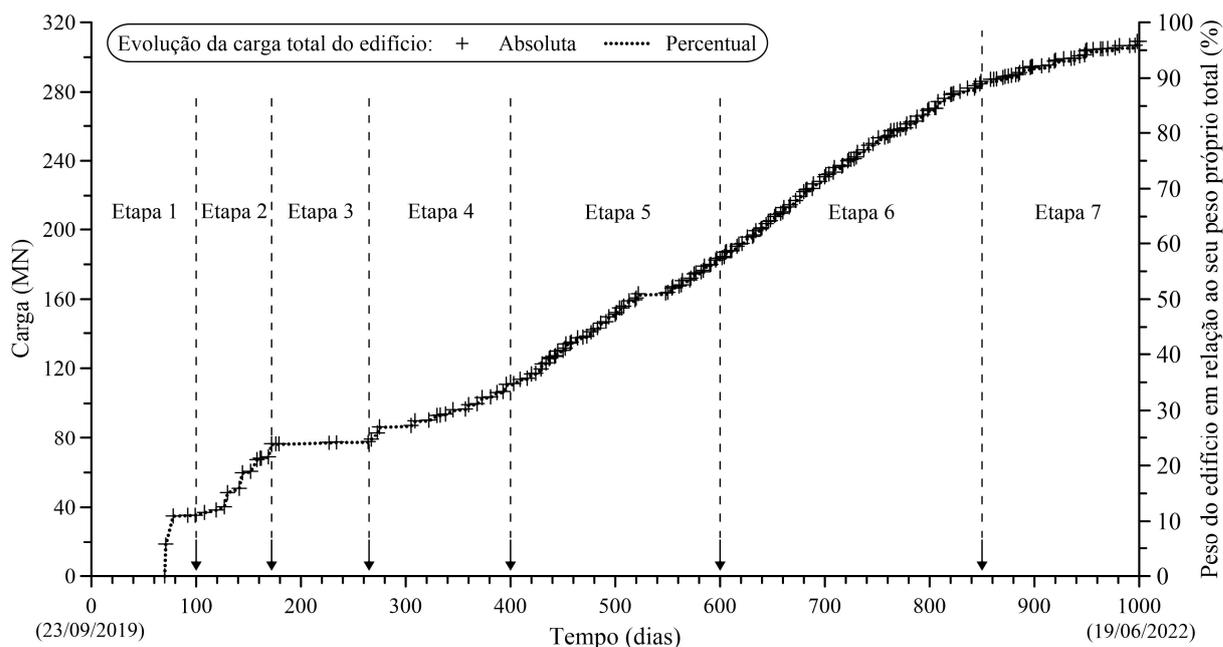


Figura 4.1. Evolução da carga permanente total do edifício.

As Etapas 1 a 7 (Figura 4.1) correspondem a determinados estágios da obra, cada qual analisado em uma seção específica (4.1 a 4.7), conforme mostra a Tabela 4.1. Em cada etapa, os dados provenientes da instrumentação dos pilares, das estacas e do contato radier-solo, e o monitoramento de recalques, serão considerados para análise dos seguintes objetivos específicos (conforme Seção 1.2 da tese):

1. A distribuição de carga entre as estacas do grupo, conforme sua posição no radier e o avanço da construção do edifício;
2. A mobilização de tensões no contato radier-solo;
3. A mobilização do atrito lateral das estacas ao longo da profundidade;
4. A influência das interações entre os elementos de fundação (radier-estacas-solo) nos itens 1 a 3.

Tabela 4.1. Relação de etapas da obra utilizadas para a análise dos resultados.

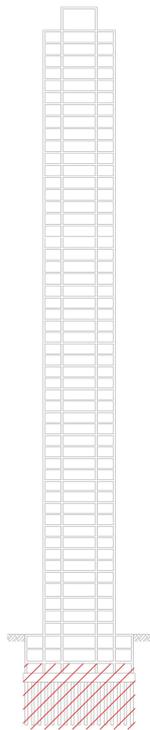
Etapa	Seção	Estágio da obra	Intervalo de tempo	Data
1	4.1	Execução da fundação	0 a 100 dias	23/09/2019 até 01/01/2020
2	4.2	Início da execução da estrutura em concreto armado, executada até o 2º pavimento	101 a 172 dias	02/01/2020 até 13/03/2020
3	4.3	Intervalo referente à obra paralisada (Pandemia Covid)	173 a 265 dias	14/03/2020 até 14/06/2020
4	4.4	Estrutura concretada até o 10º pavimento	266 a 400 dias	15/06/2020 até 27/10/2020
5	4.5	Estrutura concretada até o 28º pavimento	401 a 600 dias	28/10/2020 até 15/05/2021
6	4.6	Estrutura concretada até o 51º pavimento	601 a 850 dias	16/05/2021 até 20/01/2022
7	4.7	Estrutura finalizada; 96% da carga permanente total	850 a 1000 dias	21/01/2022 até 19/06/2022

#### 4.1 ETAPA 1: 0 A 100 DIAS

A Etapa 1 foi marcada pela execução da fundação em radier estaqueado, que corresponde a aproximadamente 11% do peso próprio total do edifício, conforme mostra a Figura 4.2. As primeiras leituras de deformação nas estacas foram realizadas no final de novembro de 2019, após a escavação inerente à execução do radier e antes de sua concretagem, com a intenção de obter informações referentes ao comportamento das estacas durante o período construtivo da fundação.

Nessa etapa o monitoramento foi realizado à céu aberto, durante a estação chuvosa (nos meses de novembro e dezembro). Assim, a presença de umidade e oxidação nos conectores foi um fator gerador de ruídos que demandou eventuais trocas de conectores e maior atenção aos sinais lidos durante o monitoramento. É importante ressaltar que a partir de fevereiro de 2020 (dia 140 em diante, já na Etapa 2) as leituras foram realizadas em ambiente fechado, dentro do fosso do elevador, o que minimizou os ruídos relacionados aos fatores climáticos.

Os resultados das medições iniciais estão representados na Figura 4.3, que indica os valores médios das deformações axiais ( $\epsilon_a$ ) medidas no topo das estacas em função do número de dias decorridos após a data média da concretagem das estacas na obra (23/09/2019). Na Figura 4.3, a leitura de referência das estacas (0  $\mu\text{m}/\text{m}$ , aos 0 dias) se refere à deformação do sensor antes de sua imersão no concreto da estaca. As leituras realizadas entre os dias 63 e 68 (circuladas em vermelho na Figura 4.3), indicam a ocorrência de deformações de tração da ordem de 50  $\mu\text{m}/\text{m}$ .



Serviço	Percentual Executado
Fundação	100 %
Estrutura	0,3% (1º lance de pilares)
Alvenaria	0 %
Reboco	0 %
Contrapiso	0 %
Piso / Revestimento	0 %
* Carga total permanente do edifício: 11 %	

\* O peso próprio do radier está incluído na carga total permanente do edifício.

Figura 4.2. Avanço físico da obra ao final dos 100 dias.

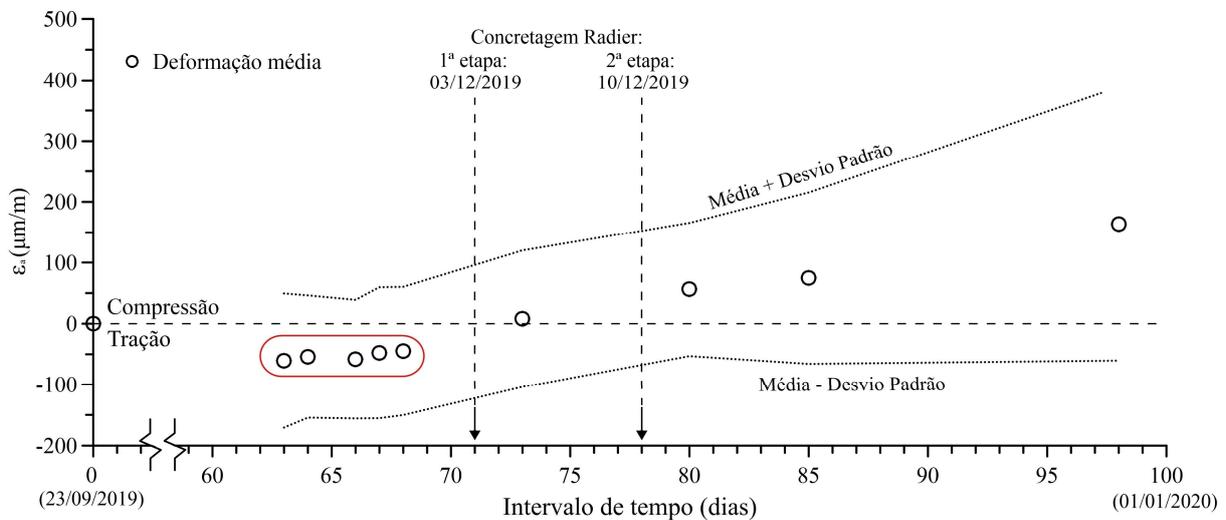


Figura 4.3. Deformação média medida nas estacas monitoradas durante o intervalo entre 0 e 100 dias.

É provável que tal comportamento seja decorrente da escavação de 2,84 m de espessura de solo entre o nível de execução das estacas e a cota de arrasamento das mesmas. Nessa hipótese as tensões de tração teriam sido originadas devido à movimentos de expansão do solo, provocados por seu desconfinamento durante a escavação (Sales et al., 2010). Parte da expansão também pode ser consequência da escavação total da obra (incluindo os dois subsolos escavados antes do dia 0), cujo fenômeno de relaxação de tensões pode durar várias semanas

(Burland et al., 1977). Os cabos e conectores dos sensores foram extraídos de dentro do concreto das estacas somente após o arrasamento das mesmas, o que não permitiu que esse comportamento fosse melhor investigado com leituras adicionais no intervalo entre 0 e 60 dias.

Ressalta-se que deformações por retração calculadas pelo método B3 para as estacas instrumentadas indicam valores da ordem de 4 a 5  $\mu\text{m/m}$ , de compressão, nas datas em que foram realizadas as medições circuladas em vermelho na Figura 4.3. O baixo valor da retração calculada é justificado pelas condições de cura do concreto das estacas, que ocorre em contato direto com o solo úmido, nas proximidades do nível freático, e durante a estação chuvosa.

Ademais, quando esse valor de retração é comparado à magnitude dos esforços de tração medidos (da ordem de 50  $\mu\text{m/m}$ ), tem-se um indicativo de que as deformações de tração medidas nas estacas são provocadas por movimentos de expansão do solo, decorrentes do alívio de carga provocado pela escavação.

Para os períodos após a 1ª e a 2ª etapa de concretagem do radier (após 80 dias – Figura 4.3) foram verificados dois acréscimos de deformação, de compressão, iguais a aproximadamente 53  $\mu\text{m/m}$  e 59  $\mu\text{m/m}$ , respectivamente. Ambas leituras foram realizadas entre 36 e 48 horas após o término de cada fase de concretagem e, portanto, sofreram influência do calor de hidratação do cimento durante a cura do concreto do radier. Entretanto, os resultados indicam que a mobilização das estacas ocorre desde o primeiro estágio de carregamento da fundação, no qual as mesmas são mobilizadas devido ao peso próprio do radier.

Assim como verificado nas estacas, o monitoramento de tensões no contato radier-solo ( $q_{rs}$ ) também indicou o aparecimento de tensões de compressão crescentes após a concretagem do radier. A Figura 4.4 mostra as tensões de compressão ( $q_{rs} > 0$ ) medidas pelas CTTs ao longo do tempo. Para facilitar a interpretação do gráfico as CTTs instaladas na região de solo composto por areia siltosa foram marcadas por símbolos vazios (CTT-01; CTT-02; CTT-05; CTT-06) e as instaladas em região de silte argiloso representadas por símbolos cheios (CTT-03; CTT-04; CTT-08; CTT-09; CTT-10). O conector da CTT-07 foi danificado durante a instalação da armadura do radier, sendo consertado apenas após sua concretagem e por isso seus dados de monitoramento não foram considerados na Etapa 1.

Os resultados da Figura 4.4 indicam dois acréscimos significativos de tensão, ocorridos imediatamente após cada etapa de concretagem do radier. Os instrumentos registraram tensões máximas de compressão no contato radier-solo entre 100 e 300 kPa, com exceção da CTT-06 que apresentou valores acima da faixa observada para as demais, com tensão máxima acima de

400 kPa. A partir da finalização da concretagem do radier (entre 80 e 100 dias) a Figura 4.4 indica uma tendência de estabilização das tensões no contato radier-solo.

Com a relação à influência da localização dos instrumentos nos valores registrados de  $q_{rs}$ , os resultados da Figura 4.4 indicam que as CTTs instaladas em areia siltosa (CTT-01 e CTT-06) registraram tensões de compressão maiores que as instaladas na região de silte argiloso (CTT-04 e CTT-10). Esse comportamento é compatível com a maior rigidez da camada de areia siltosa, conforme verificado pelos ensaios pressiométricos e triaxiais (Subseções 3.2.2 e 3.2.6).

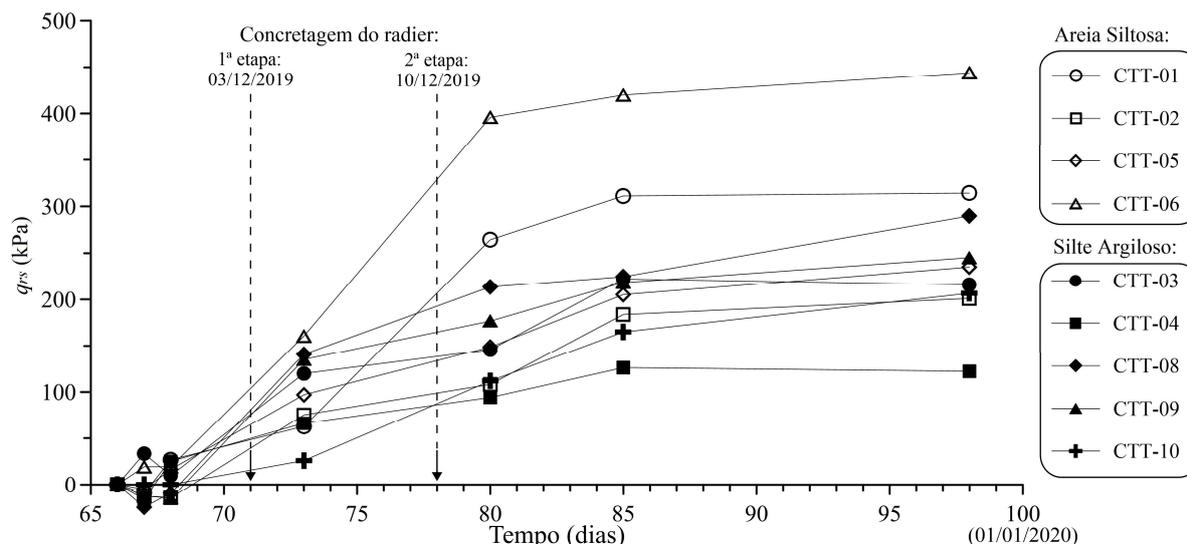


Figura 4.4. Tensões registradas pelas CTTs antes e após a concretagem do radier.

Esse comportamento também pode ser verificado nas Figuras 4.5a e 4.5b, que mostram o acréscimo de carga nas estacas ( $\Delta Q_e$ ) e de tensões no contato radier-solo ( $\Delta q_{rs}$ ) medidos entre os dias 68 e 80, período que engloba o intervalo referente à concretagem do radier. As CTTs instaladas nas bordas (Figura 4.5b: CTT-1; CTT-6; CTT-8; CTT-9) apresentaram os maiores valores de acréscimo de tensão (CTT-4 foi exceção ao comportamento). Dentre elas, as instaladas na região de solo mais rígido (CTT-1 e CTT-6) apresentaram valores de  $\Delta q_{rs}$  maiores que as instaladas no silte argiloso (CTT-8 e CTT-9). As CTTs posicionadas em região central (CTT-2; CTT-3; CTT-5 e CTT-10), registraram tensões menores, com valores próximos entre si, entre 112 kPa e 136 kPa.

Um aspecto que pode ser questionado com relação aos resultados das Figuras 4.5a e 4.5b são os altos valores de carga e tensão calculados a partir das deformações registradas pelos instrumentos. Com relação às estacas, o valor médio de carga nas estacas instrumentadas foi igual a 640 kN, muito superior à carga média estimada para as estacas, igual a 137 kN, considerando uma parcela de carga absorvida pelo estaqueamento igual a 92,7% (prevista em projeto) e uma distribuição de carga uniforme, simplificada, entre as estacas.

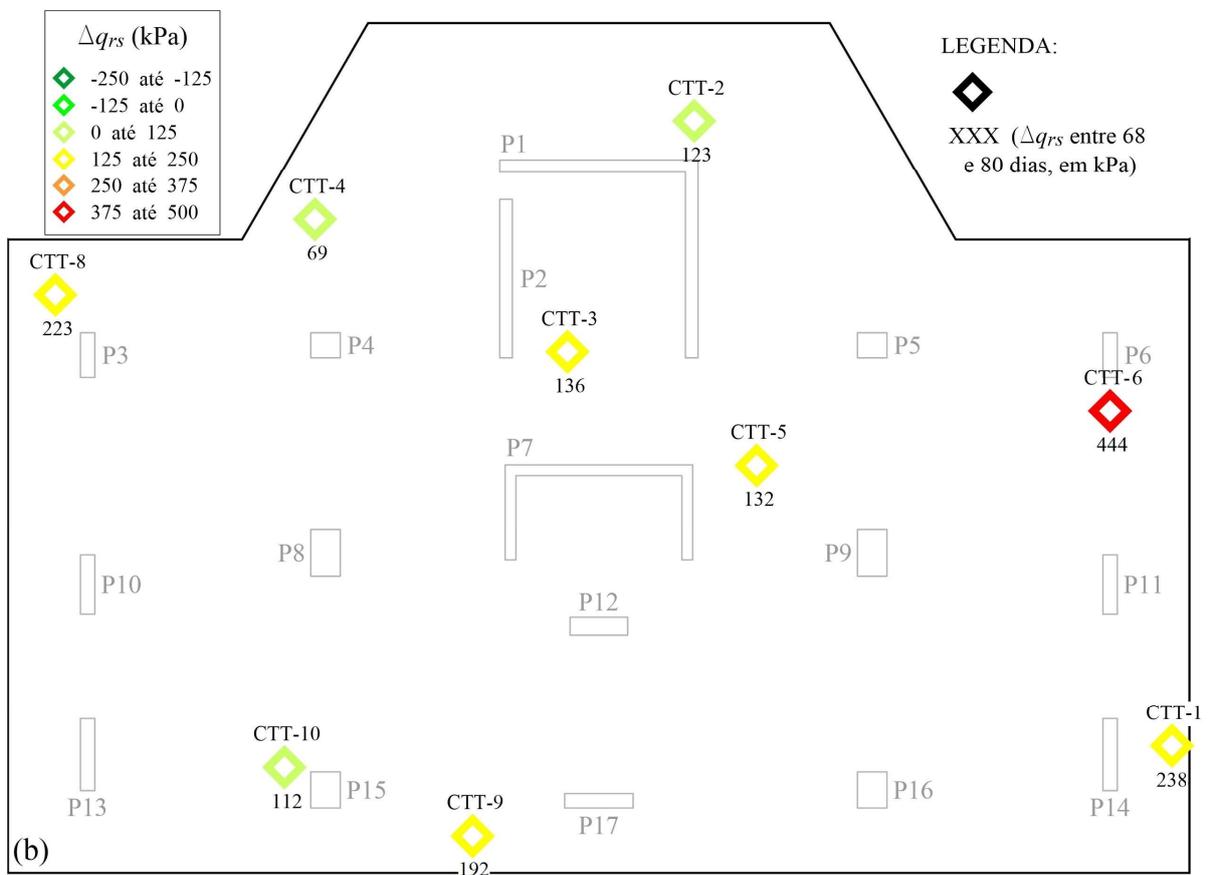
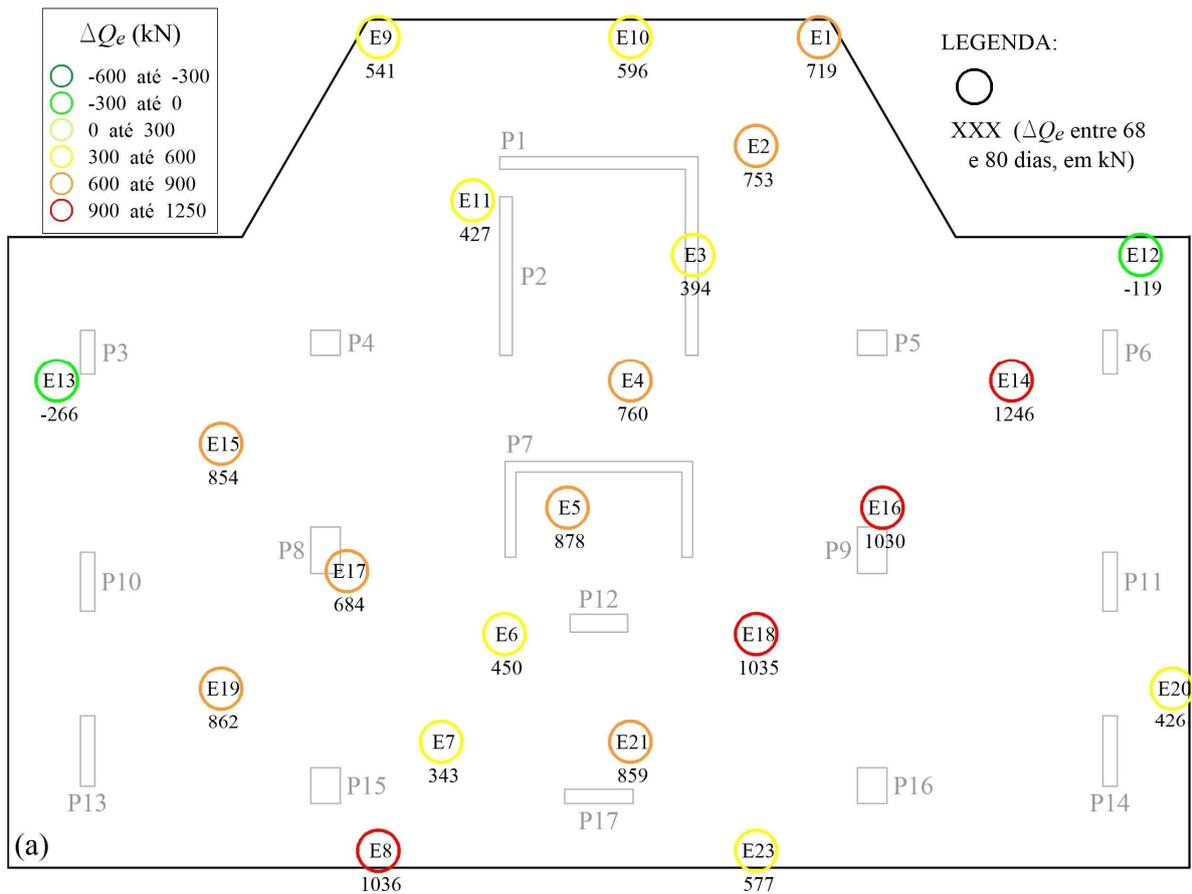


Figura 4.5. Variações de carga nas estacas (a) e de tensão nas CTTs (b), no período entre 68 e 80 dias.

Ademais, os valores teóricos de tensão na interface deveriam ser da ordem de 52 kPa (compatível com os 2,1 metros de espessura do radier), muito inferior ao valor médio registrado pela CTTs, igual a 185 kPa. Tal como mencionado na análise de resultados da Figura 4.4, o calor de hidratação do cimento durante a cura do radier é considerado como o principal motivo relacionado à elevada magnitude das medições. Destaca-se que tais medições não se referem a valores reais de carga (sendo incompatíveis com a carga externa aplicada), mas decorrem de interferências nas leituras dos instrumentos, provocadas pela variação de temperatura.

Tal hipótese é suportada pelas observações de Cooke et al. (1981) que registraram tensões de até 80 kPa em CTTs instaladas no contato radier-solo de um radier com 0,90 m de espessura (tensões teóricas máximas da ordem de 22 kPa). Os autores atribuem este acontecimento ao aumento de temperatura provocado pela cura do radier, da ordem de 60 a 65 °C, capaz de provocar alterações em suas medições mesmo em circuitos em ponte completa, com extensômetros autocompensados para temperatura.

Para verificar a influência da temperatura no funcionamento de células de carga miniaturizadas, idênticas às utilizadas nesta tese, Cruz Junior (2016) submeteu 8 sensores de imersão a variações de temperatura da ordem de 60 °C. Os resultados indicaram um acréscimo de deformação médio de 1,3  $\mu\epsilon$  (alongamento) por °C de aumento de temperatura. Tal gradiente de deformação é aproximadamente 17 vezes menor que coeficiente de dilatação térmica do alumínio, o que mostra a eficiência da utilização extensômetros autocompensados para o material da base. No entanto, a camada de impermeabilização e proteção dos extensômetros pode provocar diferenças de temperatura entre o circuito e o material da base (alumínio), o que faz com que a autocompensation não funcione perfeitamente (Cruz Junior, 2016).

A Figura 4.6 mostra o registro de temperaturas no centro da 1ª e da 2ª camada do radier, durante a concretagem da última. O gráfico aponta para valores máximos de 63°C durante a cura, entre 24 e 48 horas após a concretagem, o que equivale a uma variação de temperatura da ordem de 35 a 40 °C.

Sendo o coeficiente de dilatação térmica do alumínio ( $2,2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ ) aproximadamente duas vezes maior que o do concreto ( $1,0 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ , segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014)), quando submetidos a um acréscimo de temperatura, o concreto irá restringir a dilatação do sensor de alumínio imerso na estaca, o que provoca os aumentos de deformação responsáveis pelos elevados valores de carga medidos nas estacas.

Ressalta-se que o adesivo utilizado para a colagem dos “strain-gauges” são de base epóxi (KBR 610), projetados para suportar temperaturas de até 120 °C. Assim, apesar das alterações

que a variação térmica provoca nas medições dos sensores, as temperaturas registradas na Figura 4.6 não são capazes de provocar danos aos instrumentos.

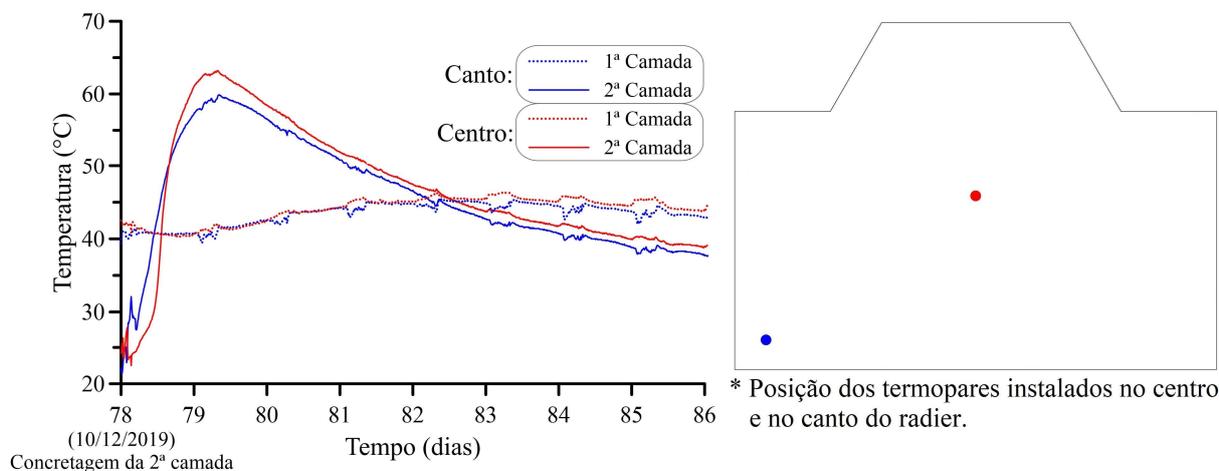


Figura 4.6 Temperatura medida no centro e no canto do radier, durante a concretagem da 2ª camada.

Ainda com relação à incoerência entre o acréscimo de carga medido nas estacas e o carregamento externo aplicado na Etapa 1 (Figura 4.5a), ressalta-se que como não foram instalados sensores de medição de temperatura junto às estacas instrumentadas, acréscimos de deformação provocados pela variação térmica não puderam ser considerados de forma acurada.

A Figura 4.7 mostra o acréscimo de carga medido na estaca a uma certa profundidade ( $\Delta Q_z$ ) normalizado em relação a carga medida no topo da estaca ( $\Delta Q_e$ ). Os resultados da Figura 4.7 indicam que a apenas 2 m do topo da estaca, as deformações medidas foram entre 50% e 80% menores que os valores medidos no topo. É provável que a essa profundidade o acréscimo de temperatura provocado pela cura do radier já foi significativamente dissipado, reduzindo seu impacto nos sensores instalados a maiores profundidades.

Para uma melhor análise da distribuição de cargas nas estacas conforme sua posição foram traçados gráficos de barra contendo os acréscimos de carga da Figura 4.5a agrupados em valores médios para as estacas localizadas nos Perfis A e B do solo (Figura 4.8a), e para as localizadas na periferia (bordas e cantos) e no centro do radier (Figura 4.8b).

A Figura 4.8a mostra que as estacas na região do Perfil B absorveram uma carga média superior às estacas do Perfil A. Esse comportamento é coerente com a rigidez das estacas, que é maior para a região do Perfil B (composto por camada de areia siltosa). Com relação a distribuição de cargas em função da posição da estaca no radier, a Figura 4.8b indica que o acréscimo médio de carga nas estacas localizadas nas bordas e cantos do radier (marcadas em verde e rosa na Figura 4.8b) foi menor que o acréscimo de carga nas estacas centrais (marcadas em laranja e azul claro na Figura 4.8b).

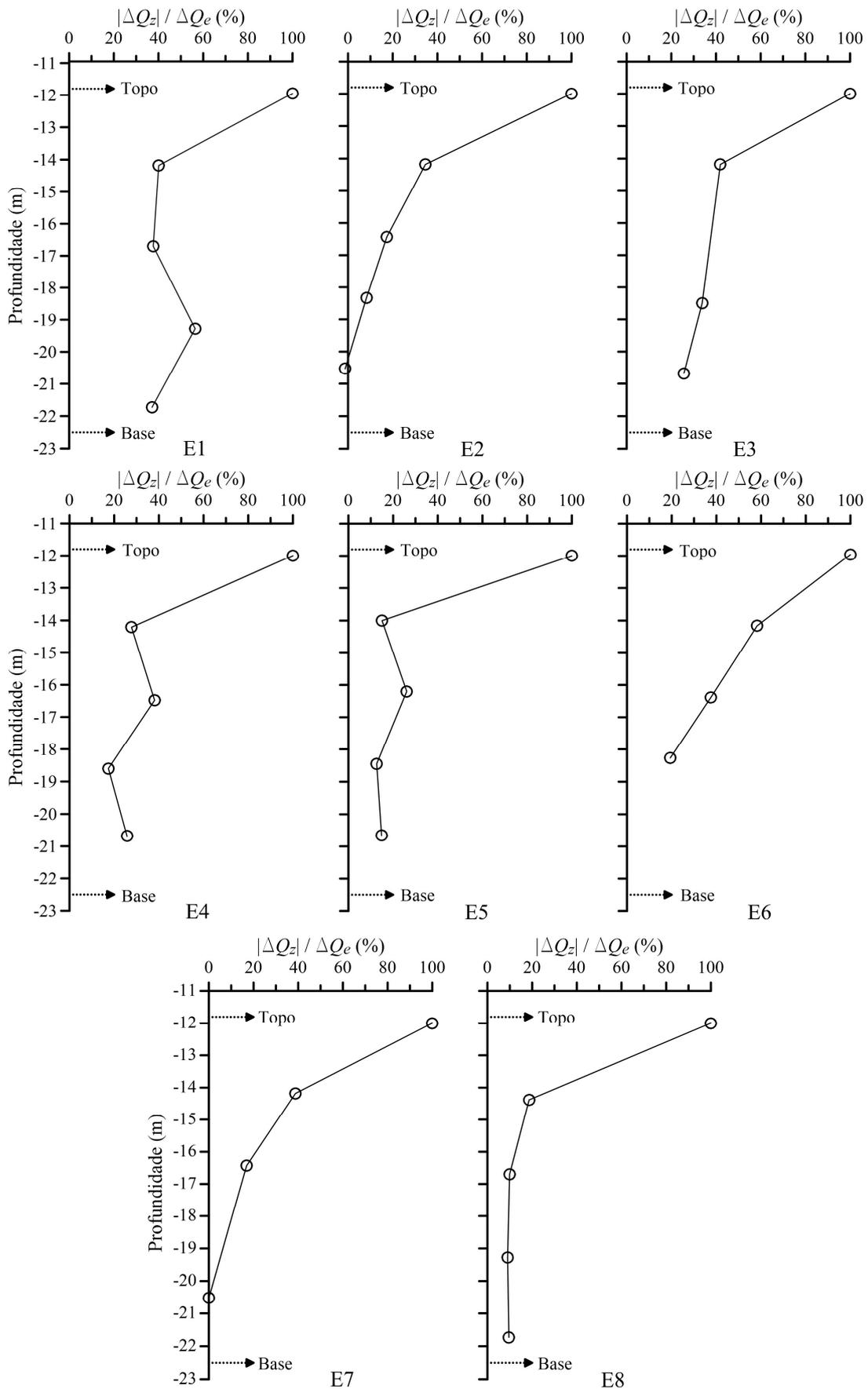


Figura 4.7. Carga normalizada atuante nas estacas ao longo da profundidade na Etapa 1.

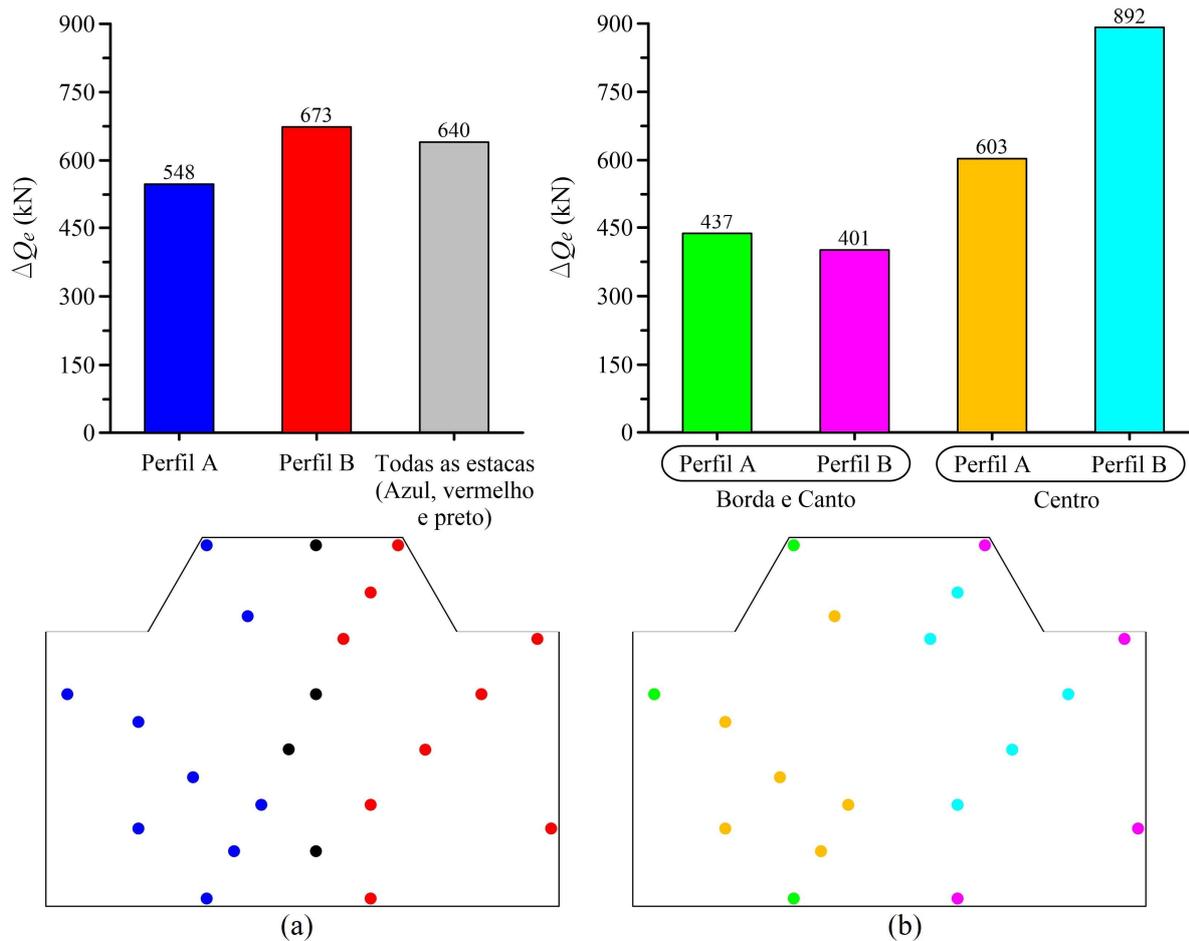


Figura 4.8. Acréscimo médio de carga nas estacas localizadas em diferentes perfis de solo (a) e em diferentes posições do radier (b), antes e após a concretagem do radier.

Tal fenômeno ocorreu para ambos Perfis A e B, sendo mais intenso no último, e sugere que os efeitos de interação entre os elementos de fundação atuam desde a etapa de concretagem do radier, quando os carregamentos relativos ao peso próprio da superestrutura ainda não foram aplicados à fundação.

O fenômeno de concentração de cargas nas estacas centrais ou periféricas depende da rigidez do radier (maior rigidez, maior valor de carga para a periferia) e da interação entre estacas (mais interação entre estacas, maior valor de carga nas estacas periféricas). Considerando os dados da Figura 4.8, pode-se afirmar que a concentração de cargas no centro do radier decorre de três fatores combinados:

1. O parâmetro de rigidez radier-solo (Horikoshi & Randolph, 1997) para o referido radier é de  $K_{rs} = 1,2$ . Esse valor é bem menor que o critério definido por Horikoshi & Randolph (1997) para radiers perfeitamente rígidos ( $K_{rs} > 5$ ) e menor que o utilizado para a classificação de radier rígidos, para fins práticos, proposta por Randolph (2003) ( $K_{rs} > 1,5$ ). Assim, o radier analisado na presente tese pode ser

considerado como parcialmente flexível. Nesse caso, considerando a carga uniformemente distribuída referente ao peso próprio do radier, projeta-se uma distribuição uniforme de cargas entre as estacas (sem concentração de cargas nas estacas de borda e canto). Tal distribuição foi alterada pelo aumento de temperatura durante a cura do concreto do radier, mais intenso no centro do radier, levando à concentração de carga nas estacas centrais.

2. A superestrutura ainda não foi erguida nessa etapa e por isso, não contribui para o efeito de aumento de rigidez da fundação.
3. A baixa magnitude das cargas externas (apenas o peso próprio do radier atuando sobre as estacas), o que resulta em efeito de interação entre as estacas ainda incipiente.

#### **4.2 ETAPA 2: 101 A 172 DIAS**

Nessa etapa a estrutura em concreto armado foi executada até o 2º pavimento acima do nível da calçada da rua frontal (6,8 m de altura em relação à Rua 70, ver Figura 3.3). A Figura 4.9 mostra o avanço físico da obra ao final da Etapa 2. O período analisado compreende o início da execução da estrutura até a interrupção dos serviços da obra devido a pandemia do Covid-19.

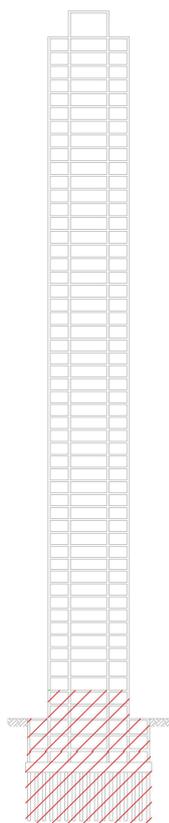
As Figuras 4.10a e 4.10b mostram os valores de carga total atuantes nas estacas ( $Q_e$ ) e de tensão total nas CTTs ( $q_{rs}$ ), respectivamente, ao final da Etapa 2. São observados esforços de compressão em 20 das 22 estacas instrumentadas, com apenas as estacas E12 e E13 indicando tração. Os resultados das CTTs (Figura 4.10b) não indicaram tendências claras de tensões de tração ou compressão ao longo das regiões instrumentadas.

Para um melhor entendimento dos valores absolutos registrados na Etapa 2, as Figuras 4.11a e 4.11b apresentam as variações de carga nas estacas ( $\Delta Q_e$ ), e de tensão nas CTTs ( $\Delta q_{rs}$ ), no período entre 101 e 172 dias. Os resultados indicam uma divisão no comportamento das estacas da obra, com parte das estacas apresentando acréscimo de carga (acima da linha vermelha tracejada) e outra parte registrando decréscimo de carga (abaixo da linha tracejada). Tal comportamento não era esperado e pode estar relacionado com as seguintes hipóteses:

1. A dissipação do acréscimo de temperatura gerado na cura do radier, com a contração volumétrica do mesmo provocando esforços de levantamento no topo das estacas. Assim, a dissipação do acréscimo de temperatura que atingiu os sensores localizados no topo das estacas pode estar relacionado com a redução das deformações dos sensores (lidas como alívio de carga). Sabendo que o coeficiente de dilatação térmica

do alumínio é maior que o do concreto, uma redução da temperatura provocaria um encurtamento do sensor maior que o da estaca. Logo o concreto restringe a contração do sensor, tracionando-o, de forma similar ao proposto por Fellenius (2012), considerando o comportamento de estacas de concreto armado moldadas in loco.

2. A expansão do solo devido à escavação realizada para execução da fundação. Com o radier já concretado e endurecido, possíveis movimentos de expansão do solo ficam restringidos pelas ação das estacas, que passam a ser tracionadas.



Serviço	Percentual Executado
Fundação	100 %
Estrutura	9 % (até o 2º pavto.)
Alvenaria	0 %
Reboco	0 %
Contrapiso	0 %
Piso / Revestimento	0 %
<b>Carga total permanente do edifício:</b>	<b>23 %</b>

Figura 4.9. Avanço físico da obra ao final dos 172 dias.

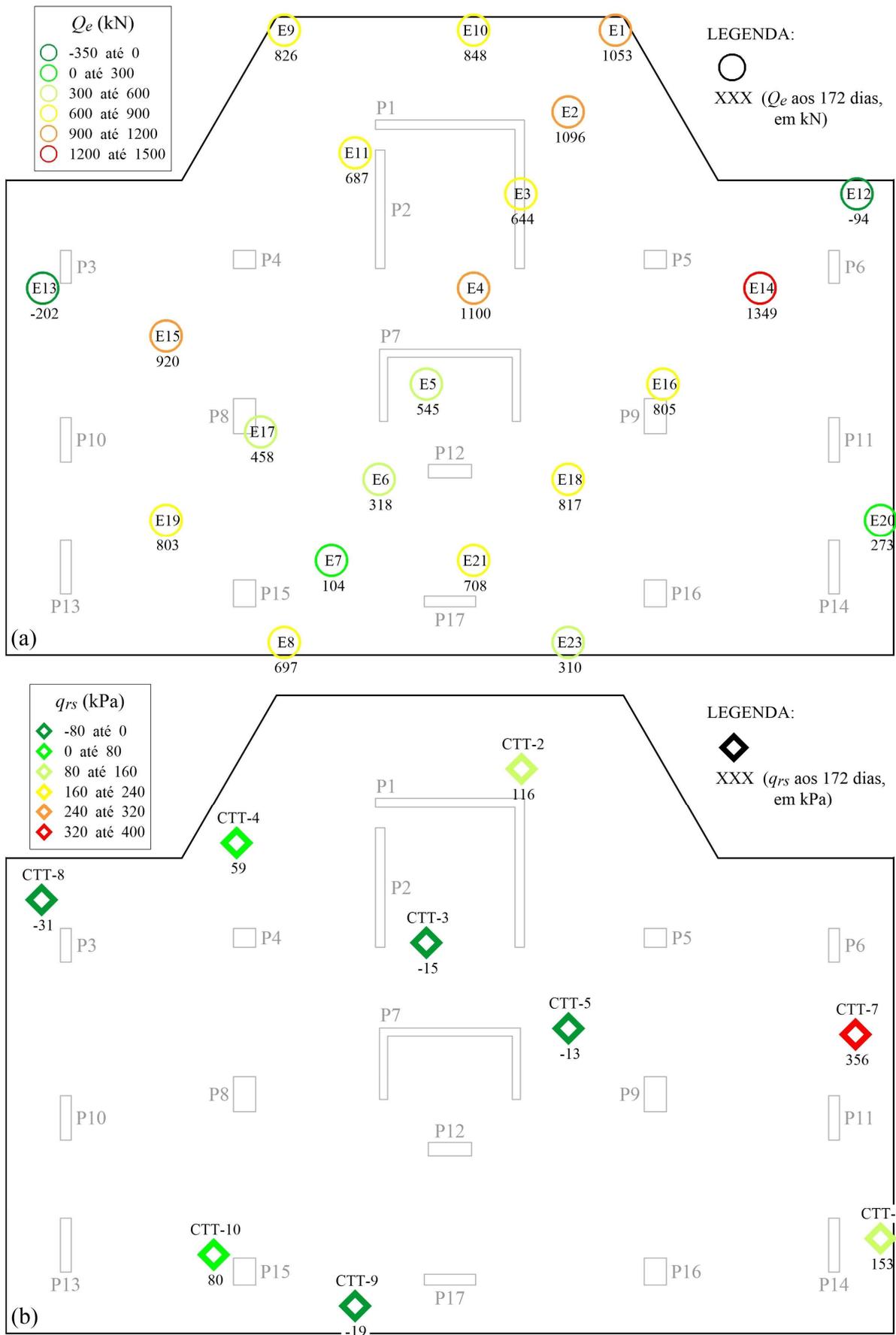


Figura 4.10. Carga total medida nas estacas (a) e tensão total registrada pelas CTTs (b), na Etapa 2.

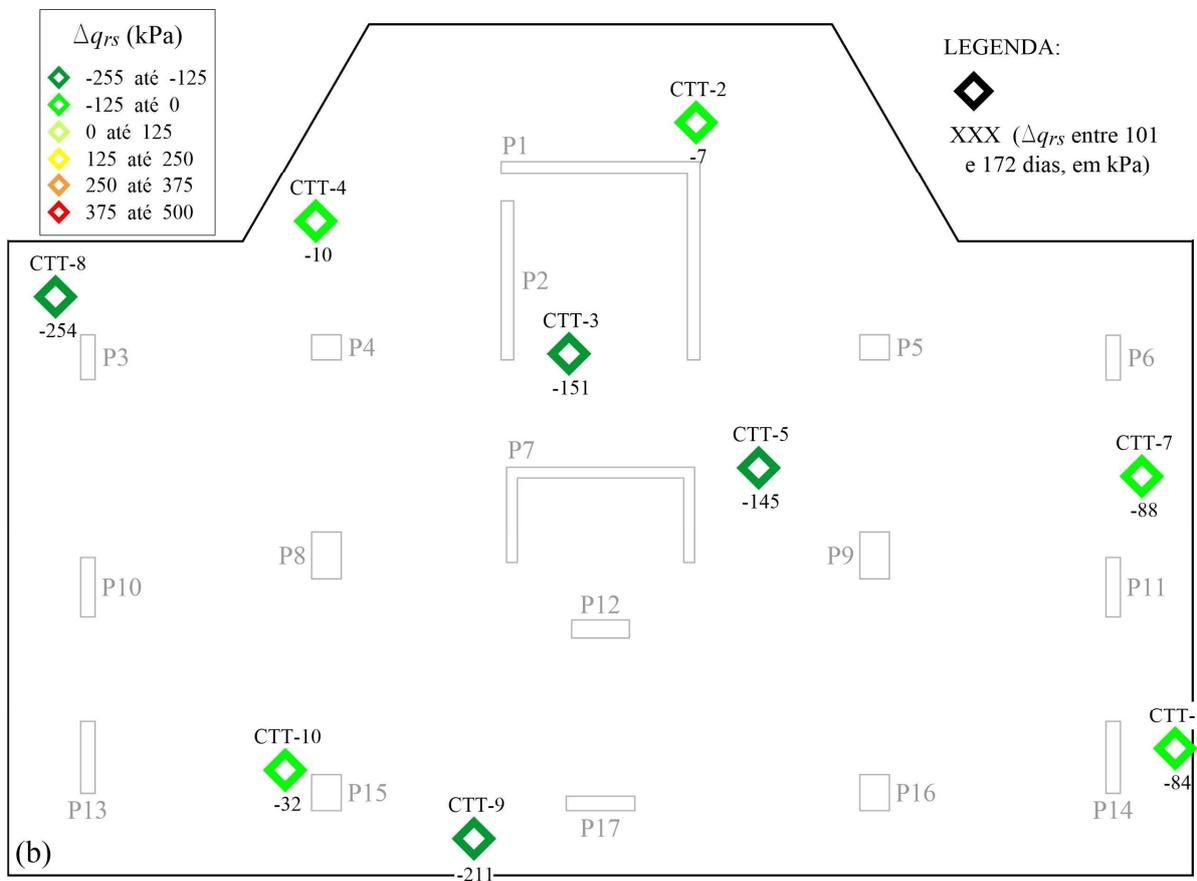
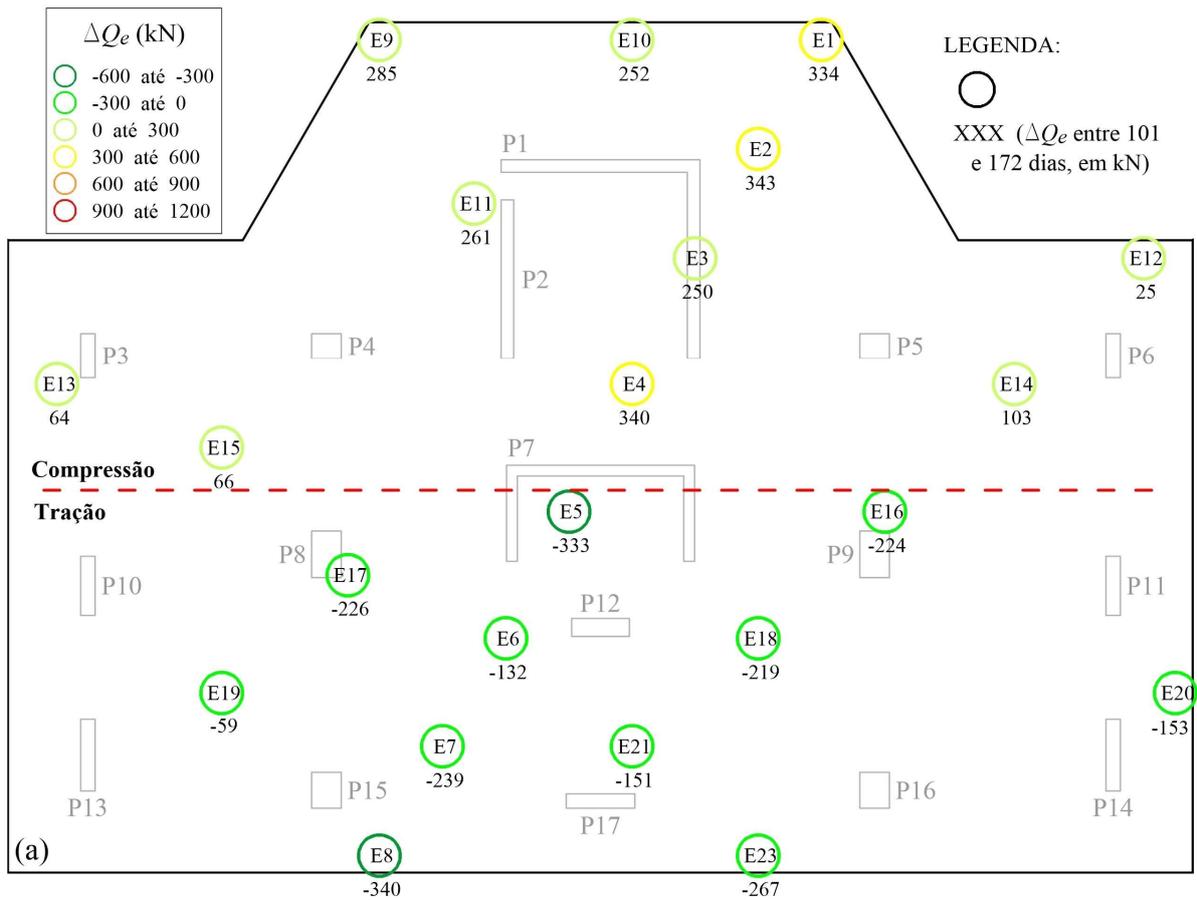


Figura 4.11. Variações de carga nas estacas (a) e de tensão nas CTTs (b), na Etapa 2.

A hipótese relacionada ao efeito térmico é suportada por simulações numéricas (Bourne-Webb et al., 2019) e testes em escala real (Bourne-Webb et al., 2009) realizados com o objetivo de analisar o desempenho geotécnico de estacas trocadoras de calor. Tais pesquisas verificaram o surgimento de tensões de tração em estacas com topo fixo, submetidas à ciclos de resfriamento, e o comportamento oposto durante ciclos de aquecimento.

Não foram encontradas justificativas específicas para a divisão de comportamento das estacas entre as regiões de acréscimo e decréscimo de cargas, conforme a linha tracejada da Figura 4.11a. É provável que a combinação dos efeitos descritos nas Hipóteses 1 e 2 (levantadas acima), junto a outras variáveis de campo tenham, juntas, contribuído para a peculiar distribuição de cargas verificada nessa etapa.

Com relação às CTTs, a Figura 4.11b mostra a ocorrência de alívio de tensões variando entre -7 kPa (CTT-2) e -254 kPa (CTT-8), com valor médio de -144 kPa considerando todos instrumentos. Os resultados da CTT-6 se mostraram incompatíveis com os registrados pelas demais CTTs e por isso não foram considerados na análise de resultados da Etapa 2 em diante. Tais valores corroboram para a Hipótese 1, na qual o resfriamento do radier e sua subsequente contração térmica seria responsável por provocar uma redução na intensidade do contato entre o radier e o solo subjacente, o que é interpretado como alívio de tensões pelas CTTs.

Por outro lado, a hipótese que considera a expansão do solo deveria levar ao aumento de tensões na interface (positivo, de compressão), já que este fenômeno provocaria maior deslocamento no diafragma das CTTs. Assim, considerando a ocorrência de ambos os efeitos na fundação (Hipóteses 1 e 2), o comportamento das CTTs corrobora para que o efeito do alívio de tensões provocado pela contração térmica da fundação seja mais intenso que a expansão do solo.

A Figura 4.12a mostra a carga total média atuante nas estacas localizadas no Perfil A e Perfil B, enquanto a Figura 4.12c mostra a variação média de carga, das mesmas estacas, no período considerado (entre 101 e 172 dias). Os resultados mostram que os valores médios de variação carga nos Perfis A e B apresentaram sinais opostos, mas foram ambos bastante reduzidos. A variação média de carga para todas as estacas instrumentadas foi aproximadamente nula, igual a -1 kN, o que não era esperado, considerando o avanço da estrutura da obra durante a Etapa 2, que sujeitou a fundação a um acréscimo de carga de aproximadamente 40 MN, segundo o monitoramento físico do avanço da obra.

Comparando o acréscimo de carga da Etapa 2 (40 MN) com a estimativa de peso do solo escavado sobre o radier, igual a 130 MN, verifica-se que o comportamento do solo ainda se

encontra no trecho de recompressão, com o radier estaqueado funcionando como uma fundação compensada nesta etapa.

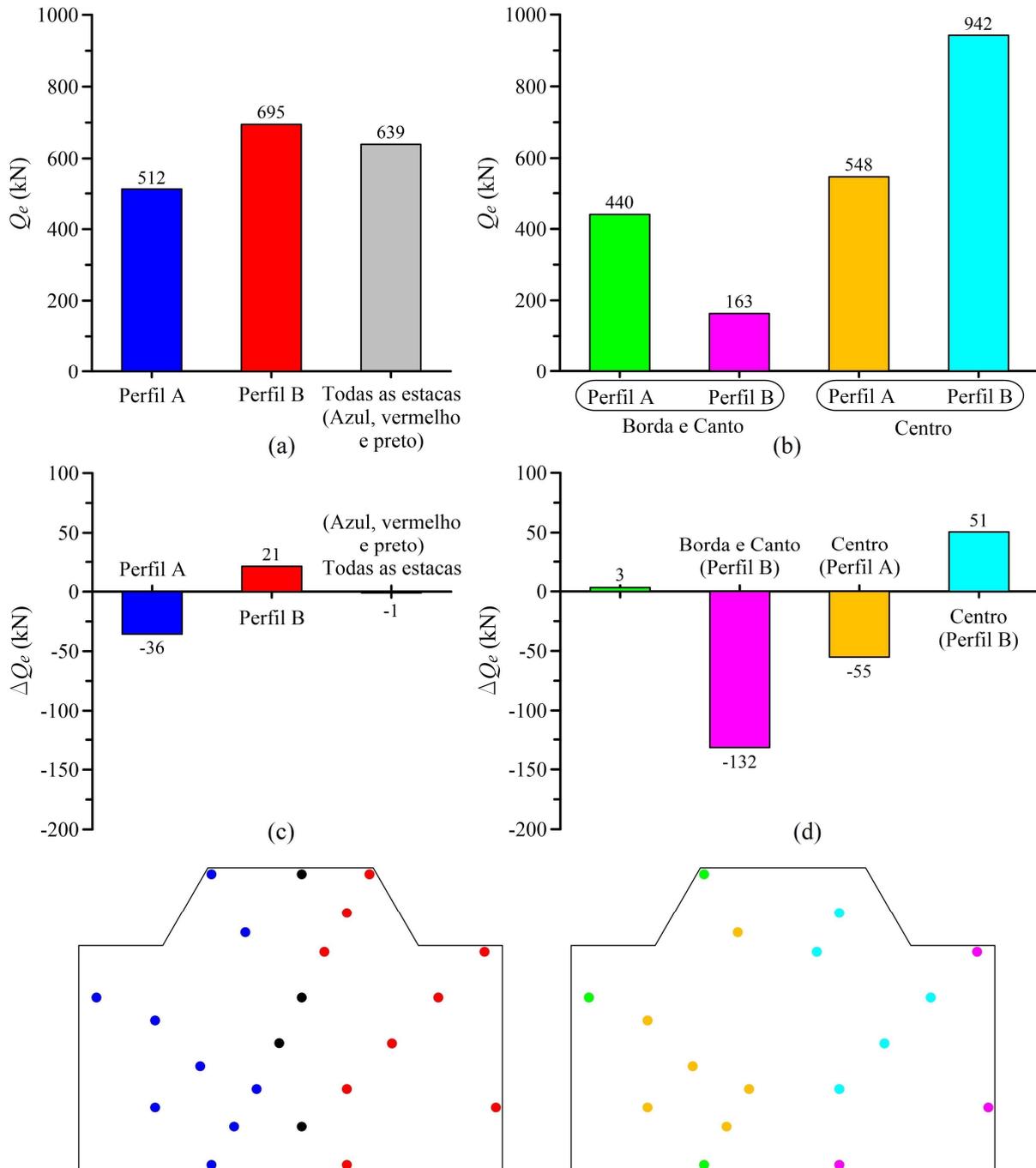


Figura 4.12. Carga total média ((a) e (b)) e variação média de carga ((c) e (d)) nas estacas localizadas em diferentes perfis de solo e em diferentes posições do radier, na Etapa 2.

A Figura 4.12b mostra que as estacas com menor carga média sob o radier foram as localizadas nas bordas e cantos do Perfil B, localização que apresentou os maiores valores de alívio de carga durante a Etapa 2, como mostra a Figura 4.12d. No entanto, ressalta-se a dificuldade em conceber uma hipótese para a justificativa de tal fenômeno, dada a grande

variabilidade verificada entre sensores no mesmo perfil (Exemplo: E9 e E8, no Perfil A; E12 e E23, no Perfil B). Tais observações sugerem que os efeitos descritos pelas Hipóteses 1 e 2 foram muito intensos para permitir o cálculo acurado das variações de carga nas estacas devido ao avanço da construção do edifício no intervalo entre 101 e 172 dias, ou seja, excluindo o efeito térmico e a expansão do solo.

A Figura 4.13 mostra o acréscimo de carga normalizada ao longo das estacas ( $\Delta Q_z / \Delta Q_e$ ), as quais podem ser analisadas em dois grupos. As estacas E2, E3 e E4 apresentam valores de compressão, sem apresentar reduções significativas de carga devido ao atrito lateral nos primeiros 4 metros de estaca (profundidade igual a -16 m). Desta profundidade em diante, as estacas apresentam uma brusca redução nas cargas medidas, o que indica uma elevada mobilização de atrito lateral a partir dessa camada.

Para as estacas E5, E6, E7 e E8 (Figura 4.13) são verificadas cargas de tração no topo das estacas, que vão sendo dissipadas por atrito lateral conforme o aumento da profundidade. Os valores de carga se tornam aproximadamente nulos entre 6 e 8 metros de profundidade da estaca (profundidade entre -16 e -18 m). Comportamento similar foi verificado experimentalmente por Bourne-Webb et al. (2009) durante o ciclo de resfriamento de uma estaca trocadora de calor submetida a um carregamento externo de compressão.

A Figura 4.14 mostra a carga total medida nos pilares instrumentados ( $Q_c$ ), o acréscimo de carga total no intervalo considerado ( $\Delta Q_c$ ), e a carga total medida em cada pilar, normalizada em relação à carga prevista em projeto para a referida etapa da obra ( $Q_c / Q_{cp}$ ). Os resultados mostram uma concentração de carga nos pilares centrais (P1, P2, P7 e P12), que apresentam cargas medidas entre 5 % e 55 % maiores que as cargas previstas em projeto para a Etapa 2.

O cálculo das cargas previstas na Etapa 2 considerou o estágio de execução da estrutura no modelo de cálculo adotado. No entanto, os resultados da instrumentação indicam que é provável que o modelo de cálculo tenha subestimado a influência da elevada rigidez axial dos pilares centrais (dadas suas maiores áreas) na distribuição das cargas entre os pilares da estrutura.

Outro fator que pode ter contribuído para a distribuição verificada é a retração do concreto dos pilares, que é altamente sensível aos valores de umidade relativa do ambiente. Tais variações de umidade não foram medidas e podem ter influenciado os valores considerados de deformação elástica.

Os resultados da Figura 4.14 também indicam uma maior concentração de carga nos pilares da lateral direita da obra (P5, P6, P9, P11, P14 e P16) em relação aos pilares da lateral oposta. Apesar de não terem sido realizadas medições de recalque nessa etapa da obra, essa observação

sugere a ocorrência de maiores recalques na lateral esquerda do radier, o que é compatível com o solo subjacente do local (região de silte argiloso, mais compressível, Perfil A).

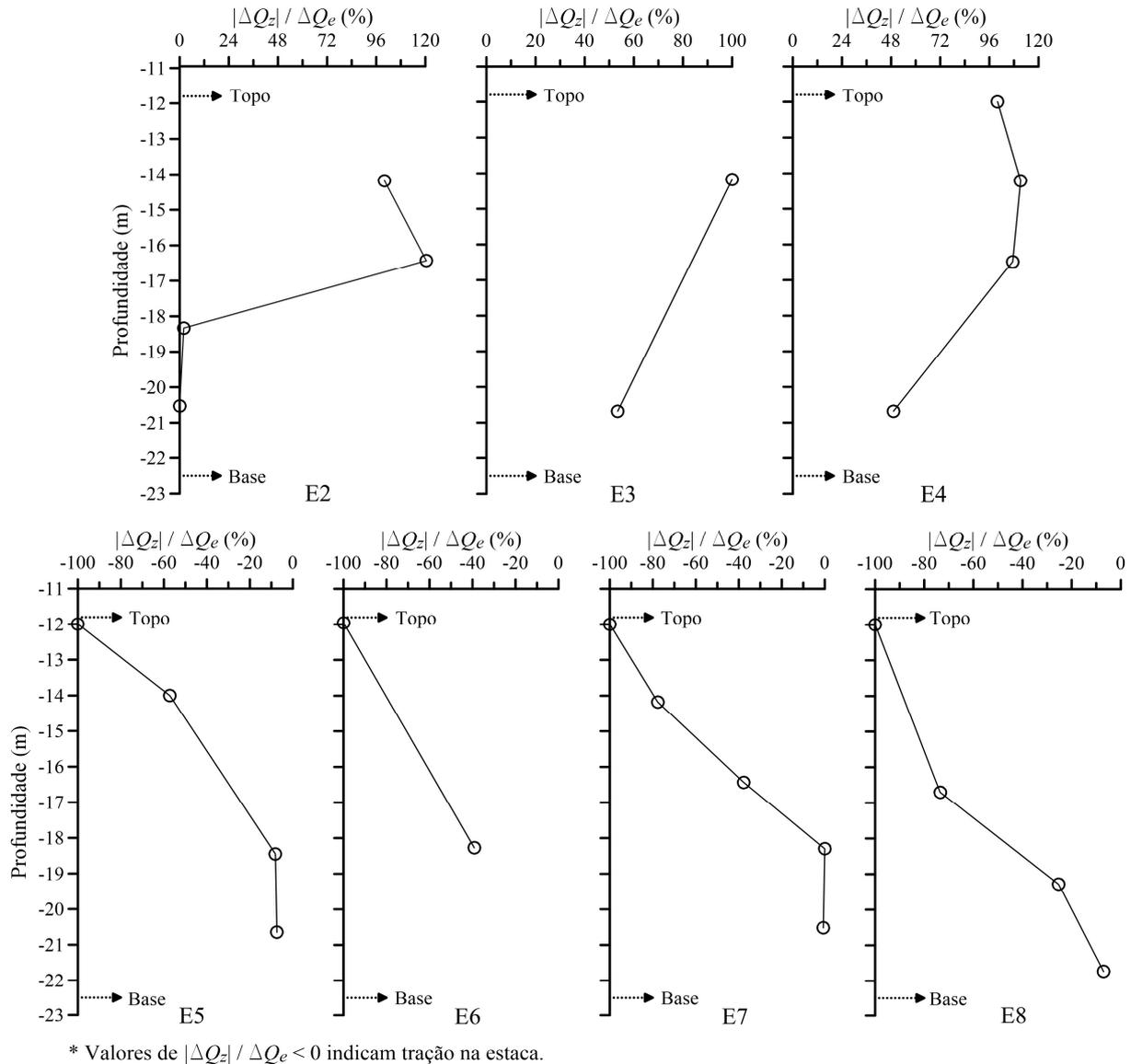


Figura 4.13. Carga normalizada atuante nas estacas ao longo da profundidade na Etapa 2.

Dessa forma, a superestrutura estaria provocando, desde os estágios iniciais de carregamento, um efeito de uniformização dos recalques do edifício, redistribuindo as cargas do edifício para os pilares na região de menor recalque, o que justificaria o comportamento ocorrido. Porém, devido à complexidade do tema, destaca-se que os efeitos relacionados à interação solo-estrutura (ISE) serão analisados detalhadamente em uma outra tese, ainda em etapa de planejamento, no Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB.

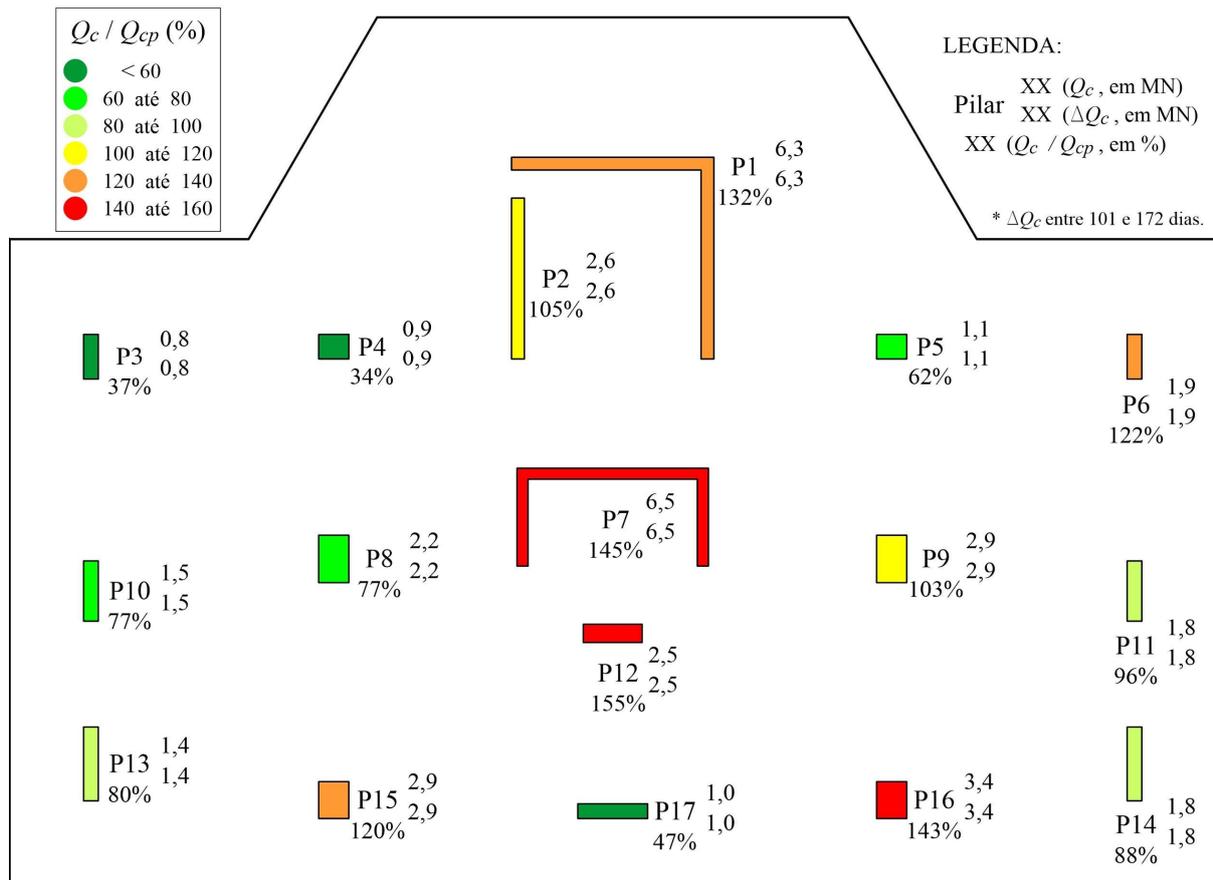


Figura 4.14. Carga medida nos pilares ao final da Etapa 2.

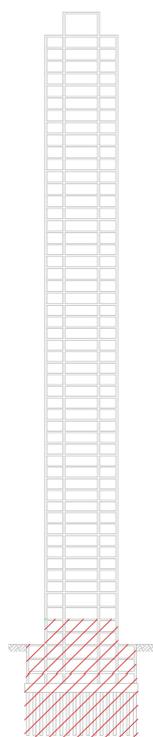
### 4.3 ETAPA 3: 173 A 265 DIAS

A Etapa 3 foi marcada pela paralisação da construção do edifício devido à pandemia do Covid-19. Dessa forma, a carga total permanente da edificação permaneceu estável no período entre 173 e 265 dias, conforme mostra a Figura 4.15. Ressalta-se que no dia 220 o governo municipal liberou, com restrições, o retorno das atividades relacionadas à construção civil, o que permitiu a retomada do monitoramento dos instrumentos e a execução do serviço de contrapiso e piso/revestimento no apartamento decorado da obra (avanços de 1% em tais serviços – Figura 4.15).

As Figuras 4.16a e 4.16b mostram, respectivamente, os valores de carga total medida nas estacas ( $Q_e$ ) e tensão total nas CTTs ( $q_{rs}$ ), ao final da Etapa 3. Os resultados indicam grande variabilidade nos valores totais de  $Q_e$ , entre -343 kN (E13) e 1324 kN (E14), e de  $q_{rs}$ , entre -77 kPa (CTT-3) e 279 kPa (CTT-7). Tamaña variabilidade não era esperada, sendo provável que tal diferença tenha relação com as interferências externas citadas nas Seções 4.1 e 4.2.

No entanto, um aspecto comum à maioria dos elementos instrumentados foi o alívio de cargas ocorrido no período entre 173 e 265 dias (obra paralisada), conforme mostra a Figura

4.17a (exceções: E10 e E16). Um alívio de tensões generalizado também ocorreu nas CTTs, conforme mostra a Figura 4.17b. Decorridos mais de 90 dias da concretagem do radier, considera-se que os efeitos da variação de temperatura nas medições realizadas pelos instrumentos não sejam mais significativos. A partir dessa etapa pressupõe-se que os elementos de fundação estejam em equilíbrio térmico.



Serviço	Percentual Executado
Fundação	100 %
Estrutura	9 % (até o 2º pavto.)
Alvenaria	0 %
Reboco	0 %
Contrapiso	1 %
Piso / Revestimento	1 %
Carga total permanente do edifício:	23 %

Figura 4.15. Avanço físico da obra ao final dos 265 dias.

Considerando uma parcela de carga absorvida pelo estaqueamento igual a 92,7% (prevista em projeto) e uma distribuição de carga uniforme (simplificada) entre as estacas, estima-se uma carga média atuante nas estacas igual 305 kN ao final da Etapa 2. No entanto, o valor de carga média nas estacas instrumentadas foi igual a 464 kN aos 265 dias, conforme mostra a Figura 4.18a.

Com relação à variação de carga nas estacas durante a Etapa 3 (Figuras 4.18c e 4.18d) verifica-se um alívio médio de 156 kN durante a paralisação da obra, sendo o alívio mais intenso na região do Perfil A (silte argiloso) e nas estacas localizadas no centro da fundação (Figura 4.18d). Como não houveram variações significativas nas cargas externas atuantes entre 173 e 265 dias, atribui-se o alívio de cargas registrado nas Figuras 4.17 e 4.18c ao efeito de expansão do solo, originados dos serviços de escavação dos subsolos da obra.

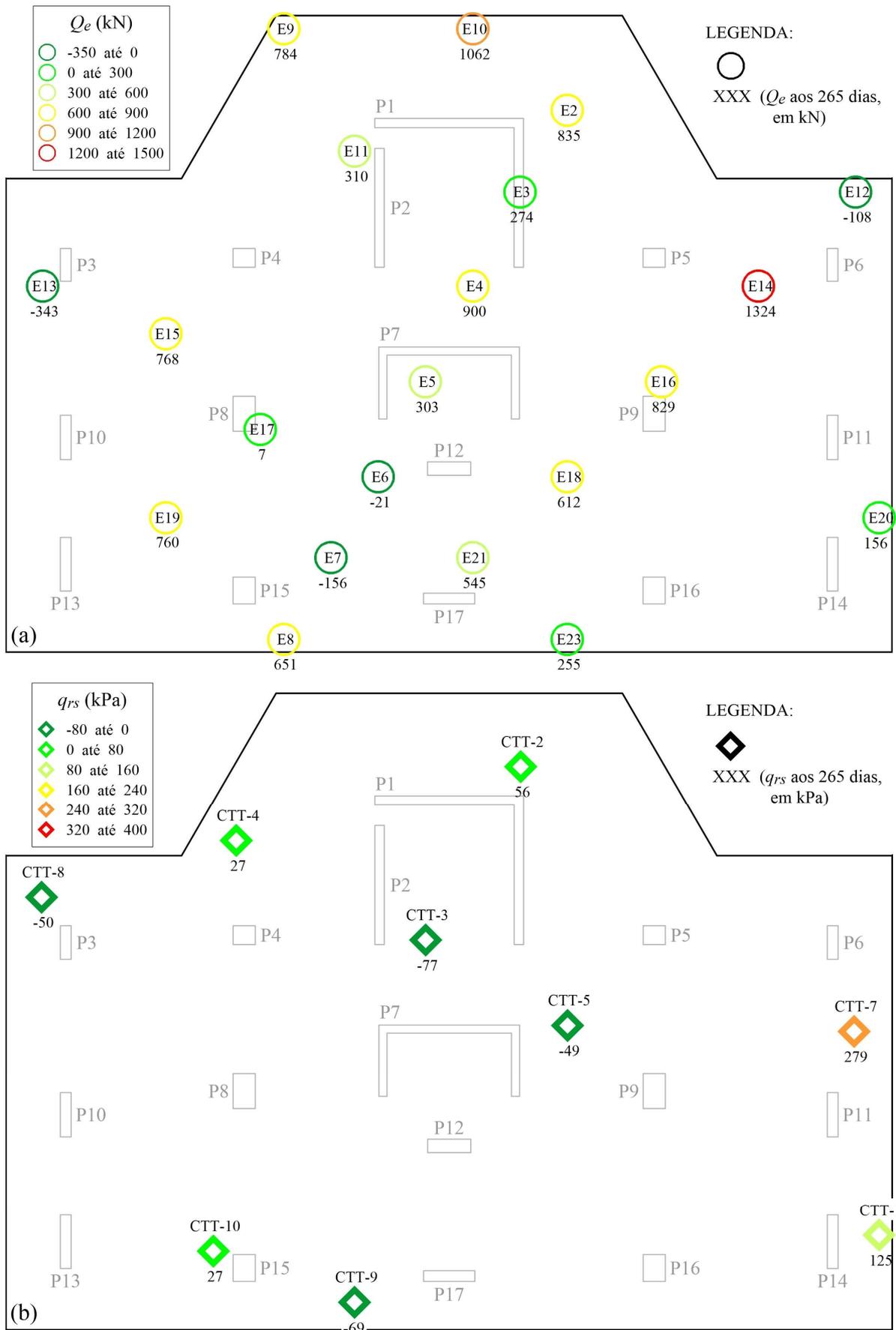


Figura 4.16. Carga total medida nas estacas (a) e tensão total registrada pelas CTTs (b), na Etapa 3.

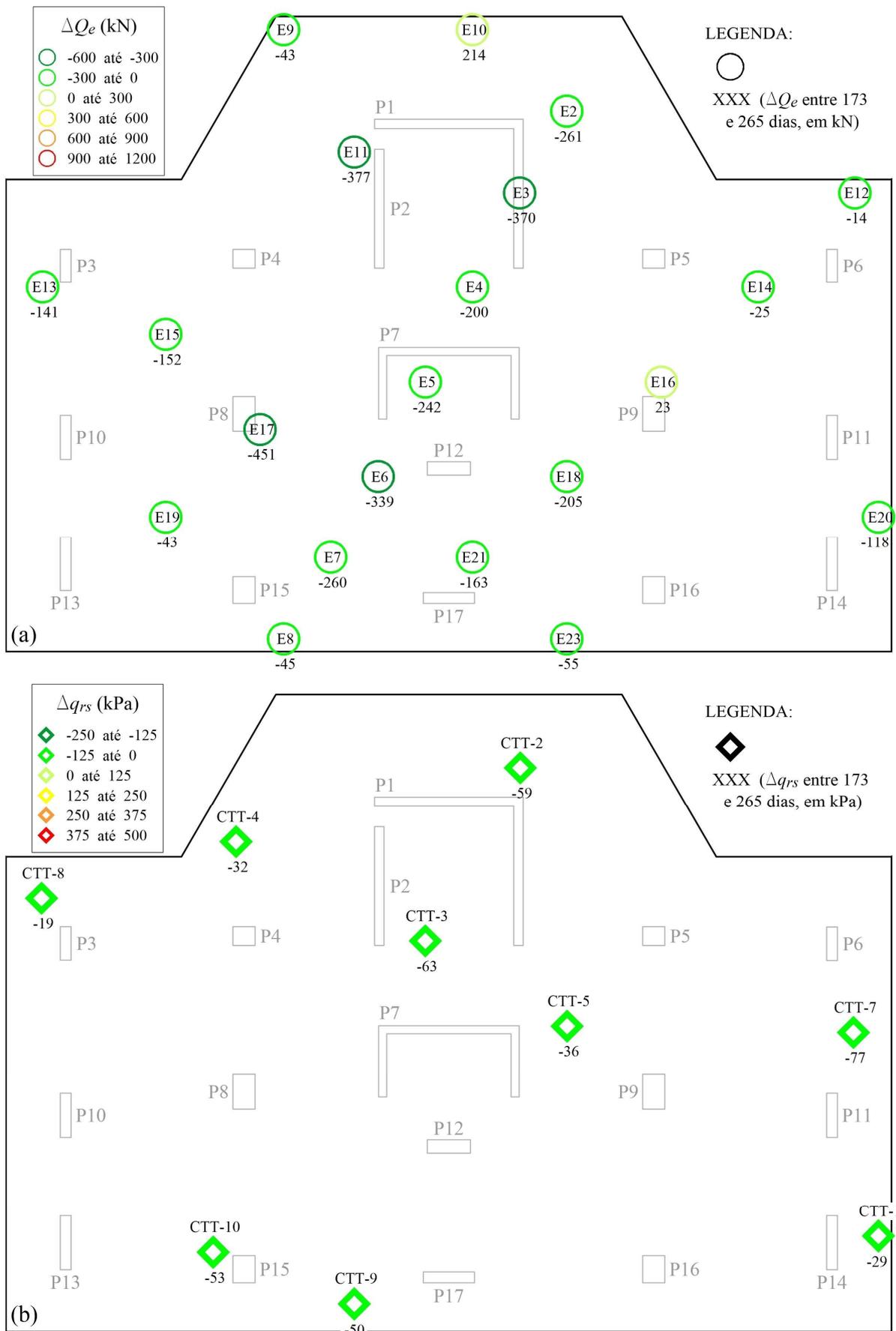


Figura 4.17. Variações de carga nas estacas (a) e de tensão nas CTTs (b), na Etapa 3.

O maior alívio de carga no Perfil A (Figura 4.18c) é compatível com sua composição (silte argiloso) que devido ao seu maior teor de finos deve apresentar deformações de expansão mais intensas e ao longo de maior período de tempo. Comparando os valores médios de carga nas estacas em diferentes posições do radier, a Figura 4.18d indica uma maior concentração de forças no centro da fundação, para ambos Perfis A e B. Tal comportamento é coerente com a hipótese de expansão do solo, que deve apresentar maior magnitude na região central da escavação.

A força de expansão é de difícil mensuração in loco, pois depende de inúmeros fatores como a ocorrência de tensões geológicas acumuladas e a capacidade do solo de reter sucção após o alívio de tensões (Simpson, 2018). A última é especialmente importante em solos com matriz argilosa, nos quais a diminuição das tensões de sucção (decorrentes da escavação) ocorrem de forma lenta ao longo do tempo. Tal fenômeno gera deslocamentos de expansão até vários meses após a finalização do processo de escavação (Burland et al., 1977).

Devido às restrições provocadas pela pandemia do Covid-19 o monitoramento de recalques da obra somente se iniciou na Etapa 4, com leitura de referência feita na transição entre as Etapas 3 e 4. Assim, as prováveis forças de expansão indicadas pelas estacas não puderam ser confirmadas com a medição de deslocamentos verticais na superfície do radier.

Price & Wardle (1986) monitoraram cargas nas estacas e as tensões no contato radier-solo de um radier estaqueado, projetado sobre a premissa de controle de recalques diferenciais, do Centro de Conferência Rainha Elizabeth II, em Londres. Após um significativo aumento de tensões de compressão nas estacas, devido ao efeito do acréscimo de temperatura da concretagem das estacas no bloco, os autores reportaram um período de redução de cargas nas estacas. O alívio medido foi igual a 1260 kN ao longo de um período de 3 meses (em uma estaca com 1,8 m de diâmetro). O autor ressalta que tais esforços foram compatíveis com os registros da células de tensão instaladas na interface do radier, que indicaram o aumento de tensões de compressão.

Ressalta-se que, além do alívio de cargas relativo à escavação, é provável que o alto índice pluviométrico verificado na cidade de Goiânia para o período entre 0 e 240 dias (Figura 4.19) tenha contribuído para a expansão do solo sob o radier na Etapa 3, cujo término coincide com o final da estação chuvosa. Tal hipótese é suportada pelos resultados dos ensaios oedométricos (Subseção 3.2.5) que indicaram leve expansão do solo quando inundado.

Apesar da compatibilidade entre os resultados verificados para as estacas (Figura 4.17a) e os estudos de Price & Wardle (1986), os resultados das CTTs (Figura 4.17b) não corroboram

com o comportamento verificado para as estacas. A Figura 4.17b apresenta a ocorrência de decréscimos de tensão registrados pelas CTTs, que são, ao menos aparentemente, incompatíveis com a hipótese de expansão do solo, que deveria provocar acréscimos de tensão de compressão nas mesmas.

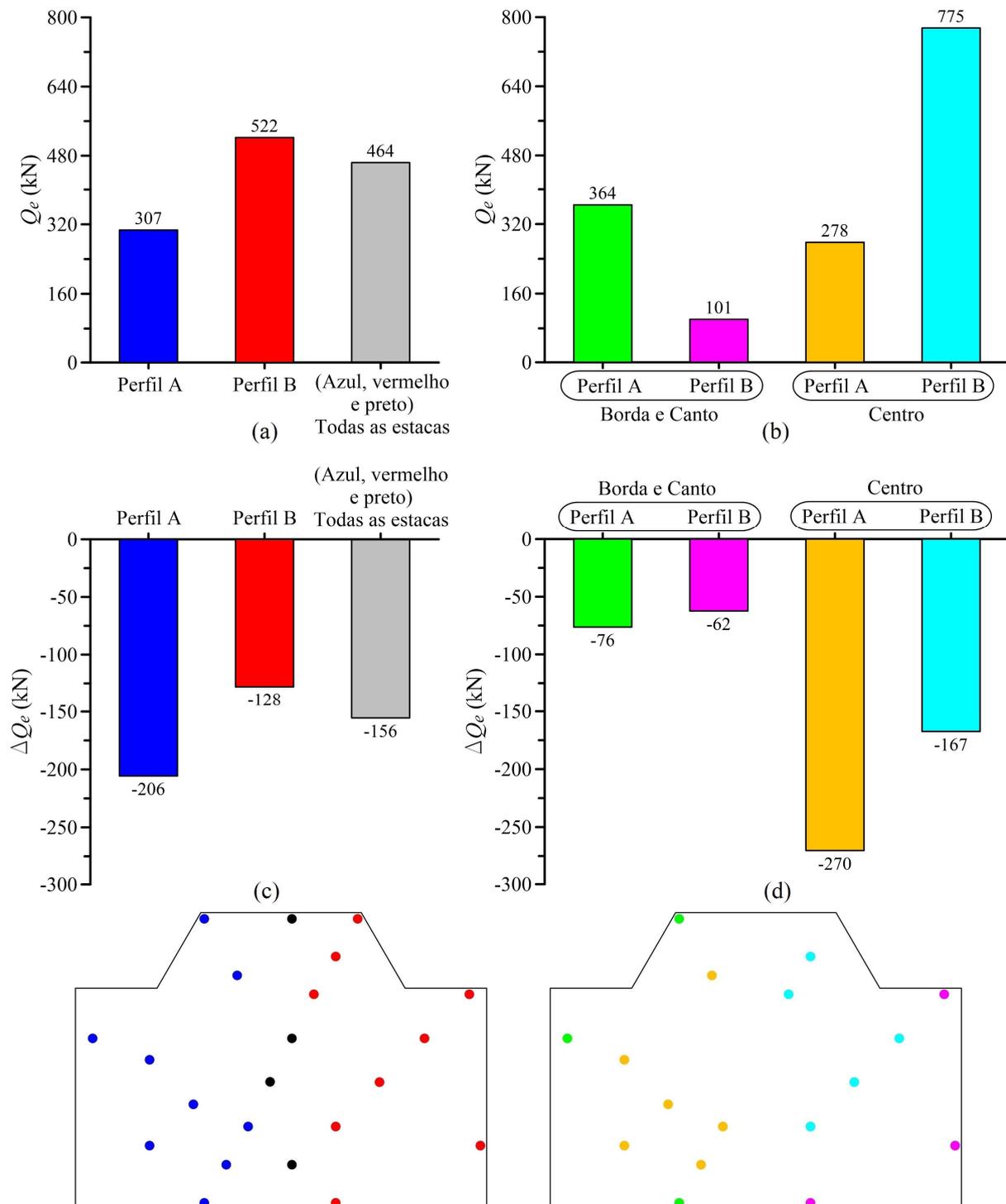


Figura 4.18. Carga total média ((a) e (b)) e variação média de carga ((c) e (d)) nas estacas localizadas em diferentes perfis de solo e em diferentes posições do radier, na Etapa 3.

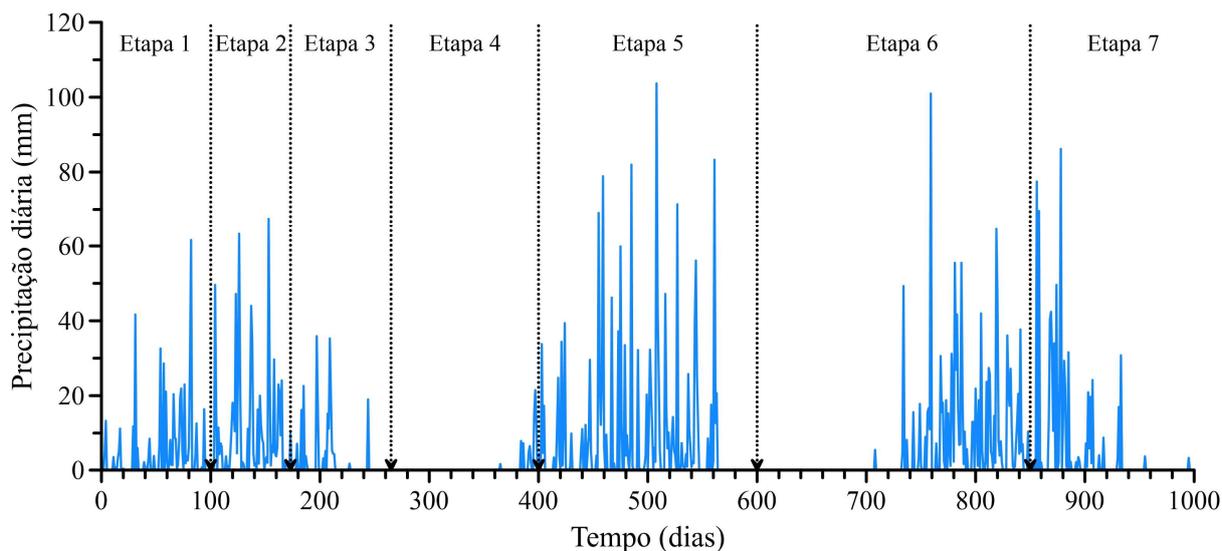
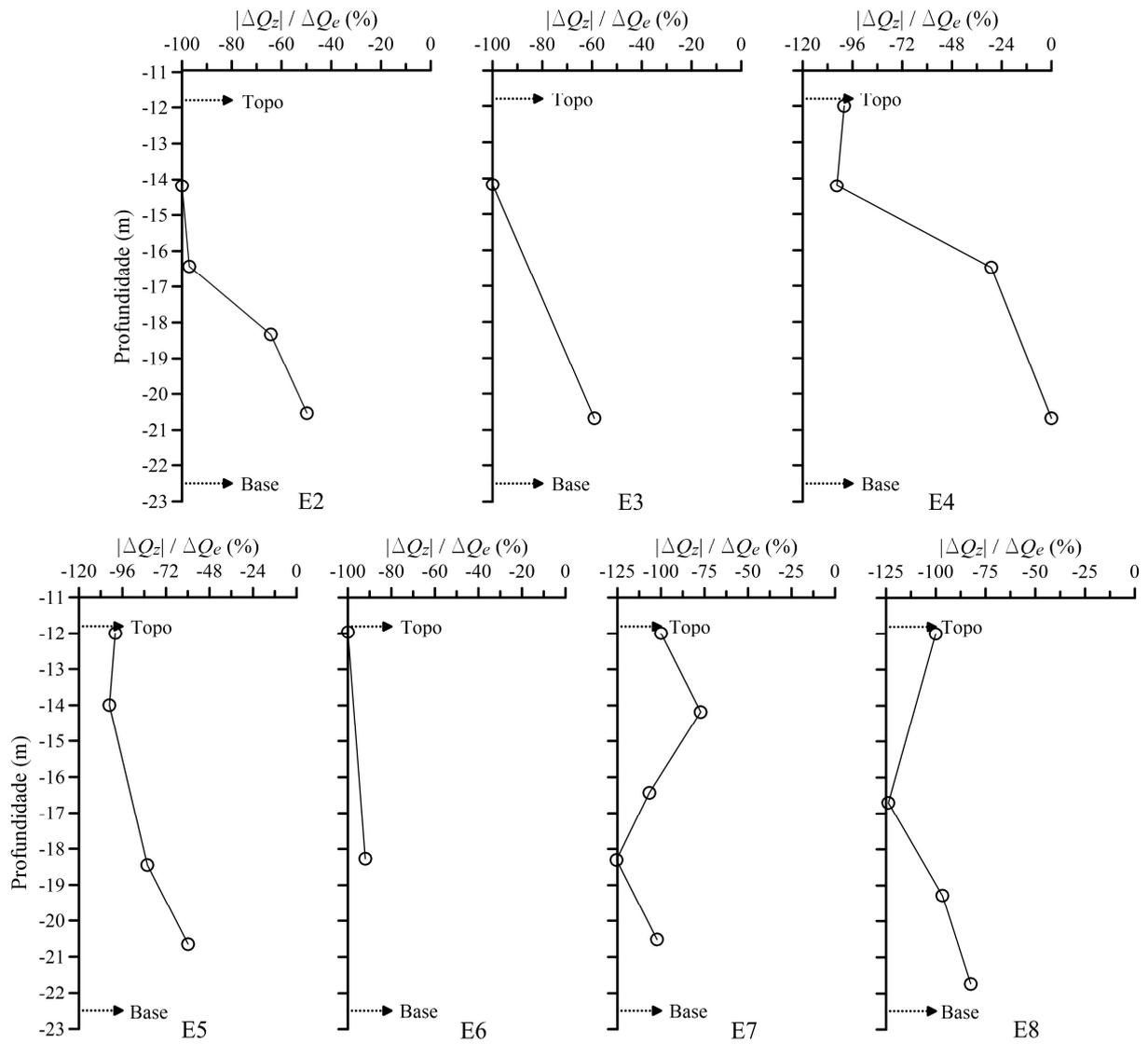


Figura 4.19. Precipitação diária em Goiânia ao longo do período instrumentado (Fonte: Instituto Nacional de Meteorologia).

A Figura 4.20 mostra que nas estacas construídas na região cujo solo é composto por areia siltosa (Perfil B) ocorre uma maior mobilização de atrito lateral ao longo estaca. Diferentemente, a mesma Figura mostra que as estacas E6, E7 e E8 não apresentaram mobilização de atrito significativa ao longo de todo o trecho instrumentado, apresentando deformações de tração aproximadamente constantes ao longo de toda a estaca.

Os resultados do monitoramento das deformações nos pilares durante a Etapa 3 (Figura 4.21) indicam a ocorrência de redistribuição de cargas dos pilares mesmo com a execução da obra paralisada. A Figura 4.21 mostra um alívio de carga ( $\Delta Q_c < 0$ ) na porção centro-inferior do radier (P7, P12, P15 e P16), o que provocou os acréscimos em outros pilares, em posições mais distantes do centro, tais como os pilares P3, P4, P5, P9 e P10.

Note que os pilares aliviados (P7, P12, P15 e P16) estavam dentre os que apresentaram maiores percentuais  $Q_c / Q_{cp}$  na Etapa 2 (entre 120% e 155%, ver Figura 4.14;  $Q_c$  é a carga medida no pilar e  $Q_{cp}$  é a carga prevista no pilar, na referida etapa, pelo projeto estrutural). Assim, é provável que a redistribuição de cargas verificada durante a Etapa 3 tenha ocorrido no sentido de uniformização das cargas nos pilares em direção aos valores previstos em projeto. Merece destaque o fato de que tal redistribuição ocorreu ao longo do tempo, aparentemente de forma espontânea (obra se encontrava paralisada), em decorrência da interação entre o solo e a superestrutura.



\* Valores de  $|\Delta Q_z| / \Delta Q_e < 0$  indicam tração na estaca.

Figura 4.20. Carga normalizada atuante nas estacas ao longo da profundidade na Etapa 3.

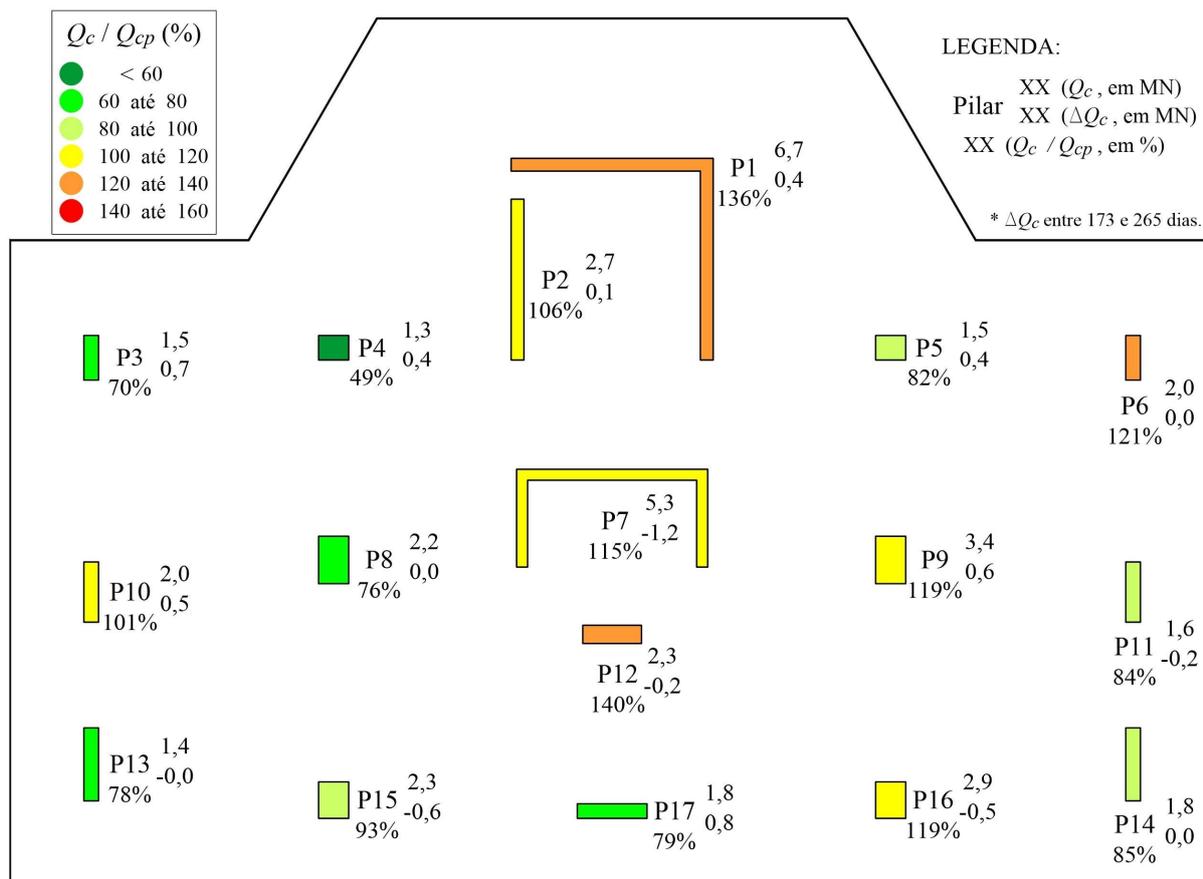


Figura 4.21. Carga medida nos pilares ao final da Etapa 3.

#### 4.4 ETAPA 4: 266 A 400 DIAS

O início da Etapa 4 foi marcado pela retomada da construção do edifício e pelo início do monitoramento de recalques nos pilares. Nessa etapa a execução da estrutura avançou significativamente, atingindo o 10º pavimento (33,3 m de altura). Demais serviços da obra não apresentaram avanços significativos, conforme mostram os percentuais de avanço físico na Figura 4.22.

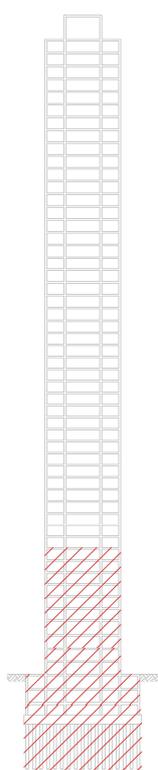
Ao longo das Etapas 1, 2 e 3, três efeitos principais provocaram grande interferência nos valores de deformação medidos para as estacas e CTTs, são eles:

1. O acréscimo de temperatura da fundação decorrente da cura do concreto do radier.
2. O resfriamento do radier recém concretado e sua conseqüente contração volumétrica.
3. A expansão do solo subjacente à fundação, decorrente da escavação dos subsolos, do fosso do elevador e do volume do radier.

Tais efeitos geraram enorme variabilidade nos valores medidos de cargas e tensões totais atuantes nas estacas e CTTs, conforme foi apresentado nas Figuras 4.16a e 4.16b, respectivamente. Assim, não foi possível diferenciar deformações provenientes da variação de

temperatura do concreto, do fenômeno de expansão do solo, e do carregamento das estacas e radier pelo avanço da construção do edifício, o que dificultou a análise dos dados e a investigação do comportamento da fundação.

Dessa forma, considerando o tempo decorrido pós-concretagem do radier e a escavação dos subsolos, define-se que a partir do início da Etapa 4 os três efeitos acima citados não são mais significativos para o comportamento do radier estaqueado e podem ser desprezados.



Serviço	Percentual Executado
Fundação	100 %
Estrutura	24 % (até o 10º pavto.)
Alvenaria	3 %
Reboco	1 %
Contrapiso	1 %
Piso / Revestimento	1 %
<b>Carga total permanente do edifício:</b>	<b>34 %</b>

Figura 4.22. Avanço físico da obra ao final dos 400 dias.

Com o objetivo de melhorar a interpretação dos dados instrumentados nas estacas e CTTs, visando a análise do comportamento da fundação em função da aplicação das cargas da superestrutura, as cargas e tensões totais atuantes nos elementos instrumentados foi avaliada por meio de uma análise 3D pelo MEF até os 265 dias. A análise foi realizada conforme a metodologia exposta na Seção 3.5, adotando os valores de carga medida para os pilares ao final da Etapa 3 (Figura 4.21).

Os resultados da simulação numérica estão expostos na Tabela 4.2, e foram utilizados como valores de referência para a fundação ao final da Etapa 3. Logo, na Etapa 4 (em diante) o cálculo de cargas e tensões totais atuantes nas estacas e CTTs, e dos recalques totais dos pilares, foi igual a variação ocorrida (medida) durante a Etapa 4, somada aos valores de referência da Tabela 4.2.

Isso significa que as cargas e tensões medidas nas estacas e CTT durante as Etapas 1, 2 e 3 não foram consideradas nos valores de carga e tensão totais apresentados na Etapa 4 em diante. Mais uma vez, tal medida foi feita visando aprimorar a análise do comportamento do radier estaqueado submetido à carga do edifício, desprezando os efeitos térmicos e de expansão do solo, cujos valores que se mostraram muito elevados durante as etapas anteriores.

Conforme os dados expostos na Tabela 4.2, vale ressaltar os baixos valores de tensão atuante no contato radier-solo ( $q_{rsp}$ ), que apresentou valor médio igual a 4 kPa. Isso se deve principalmente ao pequeno espaçamento entre estacas, que levou a uma parcela de carga absorvida pelo estaqueamento igual a 99% da carga total do edifício ao final da Etapa 3 (na simulação numérica 3D pelo MEF).

Tabela 4.2. Resultados da simulação 3D pelo MEF, adotados como valores representativos ao final da Etapa 3 (valores absolutos aos 265 dias).

Estaca	$Q_{ep}$ (kN)	Pilar	$w$ (mm)	Ponto do contato radier-solo	$q_{rsp}$ (kPa)
E1	119	P1	1,4	CTT-1	36
E2	251	P2	1,4	CTT-2	2
E3	401	P3	0,7	CTT-3	3
E4	439	P4	1,2	CTT-4	3
E5	450	P5	1,1	CTT-5	3
E6	349	P6	0,7	CTT-6	3
E7	262	P7	1,4	CTT-7	7
E8	347	P8	1,4	CTT-8	4
E9	87	P9	1,3	CTT-9	16
E10	143	P10	0,9	CTT-10	2
E11	304	P11	0,8	-	-
E12	301	P12	1,4		
E13	244	P13	0,9		
E14	305	P14	0,8		
E15	285	P15	1,0		
E16	409	P16	0,9		
E17	348	P17	1,0		
E18	359	-	-		
E19	248				
E20	404				
E21	303				
E23	379				

Nas análises realizadas nesta Seção em diante, o modelo numérico desenvolvido na Seção 3.5 foi utilizado para obtenção de valores comparativos, previstos numericamente, de cargas nas estacas ( $Q_{ep}$ ) e de tensões no contato radier-solo ( $q_{rsp}$ ) para as Etapas 4 a 7. Em todas as

análises numéricas, o carregamento externo aplicado ao modelo foi sempre extraído dos valores de carga medida nos pilares instrumentados, visando considerar uma distribuição de cargas sobre a fundação mais próxima dos valores reais.

A Figura 4.23a mostra os valores de carga total medida nas estacas instrumentadas ( $Q_e$ ) e os valores de carga normalizada em relação a carga prevista nas simulações numéricas durante a referida etapa ( $Q_e / Q_{ep}$ ). Os resultados indicam maiores valores de carga na lateral esquerda do radier, coincidente com a região de maiores recalques da fundação. Os valores referentes à variação de carga em cada estaca durante a Etapa 4 (ver Figura 4.24a), apontam maiores acréscimos de carga e de recalque na lateral esquerda do radier.

A mesma tendência é verificada nas tensões totais medidas pelas CTTs ( $q_{rs}$ ), que apresentam maiores valores na região de maiores recalques da fundação, conforme indicado na Figura 4.24b. Esse comportamento está provavelmente relacionado à distribuição de recalques do radier, que indica a rotação do mesmo. Assim, os maiores deslocamentos medidos na lateral esquerda da fundação seriam responsáveis pela maior mobilização do contato radier-solo no local.

A Figura 4.23b expõe as tensões totais medidas ( $q_{rs}$ ) e previstas pela simulação numérica ( $q_{rsp}$ ), cuja previsão não indicou mobilização significativa do contato radier-solo. Esse é um ponto discordante entre os resultados simulados e medidos, sendo importante ressaltar que o modelo numérico não foi capaz de capturar a magnitude dos recalques diferenciais entre laterais opostas da fundação. De fato, o recalque diferencial entre os pilares P10 e P11 foi igual a 0,1 mm nas simulações numéricas, enquanto o valor medido foi igual a 5 mm (Figura 4.23a).

Na Etapa 4 as estacas apresentaram predominantemente acréscimos de carga de compressão (Figura 4.24a), com exceção das estacas E12 e E20, que apresentaram pequenos decréscimos de carga no período. É provável que o alívio de carga em tais estacas seja decorrente da rotação do radier, que apresentou recalques mínimos na lateral direita do radier (e máximos na lateral esquerda). A estaca E9 também apresentou comportamento discrepante das demais estacas instrumentadas, registrando um acréscimo de carga de compressão elevado na Etapa 4, o que foi responsável pela grande diferença entre a carga medida e a prevista numericamente, expressa pela razão  $Q_e / Q_{ep}$  (carga normalizada), igual a 454% (Figura 4.23a).

Analisando as cargas totais médias das estacas instrumentadas conforme sua posição, verifica-se que as estacas construídas sobre o Perfil A ( $Q_{e\text{ médio}} = 508$  kN) apresentam uma carga média ligeiramente superior às estacas do Perfil B ( $Q_{e\text{ médio}} = 479$  kN), conforme mostra a Figura 4.25a.

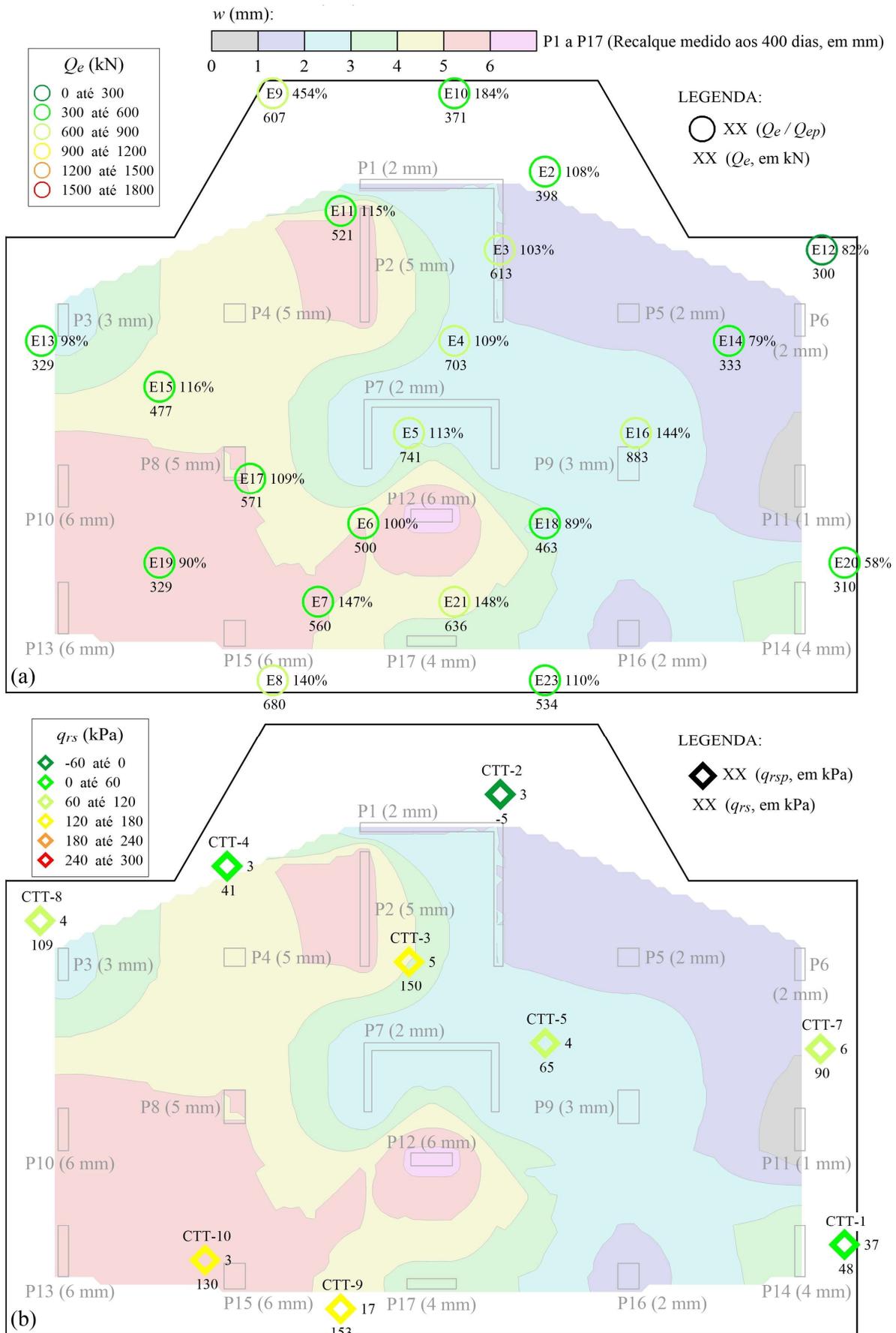


Figura 4.23. Carga total medida nas estacas (a) e tensão total registrada pelas CTTs (b), na Etapa 4.

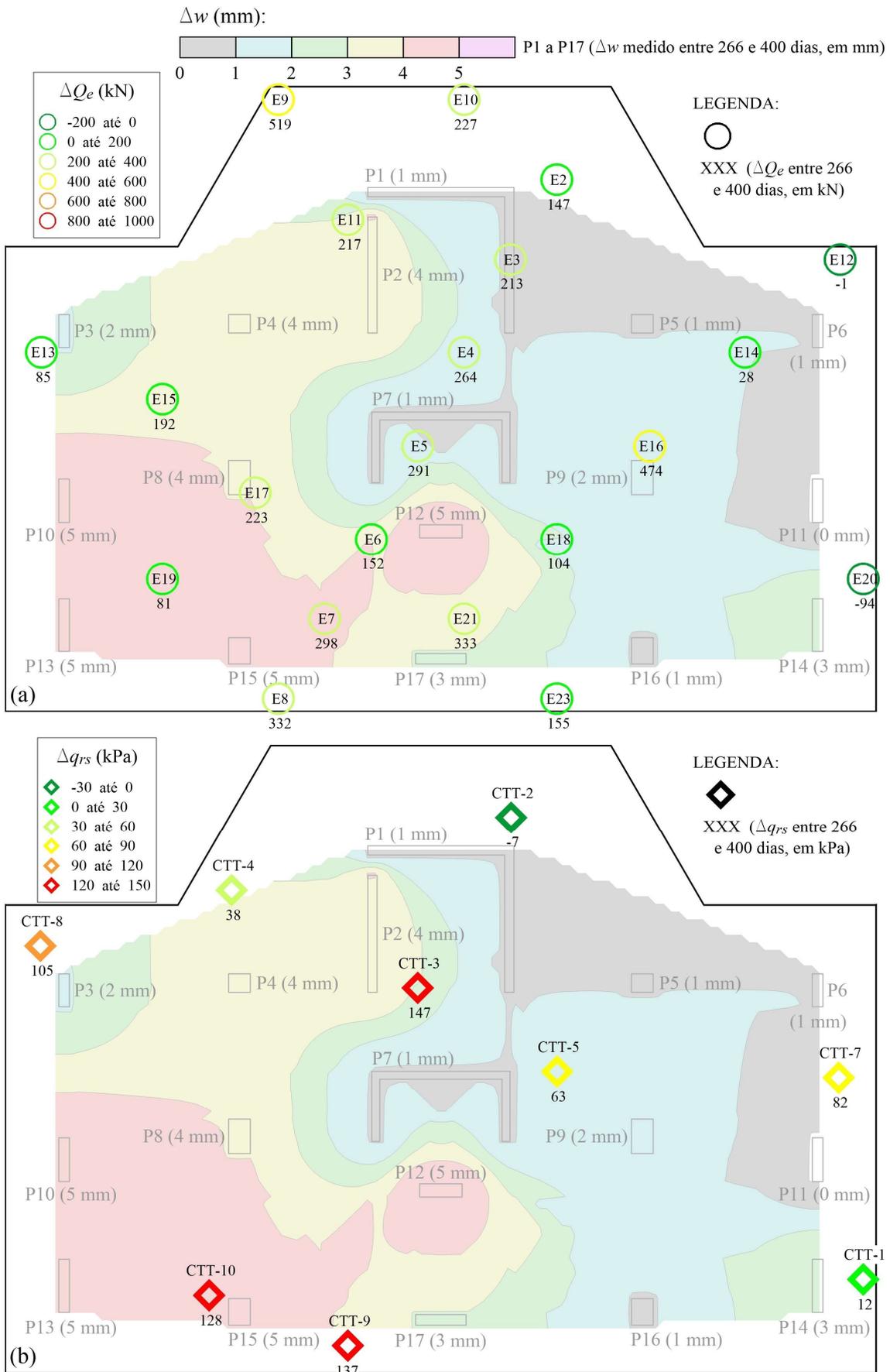


Figura 4.24. Variações de carga nas estacas (a) e de tensão nas CTTs (b), na Etapa 4.

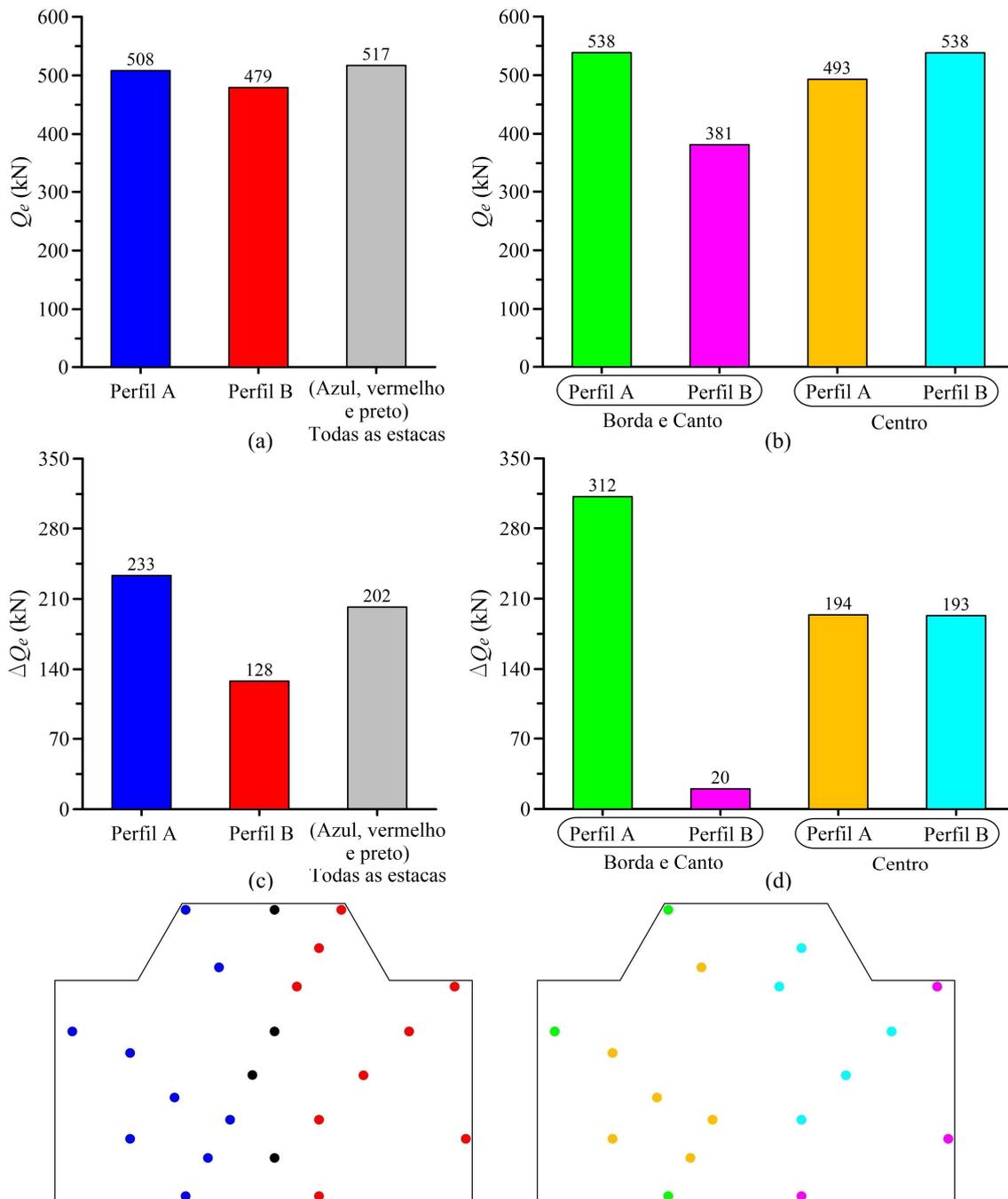


Figura 4.25. Carga total média ((a) e (b)) e variação média de carga ((c) e (d)) nas estacas localizadas em diferentes perfis de solo e em diferentes posições do radier, na Etapa 4.

A Figura 4.25b mostra que as cargas médias atuantes nas estacas localizadas no centro do radier (em ambos Perfis A e B) e no canto esquerdo do radier foram muito próximas, entre 493 e 538 kN. Apenas as estacas instrumentadas posicionadas nas bordas e cantos do Perfil B (cor magenta) apresentaram carga média menor que as registradas nas demais regiões, como verifica-se no pequeno acréscimo de carga em tais estacas, exposto na Figura 4.25d. Tais comportamentos estão de acordo com as isolinhas de recalques medidos, apresentada na Figura 4.23, sendo provavelmente influenciados pela rotação do radier.

Infelizmente, os dados do monitoramento expostos nas Figuras 4.23 e 4.24 não permitem o cálculo da parcela de carga total absorvida pelo estaqueamento. Isso decorre do fato de que o cálculo da carga atuante nas estacas instrumentadas fez uso de um coeficiente de minoração do valor de módulo de Young do concreto (igual a 0,6 – justificativa na Seção 3.4), cujo valor foi retroanalisado a partir do valor de carga total a ser absorvida pelas estacas instrumentadas (conforme previsão numérica realizada durante a etapa de projeto da fundação). Assim sendo, a extrapolação do percentual da carga total absorvida pelo estaqueamento a partir das cargas medidas nas estacas instrumentadas será sempre igual ao valor previsto em projeto para a combinação envolvendo apenas cargas permanentes (igual a 92,7%).

Considerando o acréscimo de carregamento externo aplicado à fundação durante a Etapa 4 e o valor teórico da parcela carga absorvida pelo estaqueamento (92,7%), os acréscimos teóricos de tensão mobilizados na interface radier-solo deveriam ser insignificantes, da ordem de 3 kPa. Assim, ao final da mesma etapa, o valor de tensão total média prevista em projeto para o contato radier-solo é de aproximadamente 12 kPa. Tal valor é coerente com os valores previstos nas simulações numéricas ( $q_{rsp}$ ), conforme exposto na Figura 4.23b, e é coerente com o pequeno espaçamento adotado entre estacas (entre  $2,5D$  e  $2,8D$ ).

No entanto, a Figura 4.23b mostra que o valor medido de tensão no contato radier-solo ( $q_{rs}$ ) foi significativamente superior aos valores previstos numericamente ( $q_{rsp}$ ) na maioria das CTTs, com exceção para as CTT-1 e CTT-2 que apresentaram razoável concordância entre valores previstos e medidos. A Figura 4.24b mostra que as CTTs registraram acréscimos significativos de mobilização da interface radier-solo, com acréscimo médio de compressão igual a 78 kPa. Tal aspecto levanta um questionamento sobre a real magnitude de mobilização do contato radier-solo, e carece de mais investigação em obras de grande porte com estacas pouco espaçadas.

A Figura 4.26 mostra a carga total atuante nas estacas ao longo da profundidade ( $Q_z$ ) normalizada pela carga medida no topo da estaca ( $Q_e$ ), tanto para valores medidos, quanto para as previsões numéricas (3D MEF). Os resultados foram apresentados em valores normalizados a fim de que, apesar das diferenças na magnitude entre as cargas totais medidas e previstas, atuantes no topo de cada estaca, o gráfico seja capaz de permitir comparações relacionadas à mobilização da resistência de cada estaca ao longo da profundidade.

Os resultados indicam uma baixa mobilização do atrito lateral nas estacas, com uma média de 30% da carga total das estacas sendo absorvida por atrito lateral ao longo de um comprimento igual a 80% do comprimento total da estaca (a partir do topo). Isso corresponde a 70% da carga

da estaca sendo dissipada nos últimos 2,1 metros da estaca (20% de comprimento restante) e pela resistência da base.

Esse comportamento é bastante diferente do verificado durante a realização das provas de carga, nas quais o percentual da carga total mobilizada por atrito lateral nos primeiros 80% do comprimento da estaca permaneceu entre 70% e 80%. Este dado indica que o efeito de interação entre estacas foi capaz de alterar significativamente a mobilização da resistência por atrito lateral ao longo do fuste, diminuindo-a na parte superior das mesmas e provocando uma maior mobilização de atrito lateral na porção inferior da estaca, que está inserida na camada de solo mais resistente (silte arenoso amarelo esverdeado – Figura 3.6). Tal efeito também foi verificado por Cooke et al. (1981), por meio do monitoramento de longo prazo das estacas da fundação de um edifício de 16 pavimentos em Londres.

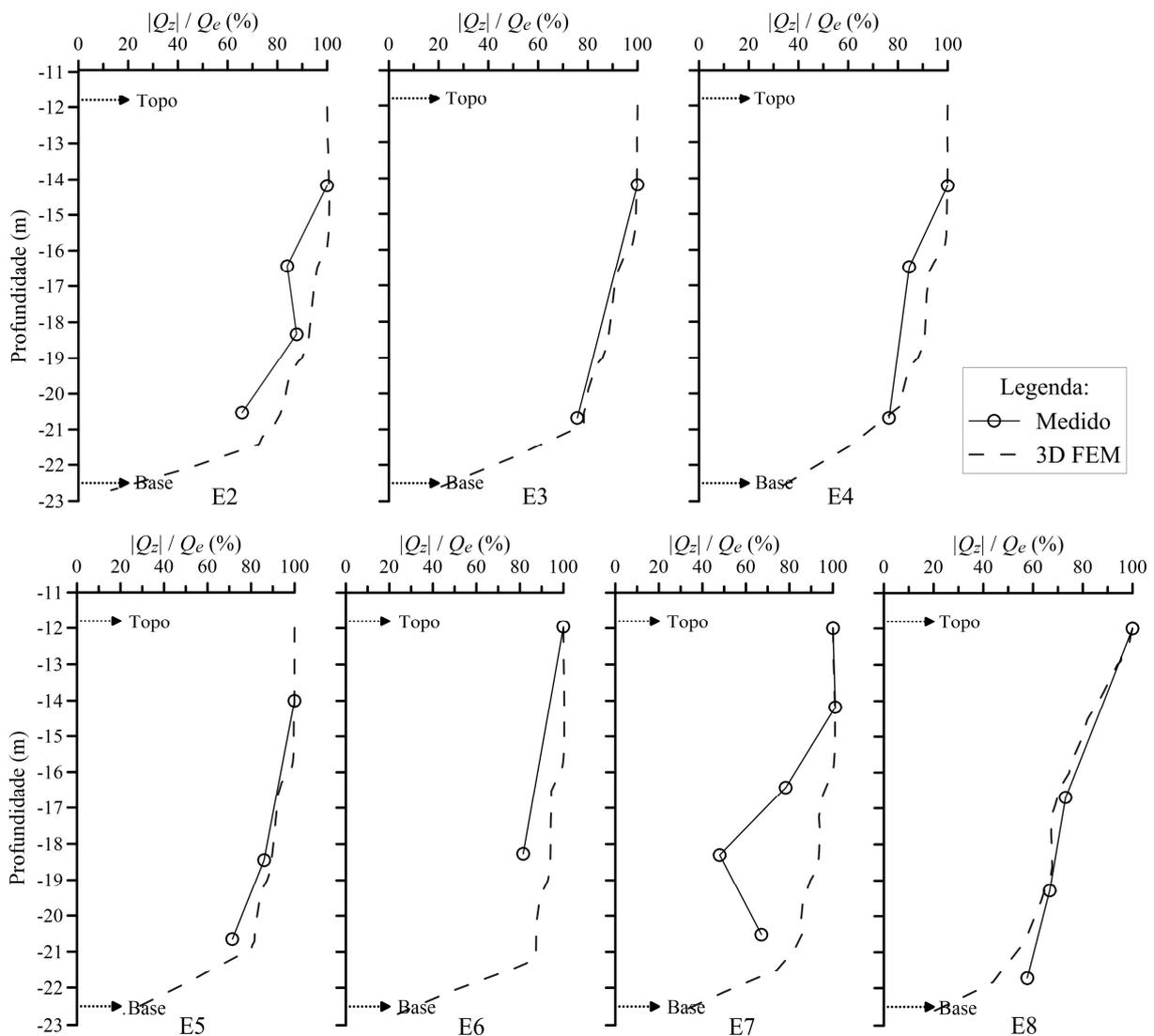


Figura 4.26. Carga total normalizada atuante nas estacas ao longo da profundidade na Etapa 4.

Outro aspecto que contribui para tal comportamento é a interação radier-solo-estaca, na qual as tensões mobilizadas no contato radier-solo contribuem para que todo o maciço próximo ao radier se desloque junto com as estacas. Dessa forma, o deslocamento relativo na interface estaca-solo não é significativo nos primeiros metros a partir do topo da estaca, e a resistência por atrito lateral é mobilizada de baixo para cima, de forma similar aos resultados apresentados na Figura 4.26 e conforme verificado em medições de campo por Sommer et al. (1985)

Katzenbach et al. (2000) comparou os valores de atrito lateral de uma estaca isolada e uma estaca conectada a um radier, ambas construídas sobre argila de Frankfurt. Para um recalque normalizado ( $w/D$ ) entre 0,5% e 1%, no terço superior da estaca, os valores de atrito lateral no radier estaqueado ficaram entre 0% e 50% dos valores registrados para a estaca isolada.

Ademais, a Figura 4.26 apresenta boa concordância entre a mobilização de atrito lateral medida e as previsões numéricas. O modelo numérico foi capaz de capturar a baixa mobilização de atrito nos primeiros metros da estaca, indicando que a representação das estacas por elementos de viga embutida ("embedded beam") foi capaz de capturar o efeito relacionado à interação entre estacas.

Analisando o monitoramento de cargas nos pilares exposto na Figura 4.27, dois aspectos interessantes podem ser ressaltados. O primeiro está na magnitude das cargas absorvidas pelos pilares centrais (P1, P2, P7 e P12) que, tal como na etapa anterior, continuam a apresentar cargas medidas maiores que os valores previstos para esse estágio da obra. O pilar P12, localizado na região de maior recalque da fundação, apresentou uma redução em seu valor de carga normalizada ( $Q_c / Q_{cp}$ ), de 140%, na Etapa 3 (Figura 4.21), para 124% na Etapa 4 (Figura 4.27).

O segundo aspecto de destaque está na maior concentração de cargas nos pilares da lateral direita do edifício, que absorve 22,9 MN (circulado em vermelho), enquanto a lateral oposta (circulada em azul) absorve uma carga 11% menor, igual a 20,3 MN. Tal aspecto é coerente com os recalques medidos, que apresentam menores valores na região mais carregada.

O comportamento mostra como a rotação do radier é capaz de alterar a distribuição de cargas prevista no projeto estrutural, e indica a importância da rigidez da superestrutura atuando como elemento uniformizador dos deslocamentos da fundação, através da sobrecarga nos pilares que nascem na parte mais rígida da fundação.

Para investigar o efeito da rotação do radier e seus impactos nos recalques diferenciais do edifício, a Figura 4.29 mostra os recalques da fundação em quatro diferentes seções, definidas pelos Cortes a-a, b-b, c-c e d-d, indicados na Figura 4.28.

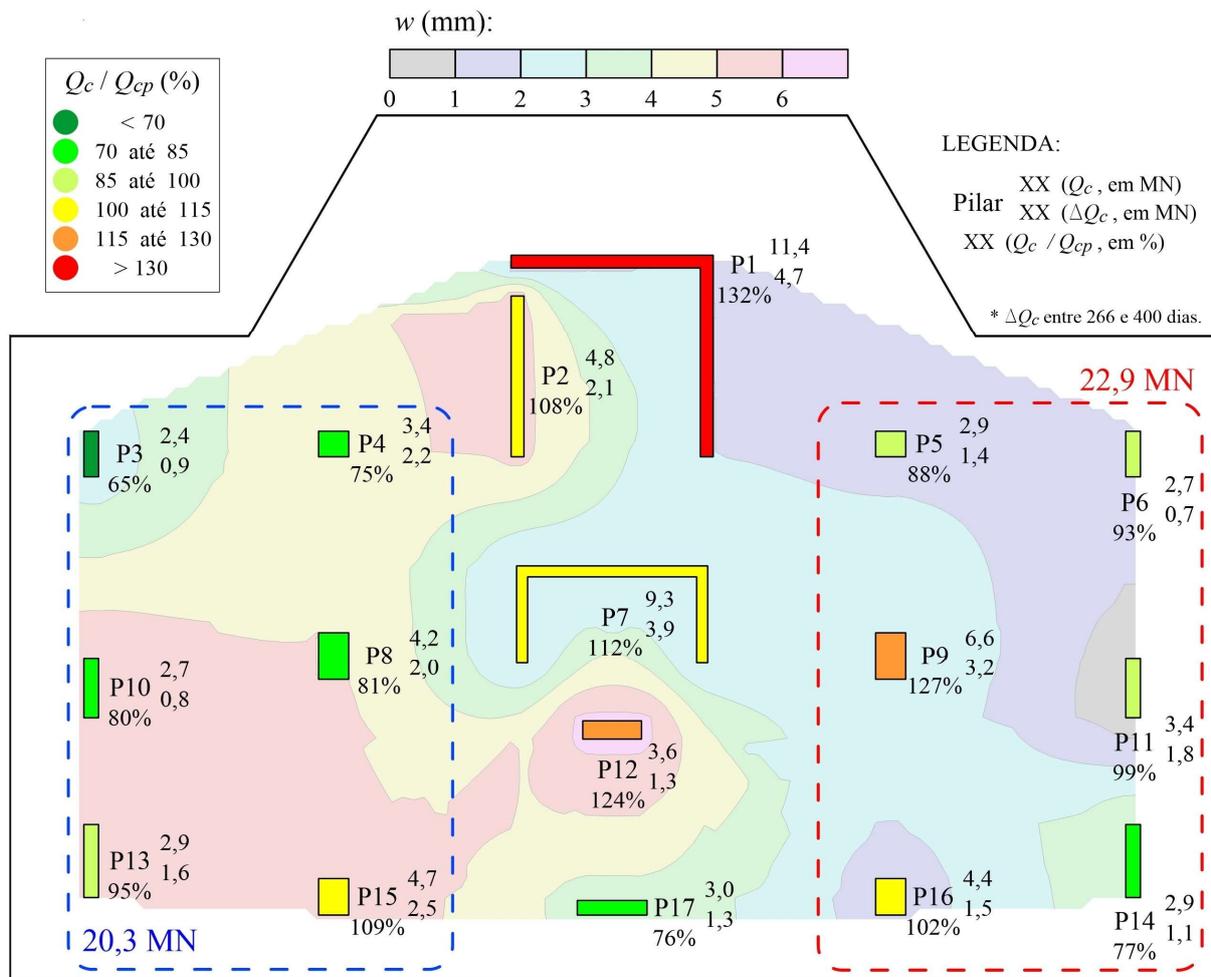


Figura 4.27. Carga medida nos pilares ao final da Etapa 4.

Os Cortes b-b e c-c (Figuras 4.29b e 4.29c, respectivamente) expõe de forma clara a rotação do radier, com recalques máximos e mínimos verificados em pilares de extremidades opostas do radier. Nessas seções não são verificadas variações bruscas de recalque ao longo da seção, com valores máximos de recalque diferencial específico ( $\Delta w / \Delta d$ ) iguais a 1:2813 no Corte b-b e 1:3479 no Corte c-c.

Diferentemente, nas seções definidas pelos Cortes a-a e d-d (Figuras 4.29a e 4.29d, respectivamente) os recalque máximos ocorrem nos pilares localizados no centro do radier (P2 e P12). Nessas seções os recalques diferenciais específicos máximos ocorrem entre pilares posicionados na região central, atingindo 1:1665 no Corte a-a e 1:1151 no Corte d-d. Todos os valores medidos de recalque diferencial específico ficaram abaixo do valor limite estabelecido para a fundação, igual a 1:500.



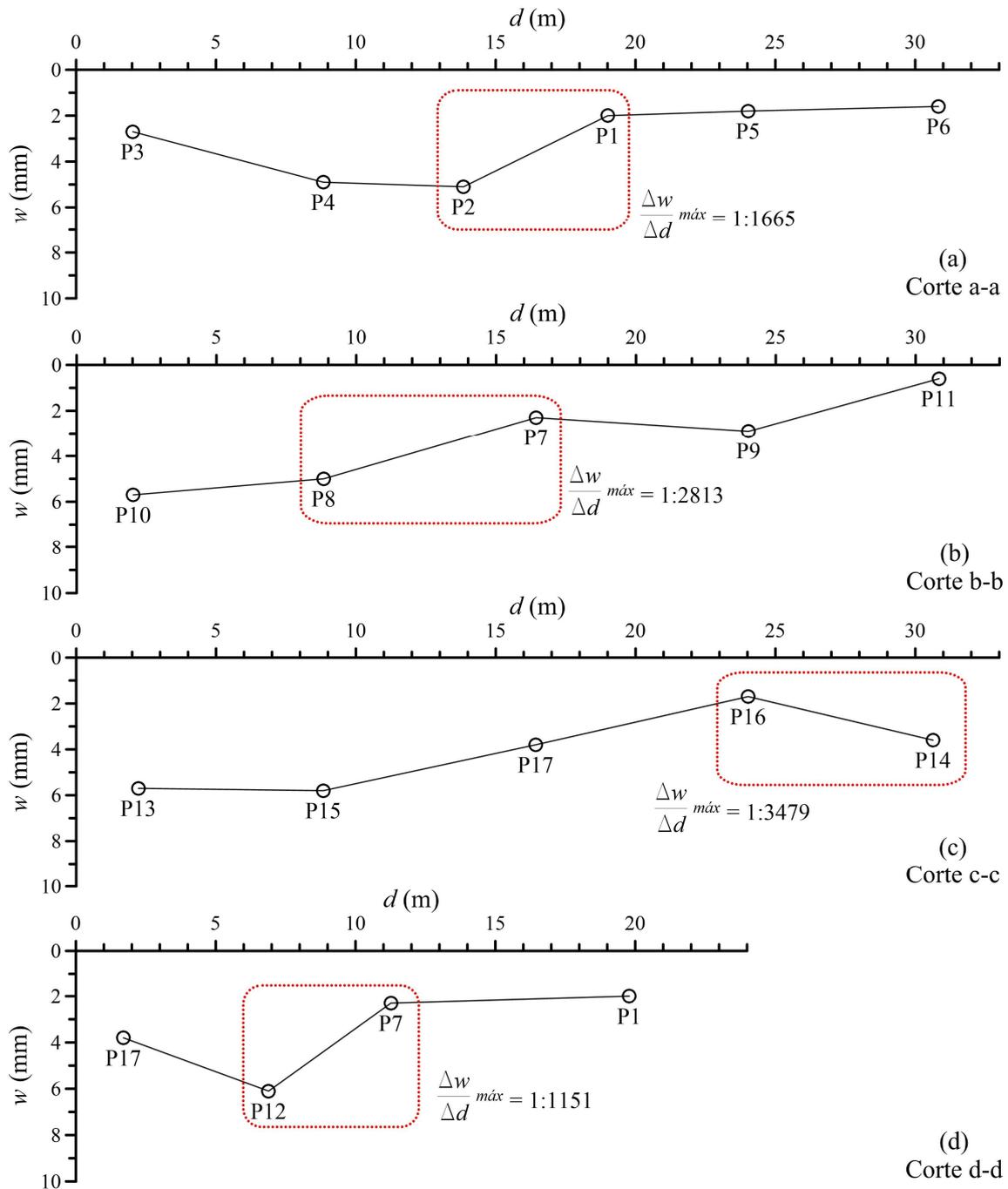
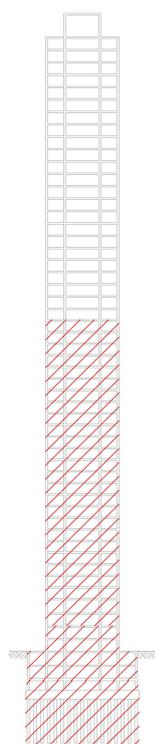


Figura 4.29. Recalques medidos ao final da Etapa 4 nos Cortes a-a (a), b-b (b), c-c (c) e d-d (d).

#### 4.5 ETAPA 5: 401 A 600 DIAS

Na Etapa 5 a construção do edifício atingiu 58% da carga total permanente, conforme mostra a Figura 4.30. Aos 600 dias a estrutura havia sido finalizada até o 28º pavimento (91,6 m de altura) e os serviços de alvenaria, reboco e contrapiso avançaram consideravelmente, conforme os percentuais executados apresentados na Figura 4.30. O andamento da obra foi paralisado por 3 semanas (entre os dias 525 e 546) devido à restrições municipais relacionadas à contenção da 2ª onda da pandemia do Covid-19.



Serviço	Percentual Executado
Fundação	100 %
Estrutura	56 % (até o 28º pavto.)
Alvenaria	33 %
Reboco	17 %
Contrapiso	26 %
Piso / Revestimento	1 %
Carga total permanente do edifício:	58 %

Figura 4.30. Avanço físico da obra ao final dos 600 dias.

As Figuras 4.31a e 4.31b mostram a carga total medida nas estacas instrumentadas e as tensões totais atuantes nas CTTs, respectivamente. Os resultados mostram a continuidade do comportamento verificado na Etapa 4, com as estacas na lateral direita do radier (região de menor recalque) apresentando cargas significativamente menores que os valores previstos pela simulação numérica (E12; E14 e E20). A variação de carga nas estacas durante a Etapa 5 (Figura 4.32a), mostra baixos acréscimos de carga nas estacas posicionadas na referida região (E12; E14 e E20).

Com base nos resultados da Figura 4.32a, calcula-se um acréscimo de carga médio para as estacas igual a 325 kN, com desvio padrão igual a 236 kN. Nota-se que as estacas que apresentam maior desvio em relação ao valor médio são as posicionadas nas bordas opostas do radier (E12 e E13).

Com relação as tensões no contato radier-solo, a Figura 4.31b indica uma maior mobilização do radier na região de maiores recalques, apresentando tensões totais entre 155 kPa (CTT-3) e 195 kPa (CTT-9). A medida que se os recalques diminuem, percebe-se também uma redução nas tensões registradas, como pode-se verificar na sequência de instrumentos: CTT-3 (155 kPa), CTT-5 (110 kPa) e CTT-1 (116 kPa). A CTT-7 apresentou mau funcionamento após os 460 dias, logo seus resultados não foram apresentados da Etapa 5 em diante.

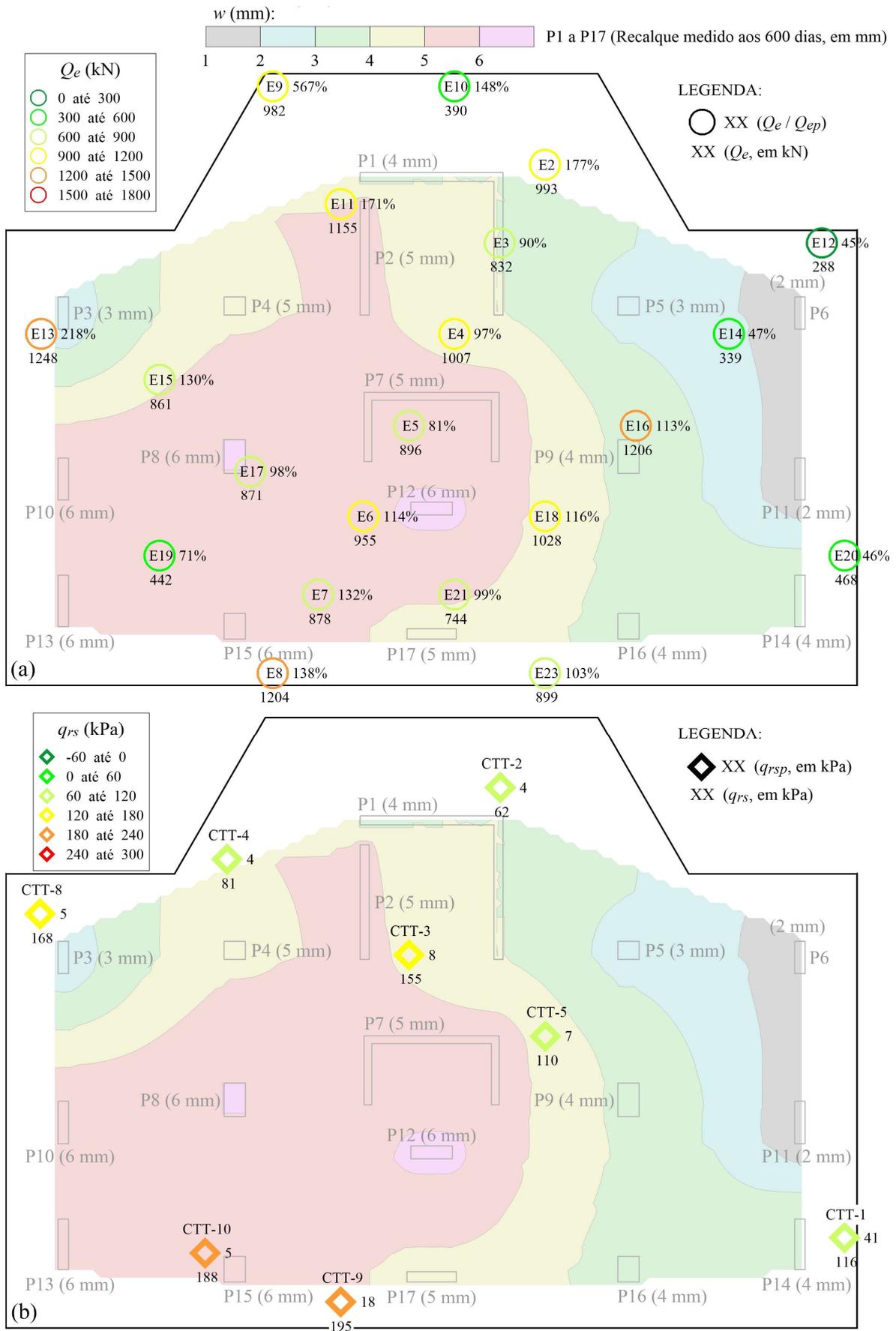


Figura 4.31. Carga total medida nas estacas (a) e tensão total registrada pelas CTTs (b), na Etapa 5.

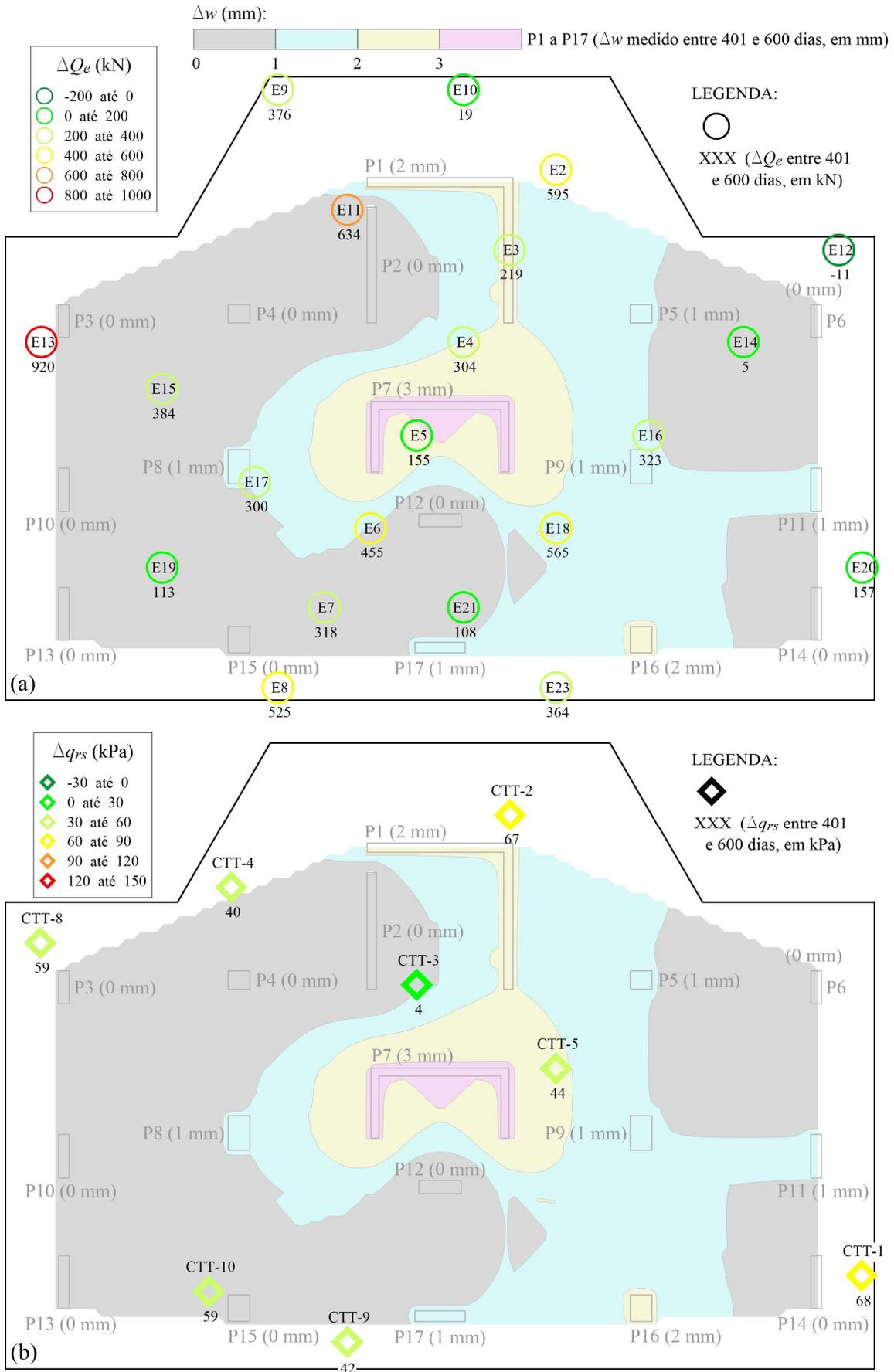


Figura 4.32. Variações de carga nas estacas (a) e de tensão nas CTTs (b), na Etapa 5.

A Figura 4.31b também mostra uma grande diferença entre valores de  $q_{rs}$  e  $q_{rsp}$  (respectivamente, medidos e previstos na simulação numérica 3D MEF), na qual os valores de  $q_{rsp}$  são insignificantes (entre 4 kPa e 41 kPa) em relação aos valores medidos. Analisando o acréscimo de tensões apresentado na Figura 4.32b, percebe-se uma mobilização razoavelmente uniforme ao longo do radier, com acréscimo entre 40 kPa e 68 kPa ao longo de toda a fundação. A CTT-3 foi uma exceção ao caso, registrando um acréscimo de tensão de apenas 4 kPa.

Com relação aos valores médios de carga medida nas estacas conforme sua posição, a Figura 4.33a mostra uma maior concentração de carga nas estacas da lateral esquerda do radier, assente sobre o Perfil A. Analisando separadamente a carga nas estacas de borda e canto, e a carga nas de centro (Figura 4.33b), fica evidente que a principal diferença entre as cargas nas estacas dos Perfis A e B ocorre para as posicionadas nas bordas e cantos do radier. Para as estacas posicionadas na região central a carga média foi aproximadamente a mesma em ambos perfis.

A elevada diferença de carga entre estacas periféricas (bordas e cantos) de perfis opostos (A e B) já havia sido verificada na etapa anterior (Figuras 4.25b e 4.25d), mas foi intensificada na presente etapa, como mostra a Figura 4.33d. A mesma Figura mostra que o acréscimo de carga nas estacas centrais foi aproximadamente o mesmo em ambos Perfis A e B. É provável que esse comportamento possa ser justificado pelo rotação da fundação, verificada desde a Etapa 4, nos recalques medidos nas seções definidas pelos Cortes b-b e c-c.

Considerando uma situação hipotética, com perfil de solo homogêneo e um radier rígido, as estacas mais carregadas da fundação devem ser as posicionadas nas bordas e cantos da placa. No entanto, os resultados da instrumentação indicam que isso não ocorre no presente caso, uma vez que a heterogeneidade do perfil do solo provoca a ocorrência de recalques máximos e mínimos em extremidades opostas do radier (e não entre as bordas e o centro da fundação), o que leva à rotação da placa e afeta a distribuição de cargas nas estacas e pilares. Sendo o radier relativamente flexível, análises detalhadas considerando a ISE são necessárias para a confirmação de tal justificativa.

Comportamento similar foi verificado experimentalmente através de ensaios de raders estaqueados executados em centrífuga e em modelos em escala reduzida 1g, realizados por, respectivamente, Sawada & Takemura (2014) e Matsumoto et al. (2004). Tais estudos submeteram a fundação a carregamentos combinados (vertical, horizontal e momentos fletores) e verificaram que a diferença de carga entre as estacas posicionadas em laterais opostas do radier cresce conforme o aumento da rotação da fundação.

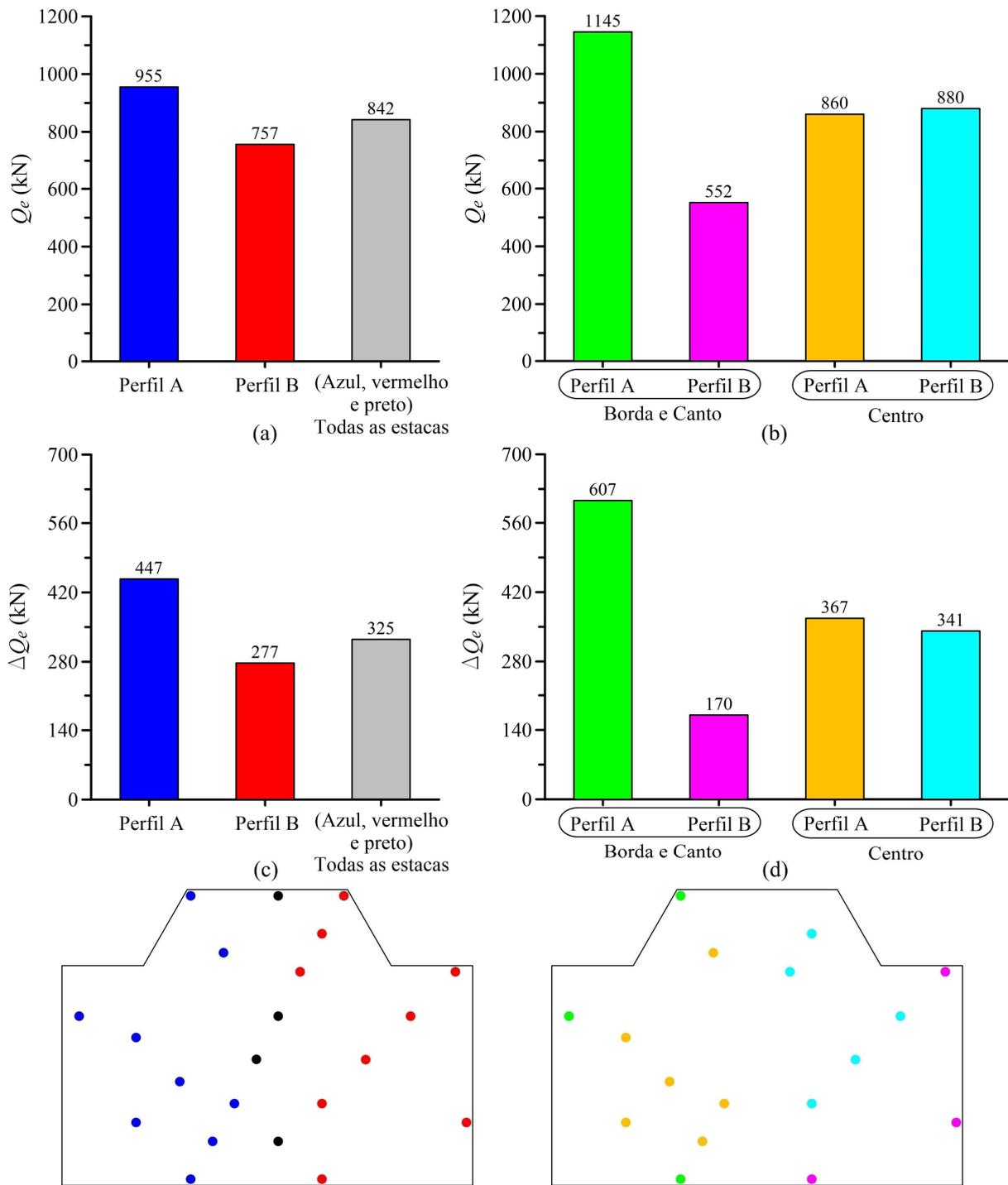


Figura 4.33. Carga total média ((a) e (b)) e variação média de carga ((c) e (d)) nas estacas localizadas em diferentes perfis de solo e em diferentes posições do radier, na Etapa 5.

A Figura 4.32a mostra também que os acréscimo de recalque durante a Etapa 5 ocorreram predominantemente na região centro-direita da fundação, incluindo os pilares P1, P7, P5, P9, P16 e P11. Dada a maior magnitude de cargas de compressão desses mesmos pilares ao final da etapa anterior (Etapa 4, ver Figura 4.27), nota-se coerência entre a variação dos recalques medidos e o acréscimo de carregamento externo.

Analisando a distribuição de cargas ao longo das estacas, exposta na Figura 4.34, verifica-se uma mobilização de atrito lateral razoavelmente concordante com os resultados das simulações numéricas. A estaca E2 apresentou uma mobilização de atrito lateral maior que as demais, especialmente na camada de solo entre 14 e 16 m de profundidade, o que provocou uma maior diferença entre valores medidos e previstos.

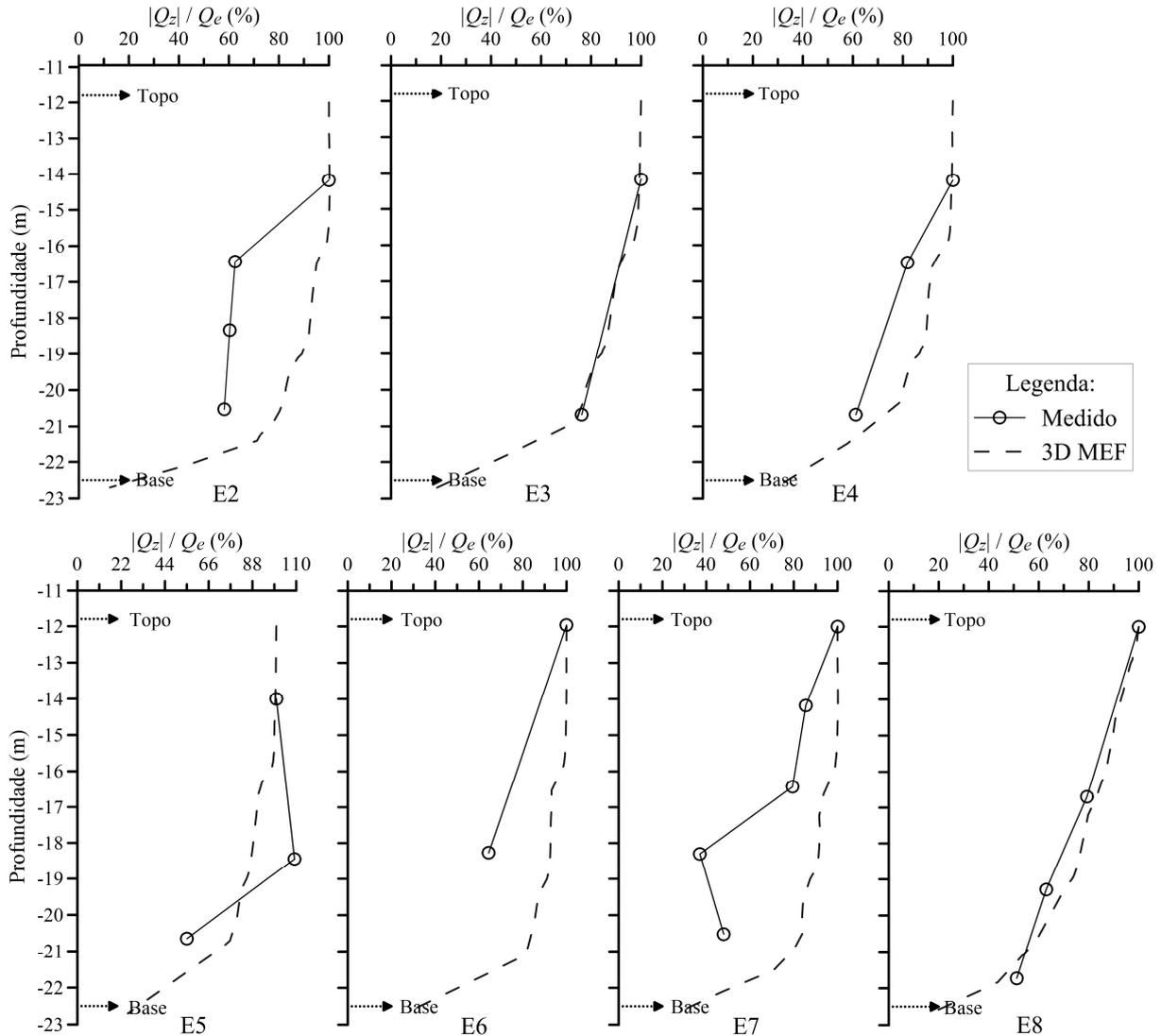


Figura 4.34. Carga total normalizada atuante nas estacas ao longo da profundidade na Etapa 5.

É importante ressaltar que comparação entre os valores previstos numericamente e os medidos envolve dados de monitoramento de campo, em condições não controladas, diferente de experimentos realizados em laboratório. Assim, variáveis externas tal como a ocorrência de tensões residuais nas estacas e a presença de camadas locais de solo, de diferente rigidez, não identificadas pela campanha de ensaios de campo, podem ter contribuído para a maior mobilização de atrito lateral apresentada pela estaca E2.

As estacas E3, E4 e E8 apresentaram boa concordância com as previsões numéricas ao longo de todo o trecho instrumentado (Figura 4.34). Tais estacas apresentaram resultados similares aos da etapa anterior, mantendo o padrão de mobilização medido. A estaca E5 apresentou um pequeno indício de ocorrência de atrito negativo no trecho entre 14 e 18,5 m de profundidade. Ressalta-se que tal estaca está posicionada na região em que ocorreram os maiores acréscimos de recalque da Etapa 5 (Figura 4.32a), o que pode levar à ocorrência de maiores deformações do solo ao redor da estaca e comprometer a mobilização do atrito lateral (positivo) no local.

É provável que uma das causas associadas à boa concordância exposta na Figura 4.34 esteja no fato de que a carga média das estacas instrumentadas (842 kN – Figura 4.33a) está distante da carga de ruptura (entre 13% e 20% do valor de  $P_u$  prevista, exposta na Tabela 3.16). Assim, todas as estacas estariam no trecho inicial, linear, do seu comportamento carga-recalque, em ambas situações (campo e simulação numérica).

Os resultados do monitoramento de cargas nos pilares do edifício (Figura 4.35) mostra uma continuidade do comportamento verificado na Etapa 4, na qual os pilares da lateral direita do radier (circulados em vermelho) absorvem mais carga que os posicionados na lateral esquerda (circulados em azul).

Os resultados indicam que a justificativa para esse comportamento continua sendo a rotação da fundação, que é limitada pela ação da superestrutura por meio da redistribuição de cargas para os pilares posicionados na lateral direita da placa (região de menores recalques). No entanto, visto que os recalques mínimos e máximos continuam a ocorrer em extremidades opostas do radier, tem-se uma intensificação na redistribuição de cargas entre os pilares. Ressalta-se que a diferença percentual entre o somatório de cargas dos pilares circulados em vermelho e os circulados em azul era de 11% na Etapa 4, valor que aumentou para 15% na presente etapa.

A Figura 4.35 também indica que a redistribuição de cargas entre os pilares não ficou restrita aos posicionados em laterais opostas do radier, mas englobou também os pilares posicionados no centro do radier. Os pilares centrais (P1, P2, P7 e P12) apresentaram reduções nos valores de  $Q_c / Q_{cp}$ , sendo as variações mais significativas as ocorridas nos pilares P1 (de 132% para 122%) e P12 (de 124% para 92%).

Este resultado mostra uma aproximação entre cargas previstas e medidas para os pilares centrais, o que representa um forte indício da ocorrência do fenômeno de ISE, e seu efeito na distribuição de cargas entre os pilares conforme o avanço da execução da estrutura de concreto

armado (com o conseqüente aumento de sua rigidez). Os resultados também sugerem o papel da ISE como responsável pela uniformização dos recalques da fundação.

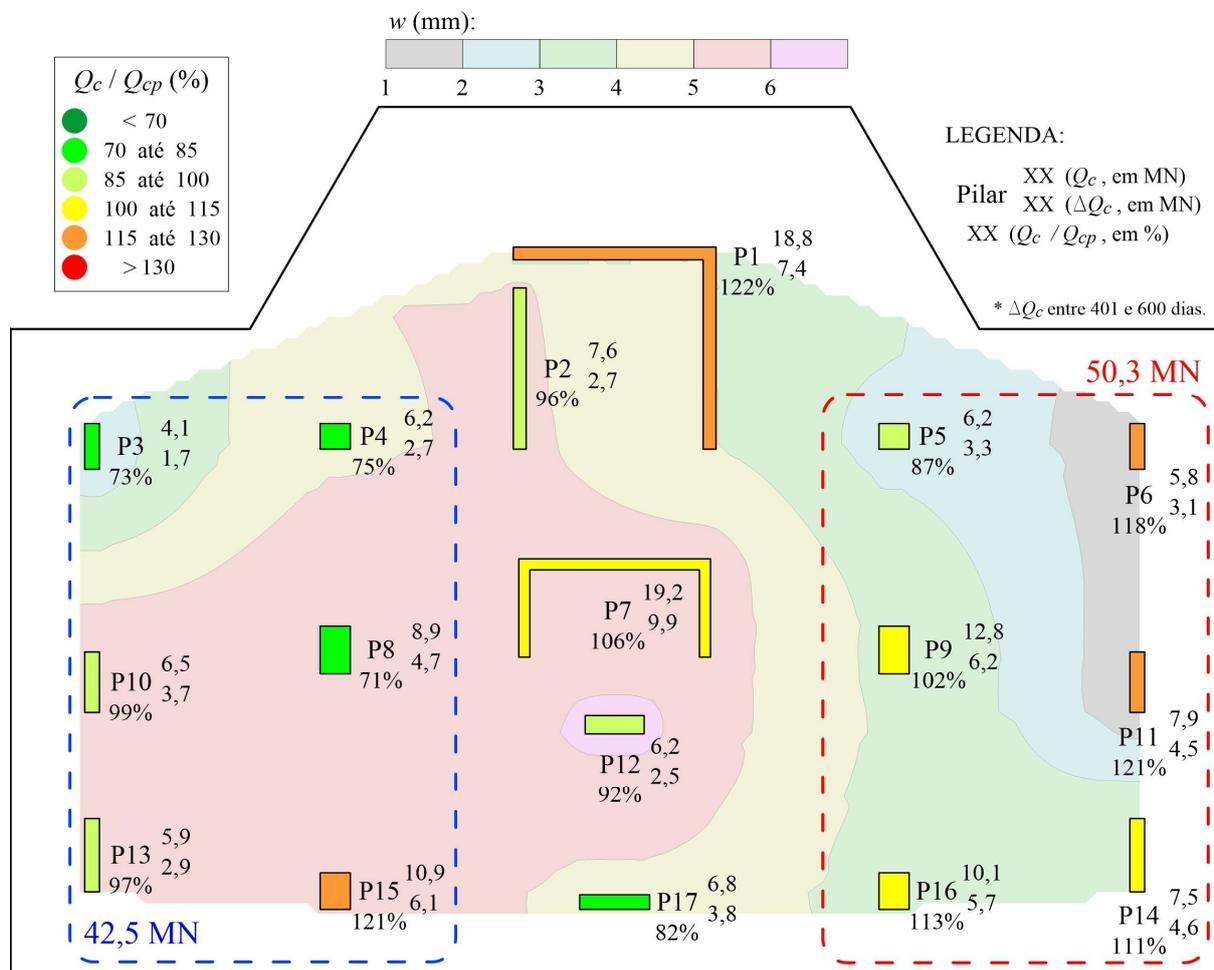


Figura 4.35. Carga medida nos pilares ao final da Etapa 5.

A Figura 4.36 mostra os recalques totais medidos nos Cortes a-a até d-d, conforme localização indicada na Figura 4.28. Os resultados indicam recalques mínimos nos pilares posicionados próximos à extremidade direita do radier (Perfil B), sendo os recalques máximos registrados próximos à extremidade oposta para os Cortes b-b e c-c.

Tal comportamento poderia comprometer o atendimento, por parte da fundação, aos critérios de estado limite de serviço. No entanto, a abordagem conservadora utilizada no projeto (abordagem convencional – com consideração do radier apenas nas análises de fator de segurança), garantiram uma pequena magnitude de recalques absolutos, e conseqüentemente, pequenos recalques diferenciais específicos.

Ressalta-se que entre 401 e 600 dias os valores de recalque diferencial máximo específico diminuíram em todas as seções analisadas, sendo o valor máximo verificado no Corte b-b, igual

a 1:2961 (Figura 4.36b), *versus* um valor máximo igual a 1:1151 na Etapa 4 (Corte d-d; Figura 4.29d).

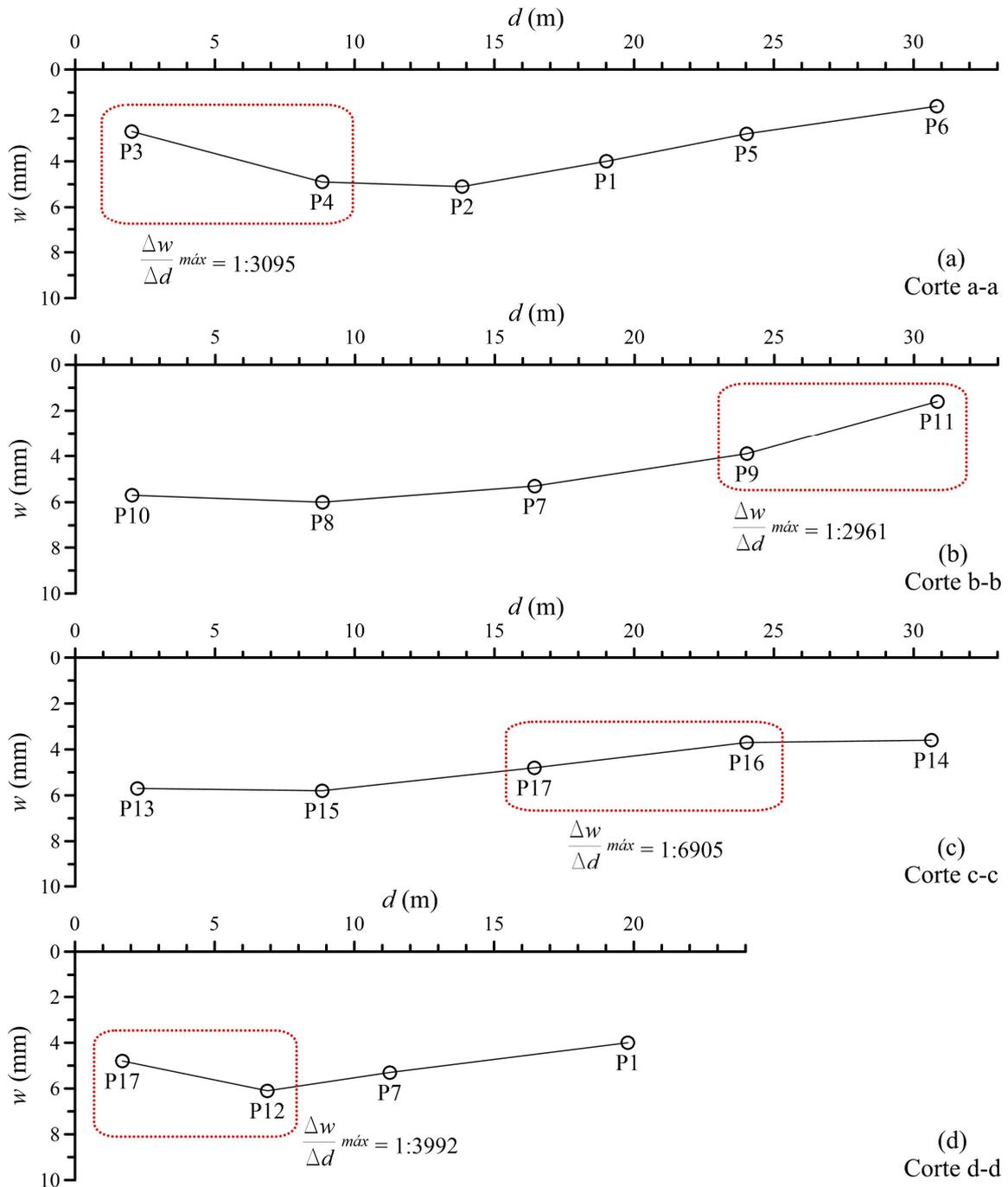


Figura 4.36. Recalques medidos ao final da Etapa 5 nos Cortes a-a (a), b-b (b), c-c (c) e d-d (d).

#### 4.6 ETAPA 6: 601 A 850 DIAS

Aos 850 dias a obra se encontra com 91% da carga total permanente (Figura 4.37). Nessa etapa a estrutura foi praticamente finalizada (97%, total de 166,1 m de altura), faltando apenas a concretagem dos pilares, vigas e laje do último pavimento (pé-direito duplo). A velocidade

de aplicação de cargas na obra foi aproximadamente constante durante o período (Figura 4.1) e os serviços de alvenaria, reboco, contrapiso e piso/revestimento avançaram consideravelmente, visando seu término na Etapa 7 (aos 1000 dias).

As Figuras 4.38a e 4.38b mostram as cargas e tensões totais atuantes nas estacas e CTTs, respectivamente, aos 850 dias. Os resultados mostram que as estacas posicionadas na região da borda superior (E10) e canto superior direito (E12) do radier foram as que apresentaram menores cargas. Ainda sobre a Figura 4.38a, a medida que se analisa regiões mais distantes do canto superior direito do radier os recalques da fundação e a carga nas estacas aumentam, como verificado nas estacas E2, E14 e E20 (partindo da estaca E12).

No período entre 601 e 700 dias as estacas E11 e E15 começaram apresentar elevados ruídos e interferências, que indicam uma provável entrada de umidade nesses sensores. Dessa forma, suas medições não foram consideradas na Etapa 6 em diante.



Serviço	Percentual Executado
Fundação	100 %
Estrutura	97 % (até o 51º pavto.)
Alvenaria	82 %
Reboco	71 %
Contrapiso	79 %
Piso / Revestimento	41 %
Carga total permanente do edifício:	91 %

Figura 4.37. Avanço físico da obra ao final dos 850 dias.

A respeito das previsões numéricas, a Figura 4.38a mostra boa correlação entre cargas medidas e previstas, com os valores medidos variando entre 56% e 136% das cargas previstas, com exceção das estacas E9 (242%) e E12 (39%). As variações estão possivelmente relacionadas com as diferenças entre as distribuições de recalques medidos e previstos numericamente para o radier, cuja rotação não foi capturada pelo modelo numérico.

As Figuras 4.39a e 4.39b mostram a variação de cargas e tensões nas estacas e CTTs, respectivamente, para o período entre 601 e 850 dias. Os resultados mostram um alívio de carga

nas estacas E9 e E13 (Figura 4.39a), coerente com as medições das CTTs instaladas na região (CTT-4 e CTT-8), que indicam pequenos decréscimos de tensão na interface radier-solo (Figura 4.39b). É provável que o alívio esteja relacionado ao acréscimo de cargas e tensões de tais estacas e CTTs na Etapa 5 (anterior), que foi muito intenso (ver Figuras 4.32a e 4.32b). Assim, a maior concentração de cargas nos pilares da lateral oposta do radier (lateral direita, Figura 4.35), provocou na presente etapa uma redistribuição de cargas entre as estacas, causa geradora do alívio verificado.

A hipótese relacionada ao alívio de carga nas estacas posicionadas na lateral esquerda do radier (E9 e E13) é suportada pelos elevados acréscimos de carga e tensão nas estacas e CTTs localizadas na extremidade oposta (lado direito – E14 e E20, CTT-1, CTT-2 e CTT-5), conforme mostram as Figuras 4.39a e 4.39b. Tal fenômeno sugere como a bacia de recalques do radier e o fenômeno de ISE são capazes de alterar a distribuição de cargas nas estacas e a mobilização de tensões no contato radier-solo.

A Figura 4.39a ainda mostra elevados acréscimos de carga nas estacas posicionadas na região centro-esquerda do radier (E5, E6 e E7), região de elevados recalques, e situada entre os pilares P7 e P8, que apresentaram os maiores incrementos de deslocamento da Etapa 6.

A Figura 4.40a mostra que as estacas localizadas no Perfil A continuaram a apresentar cargas maiores que as do Perfil B (14,1% maior). Analisando tais resultados conforme a posição da estaca no radier, a Figura 4.40b indica valores de carga média aproximadamente iguais para as estacas de centro, em ambos Perfis A (laranja) e B (azul claro) e para as estacas da borda e canto do Perfil A (Verde).

No entanto, a variação de cargas durante a Etapa 6 (Figura 4.40c) mostra que as estacas do Perfil B apresentaram um acréscimo médio de carga maior que as do Perfil A, o que é uma inversão da tendência verificada nas Etapas 4 e 5. A Figura 4.40d mostra que o acréscimo médio de carga nas estacas de borda e canto do Perfil A (verde) foi muito pequeno frente ao verificado para as estacas nas demais posições. Ressalta-se que o alívio de carga nas estacas da borda esquerda do radier (E9 e E13), contribuiu significativamente para o comportamento observado.

A Figura 4.41 mostra os valores de carga medida, normalizada, ao longo da profundidade das estacas. A uma profundidade de -20,5 m, os resultados mostram valores de carga variando entre 30% e 68% do valor medido no topo da estaca, com valor médio igual a 52%. Isso corresponde a uma mobilização média de atrito lateral igual a 48% da carga atuante na estaca ao longo dos primeiros 8,7 m de seu comprimento (81% do comprimento total).

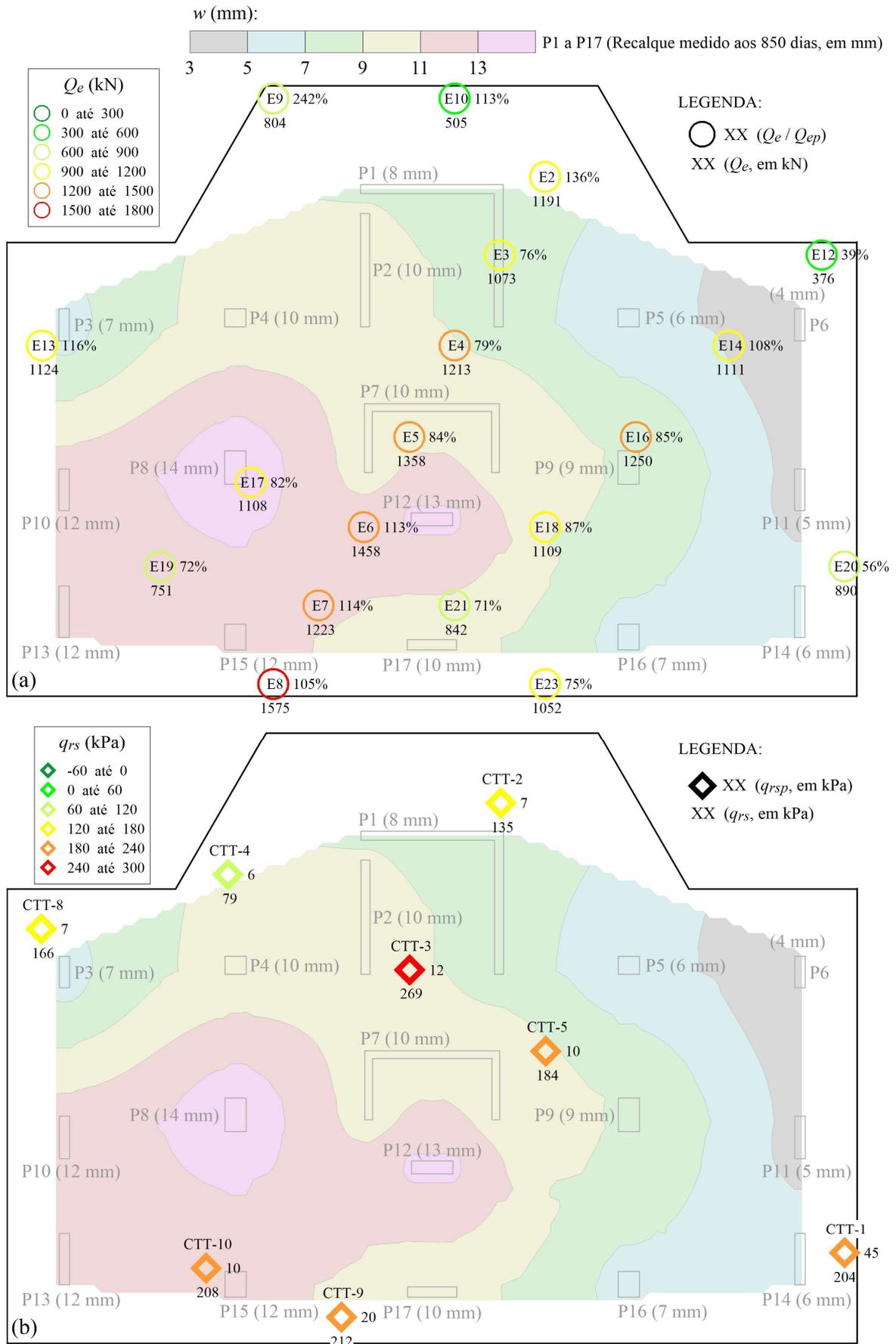


Figura 4.38. Carga total medida nas estacas (a) e tensão total registrada pelas CTTs (b), na Etapa 6.

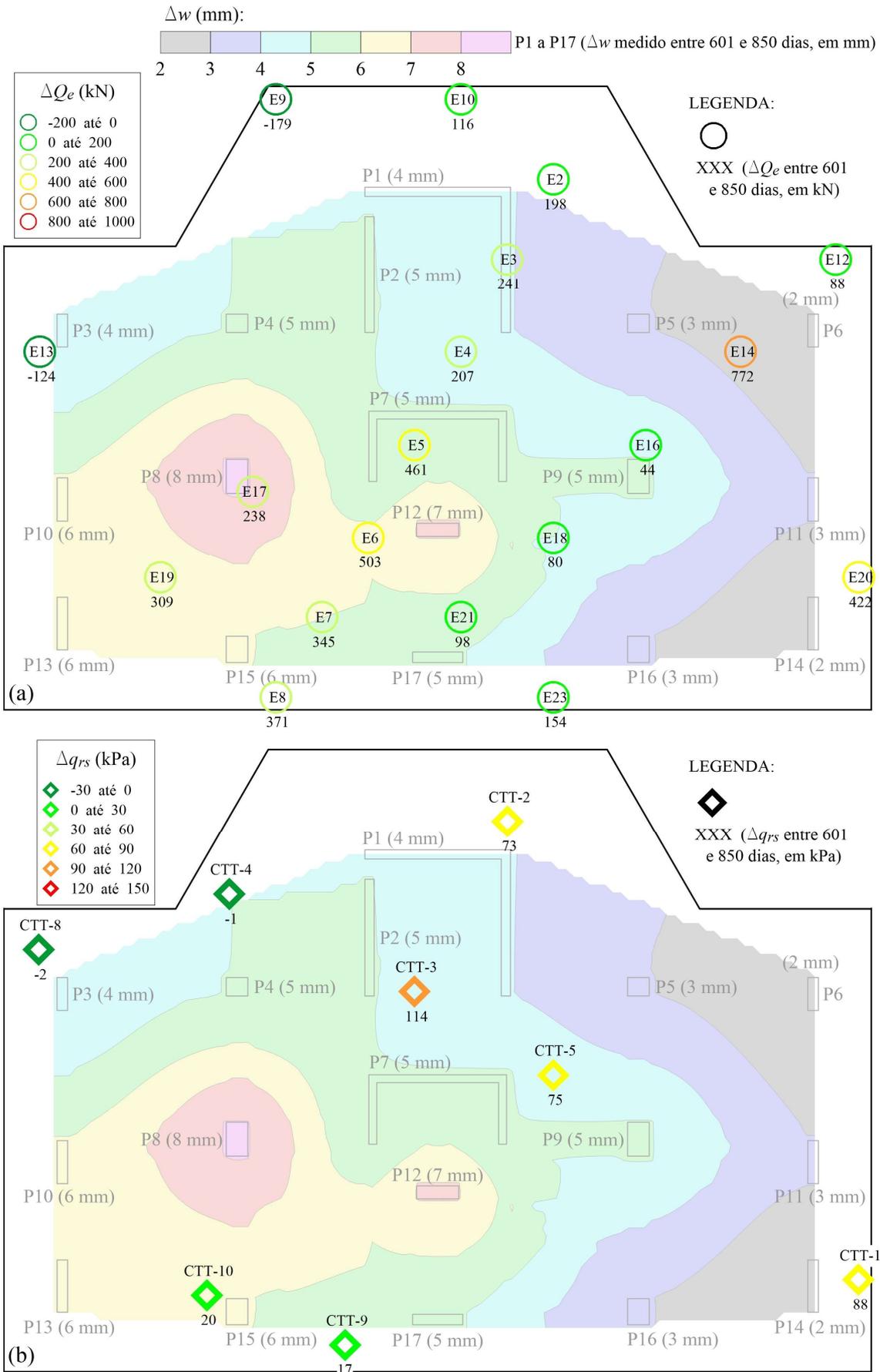


Figura 4.39. Variações de carga nas estacas (a) e de tensão nas CTTs (b), na Etapa 6.

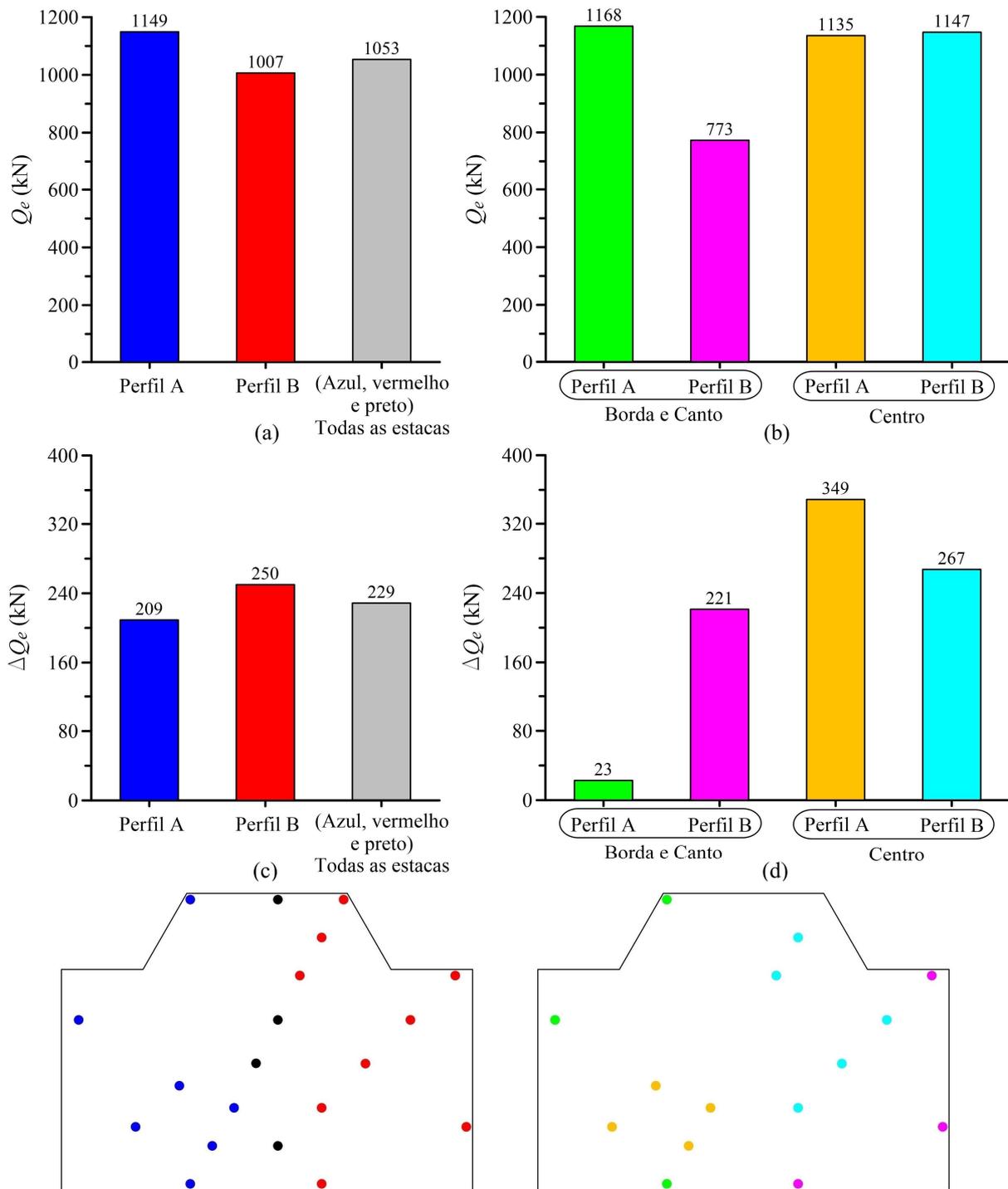


Figura 4.40. Carga total média ((a) e (b)) e variação média de carga ((c) e (d)) nas estacas localizadas em diferentes perfis de solo e em diferentes posições do radier, na Etapa 6.

Tal como verificado nas etapas anteriores, esse comportamento implica em uma elevada mobilização do atrito lateral nos últimos 2 m da estaca e das tensões de compressão na base da mesma. Considerando o valor de carga média atuante nas estacas (1053 kN, entre 16% e 25% da carga de ruptura prevista) e os resultados das provas de carga instrumentadas (Figuras 3.39a e 3.43a), esse comportamento confirma o impacto das interações estaca-solo-estaca e radier-

solo-estaca na mobilização da resistência lateral da estaca. No referido caso o atrito lateral foi mais mobilizado na porção inferior da estaca, inserida na camada mais resistente, de silte arenoso, conforme mecanismo explicado na Seção 4.4.

A Figura 4.41 também mostra uma razoável concordância entre resultados medidos e previstos numericamente (3D MEF). As estacas E2 e E6 apresentaram as maiores disparidades entre valores medidos e previstos, indicando maior mobilização de atrito nas primeiras camadas. As demais estacas apresentaram ótima concordância, especialmente as estacas E3, E4 e E8. Não foram verificadas diferenças significativas no padrão de mobilização de resistência entre as estacas localizadas no Perfil A e no Perfil B.

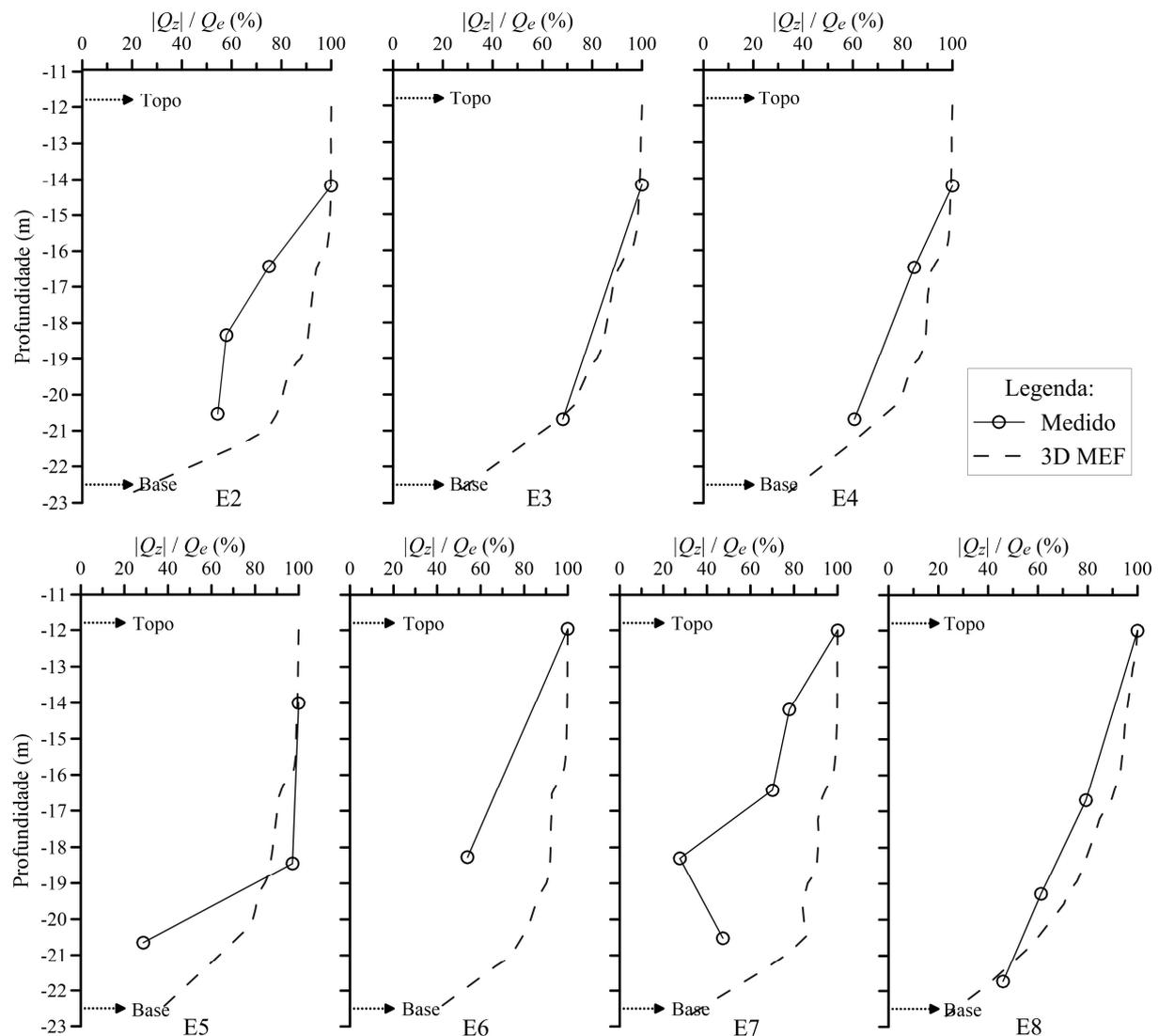


Figura 4.41. Carga total normalizada atuante nas estacas ao longo da profundidade na Etapa 6.

A Figura 4.42 mostra as cargas medidas nos pilares do edifício ao final da Etapa 6. Os valores de carga normalizada ( $Q_c / Q_{cp}$  – razão entre carga medida no pilar e carga prevista no projeto

estrutural, para o referido estágio da obra) indicam o pilar P8 como o de menor carga normalizada, cuja localização se encontra justamente na região de maior recalque medido. Os resultados mostram que devido ao seu maior recalque, o pilar P8 redistribuiu parte de sua carga aos pilares a sua volta (P7, P10, P13 e P15), que estão em região mais rígida do radier (menores recalques). Consequentemente, os valores de  $Q_c / Q_{cp}$  foram mais elevados nesses pilares, atingindo  $Q_c / Q_{cp} = 128\%$  no pilar P15.

Comportamento similar pode ser verificado entre os pilares P12 (recalque igual a 13 mm e carga medida igual a 79% do valor previsto) e o pilar P7 (recalque igual a 10 mm e carga medida igual a 121% do valor previsto).

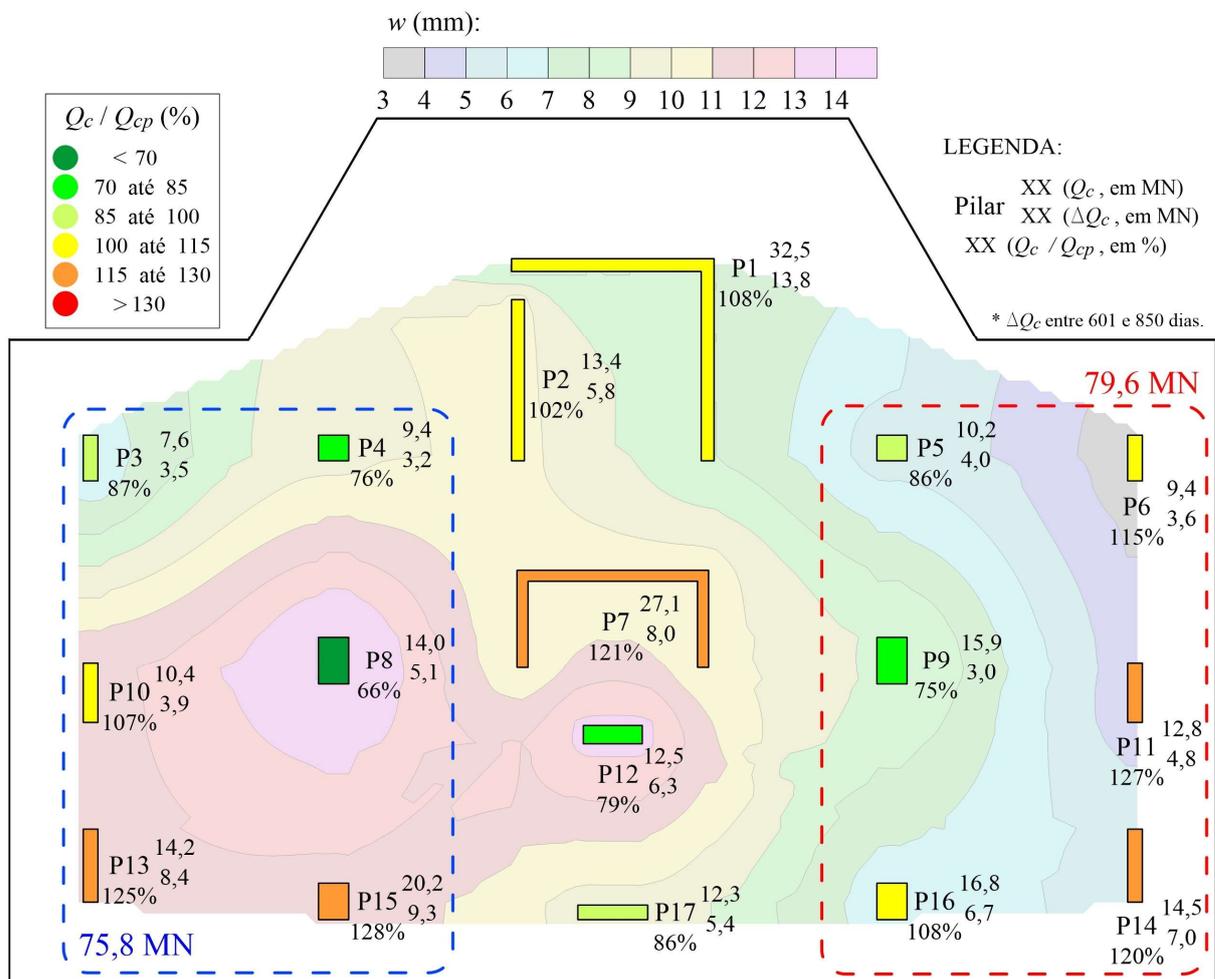


Figura 4.42. Carga medida nos pilares ao final da Etapa 6.

Tal como nas etapas anteriores, na Etapa 6 verifica-se que a redistribuição de cargas entre os pilares posicionados em laterais opostas do radier continua a ocorrer. A borda direita da fundação, região de menores recalques do radier, possui seus três pilares com cargas medidas acima das previstas (P6, P11 e P14), o que sugere ser consequência da ISE, no sentido de

diminuir a rotação do radier, indicada pelos recalques medidos nos Cortes b-b (Figuras 4.43b) e c-c (Figura 4.43c).

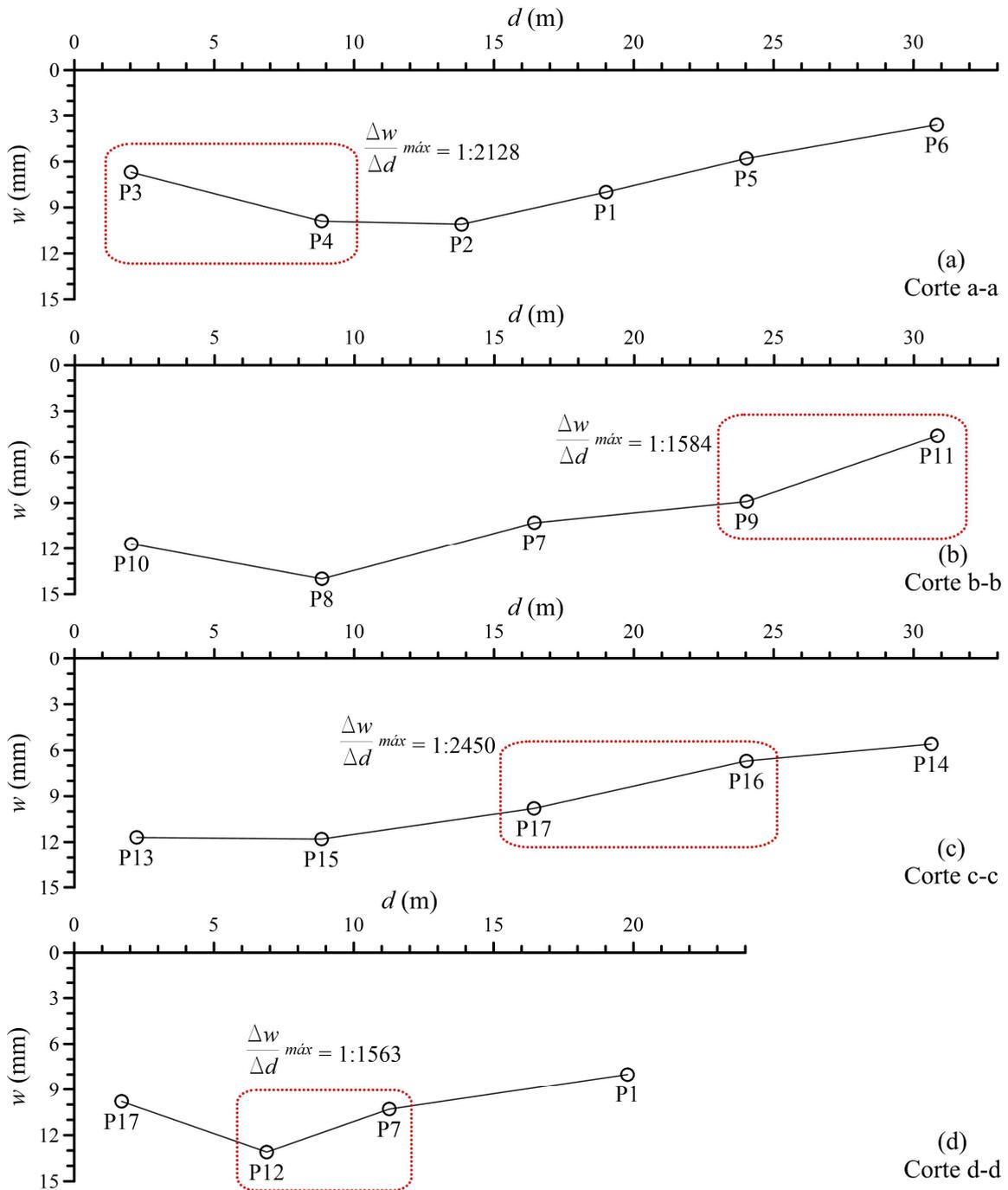


Figura 4.43. Recalques medidos ao final da Etapa 6 nos Cortes a-a (a), b-b (b), c-c (c) e d-d (d).

Na Figura 4.42 verifica-se uma maior concentração de cargas na região de menores recalques (pilares circulado em vermelho, lateral direita) e menor magnitude de cargas totais na lateral oposta, que apresenta os maiores recalques da fundação (pilares circulado em azul). Ressalta-se que a diferença percentual entre as cargas dos pilares de laterais opostas (circulado em

vermelho e circulados em azul) reduziu de 15%, na Etapa 5, para apenas 5%, na Etapa 6 (atual). Segundo o projeto estrutural, a diferença de carga entre os pilares circulados em vermelho, e os em azul, foi prevista como igual a apenas 0,4%, com a região circulada em azul como a mais carregada.

#### 4.7 ETAPA 7: 851 A 1000 DIAS

A última etapa da obra incluiu o término da estrutura de concreto armado, finalizada aos 898 dias, com o edifício atingindo a altura máxima de 172,4 m em relação ao nível da calçada. A Etapa 7 ainda contou com significativos avanços nos demais serviços da edificação, conforme mostram os dados da Figura 4.44.

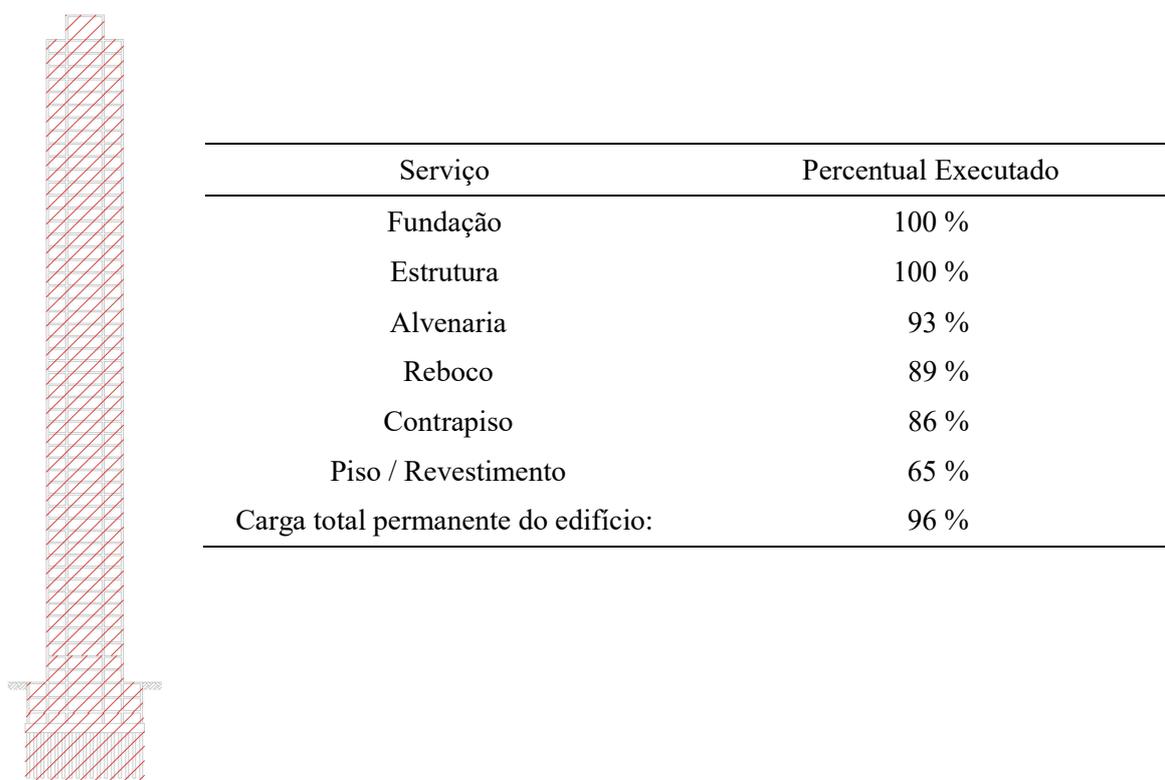


Figura 4.44. Avanço físico da obra ao final dos 1000 dias.

Devido aos prazos impostos à presente tese, a coleta de dados do edifício foi limitada até os 1000 dias, período no qual a carga total permanente do edifício (realizada com base no acompanhamento diário dos serviços) foi calculada como igual a 96% do valor total.

As Figuras 4.45a e 4.45b mostram, respectivamente, as cargas e tensões totais atuantes nas estacas e nos contatos radier-solo instrumentados, aos 1000 dias. Os resultados indicam as estacas E6 e E8 como as mais carregadas da fundação, sendo ambas posicionadas na região de maiores recalques absolutos. As estacas E10 e E12 continuam sendo as que apresentam os menores valores de carga absoluta dentre as instrumentadas.

No entanto, destaca-se que a estaca E12 foi a que apresentou maior acréscimo de carga (236 kN) durante o intervalo entre 851 e 1000 dias, conforme mostra a Figura 4.46a. Nas Etapas anteriores, a estaca E12 foi sempre marcada pela baixa magnitude de carga total, comportamento atribuído à baixa mobilização das estacas na lateral direita do radier, cujos recalque medidos foram inferiores aos da lateral oposta (esquerda). É possível que na Etapa 7, a constante atuação da ISE, no sentido de uniformização dos recalques da fundação, tenha contribuído para o significativo acréscimo ocorrido nesta etapa.

A Figura 4.45b indica valores de mobilização da resistência do contato radier-solo da ordem de 220 kPa (entre 194 kPa (CTT-8) e 246 kPa (CTT-3)), com exceção da CTT-4, que registrou um valor de mobilização menor, igual a 85 kPa. A mobilização apresenta intensidade razoavelmente similar tanto na região central (CTT3; CTT5), quanto nas regiões periféricas (CTT-1, CTT-8 e CTT-9). Os resultados medidos ainda indicam que a mobilização de tensões no contato radier-solo foi muito superior aos valores previstos numericamente ( $q_{rsp}$ ), que previu uma valor médio de tensão no contato radier-solo igual a apenas 14 kPa (considerando os 8 locais instrumentados, conforme mostra a Figura 4.45b).

A Figura 4.46b mostra a variação das tensões registradas pelas CTTs entre 851 e 1000 dias. A CTT-3 foi a única a apresentar alívio de tensão (-23 kPa), sendo este instrumento o que registrou maior tensão total ao final da Etapa anterior (269 kPa, ver Figura 4.38b). De forma análoga, o maior acréscimo de tensão ocorreu na CTT-2 (72 kPa), instrumento que registrava o segundo menor valor de tensão na Etapa anterior (Figura 4.38b). Tais aspectos são indícios de um efeito de redistribuição de tensões no contato radier-solo, no sentido de uniformização das tensões mobilizadas na interface, decorrentes do comportamento não linear do solo e do caráter incremental do acréscimo de cargas imposto à fundação.

As Figuras 4.46a e 4.46b também mostram os acréscimos de recalque medidos durante a Etapa 7, que permaneceram entre 1 e 2 mm para a maior parte do radier. Apenas os pilares P15 e P16, ambos localizados na borda inferior da fundação, apresentaram acréscimos de recalque maiores que 2 mm nesse período, iguais a 3 mm para ambos pilares. Tais resultados não geraram alterações significativas na distribuição de recalques da fundação, com a região centro-esquerda inferior apresentando os maiores recalques da fundação, entre 14 e 16 mm, conforme mostra a Figura 4.45b. A lateral esquerda do radier (pilares P6, P11 e P14) apresentou os menores recalques, entre 6 e 7 mm, mantendo estável a inclinação do radier, também verificada nas Etapas 5 e 6.

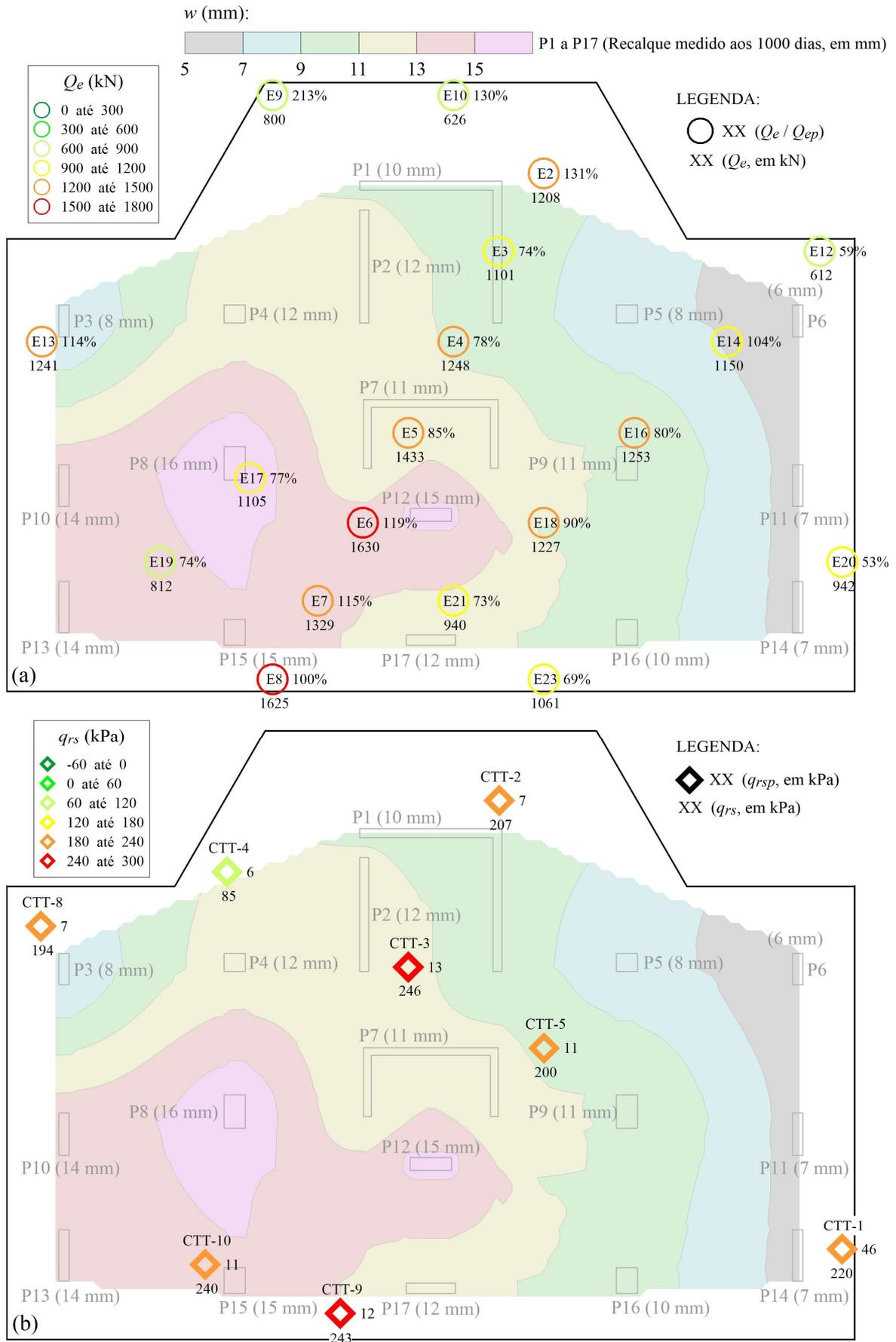


Figura 4.45. Carga total medida nas estacas (a) e tensão total registrada pelas CTTs (b), na Etapa 7.

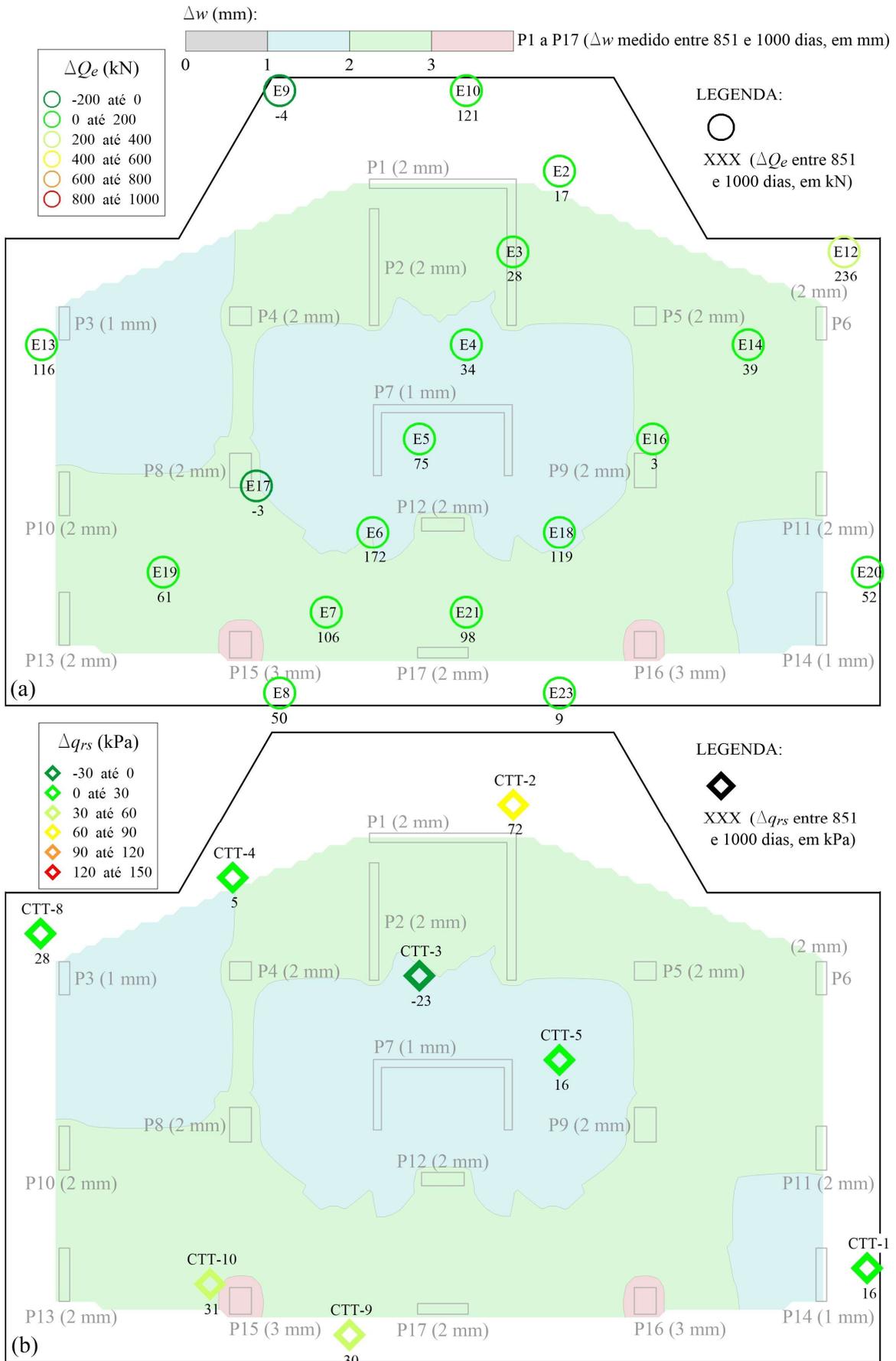


Figura 4.46. Variações de carga nas estacas (a) e de tensão nas CTTs (b), na Etapa 7.

A Figura 4.47a mostra que as estacas construídas no Perfil A (silte argiloso), no qual os recalques foram maiores, continuaram apresentando um valor de carga média (1220 kN) superior ao medido para as estacas construídas no Perfil B (1069 kN), o que se mantém em linha com o verificado nas etapas anteriores.

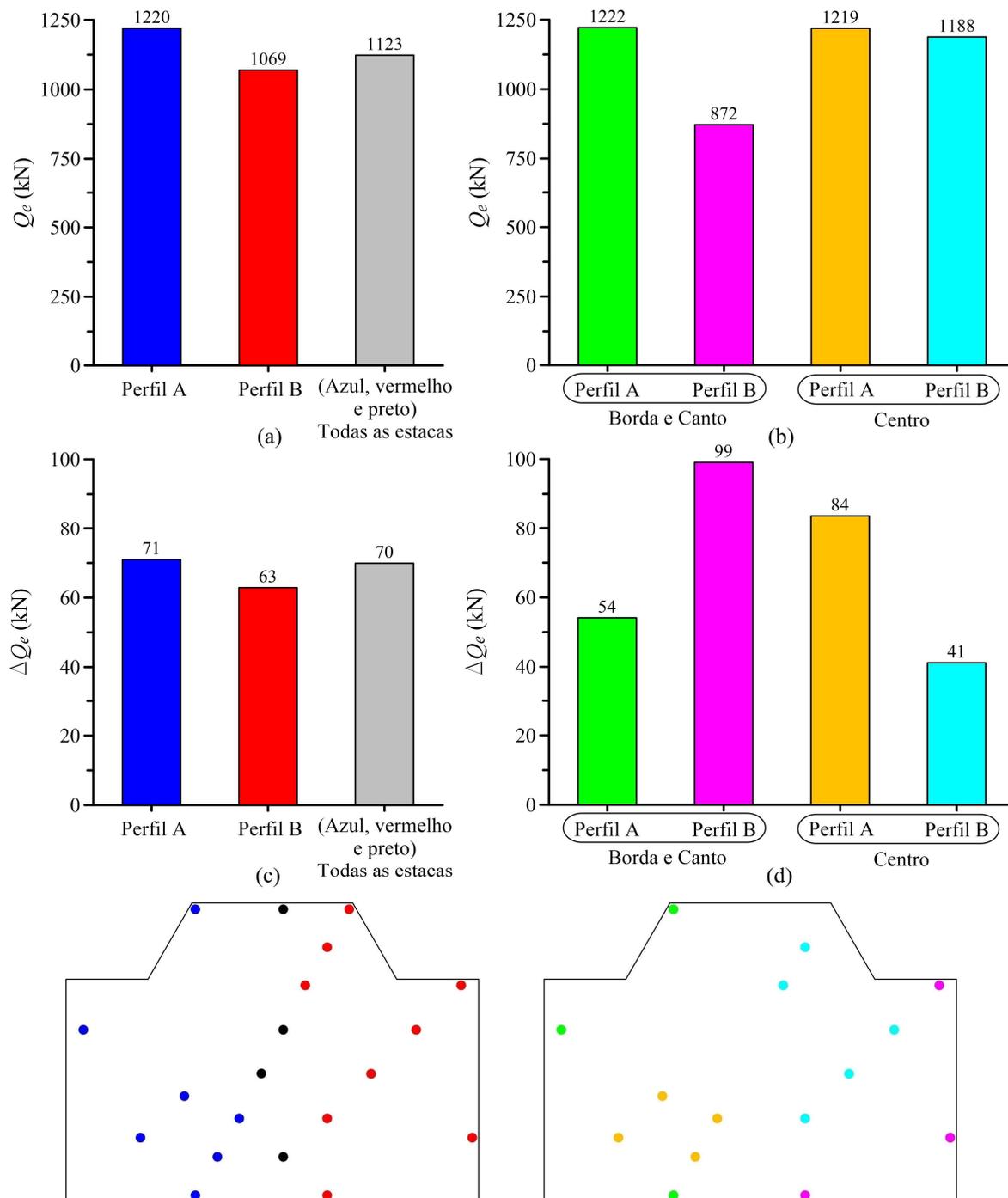


Figura 4.47. Carga total média ((a) e (b)) e variação média de carga ((c) e (d)) nas estacas localizadas em diferentes perfis de solo e em diferentes posições do radier, na Etapa 7.

Os resultados da Figura 4.47c mostram os valores médios da variação de carga nas estacas construídas em diferentes perfis. Na Etapa 7, a diferença entre os valores médios de  $\Delta Q_e$  dos

Perfis A e B (71 kN e 63 kN, respectivamente), em relação ao  $\Delta Q_e$  médio de todas as estacas instrumentadas (70 kN), foi de apenas 11%. Tal diferença foi igual a 52% na Etapa 4, 52% na Etapa 5 e 18% na Etapa 6. Tais sucessivas reduções na diferença entre as cargas médias nas estacas em diferentes perfis corroboram para as justificativas que sugerem a ocorrência de um processo ISE. Nesse processo, a distribuição de cargas entre as estacas, ao final de cada Etapa, vai se ajustando de forma a manter a compatibilidade entre cargas e deslocamentos, da superestrutura e da fundação, considerando seus respectivos comportamentos mecânicos.

A Figura 4.47b mostra que a carga média nas estacas de centro foram aproximadamente iguais para ambos Perfis A e B. Por outro lado, as estacas localizadas nas bordas e cantos do Perfil B (zona de menores recalques da fundação), continuaram a apresentar cargas menores que as medidas nas estacas em posições similares da lateral oposta (Perfil A).

No entanto, a Figura 4.47d indica que as estacas com menor carga média (magenta, Figura 4.47b) foram as que apresentaram os maiores valores de acréscimo de carga durante a Etapa 7 ( $\Delta Q_e = 99$  kN), o que contribuiu para a uniformização de cargas entre as estacas no período entre 851 e 1000 dias.

A mobilização da carga atuante nas estacas ao longo da profundidade ( $Q_z$ ), normalizada em relação à carga atuante no topo ( $Q_e$ ), ao final da Etapa 7, está presente na Figura 4.48. De forma geral, os instrumentos indicaram uma pequena mobilização da resistência por atrito lateral na metade superior do comprimento da estaca, com valores da ordem de 25% da carga total aplicada ao topo da estaca, em concordância com o observado nas etapas anteriores. As estacas E6 e E7 foram as que apresentaram maior mobilização de atrito lateral pelas camadas superiores, mais próximas ao topo da estaca.

A Figura 4.48 também apresenta os resultados de carga normalizada mobilizada ao longo das estacas segundo as previsões numéricas (3D MEF). As estacas E2, E3, E4, E5 e E8 apresentaram boa concordância entre os resultados numéricos e medidos, enquanto as estacas E6 e E7 apresentaram um comportamento ligeiramente diferente. É possível que tais diferenças sejam oriundas da heterogeneidade natural do solo local, sendo plausível a existência de camadas localizadas de solo mais resistente, não mapeadas durante as sondagens, entre 14 e 18 metros de profundidade.

As cargas medidas nos pilares ao final da Etapa 7 (Figura 4.49) apontam o pilar P8 como o com a menor carga medida normalizada em relação à carga prevista em projeto na referida etapa da obra ( $Q_c / Q_{cp}$ ), igual a 64%. Tal comportamento se mantém em conformidade com o verificado nas etapas anteriores, e coerente com a bacia de recalques da fundação, que apresenta

seu valor máximo nesse local. Tal como indicado nas análises da Etapa 6, em vista dos maiores recalques medidos no pilar P8, a rigidez da superestrutura redistribui as cargas em direção aos pilares ao seu redor, visando a uniformização dos recalques da fundação. Tal comportamento é verificado pelos pilares P7, P10, P13 e P15, que se situam ao redor do pilar P8, e apresentam valores de  $Q_c / Q_{cp}$  entre 111% e 127%.

O efeito da rigidez da superestrutura também é o provável principal responsável pela concentração de cargas nos pilares localizados na lateral direita do radier (P6, P11 e P14, região de menores recalques da fundação), em uma tentativa de diminuir os recalques diferenciais do radier. Os perfis de recalque das Figuras 4.50b e 4.50c confirmam essa hipótese, sendo os recalques diferenciais máximos verificados entre os pilares P9 e P11, no Corte b-b, e P16 e P14, no Corte c-c.

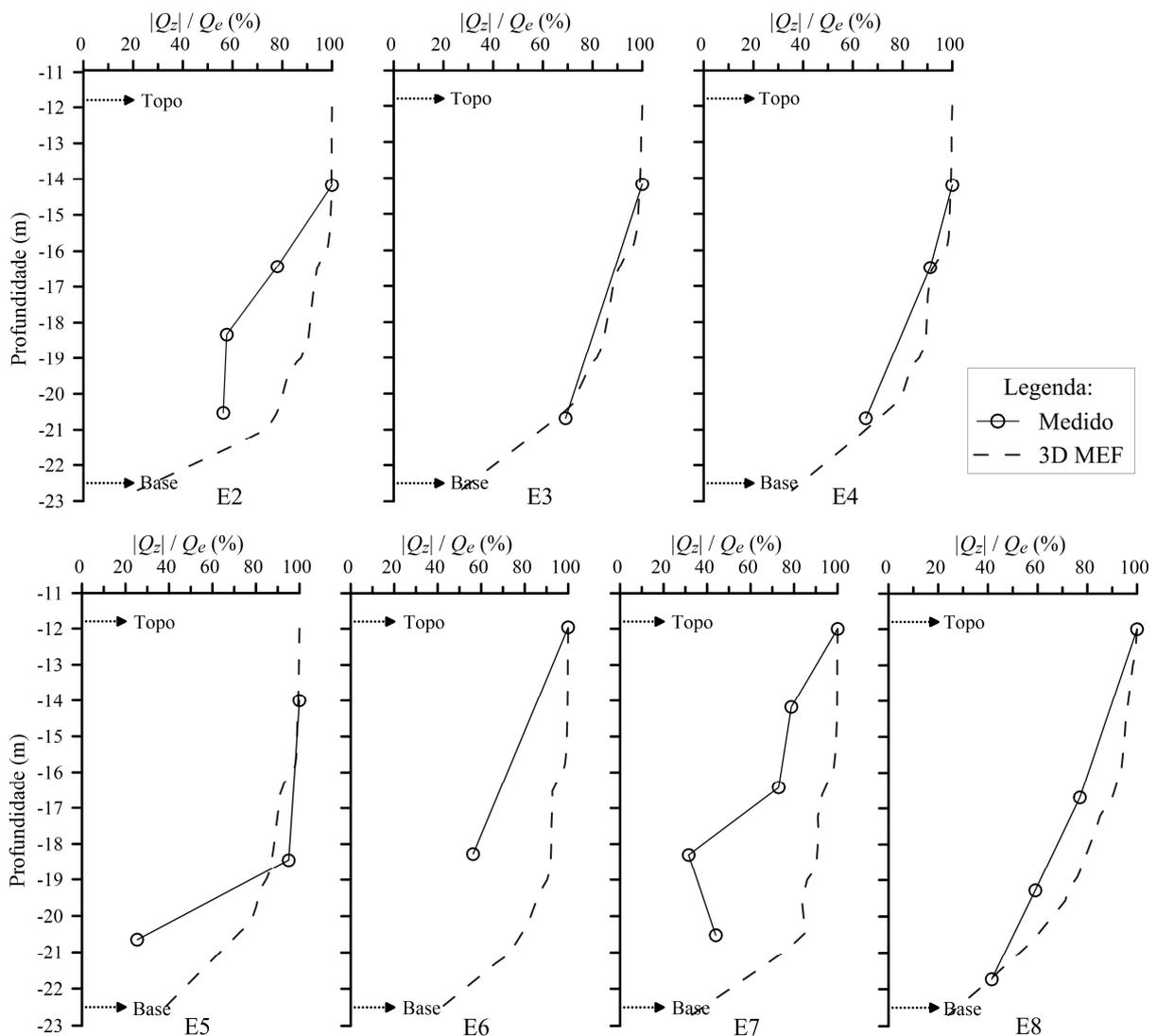


Figura 4.48. Carga total normalizada atuante nas estacas ao longo da profundidade na Etapa 7.

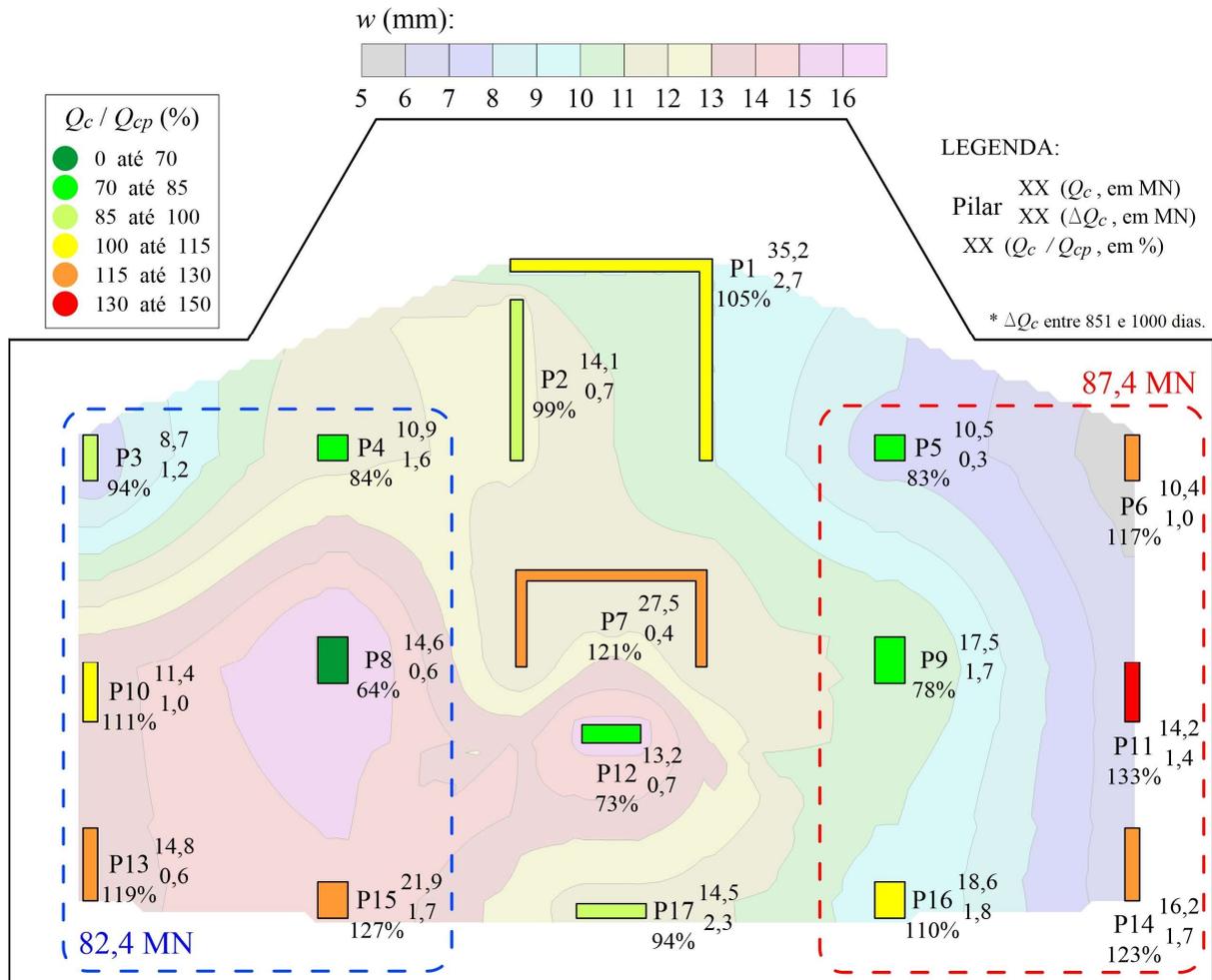


Figura 4.49. Carga medida nos pilares ao final da Etapa 7.

A Figura 4.49 também mostra a influência dos recalques da fundação e da interação da superestrutura na divisão de cargas entre regiões dos pilares. Os pilares circulos em azul, localizados na região de maiores recalques, apresentaram um somatório de cargas igual a 82,4 MN, menor que os 85 MN previstos no projeto estrutural para a referida etapa. Na lateral oposta (em vermelho), o somatório de cargas medidas nos pilares resultou em 87,4 MN, maior que o valor previsto em projeto, de 84,9 MN. Em comparação com a Etapa 6 (anterior) a diferença percentual entre o somatório de cargas de cada região (circulos em vermelho *versus* circulos em azul) permaneceu aproximadamente estável, igual a 6% na Etapa 7, contra 5% na Etapa 6.

Na Etapa 7 o recalque diferencial específico máximo foi observado ao longo do Corte d-d, entre os pilares P7 e P12 (Figura 4.50d), igual a 1:1151. Nota-se que a superestrutura responde ao ocorrido, gerando uma sobrecarga no pilar P7 e alívio no pilar P12 – o alívio ocorre em relação ao valor previsto em projeto – no sentido de reduzir o recalque diferencial verificado entre tais pilares. Ressalta-se também que, o recalque diferencial específico máximo (1:1151)

ficou bem abaixo dos valores máximos recomendados por norma (1:500), não comprometendo os estados limites de serviço ou último da edificação.

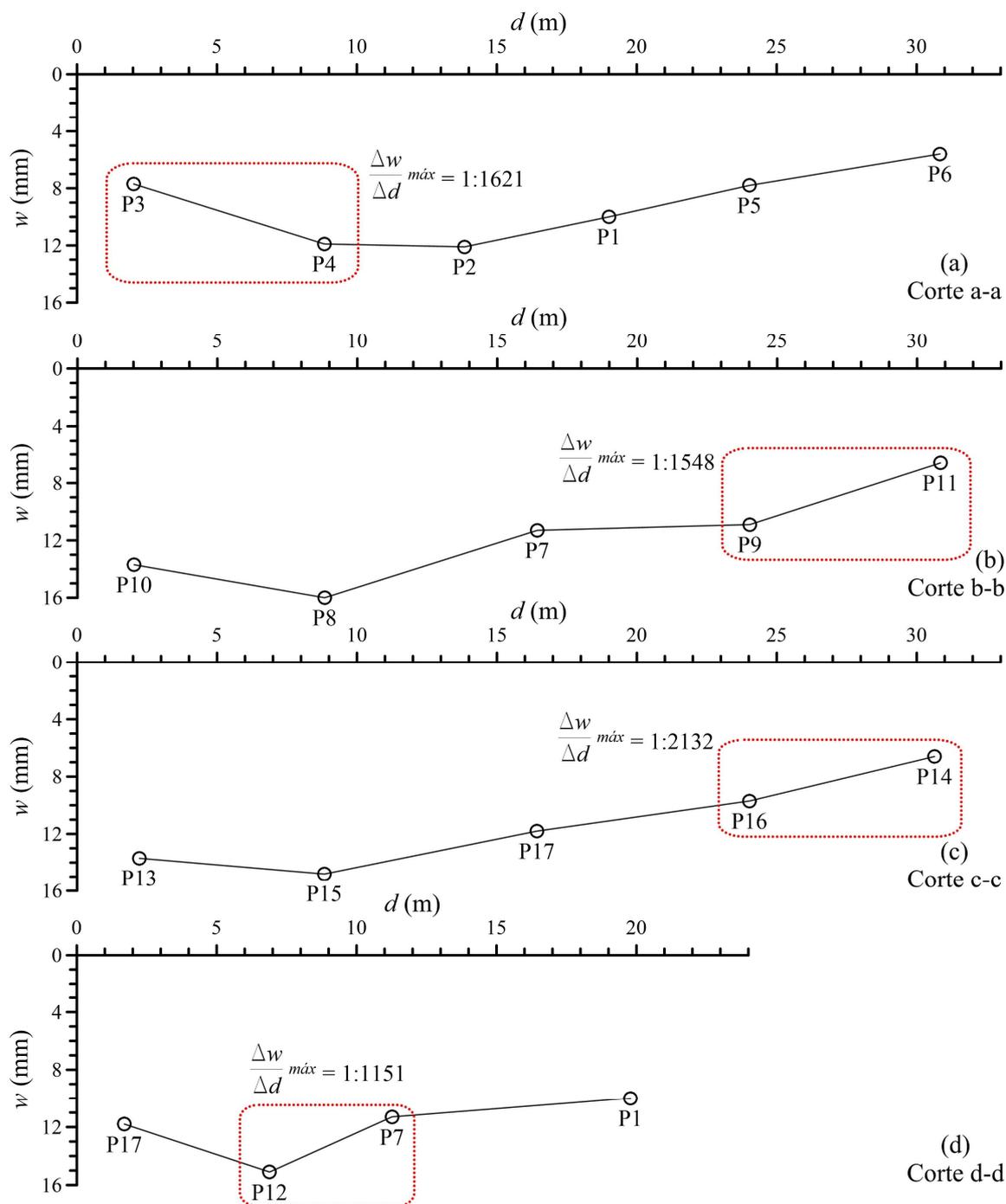


Figura 4.50. Recalques medidos ao final da Etapa 7 nos Cortes a-a (a), b-b (b), c-c (c) e d-d (d).

#### 4.8 COMPORTAMENTO DA FUNDAÇÃO NO PERÍODO INSTRUMENTADO

Nesta seção será apresentado um resumo dos principais aspectos verificados no comportamento do radier estaqueado durante o período instrumentado, rerepresentando de forma sucinta, as informações apresentadas nas Seções 4.1 a 4.7.

A Figura 4.51 mostra, em função do tempo decorrido, o valor de carga média atuante nas estacas nos diferentes perfis de solo (Figura 4.51a), nas diferentes posições do radier (Figura 4.51b) e os valores de tensão média no contato radier-solo, nos pontos instrumentados dos Perfis A e B (Figura 4.51c). Os primeiros três pontos de tais gráficos (até os 265 dias) correspondem aos resultados simulados numericamente, conforme razões e procedimentos descritos na Seção 4.4. A partir dos 266 dias (Etapa 4 em diante) os dados apresentados foram obtidos por meio da instrumentação.

A Figura 4.51a mostra que a carga média nas estacas, em ambos Perfis A e B, foi aproximadamente a mesma até os 400 dias. A partir dessa data as estacas posicionadas no Perfil A começam a absorver valores maiores que as posicionadas no Perfil B. Analisando as estacas quanto a sua posição (Figura 4.51b) verifica-se que tal diferença é originada pela estacas posicionadas na periferia do radier (bordas e cantos, em verde), que entre 400 e 600 dias apresentam valor de carga muito superior aos valores das estacas periféricas do lado oposto (em magenta).

A diferença é máxima aos 600 dias, apresentando leve redução, com tendência de estabilização ao longo das medições subsequentes, conforme pode-se verificar aos 850 e 1000 dias. As estacas posicionadas na região central não contribuem para o comportamento observado, com cargas médias aproximadamente iguais em ambos Perfis.

Tal como para as estacas, as CTTs instaladas em silte argiloso (Perfil A) indicaram maior mobilização do contato radier solo que as assentes em areia siltosa (Perfil B), especialmente no período entre 400 e 600 dias, conforme mostra a Figura 4.51c. A partir dos 600 dias, a mobilização de tensões nas CTTs instaladas no Perfil A apresentam uma tendência de estabilização, com valores as tensões no contato radier-solo, em ambos perfis, convergindo para o valor médio.

Credita-se como causa mais provável para o referido comportamento a construção do radier sobre diferentes perfis de solo, sendo um mais compressível (Perfil A) e um menos compressível (Perfil B), o que fez com que a fundação apresentasse uma distribuição de recalques assimétrica, com leve rotação do radier. A rotação fez com que as estacas periféricas posicionadas no Perfil B absorvessem menores valores de carga, já que o deslocamento relativo na interface estaca-solo foi significativamente menor que o das estacas na lateral oposta. Tal comportamento é coerente com os dados da instrumentação de estacas e pilares, sendo suportado pelas medições de recalque.

Nota-se também que, ao final do tempo instrumentado, as cargas médias atuantes nas estacas centrais foram maiores que as nas estacas periféricas (borda e canto). Além do fato do radier ser classificado como parcialmente flexível (ver explicação detalhada na Seção 4.1), é provável que as laterais do radier (concretadas até o contato com as estacas de contenção) tenham transferido parte da carga da superestrutura para as estacas da contenção do fosso do elevador. Assim, a mobilização de tais estacas, externas ao estaqueamento, teria provocado uma diminuição na carga das estacas periféricas, conforme sugerido nas observações experimentais de Yamashita et al. (1994).

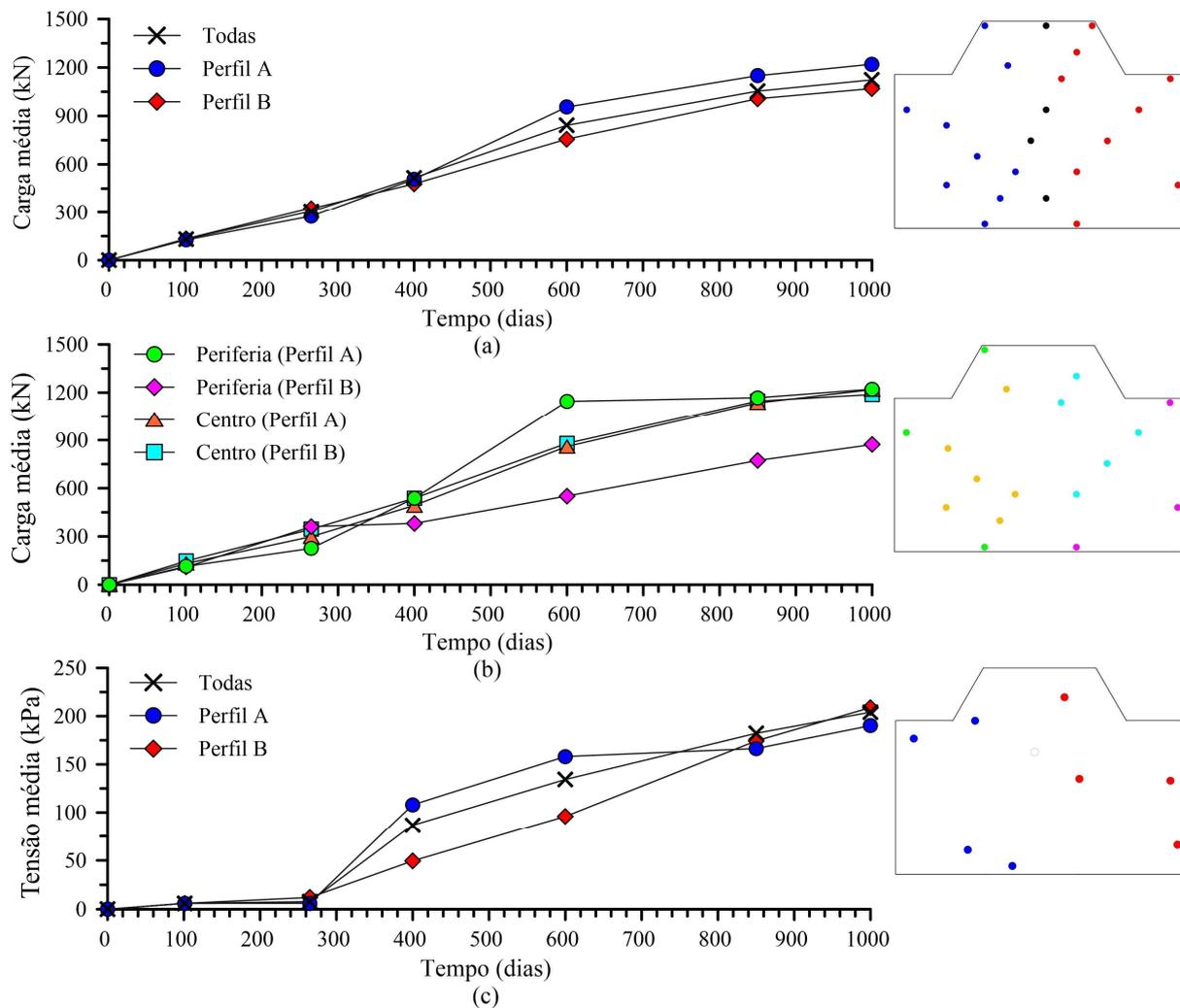


Figura 4.51. Carga média nas estacas posicionadas nos diferentes perfis de solo (a), diferentes posições do radier (b) e tensão média nas CTTs (c), durante o período instrumentado.

A Figura 4.51c evidencia a grande diferença existente entre a previsão numérica da mobilização do contato radier-solo (referente aos dados até 265 dias) e a mobilização efetivamente registrada pelas CTTs, de magnitude muito superior ao previsto (note o aumento

na tensão a partir dos 266 dias, data a partir da qual considera-se os dados da instrumentação). Infelizmente, as limitações da presente tese não permitiram uma estimativa acurada da parcela de carga absorvida pelas estacas e, conseqüentemente, pelo contato radier-solo.

No entanto, a instrumentação sugere que o contato radier-solo absorve uma parcela de carga muito superior ao valor previsto pelas ferramentas numéricas utilizadas. Verifica-se também que a mobilização média das tensões no contato radier-solo se deu de forma aproximadamente linear entre 400 e 1000 dias. Considerando que o acréscimo de cargas externas no mesmo período (Figura 4.52a) também ocorreu de forma aproximadamente linear, pode-se afirmar que a parcela de carga absorvida pelo radier manteve-se aproximadamente constante ao longo do referido período. Este comportamento corrobora com as conclusões de Gebregziabher & Achmus (2020), obtidas por meio de análises 3D pelo MEF.

Ainda em relação às tensões no contato radier-solo, Cooke (1986) propôs a utilização de um fator de correção empírico  $k_p$ , que multiplica o diâmetro da estaca, correspondendo a uma área circular ao redor da estaca na qual a interface radier-solo não é mobilizada. Os valores de  $k_p$  variam conforme o tipo de solo e o espaçamento entre estacas, sendo verificados valores iguais a 2,3 e 2,8 para estacas construídas em argila sobreadensada (“London Clay”), com espaçamentos iguais a  $3,5D$  e  $3D$ , respectivamente (Cooke et al., 1980, 1981).

Considerando o pequeno espaçamento adotado entre as estacas na fundação instrumentada (entre  $2,5D$  e  $2,8D$ ) e uma estimativa de  $k_p$  igual a 2,5, obtém-se um percentual de carga absorvida pelo radier entre 6% e 7%, o que é compatível com a estimativa de parcela de carga absorvida pelas estacas (considerada como igual a 93%, definida na etapa de projeto da fundação).

Ressalta-se também a redução da magnitude dos acréscimos de carga nas estacas, conforme se aproxima dos 1000 dias. Tal comportamento está de acordo com a evolução de cargas permanentes do edifício, cuja velocidade dos acréscimos de carga diminui significativamente a partir dos 850 dias, conforme mostra a Figura 4.52a.

A Figura 4.52b indica os valores de recalque médio medido nos 6 pilares que nascem na lateral esquerda do radier (sobre o Perfil A, em azul), nos 6 pilares que nascem na lateral direita (sobre o Perfil B, em vermelho), e o recalque médio de todos os pilares da estrutura da torre, ao longo de todo o período instrumentado. A partir dos 266 dias, os recalques da lateral esquerda da edificação (sobre a zona de solo mais compressível) apresenta valores maiores que os medidos na lateral oposta. A diferença de recalque médio entre laterais opostas aumenta até os 660 dias, data a partir da qual a diferença entre recalques mostra tendência de estabilização. Tal

comportamento é coerente com a diminuição na velocidade de aplicação do carregamento externo (a partir dos 850 dias, Figura 4.52a).

Com relação ao recalque diferencial específico máximo (Figura 4.52c), nota-se uma maior discrepância entre os valores máximos atuantes em cada Corte (a-a até d-d) dos 400 aos 600 dias. Dos 600 dias em diante os recalques diferenciais apresentam uma tendência de crescimento em todos os cortes, sendo o valor máximo verificado no corte d-d, entre os pilares P7 e P12, igual a 1:1151.

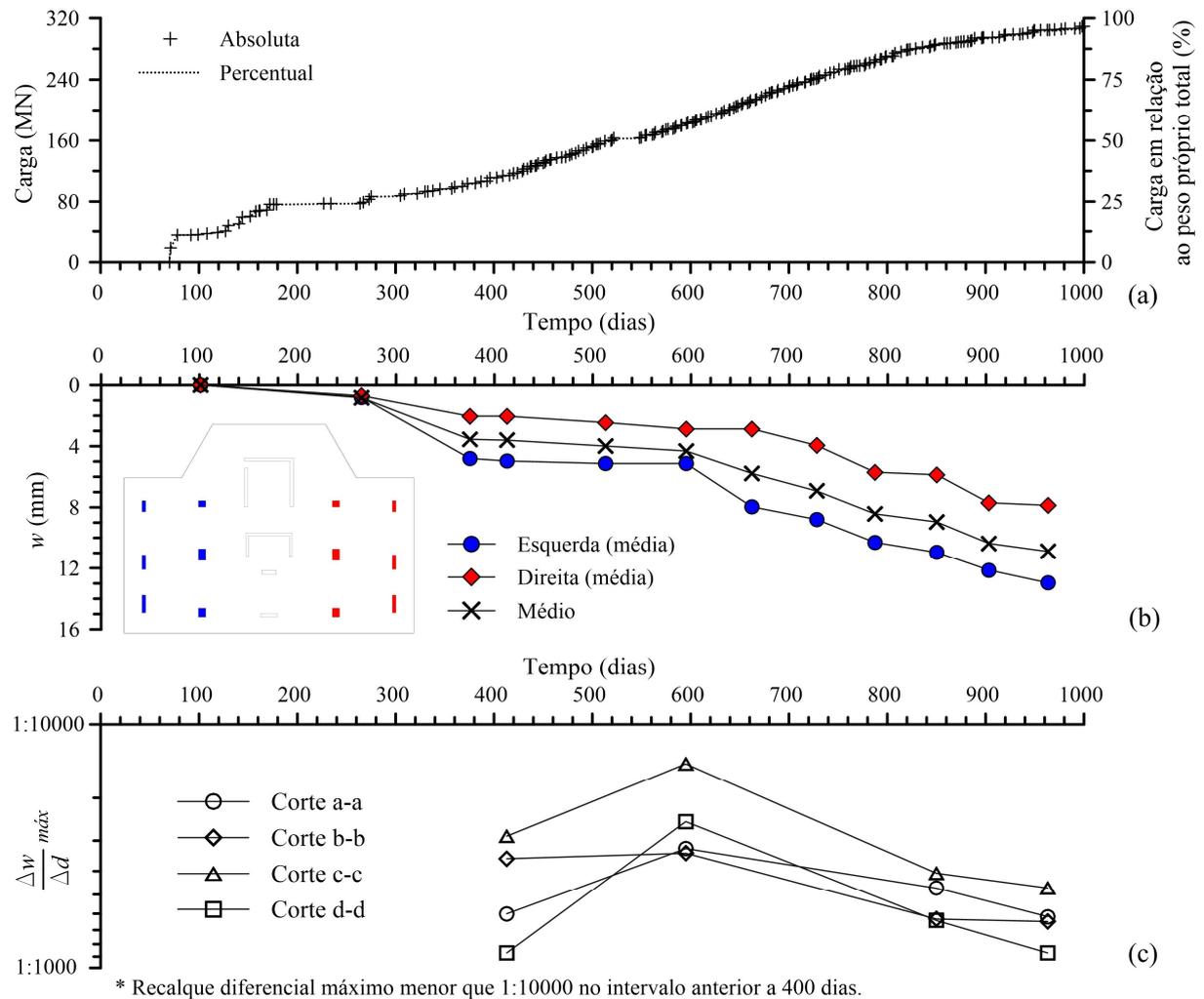


Figura 4.52. Evolução das cargas permanentes do edifício (a), recalque médio em diferentes posições do radier (b) e recalques diferenciais máximos do radier nos Cortes a-a até d-d (c).

A carga total atuante nos pilares ao longo do tempo é apresentada na Figura 4.53a. Os resultados foram separados em dois grupos. Em azul tem-se os pilares posicionados na região do radier sobre o Perfil A, e em vermelho sobre o Perfil B. Os resultados mostram que os pilares assentes na região mais rígida (Perfil B), apresentaram cargas superiores às do perfil oposto, ao longo de todo o período instrumentado. Tal comportamento provavelmente surge como uma da

resposta da superestrutura em relação aos recalques da edificação, no sentido de uniformizar os recalques do radier e reduzir sua rotação e recalques diferenciais, como uma consequência do fenômeno de ISE.

No entanto, ao longo do período analisado verifica-se uma diminuição na diferença percentual entre o somatório de cargas dos pilares localizados em cada lateral do radier. A diferença é máxima aos 172 dias (27%) e mínima entre 850 e 1000 dias, período no qual a diferença diminui para valores entre 5 e 6 % e mostra sinais de estabilização.

Ressalta-se que análise de ISE realizada durante a etapa de projeto de fundação do edifício não foi capaz de capturar esse comportamento, sendo a diferença entre o somatório de cargas dos pilares da lateral esquerda (azul) e direita (vermelha) menor que 1% nas previsões de projeto. É provável que deficiências na caracterização de cada perfil geotécnico, associadas às limitações da técnica de ISE adotada, sejam as principais causas das diferenças encontradas.

Visando investigar os efeitos da ISE no comportamento da fundação, Gusmão (1994) sugere a utilização do fator de recalques diferenciais ( $DR$ ), escrito em função do recalque absoluto de cada pilar ( $w_i$ ) e o recalque absoluto médio do edifício ( $w_{med}$ ), conforme definido pela Equação 4.1.

$$DR = (w_i - w_{med}) / w_{med} \quad (4.1)$$

A Figura 4.53b mostra que aos 400 dias o edifício apresentou os maiores recalques diferenciais ao longo do período instrumentado, expresso pela maior dispersão dos valores de  $DR$  em relação à média. Isso significa que nessa data os recalques individuais de cada pilar estavam mais distantes do recalque médio da fundação. A rotação do radier é uma das causas desse comportamento, conforme mostra a Figura 4.53c, que apresenta a rotação do edifício (como corpo rígido), considerando os recalques medidos entre extremidades opostas da fundação.

Com o avanço da construção do edifício, a redistribuição de cargas entre os pilares foi capaz de provocar um efeito de uniformização nos recalques da fundação, como fica evidente na menor dispersão dos valores de  $DR$  aos 1000 dias. Ressalta-se que esse comportamento foi verificado durante o andamento da obra, em um cenário de aumento de cargas externas e recalques totais.

Outro aspecto de destaque na Figura 4.53c está no fato da rotação não ser homogênea em todas as seções do radier. A rotação é maior na metade inferior do radier (entre pilares P10 e P11, e P13 e P14), atingindo 0,25 mrad (miliradianos) aos 1000 dias, enquanto na parte superior

do radier (entre pilares P3 e P6) o valor máximo é de aproximadamente 0,1 mrad. Considerando a seção na porção média (entre pilares P10 e P11), nota-se a estabilização da rotação da fundação a partir dos 750 dias.

Ressalta-se que o valor máximo de rotação verificado para a fundação, igual a 0,25 mrad, é compatível com o limite máximo de 1 mrad, recomendado por Poulos (2017) para edificações com mais de 100 metros de altura. Ademais, a rotação da fundação não provocou o desaprumo da superestrutura, já que a locação dos pilares foi realizada por equipe topográfica em todos os pavimentos, adotando marcos externos à projeção o edifício, de forma a evitar a propagação de desvios na locação dos pilares a cada pavimento concretado.

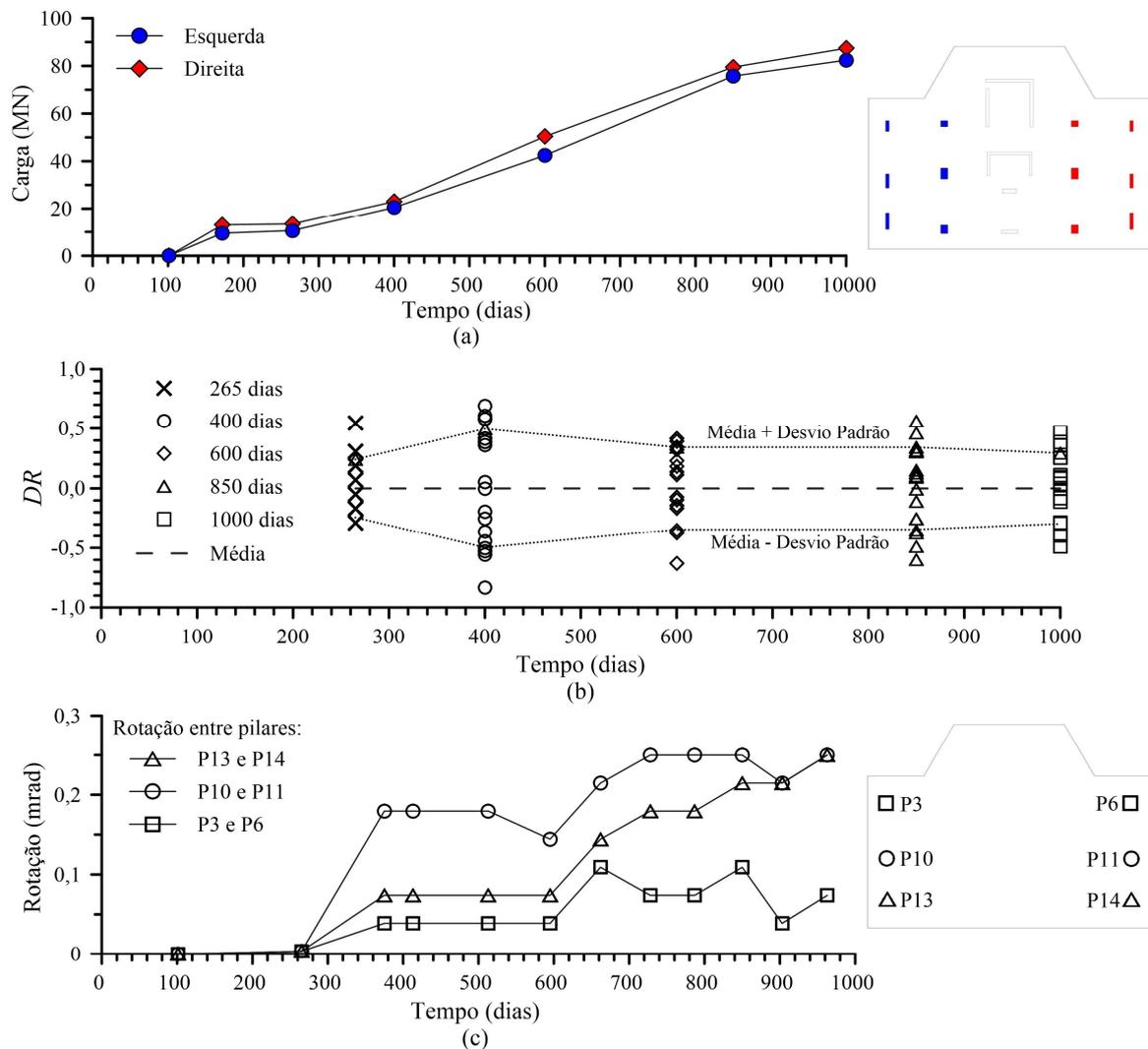


Figura 4.53. Cargas medidas nos pilares da lateral esquerda e direita do radier (a), valores de  $DR$  ao longo da evolução do edifício (b) e rotação do edifício entre diferentes extremidades do radier (c).

#### 4.9 CONTRIBUIÇÕES PARA O PROJETO DE RADIERS ESTAQUEADOS

A presente seção apresenta uma comparação entre os resultados medidos pela instrumentação com os calculados pela previsão numérica realizada na presente tese (3D MEF,

conforme metodologia descrita na Seção 3.5), e a previsão numérica realizada durante a etapa de projeto da fundação. O objetivo da comparação é realizar contribuições para o projeto de grandes radiers estaqueados, quando utilizados como alternativa de fundação para edificações altas. Todos os resultados dessa seção se referem aos dados coletados no término da Etapa 7. Os quesitos analisados são:

- A mobilização do contato radier-solo;
- As cargas máximas e mínimas atuantes nas estacas;
- O recalque absoluto e o recalque diferencial específico, máximos, da fundação.

As comparações apresentadas fazem contribuições limitadas ao estado limite de serviço da fundação, uma vez que as medições foram obtidas apenas para as cargas permanentes do edifício. Assim, a presente seção não inclui considerações sobre o estado limite último do radier estaqueado.

A Tabela 4.3 mostra que a carga média entre as estacas instrumentadas foi aproximadamente a mesma entre os valores medidos e a previsão numérica de projeto, realizada pelo software GARP associada a um processo iterativo de interação solo-estrutura (GARP ISE, conforme metodologia descrita na Subseção 3.4.6, com uma importante limitação da representação do perfil de solo, que não pode ser dividido em duas metades assimétricas). Tal fato era esperado, uma vez que a parcela de carga absorvida pelo estaqueamento, igual a 93 % para a previsão de projeto (GARP ISE) foi adotada também para os dados instrumentados, a fim de realizar a correção das deformações devido à fluência do concreto e correção da diminuição da rigidez do concreto das estacas devido às condições de concretagem (detalhes da metodologia na Seção 3.4, de forma a compatibilizar as cargas aplicadas ao radier com as reações nas estacas).

Entretanto, a Tabela 4.3 também mostra os valores médios de tensão mobilizada no contato radier-solo, cujos valores medidos ( $q_{rs \text{ médio}} = 196 \text{ kPa}$ ) foram muito superiores aos valores previstos ( $q_{rs \text{ médio}} = 34 \text{ kPa}$ ) em projeto. O mesmo comportamento se mostra presente nos resultados das simulações numéricas realizadas na tese (3D MEF), com a carga média das estacas similar aos valores medidos e previstos em projeto, mas apresentando mobilização do contato radier-solo muito inferior às medições.

Infelizmente, as limitações da metodologia empregada nesta tese não permitem traçar respostas definitivas para o ocorrido. Entretanto, conforme verificado em medições de campo realizadas por Burland et al. (1977) e ao longo das Etapas 2 e 3 da presente tese, sabe-se que o processo de expansão do solo pode ocorrer durante vários meses após o evento que provocou o alívio de tensões no respectivo material (escavação dos subsolos). Assim, a restrição do radier

aos movimentos de levantamento do solo subjacente pode ter contribuídos para os sucessivos acréscimos de tensão registrados pelas CTTs.

Ademais, desconsiderando-se os efeitos de expansão do solo, os valores registrados pelas CTTs representam um forte indício de que a aplicação do carregamento externo provocou uma mobilização do contato radier-solo significativamente superior aos valores calculados pelas previsões numéricas. O trabalho de Garcia & Albuquerque (2019) corrobora para essa afirmação, tendo verificado experimentalmente parcelas de carga absorvidas pelo contato radier-solo em torno de 20% da carga total aplicada à fundação, mesmo considerando radiers construídos sobre solo superficial, poroso, de baixa resistência.

Tabela 4.3. Valores médios de carga nas estacas, tensão mobilizada no contato radier-solo e parcela de carga absorvida pelo estaqueamento, previstas e medidas.

Metodologia	$Q_e$ média (kN)*	$q_{rs}$ médio (kPa)	Parcela absorvida pelas estacas
Instrumentação (Medido)	1123	196	** 93 %
Previsão Numérica (3D MEF)	1265	7	98 %
Previsão Numérica (GARP ISE)	1122	34	93 %

\* Valor de carga média considerando as estacas instrumentadas (E1 até E23).

\*\* Valor adotado como igual à parcela calculada na etapa de projeto, conforme justificado na Seção 3.4.

As Figuras 4.54a e 4.54b mostram, respectivamente, os valores das duas estacas mais carregadas e das duas menos carregadas, comparando valores medidos, previstos em projeto (GARP ISE), e as previsões numéricas realizadas nesta tese (3D MEF). Tais resultados foram comparados pois são comumente empregados no projeto de fundações estaqueadas com o objetivo de dimensionar a estaca quanto a sua capacidade de carga estrutural e geotécnica. As cargas máximas medidas foram concordantes em magnitude com ambas as previsões. Com relação à posição, houve concordância entre os valores medidos e a previsão GARP ISE (com relação à estaca E8), e entre os valores medidos e a previsão 3D MEF (entre as estacas E5 e E6, que são bastante próximas).

No entanto, nenhuma das previsões numéricas foi capaz de simular com acurácia a rotação do radier, e o fenômeno consequente, relacionado à baixa magnitude das cargas nas estacas de borda posicionadas na lateral direita da fundação. Assim, os resultados numéricos (3D MEF) indicaram a estaca E20 como a mais carregada, o que não foi verificado nas medições.

A Figura 4.54b mostra que a magnitude da carga medida nas estacas menos carregadas da fundação foi bastante superior aos valores previstos numericamente (por ambos métodos 3D MEF e GARP ISE). Tal aspecto sugere que a variação medida entre as cargas máximas e mínimas da fundação é menor que a variação prevista pelas simulações numéricas. De fato, o desvio padrão relacionado à carga das estacas instrumentadas foi igual a 288 kN, enquanto as

simulações 3D MEF e GARP ISE indicaram valores iguais a 382 kN e 367 kN, respectivamente. Vale ressaltar que a ISE é um dos fatores que afetam a distribuição de carga entre as estacas, sendo considerada em ambas simulações, ainda que por meio de metodologias simplificadas.

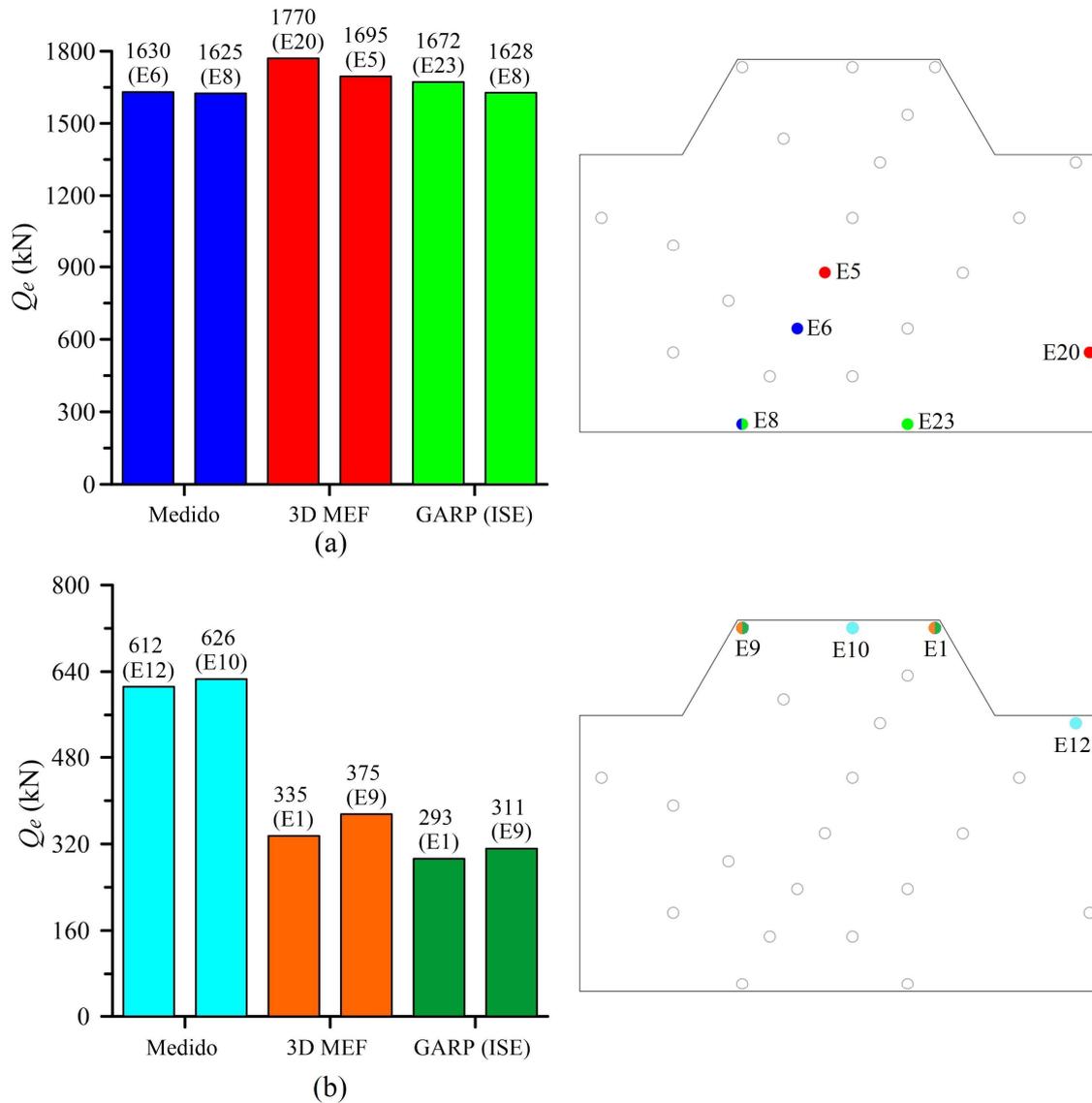


Figura 4.54. Magnitude e localização das duas estacas mais carregadas (a) e das duas estacas menos carregadas (b), segundo medições e previsões numéricas.

Com relação à posição das estacas menos carregadas, os resultados das simulações numéricas foram coincidentes, indicando as estacas E1 e E9 como menos carregadas (dentre as estacas E1 a E23). As medições indicaram boa concordância com relação à localização, sendo a estaca E10 (medida, em azul claro) posicionada entre as estacas E1 e E9. A principal diferença foi com relação à estaca E12, cujo baixo nível de carga decorreu da distribuição de recalques do radier, que não foi bem representada pelas simulações.

Com relação ao recalque absoluto máximo, a Figura 4.55a mostra que ambas simulações numéricas previram recalques máximos no centro do radier, sobre o pilar P7, enquanto o

monitoramento de recalques indicou recalque máximo sobre o pilar P8. Com relação à magnitude, a previsão realizada pelo GARP ISE foi a que mais se aproximou dos resultados medidos.

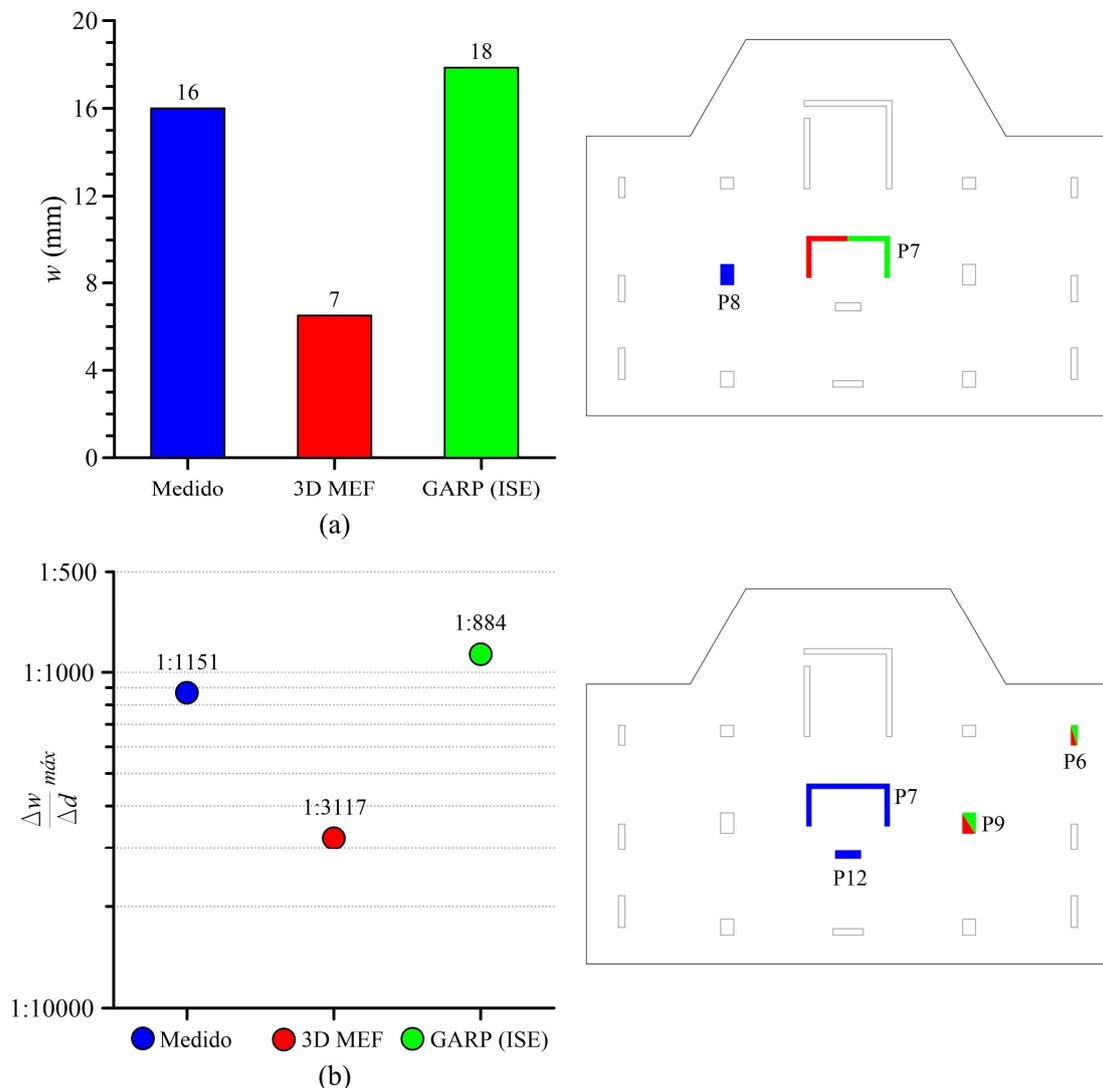


Figura 4.55. Magnitude e localização do recalque absoluto máximo (a) e do recalque diferencial máximo (b), segundo medições e previsões numéricas.

No entanto, considerando as limitações inerente à essa metodologia, ressalta-se que a mera proximidade entre recalques máximos não pode ser utilizada como critério para definir a superioridade de uma metodologia numérica em relação à outra. A simulação GARP ISE não representou as diferenças geotécnicas entre os Perfis A e B (adotando um mesmo perfil geotécnico para toda a fundação) e não foi capaz de representar adequadamente a distribuição completa dos recalques sobre o radier, já que seus resultados previram simetria nos recalques de pilares posicionados em extremidades opostas do radier, o que não foi verificado em campo.

Isso se confirma analisando os resultados de recalque diferencial específico, que atingiu valores máximos entre os pilares P7 e P12 (nas medições), enquanto em ambas simulações

numéricas os valores máximos ocorreram entre os pilares P6 e P9. Com relação a sua magnitude, o valor máximo medido foi igual a 1:1151, menor que o previsto em projeto (1:884) e bem inferior aos limites estabelecidos por norma (1:500).

Os gráficos de isocontornos de recalques medidos e previstos numericamente (3D MEF) estão expostos nas Figuras 4.56a e 4.56b, respectivamente. O modelo numérico apresentou recalques maiores na região centro-esquerda do radier, sobre o Perfil A, o que é coerente com os parâmetros geotécnicos medidos (Tabelas 3.7 e 3.8) e com a distribuição dos recalques medidos (Fig. 4.56a).

Todavia, a grande diferença entre os recalques máximos previstos e medidos sugere importantes limitações na calibração do modelo geotécnico adotado na simulação numérica, que possivelmente estão relacionadas com dois aspectos. O primeiro consiste no fato de que a diferença de rigidez entre os Perfis de solo A e B pode ser significativamente maior que a medida pelos ensaios de campo (e confirmada nas provas de carga). Tal diferença não teria sido capturada devido ao restrito número de ensaios frente às dimensões e a heterogeneidade do solo local, ou seja, o tamanho da amostra de ensaios não foi representativo.

O outro aspecto poderia estar relacionado à calibração do módulo de rigidez tangente para carregamento oedométrico ( $E_{oed}^{ref}$ ) e o módulo de recompressão do solo ( $E_{ur}^{ref}$ ), cuja calibração através das Equações 3.1 e 3.2 pode ter superestimado a rigidez da fundação, levando aos pequenos recalques absolutos verificados no modelo 3D MEF.

Por fim, as análises não consideraram a ocorrência de recalques por adensamento, em vista dos elevados valores de permeabilidade e a grande presença de descontinuidades em ambos Perfis A e B. Todavia, esse aspecto merece ser melhor avaliado em análises numéricas futuras.

As Figuras 4.57a e 4.57b mostram, respectivamente, a evolução da carga média medida nas estacas em diferentes perfis de solo e diferentes posições do radier, normalizadas em relação à capacidade de carga admissível das estacas ( $Q_{adm}$ ). Essa foi definida em etapa de projeto, igual a 2300 kN. Os resultados mostram que a carga média das estacas foi aumentando em ambos Perfis A e B, conforme o avanço normalizado da obra, dado pela relação da carga permanente referente ao peso próprio do edifício ( $P$ ), em relação ao seu peso próprio total ( $PPT$ ).

No período entre 300 e 600 dias o avanço da construção é mais intenso, como pode-se verificar pela maior inclinação da curva pontilhada nas Figuras 4.57a e 4.57b. A medida que a velocidade de aplicação das cargas diminui (redução na inclinação da linha pontilhada), o mesmo ocorre com o aumento de carga nas estacas, em ambos perfis e posições do radier.

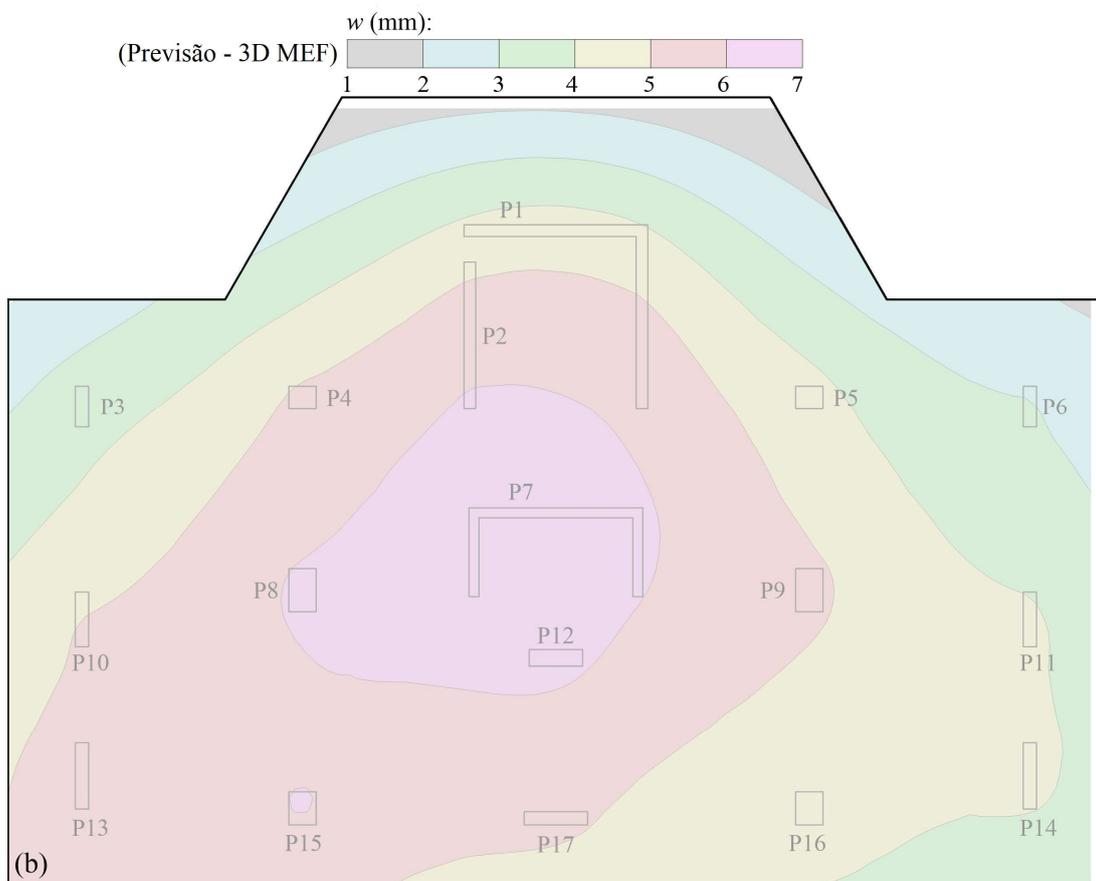
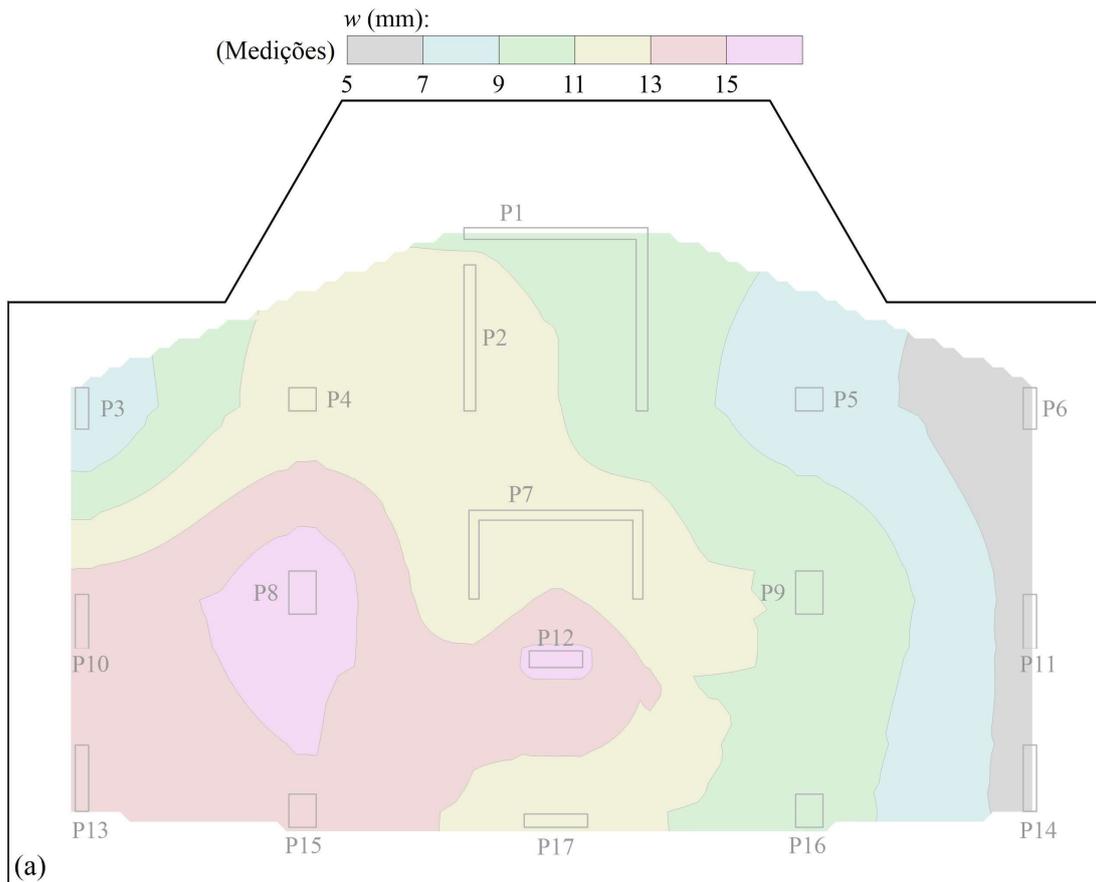


Figura 4.56. Isocontornos de recalques medidos (a) e previstos numericamente (b), aos 1000 dias.

A Figura 4.57b mostra que tanto as estacas periféricas, quanto as estacas centrais, em ambos perfis, apresentaram cargas médias da ordem de 50% do valor admissível das estacas. Tal fato é coerente com as considerações de projeto, uma vez que o valor de carga admissível (igual a 2300 kN) só deve atingido para algumas estacas, nas análises de estado limite último, com a inclusão dos efeitos referentes ao vento.

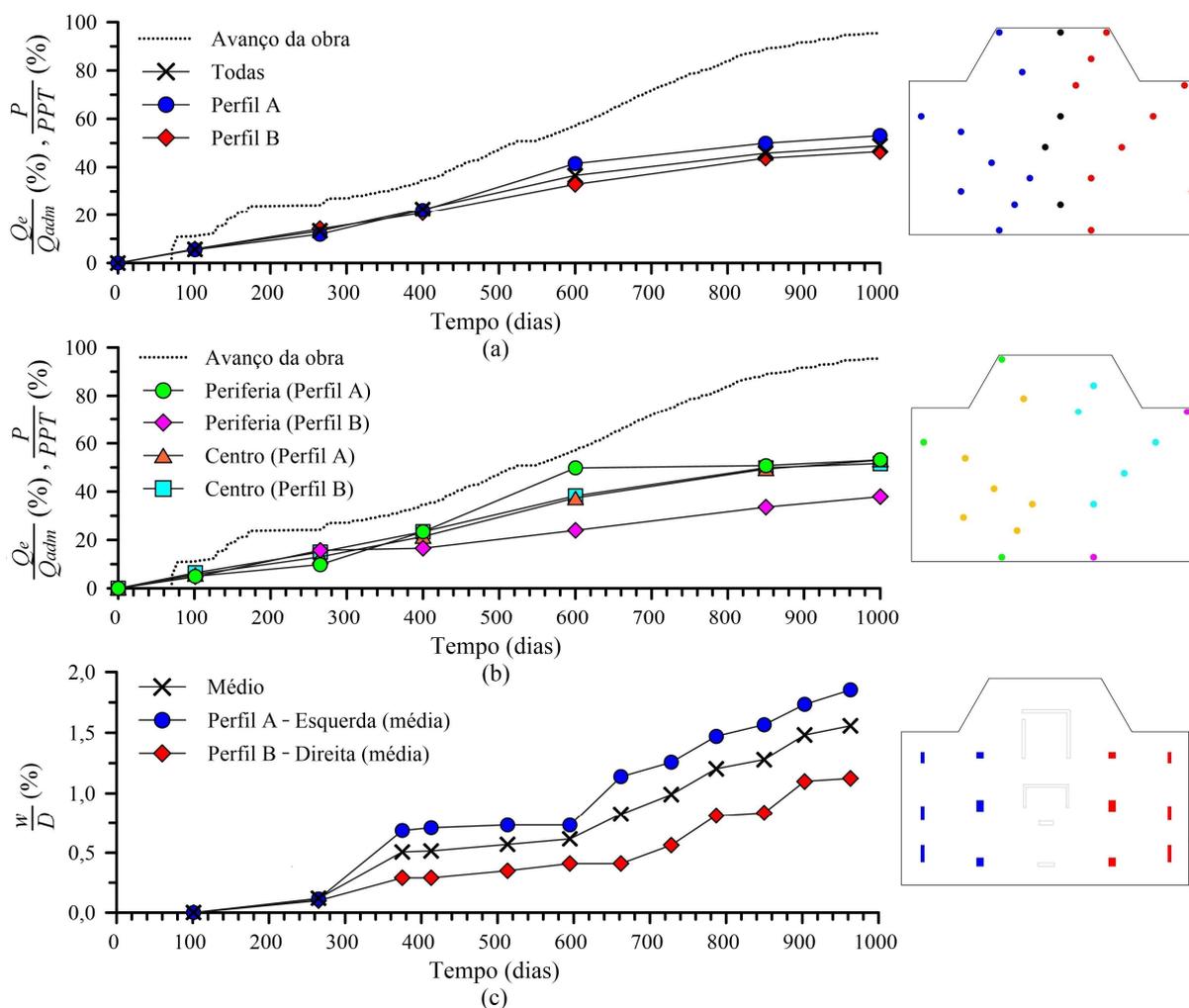


Figura 4.57. Carga média nas estacas normalizada em relação à carga admissível, para as posicionadas nos diferentes perfis de solo (a), diferentes posições do radier (b) e recalque normalizado médio (c).

Os recalques médios normalizados em relação do diâmetro da estaca ( $w/D$ ), medidos nos Perfis A e B (Figura 4.57c), indicam um valor de  $w/D$  próximo de 2% para as estacas construídas no Perfil A, aos 1000 dias. Tal valor é compatível com o recalque normalizado necessário para mobilização máxima do atrito lateral medido nas provas de carga (Figura 3.41a). No entanto, no radier estaqueado o efeito da interação entre estacas e entre o radier e as estacas diminui o deslocamento relativo na interface estaca-solo, provocando uma redução na mobilização de sua resistência por atrito lateral.

Isso posto, e considerando o baixo valor de carga medida nas estacas (igual ou menor que 50% da carga admissível de projeto), é provável que as estacas em ambos do Perfis A e B estejam distantes de sua resistência máxima por atrito lateral.

A Figura 4.58 apresenta os valores de carga medida em cada pilar ( $Q_p$ ) normalizada com relação à carga prevista em projeto ( $Q_{cp}$ ). Os resultados indicam uma razoável concordância entre valores previstos e medidos nos pilares, com as cargas medidas mantendo-se entre 64% e 133% dos valores previstos. Conforme explicado na Seção 4.7, o principal motivo para esse comportamento está na diferença de rigidez entre os solos dos Perfis A e B, que provocaram uma distribuição assimétrica de recalques, com maior magnitude de deslocamentos na lateral esquerda e menores na lateral oposta (direita).

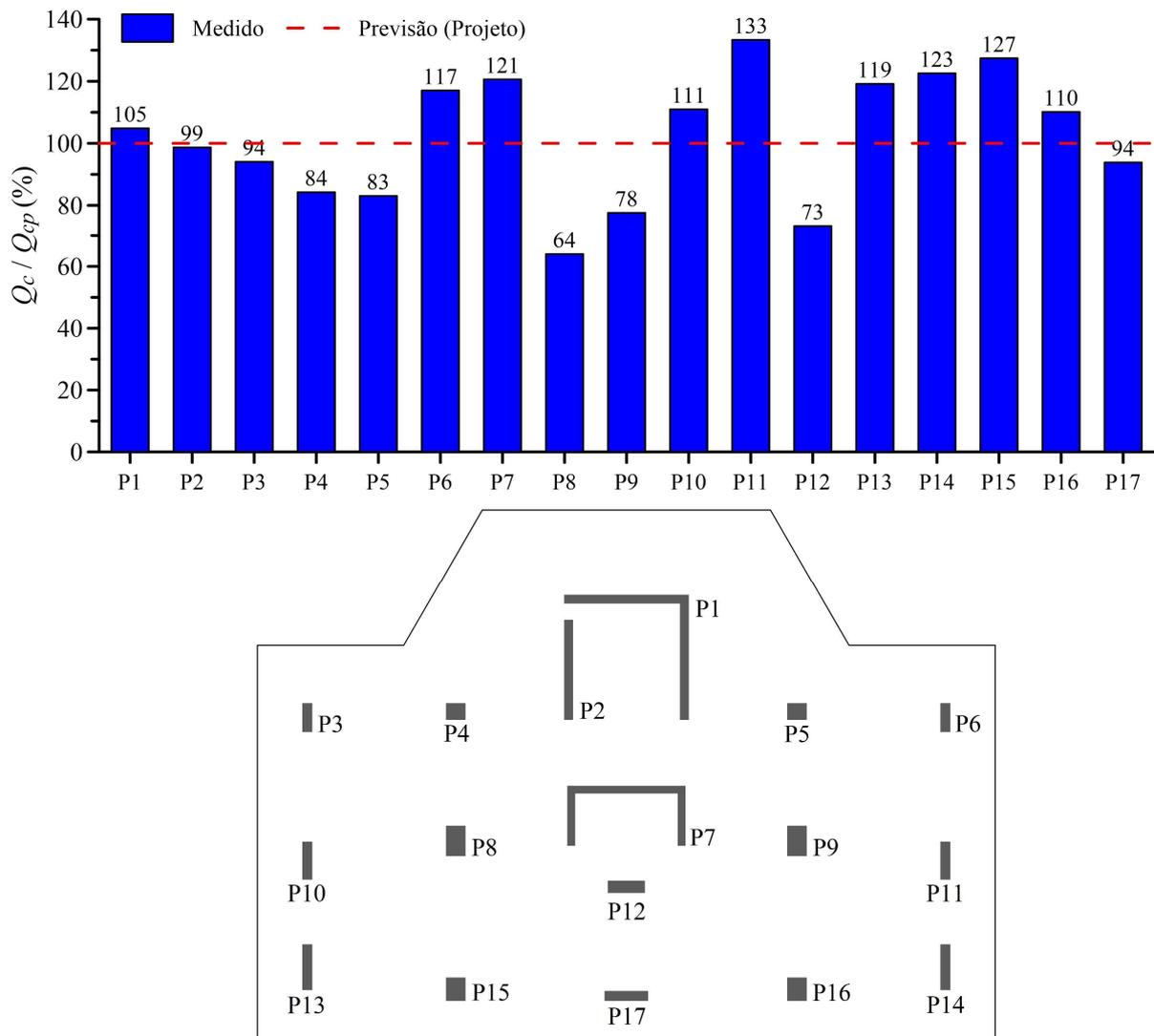


Figura 4.58. Valores de carga medidas nos pilares normalizada com relação aos valores de projeto.

É fato que, de posse dos resultados da instrumentação e das medições de recalque, os parâmetros mecânicos de cada camada de solo nos Perfis A e B podem ser retroanalisados, levando a uma melhor concordância entre os valores medidos e previstos. Entretanto, a previsão numérica realizada na presente tese (3D MEF) mostra que a obtenção dos parâmetros mecânicos do solo em situações de projeto é uma tarefa difícil.

Tal como ocorrido na presente tese, é comum que previsões numéricas não reproduzam o comportamento medido em campo com a acurácia esperada, mesmo em uma situação na qual foi realizada uma caracterização geotécnica significativamente superior à utilizada na prática da engenharia de fundações, incluindo ensaios de laboratório, campo e provas de carga, associadas a ferramentas numéricas para auxiliar na interpretação dos ensaios.

## 5. CONCLUSÕES

A presente tese realizou o monitoramento de deformações em estacas, pilares e na interface radier-solo, a fim de obter dados de cargas e tensões atuantes em um radier estaqueado de grandes dimensões. Os resultados foram utilizados para a análise do comportamento geotécnico da fundação, sendo o primeiro caso brasileiro de instrumentação de uma fundação do tipo radier estaqueado de um edifício alto (aqueles com altura maior que 150 m (Poulos, 2017)).

A instrumentação apresentou bom funcionamento ao longo do período instrumentado. Ao final dos 1000 dias, 75% dos sensores continuaram a apresentar bom funcionamento. Dos instrumentos restantes, 18% continuaram funcionando, mas com elevado nível de ruído e baixa estabilidade, e 7% foram permanentemente danificados, principalmente devido a danos na fase de instalação dos sensores e execução dos elementos estruturais.

Os tipos de ensaios de campo e laboratório realizados se mostraram apropriados para uma boa caracterização geotécnica do perfil de solo local. Entretanto, a quantidade de ensaios se mostrou muito reduzida, principalmente no que se refere à caracterização das camadas de solo mais profundas. Os resultados mostram que os principais aspectos do comportamento da fundação puderam ser qualitativamente capturados pelo modelo geotécnico proposto.

Considerando aspectos acadêmicos, recomenda-se que outros trabalhos sobre o tema englobem uma investigação geotécnica com uma melhor caracterização da variabilidade espacial dos parâmetros de rigidez do solo local, especialmente nas camadas mais profundas. Essa recomendação inclui a realização de ensaios pressiométricos e a coleta de amostras indeformadas (a serem utilizadas em ensaios de compressão triaxial), a uma profundidade referente à metade inferior do comprimento da estaca até o solo abaixo de sua base. Tal medida visa a obtenção de uma melhor concordância entre o comportamento carga-recalque medido para o edifício e os resultados previstos por simulações numéricas 3D, pelo MEF.

Os dados de monitoramento das deformações das estacas antes e após a última etapa de escavação do radier indicou o surgimento de tensões de tração nas mesmas, devido ao fenômeno de expansão do solo, provocado pelo processo de escavação. O processo de expansão continuou a ocorrer ao menos até os 265 dias, uma vez que o processo de paralisação da obra devido à pandemia do Covid-19 permitiu o monitoramento de deformações de tração em 20 das 22 estacas instrumentadas durante a Etapa 3 (entre 173 e 265 dias).

Tais resultados sugerem a ocorrência de expansão em um solo residual metamórfico, com nítido acamamento de partículas, cuja expansão estrutural ocorre até vários meses após a escavação. O processo ocorre inclusive em perfis de solo não saturados com elevado coeficiente

de permeabilidade, como a camada de silte arenoso encontrada no Perfil B da presente tese. Entretanto, conforme o esperado, a instrumentação das estacas indicou a ocorrência de maiores forças de expansão nas estacas centrais, construídas no Perfil A, composto por uma espessa camada de silte argiloso.

Assim, conclui-se que em fundações construídas após a escavação de subsolos a carga real nas estacas pode ser significativamente menor que os valores previstos em projeto, com esta respectiva diferença sendo transferida pelo contato radier-solo. No entanto, a presente tese não coletou dados suficientes para a realização de contribuições práticas que visem considerar como o comportamento medido afeta o dimensionamento das estacas.

O processo de cura do concreto do radier, com sua conseqüente variação volumétrica e variação de temperatura, provocou significativas interferências nos valores de deformações medidas pelas estacas e CTTs. Apesar disso, os resultados sugerem que o estaqueamento é mobilizado desde os primeiros estágios de carregamento, a partir do momento em que concreto do radier endurece.

A aplicação do modelo B3 para a previsão da fluência do concreto (Bazant & Baweja, 2000) foi útil para o embasamento destes valores de deformação nos elementos instrumentados. No entanto, os resultados indicam que o modelo superestimou os valores de fluência nas seções instrumentadas, exigindo a realização de um processo de retroanálise a fim de compatibilizar as cargas medidas com as cargas permanentes totais teóricas, monitoradas por meio do acompanhamento do avanço físico da obra.

Durante todo o período instrumentado as cargas nas estacas centrais foram aproximadamente as mesmas em ambos os Perfis A e B. O mesmo não acontece para as estacas de borda e canto, já que as estacas posicionadas no Perfil A absorveram cargas superiores às construídas no Perfil B. Esse comportamento se deve principalmente à diferença de rigidez entre os Perfis de solo A e B, algo que refletiu diretamente na distribuição de recalques da fundação e provocou uma pequena rotação do radier.

A região de solo mais deformável (Perfil A) apresentou maiores recalques e suas estacas periféricas absorveram maiores cargas que as posicionadas na borda oposta. É provável que a rotação do radier tenha sido o principal responsável pelo fenômeno. Nessa hipótese, os pequenos recalques na lateral do radier assente sobre o Perfil B teriam provocado baixos deslocamentos relativos na interface estaca-solo (em comparação com o ocorrido na extremidade oposta) e, conseqüentemente, menor mobilização do atrito lateral das mesmas.

Com o avanço da obra, o efeito da rigidez da superestrutura contribuiu para sucessivas redistribuições de carga nos pilares instrumentados, as quais causaram uma uniformização nos recalques da fundação e diminuíram a diferença de carga entre as estacas de borda nos diferentes perfis. Tal diferença apresentou valor máximo aos 600 dias, igual a 52 %, e reduziu para 29% aos 1000 dias. Nas mesmas datas, o recalque diferencial entre as duas extremidades do radier (P10 e P11), aumentou de 4 mm para 7 mm.

Esse comportamento está intimamente relacionado com a distribuição de cargas nos pilares, que durante o monitoramento indicou uma redistribuição em direção aos pilares que nascem na região de menores recalques do radier. Consequentemente, os pilares da região de maior recalque absorveram cargas menores que o previsto. Tal comportamento foi bastante intenso até os 600 dias (estrutura finalizada até o 28º pavto. - Etapa 5). A partir dessa data a intensificação do fenômeno de ISE foi capaz de evitar um aumento brusco dos recalques diferenciais da fundação e minimizar a diferença entre as cargas dos pilares posicionados em extremidades opostas do radier.

O comportamento descrito ao longo dos últimos quatro parágrafos mostra como o solo, os elementos de fundação, e a estrutura têm seus comportamentos intimamente ligados. Assim, uma das principais conclusões do trabalho está na demonstração clara, a partir de medições em uma obra real, da necessidade de se realizar análises de ISE durante a elaboração do projeto estrutural e de fundação de edifícios altos.

Os resultados da instrumentação foram razoavelmente concordantes com os resultados previstos pelo modelo de cálculo adotado para a análise estrutural do edifício. É provável que as principais diferenças encontradas entre cargas previstas e medidas sejam decorrentes das limitações do processo de ISE adotado na etapa de projeto. Dentre elas, ressalta-se a análise desacoplada dos modelos numéricos utilizados para a simulação do comportamento da fundação e da estrutura. Outro fator limitante do desempenho das análises de ISE está na dificuldade de obtenção de previsões acuradas para os recalques, que é um dos principais fatores que afetam a distribuição de cargas entre pilares e entre estacas.

Apesar da heterogeneidade do perfil de solo e seu consequente efeito na rotação do radier, foi verificada uma distribuição razoavelmente homogênea de cargas entre as estacas centrais. Esse comportamento está de acordo com as características geométricas do radier e com os parâmetros geotécnicos do solo subjacente, sendo a placa classificada como parcialmente flexível ( $K_{rs} = 1,2$ ) pelo critério de Horikoshi & Randolph (1997).

Apesar da presente tese não conseguir determinar com acurácia a parcela de carga absorvida pelo contato radier-solo, os resultados das CTTs indicam uma significativa mobilização da resistência nessa interface. Os valores medidos, da ordem de 200 kPa, foram muito superiores aos valores previstos numericamente, da ordem de 30 kPa. Corrobora com os resultados medidos as consequências da escavação dos solos do edifício, dentre elas a expansão do solo e o aumento da rigidez na interface radier-solo (módulo de recarregamento), que são fatores já investigados em diversos estudos (Price & Wardle, 1986; Poulos, 2005; Sales et al., 2010) e de complexa representação acurada no modelo numérico.

As CTTs instaladas na região de maior recalque (CTT-3, CTT-8, CTT-9 e CTT-10) foram significativamente mobilizadas ao longo do carregamento da fundação. Tais resultados sugerem que o modelo numérico adotado apresenta limitações relacionadas à capacidade de previsão da mobilização da resistência do radier, o que merece ser investigado com mais detalhe em trabalhos futuros.

Finalmente, a instrumentação das estacas ao longo da profundidade mostrou uma baixa mobilização de atrito lateral na metade superior do fuste da estaca (em torno de 26% aos 1000 dias), mesmo para uma carga atuante da ordem de 25% a 30% da carga de ruptura. Tal comportamento difere do verificado experimentalmente nas provas de carga, e se deve à interação estaca-solo-estaca e estaca-solo-radier, que fazem com que todo o maciço de solo ao redor do fuste se desloque, diminuindo o deslocamento relativo na interface estaca-solo e, conseqüentemente, a mobilização do atrito lateral na parte superior do fuste das estacas.

Esse comportamento foi capturado pelo modelo 3D MEF, o que representa uma grande vantagem dessa ferramenta em relação às metodologias híbridas simplificadas (a exemplo do GARP), já que possibilita um dimensionamento estrutural adequado das estacas de fundação.

## **5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

Apesar das significativas conclusões realizadas ao final do presente trabalho, o aprendizado adquirido durante sua elaboração permite a realização de várias recomendações para trabalhos futuros.

Visando uma melhor caracterização da magnitude da expansão do solo no campo, recomenda-se que trabalhos futuros realizem medições do levantamento do solo imediatamente após o processo de escavação e nos primeiros estágios de execução da fundação.

O desenvolvimento de deformações por fluência se mostrou um fator de grande interferência no cálculo das cargas absolutas das estacas e pilares, sendo capaz de afetar a acurácia da parcela

de carga absorvida pelo estaqueamento. Recomenda-se que novos trabalhos relacionados à instrumentação de fundações em escala real façam a aplicação de células de carga que contemplem toda a seção transversal do elemento instrumentado.

Devido ao elevado custo de tais instrumentos, sugere-se que sua instalação seja feita em parte dos elementos instrumentados, de forma a servir como benchmark e permitir um melhor ajuste das deformações por fluência nos demais elementos instrumentados da obra, que podem ser monitorados com o uso de células de carga miniaturizadas.

Ademais, em casos envolvendo a instrumentação de estruturas de concreto armado, recomenda-se também a realização de ensaios de fluência em corpos de prova de concreto e em pilaretes de concreto armado, com o objetivo de melhorar a acurácia do cálculo das deformações por fluência e o efeito de restrição da armadura na seção de concreto.

Desconsiderando limitações econômico-financeiras, recomenda-se ainda que a medição de deformações seja realizada de forma mista, incluindo “strain-gauges” de cordas vibrantes e elétrico-resistivos, para melhorar a durabilidade e confiabilidade do monitoramento de longo prazo da estrutura e fundação.

Apesar da fundação instrumentada não estar construída abaixo do nível freático, as significativas variações sazonais do nível d’água atingem o solo em sua interface com o radier, alterando a mobilização da resistência do contato. Recomenda-se que instrumentações com objetivos similares aos da presente tese realizem a instalação de piezômetros próximos a cota de assentamento do radier, o que pode auxiliar na interpretação dos resultados das células de tensão total.

Dado o impacto da ISE nos resultados apresentados e a importância do referido tema no comportamento de fundações de grandes edifícios, sugere-se que os dados apresentados nesta tese sejam utilizados para uma investigação específica dos efeitos da ISE no edifício, utilizando uma análise 3D acoplada do sistema solo-fundação-superestrutura, em elementos finitos.

Recomenda-se ainda a utilização dos dados do monitoramento como parâmetros de referência para a realização de estudos de otimização de fundações do tipo radier estaqueado. Além da definição de disposição, comprimento e diâmetro ideais das estacas, sugere-se que tais estudos contemplem os impactos de diferentes abordagens de projeto no comportamento do referido radier estaqueado, incluindo as abordagens de controle de recalques diferenciais, “creep-piling” e até mesmo a utilização de radiers sob inclusões rígidas.

## REFERÊNCIAS

ABNT. (1984). Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6508: Solo – Determinação de Massa Específica. 8 p.

ABNT. (1990). Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12007: Ensaio de adesamento unidimensional - Método de ensaio. 15 p.

ABNT. (1995). Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6502: Rochas e Solos. 18 p.

ABNT. (2006). Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12131: Estacas - Prova de carga estática - Método de ensaio. 8 p.

ABNT. (2014). Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. 238 p.

ABNT. (2016a). Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7181: Solo – Análise Granulométrica. 12 p.

ABNT. (2016b). Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6459: Solo – Determinação do Limite de Liquidez. 5 p.

ABNT. (2016c). Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7180: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. 3 p.

ABNT. (2016d). Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 9604: Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo, com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas. 9 p.

ABNT. (2017). Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8522: Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão. 20 p.

ABNT. (2018). Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. 9 p.

ABNT. (2019). Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações. 108 p.

ACI. (1997). American Concrete Institute. ACI 209R-92: Prediction of Creep , Shrinkage , and Temperature Effects in Concrete Structures. 47 p.

ACI. (2008). American Concrete Institute. ACI 209.2R-08: Guide for Modeling and Calculating Shrinkage and Creep in Hardened Concrete. 44 p.

ACI. (2012). American Concrete Institute. ACI 543R-12: Guide to Design, Manufacture, and Installation of Concrete Piles. 64 p.

ACKER, P., BAŽANT, Z.P., CHERN, J.C., HUET, C., WITTMANN, F.H., ALOU,

F., FAGERLUND, G., HANSEN, T.C., MAMILLAN, M., SCHWESINGER, P. & ULM, F. (1998). Measurement of time-dependent strains of concrete. *Mater. Struct.*, 31: 507–512.

AFNOR. (2000). French Association for Standardization. NF P 94-110-1: Soils: reconnaissance and testing. Ménard pressuremeter test. Part 1: test without cycle. 42 p.

AI, Z.Y., HAN, J. & YAN, Y. (2005). Elastic analysis of single pile-rigid circular raft systems in layered soils. *GSP 132 - Adv. Deep Found.*, : 1–14.

AL-MANASEER, A. & LAM, J.P. (2005). Statistical evaluation of shrinkage and creep models. *ACI Mater. J.*, 102(3): 170–176.

ALHUSSAINY, F., HASAN, H.A., ROGIC, S., SHEIKH, M.N. & HADI, M.N.S. (2016). Direct tensile testing of self-compacting concrete. *Constr. Build. Mater.*, 112: 903–906.

ALTAEE, A. & FELLENIUS, B.H. (1994). Physical modeling in sand. *Can. Geotech. J.*, 31(3): 420–431.

ASTM. (2000). American Society for Testing and Materials. D4719-00: Standard test method for pre-bored pressuremeter testing in soils. 13 p.

ASTM. (2011). American Society for Testing and Materials. D3080 / D3080M-11: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. 7 p.

AYANO, T. (1992). Study on creep strain of concrete under the various stress histories. *Proc. JSCE*, V-17(451): 109–123.

AZIZKANDI, A.S. & TAHERKHANI, R. (2020). Experimental study on connected and non-connected piled raft foundations subjected to eccentric loading. *Int. J. Civ. Eng.*, 18: 743–761.

BALAKUMAR, V., HUANG, M., OH, E. & BALASUBRAMANIAM, A.S. (2018). A critical and comparative study on 2d and 3d analyses of raft and piled raft foundations. *Geotech. Eng. J. SEAGS AGSSEA*, 49(1): 150–164.

BASILE, F. (2015). Non-linear analysis of vertically loaded piled rafts. *Comput. Geotech.*, 63: 73–82.

BAUD, J.P., GAMBIN, M. & SCHLOSSER, F. (2013). Courbes hyperboliques contrainte-déformation au pressiomètre ménard autoforé. *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, . Presses des Ponts et Chaussees, Paris, 491–494.

BAZANT, Z.P. (1972). Prediction of concrete creep effects using age-adjusted effective modulus method. *J. Am. Concr. Inst.*, 69(4): 212–217.

BAZANT, Z.P. (1988). Material models for structural creep analysis. *Mathematical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete*, John Wiley & Sons Ltd., pp. 99–215.

BAZANT, Z.P. (2015). Model B4 for creep, drying shrinkage and autogenous shrinkage of normal and high-strength concretes with multi-decade applicability, RILEM Technical Committee TC-242- MDC.

BAZANT, Z.P. & BAWEJA, S. (2000). Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures: model b3. *Adam Neville Symposium: Creep and Shrinkage — Structural Design Effects*, ACI, Farmington Hills, Michigan, USA, ACI SP-194: , 1–83.

BAZANT, Z.P. & KIM, S.S. (1979). Approximate relaxation function for concrete. *J. Struct. Div. - ASCE*, 105(12): 2695–2705.

BAZANT, Z.P. & PANULA, L. (1978a). Practical prediction of time-dependent deformations of concrete - part i: shrinkage. *Matériaux Constr.*, 11: 307–316.

BAZANT, Z.P. & PANULA, L. (1978b). Practical prediction of time-dependent deformations of concrete - part ii: basic creep. *Matériaux Constr.*, 11: 317–328.

BAZANT, Z.P. & PANULA, L. (1978c). Practical prediction of time-dependent deformations of concrete - part iii: drying creep. *Matériaux Constr.*, 11: 415–424.

BERNARDES, H.C. (2021). Aplicação de análise probabilística ao cálculo de capacidade de carga de estacas hélice contínua. *Rev. Eng. Civ. IMED*, 8(1): 53–68.

BERNARDES, H.C., CARVALHO, S.L., SALES, M.M., ALMEIDA, R.S.M., FARIAS, M.M. & PINHO, F.A.X.C. (2019). Hybrid numerical tool for nonlinear analysis of piled rafts. *Soils Found.*, 59(6): 1659–1674.

BERNARDES, H.C. & CRUZ JUNIOR, A.J. (2022). Relatório interno - Versão 00 - Dados de monitoramento de deformações, tensões e recalques em um edifício alto em Goiânia-GO. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília-DF.

BERNARDES, H.C. & CUNHA, R.P. (2020). A simplified settlement analysis of a piled raft in london clay. *Geotecnia*, 150: 107–120.

BERNARDES, H.C., SALES, M.M., MACHADO, R.R., CRUZ JUNIOR, A.J., CUNHA, R.P., ANGELIM, R.R. & REBOLLEDO, J.F.R. (2022). Coupling hardening soil model and ménard pressuremeter tests to predict pile behavior. *Eur. J. Environ. Civ. Eng.*, 26(11): 5221–5240.

BERNARDES, H.C., SOUZA FILHO, H.L., DIAS, A.D. & CUNHA, R.P. (2021). Numerical analysis of piled raft foundations designed for settlement control on steel grain silos in collapsible soils. *Int. J. Civ. Eng.*, 19(5): 607–622.

BEYGI, M., KESHAVARZ, A., ABBASPOUR, M. & VALI, R. (2019). 3D numerical

study of the piled raft behaviour due to groundwater level changes in the frictional soil. *Int. J. Geotech. Eng.*, : 1–8.

BHARTIYA, P., CHAKRABORTY, T. & BASU, D. (2020). Settlement estimation of piled rafts for initial design. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, 146(2): 1–17.

BHUIYAN, M.Z.I., WANG, S., SLOAN, S.W., SHENG, D. & MICHEL, H. (2018). Calibration of earth pressure cell for a specified laboratory application. 8th International Conference on Geotechnique, Construction Materials and Environment - GEOMATE, Kuala Lumpur, Malaysia, 263–268.

BJERRUM, L. (1963). Allowable settlement of structures. 3rd European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, 135–137.

BOURNE-WEBB, P.J., AMATYA, B., SOGA, K., AMIS, T., DAVIDSON, C. & PAYNE, P. (2009). Energy pile test at lambeth college, london: geotechnical and thermodynamic aspects of pile response to heat cycles. *Géotechnique*, 59(3): 237–248.

BOURNE-WEBB, P.J., BODAS FREITAS, T.M. & FREITAS ASSUNÇÃO, R.M. (2019). A review of pile-soil interactions in isolated, thermally-activated piles. *Comput. Geotech.*, 108: 61–74.

BRINKGREVE, R.B.J., ENGIN, E. & SWOLFS, W.M. (2014). Plaxis 2d anniversary edition - material models manual, plaxis bv.

BROWN, P.T. & WIESNER, T.J. (1975). The behaviour of uniformly loaded piled strip footings. *Soils Found.*, 15(4): 13–21.

BS. (1990). British Standard 1377-8: Methods of test for soils for civil engineering purposes. Shear strength tests (effective stress). 38 p.

BURLAND, J.B. (1995). Piles as settlement reducers. Proceedings of the 19th Italian National Geotechnical Congress, . SG Editoriali, Pavia, 21–34.

BURLAND, J.B., LONGWORTH, T.I. & MOORE, J.F.A. (1977). A study of ground movement and progressive failure caused by a deep excavation in oxford clay. *Géotechnique*, 27(4): 557–591.

BUTTERFIELD, R. & BANERJEE, P.K. (1971a). The elastic analysis of compressible piles and pile groups. *Géotechnique*, 21(1): 43–60.

BUTTERFIELD, R. & BANERJEE, P.K. (1971b). The problem of pile group-pile cap interaction. *Géotechnique*, 21(2): 135–142.

CEB. (1990). Comité Euro-International du Béton. CEN-FIP: Model Code for Concrete Structures.

CEN. (2001). European Committee for Standardization. Eurocode 7, Part 1: Geotechnical design: General rules, Final Draft EN 1997-1. Brussels.

CHEUNG, Y.K. & NAG, D.K. (1968). Plates and beams on elastic foundations-linear and nonlinear behaviour. *Géotechnique*, 18(2): 250–260.

CHEUNG, Y.K., THAM, L.G. & GUO, D.J. (1988). Analysis of pile group by infinite layer method. *Géotechnique*, 38(3): 415–431.

CHIN, F.K. (1970). Estimation of the ultimate load of piles from tests not carried to failure. *Proceedings of the 2nd SEACSE, Singapore*, 81–92.

CHO, J., LEE, J., JEONG, S. & LEE, J. (2012). The settlement behavior of piled raft in clay soils. *Ocean Eng.*, 53: 153–163.

CHOW, H.S.W. & SMALL, J.C. (2005). Behaviour of piled rafts with piles of different lengths and diameters under vertical loading. *Adv. Deep Found. - Geotech. Spec. Publ.* 132, : 1–15.

CHOW, Y.K. & TEH, C.I. (1991). Pile-cap-pile-group interaction in nonhomogeneous soil. *J. Geotech. Eng.*, 117(11): 1655–1668.

CLANCY, P. & RANDOLPH, M.F. (1993). An approximate analysis procedure for piled raft foundations. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, 17(12): 849–869.

CLANCY, P. & RANDOLPH, M.F. (1996). Simple design tools for piled raft foundations. *Géotechnique*, 46(2): 313–328.

CLAYTON, C.R.I. & BICA, A.V.D. (1993). The design of diaphragm-type boundary total stress cells. *Géotechnique*, 43(4): 523–535.

COOKE, R.W. (1986). Piled raft foundations on stiff clays - a contribution to design philosophy. *Géotechnique*, 36(2): 169–203.

COOKE, R.W., BRYDEN-SMITH, D.W., GOOCH, M.N. & SILLETT, D.F. (1981). Some observations of the foundation loading and settlement of a multi-storey building on a piled raft foundation in london clay. *Proc. Inst. Civ. Eng.*, 70(3): 433–460.

COOKE, R.W., PRICE, G. & TARR, K. (1980). Jacked piles in london clay: interaction and group behaviour under working conditions. *Géotechnique*, 30(2): 97–136.

CRUZ JUNIOR, A.J. (2016). Instrumentação de fundações estacadas. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Goiás, Goiânia-GO. 208 p. Disponível em: <https://repositorio.bc.ufg.br/tede/handle/tede/6306>.

CRUZ JUNIOR, A.J. (2023). Análise numérica e experimental dos efeitos da escavação em um radier estacado em solo tropical. Tese de Doutorado (em andamento), Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília-DF.

CUNHA, R.P., CORDEIRO, A.F.B. & SALES, M.M. (2010). Numerical assessment of an imperfect pile group with defective pile both at initial and reinforced conditions. *Soils and Rocks*, 33(2): 81–93.

CUNHA, R.P., CORDEIRO, A.F.B., SALES, M.M. & BERNARDES, H.C. (2021). Physical 1 g modelling of defective small-scale piled-raft systems founded in sand. *Int. J. Phys. Model. Geotech.*, : 1–13.

CUNHA, R.P. & PANDO, M. (2013). Influence of pile-soil-raft parameters on the behavior of piled raft and conventional piled groups foundations. *Soils and Rocks*, 36(1): 21–35.

CUNHA, R.P., POULOS, H.G. & SMALL, J.C. (2020). Some factors that influence the prediction of the behaviour of piled rafts via simplified (numerical) analyses. *Geotech. Eng. J. SEAGS AGSSEA*, 51(2): 22–29.

DA. (1983). Department of The Army - Headquarters. TM 5-181-7: Foundations in Expansive Soils. Washington, DC. 95p.

DAVIS, E.H. & POULOS, H.G. (1968). The use of elastic theory for settlement prediction under three-dimensional conditions. *Géotechnique*, 18(1): 67–91.

DEB, P. & PAL, S.K. (2019). Analysis of load sharing response and prediction of interaction behaviour in piled raft foundation. *Arab. J. Sci. Eng.*, 44(10): 8527–8543.

DÉCOURT, L. (1989). The standard penetration test, state of the art report. 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, . A.A. Balkema, Rotterdam, Rio de Janeiro, 2405–2416.

DEJONG, J.T., WHITE, D.J. & RANDOLPH, M.F. (2006). Microscale observation and modeling of soil-structure interface behavior using particle image velocimetry. *Soils Found.*, 46(1): 15–28.

DUNCAN, J.M. & CHANG, C.Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *J. Soil Mech. Found. Div.*, 96(5): 1629–1653.

DUNNICLIFF, J. (1988). Geotechnical instrumentation for monitoring field performance. John Wiley & Sons, New York.

EL-GARHY, B., GALIL, A.A., YOUSSEF, A. & RAI, M.A. (2013). Behavior of raft on settlement reducing piles: experimental model study. *J. Rock Mech. Geotech. Eng.*, 5(5): 389–399.

EL-MOSSALAMY, Y. & FRANKE, E. (1997). Piled rafts - numerical modelling to simulate the behaviour of piled raft foundations.

ELWAKIL, A.Z. & AZZAM, W.R. (2016). Experimental and numerical study of piled raft system. *Alexandria Eng. J.*, 55(1): 547–560.

EUROCODE 2. (2003). Projeto de estruturas de betão - Parte 1: Regras gerais e regras para edifícios.

FANOURLAKIS, G.C. & BALLIM, Y. (2003). Predicting creep deformation of

concrete: a comparison of results from different investigations. 11th FIG Symposium on Deformation Measurements, Santorini, Greece, 1–8.

FELLENIOUS, B.H. (1989). Tangent modulus of piles determined from strain data. The American Society of Civil Engineers (ASCE) Geotechnical Engineering Division, Foundation Congress, 1: , 500–510.

FELLENIOUS, B.H. (2006). Results from long-term measurement in piles of drag load and downdrag. *Can. Geotech. J.*, 43(4): 409–430.

FELLENIOUS, B.H. (2012). Discussion of “critical assessment of pile modulus determination methods.” *Can. Geotech. J.*, 49(5): 614–621.

FIORAVANTE, V. & GIRETTI, D. (2010). Contact versus noncontact piled raft foundations. *Can. Geotech. J.*, 47(11): 1271–1287.

FRANKE, E., LUTZ, B. & EL-MOSSALLAMY, Y. (1994). Measurements and numerical modelling of high-rise building foundations on frankfurt clay. Conference on Vertical and Horizontal Def. of Found. and Embankments, Texas, ASCE Geotechnical Special Publication, N. 40(2), 1325–1336.

GARCIA, J.R. & ALBUQUERQUE, P.J.R. (2019). Analysis of the contribution of the block-soil contact in piled foundations. *Lat. Am. J. Solids Struct.*, 16(6): 1–22.

GARDNER, N.J. & LOCKMAN, M.J. (2001). Design provisions for drying shrinkage and creep for normal strength concrete. *ACI Mater. J.*, 98(2): 159–167.

GEBREGZIABHER, H.F. & ACHMUS, M. (2020). Influence of raft rigidity for piled rafts resting on stratified subsoil. *Int. J. Geotech. Eng.*, : 1–8.

GHALESARI, A.T., BARARI, A., AMINI, P.F. & IBSEN, L.B. (2015). Development of optimum design from static response of pile – raft interaction. *J. Mar. Sci. Technol.*, 20: 331–343.

GHALESARI, A.T. & CHOBBASTI, A.J. (2016). Numerical analysis of settlement and bearing behaviour of piled raft in babol clay. *Eur. J. Environ. Civ. Eng.*, 22(8): 978–1003.

GILBERT, I.R. & RANZI, G. (2011). *Time-Dependent Behaviour of Concrete Structures*. 1 ed. Spon Press, New York.

GLISIC, B., INAUDI, D., LAU, J.M. & FONG, C.C. (2013). Ten-year monitoring of high-rise building columns using long-gauge fiber optic sensors. *Smart Mater. Struct.*, 22(5): 1–15.

GUSMÃO, A.D. (1994). Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações. *Solos e Rochas*, 17(1): 47–55.

GUSMÃO, A.D., SILVA, A.C. & SALES, M.M. (2020). Foundation-structure

interaction on high-rise buildings. *Soils and Rocks*, 43(3): 441–459.

HAIN, S.J. & LEE, I.K. (1978). The analysis of flexible raft-pile systems. *Géotechnique*, 28(1): 65–83.

HANNA, T.H. (1963). Model studies of foundation groups in sand. *Géotechnique*, 13(4): 334–351.

HANNA, T. (1985). *Field Instrumentation in Geotechnical Engineering*. Trans Tech Publications.

HBM. (2008). Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH. *The Route to Measurement Transducers – A Guide to the Use of the HBM k Series Foil Strain Gages e Accessories*. Manual.

HBM. (2015). Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH. *How to form strain-gage bridges*. Manual. 47 p.

HOOPER, J.A. (1973). Observations on the behaviour of a piled-raft foundation on london clay. *Proc. Inst. Civ. Eng.*, 55(4): 855–877.

HORIKOSHI, K., MATSUMOTO, T., HASHIZUME, Y., WATANABE, T. & FUKUYAMA, H. (2003). Performance of piled raft foundations subjected to static horizontal loads. *Int. J. Phys. Model. Geotech.*, 3(2): 37–50.

HORIKOSHI, K. & RANDOLPH, M.F. (1996). Centrifuge modelling of piled raft foundations on clay. *Géotechnique*, 46(4): 741–752.

HORIKOSHI, K. & RANDOLPH, M.F. (1997). On the definition of raft-soil stiffness ratio for rectangular rafts. *Géotechnique*, 47(5): 1055–1061.

HORIKOSHI, K. & RANDOLPH, M.F. (1998). A contribution to optimum design of piled rafts. *Géotechnique*, 48(3): 301–317.

HORIKOSHI, K. & RANDOLPH, M.F. (1999). Estimation of overall settlement of piled rafts. *Soils Found.*, 39(2): 59–68.

HOSSEINPOUR, I., ALMEIDA, M.S.S., RICCIO, M. & BARONI, M. (2017). Strength and compressibility characteristics of a soft clay subjected to ground treatment. *Geotech. Geol. Eng.*, : 1–16.

HUANG, M., JIU, Y., JIANG, J. & LI, B. (2017). Nonlinear analysis of flexible piled raft foundations subjected to vertical loads in layered soils. *Soils Found.*, 57(4): 632–644.

HUANG, M., LIANG, F. & JIANG, J. (2011). A simplified nonlinear analysis method for piled raft foundation in layered soils under vertical loading. *Comput. Geotech.*, 38(7): 875–882.

HUSSIEN, M.N., RAMADAN, E.H., HUSSEIN, M.H., SENOON, A.A.A. &

KARRAY, M. (2016). Load sharing ratio of pile-raft system in loose sand: an experimental investigation. *Int. J. Geotech. Eng.*, : 524–529.

IBÁÑEZ, L.O.M., CUNHA, R.P. & FERNÁNDEZ, D.H. (2014). Analysis of foundations on compensated piled rafts. XVII Cong. Bras. Mec. dos Solos e Engenharia Geotécnica - COBRAMSEG, Goiânia, 1–7.

JANDA, T., CUNHA, R.P., KUKLIK, P. & ANJOS, G.M. (2009). Three dimensional finite element analysis and back-analysis of cfa standard pile groups and piled rafts founded on tropical soil. *Soils and Rocks*, 32(1): 3–18.

JEONG, S. & CHO, J. (2014). Proposed nonlinear 3-d analytical method for piled raft foundations. *Comput. Geotech.*, 59: 112–126.

KALINTZIS, C.A.A. (2000). Estudo da fluência do concreto de elevado desempenho. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo-SP. 146 p.

KATAOKA, L.T. (2010). Análise da deformabilidade por fluência e retração e sua utilização na monitoração de pilares de concreto. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotecnia, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo-SP. 228 p.

KATAOKA, L.T. & BITTENCOURT, T.N. (2014). Numerical and experimental analysis of time-dependent load transfer in reinforced concrete columns. *IBRACON Struct. Mater. J.*, 7(5): 747–774.

KATZENBACH, R., ARSLAN, U. & MOORMANN, C. (2000). Chapter 13: piled raft foundation projects in germany. *Design applications of raft foundations*, Thomas Telford Pub., London, pp. 323–391.

KATZENBACH, R., LEPLA, S. & CHOUDHURY, D. (2016). *Foundation systems for high-rise structures*. 1st edn. CRC Press, Boca Raton, FL.

KATZENBACH, R., SCHMITT, A. & TUREK, J. (2005). Assessing settlement of high-rise structures by 3d simulations. *Comput. Civ. Infrastruct. Eng.*, 20(3): 221–229.

KIM, S.-G., PARK, Y.-S. & LEE, Y.-H. (2019). Comparison of concrete creep in compression, tension, and bending under drying condition. *Materials (Basel)*, 12(20): 1–16.

KIM, S., CHUNG, S. & FELLENIUS, B.H. (2011). Distribution of residual load and true shaft resistance for a driven instrumented test pile. *Can. Geotech. J.*, 48(4): 583–598.

KISTER, G., WINTER, D., GEBREMICHAEL, Y.M., LEIGHTON, J., BADCOCK, R.A., TESTER, P.D., KRISHNAMURTHY, S., BOYLE, W.J.O., GRATTAN, K.T. V. & FERNANDO, G.F. (2007). Methodology and integrity monitoring of foundation concrete piles using bragg grating optical fibre sensors. *Eng. Struct.*, 29(9): 2048–2055.

KITIYODOM, P. & MATSUMOTO, T. (2002). A simplified analysis method for piled raft and pile group foundations with batter piles. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, 26(13): 1349–1369.

KITIYODOM, P. & MATSUMOTO, T. (2003). A simplified analysis method for piled raft foundations in non-homogeneous soils. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, 27(2): 85–109.

KOVLER, K. (1997). Drying creep of concrete in terms of the age-adjusted effective modulus method. *Mag. Concr. Res.*, 49(181): 345–351.

KRAFT, L.M., RAY, R.P. & KAGAWA, T. (1981). Theoretical t–z curves. *J. Geotech. Eng. Div.*, 107(11): 1543–1561.

KULHAWY, F.H. (1992). On the evaluation of soil properties. *ASCE Geotech. Spec. Publ.*, (31): 95–115.

KUMAR, A. & CHOUDHURY, D. (2018). Development of new prediction model for capacity of combined pile-raft foundations. *Comput. Geotech.*, 97: 62–68.

KUWABARA, F. (1989). An elastic analysis for piled raft foundations in a homogeneous soil. *Soils Found.*, 29(1): 82–92.

KWAK, K., KIM, K.J., HUH, J., LEE, J.H. & PARK, J.. (2010). Reliability-based calibration of resistance factors for static bearing capacity of driven steel pipe piles. *Can. Geotech. J.*, 47(5): 528–538.

LABUZ, J.F. & THEROUX, B. (2005). Laboratory calibration of earth pressure cells. *Geotech. Test. J.*, 28(2): 188–196.

LAM, C. & JEFFERIS, S.A. (2011). Critical assessment of pile modulus determination methods. *Can. Geotech. J.*, 48(10): 1433–1448.

LAMBE, T.W. (1973). Predictions in soil engineering. *Géotechnique*, 23(2): 151–202.

LEE, S. & MOON, J. (2017). Effect of interactions between piled raft components and soil on behavior of piled raft foundation. *KSCE J. Civ. Eng.*, 21: 243–252.

LIN, D.G. & FENG, Z.Y. (2006). A numerical study of piled raft foundations. *J. Chinese Inst. Eng.*, 29(6): 1091–1097.

LUO, R., YANG, M. & LI, W. (2018). Normalized settlement of piled raft in homogeneous clay. *Comput. Geotech.*, 103: 165–178.

MACHADO, R.R. (2020). Ensaios pressiométricos para estimativa de parâmetros de resistência e deformabilidade em um perfil de solo tropical. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Goiás, Goiânia-GO. 204 p.

MADUREIRA, E.L., SIQUEIRA, T.M. & RODRIGUES, E.C. (2013). Creep strains on reinforced concrete columns. *IBRACON Struct. Mater. J.*, 6(4): 537–548.

MAHARAJ, D.K. & GANDHI, S.R. (2004). Non-linear finite element analysis of piled-raft foundations. *Proc. Inst. Civ. Eng. - Geotech. Eng.*, 157(GE3): 107–113.

MANDOLINI, A. (2003). Design of pile raft foundations: practice and development. 4th International Geotechnical Seminar on Deep Foundation on Bored and Auger Piles, 59–80.

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

MANDOLINI, A., LAORA, R. DI & MASCARUCCI, Y. (2013). Rational design of piled raft. *Procedia Eng.*, 57: 45–52.

MANDOLINI, A., PRICE, G., VIGGIANI, C. & WARDLE, I.F. (1992). Monitoring load sharing within a large pile cap foundation. *Géotechnique et Informatique, Paris*, 113–121.

MANDOLINI, A. & VIGGIANI, C. (1997). Settlement of piled foundations. *Géotechnique*, 47(4): 791–816.

MATSUMOTO, T., FUKUMURA, K., PASTSAKORN, K., HORIKOSHI, K. & OKI, A. (2004). Experimental and analytical study on behaviour of model piled rafts in sand subjected to horizontal and moment loading. *Int. J. Phys. Model. Geotech.*, 4(3): 1–19.

MATTES, N.S. & POULOS, H.G. (1969). Settlement of single compressible pile. *J. Soil Mech. Found. Div. - ASCE*, 95(1): 189–207.

MATTSSON, N., MENORET, A., SIMON, C. & RAY, M. (2013). Case study of a full-scale load test of a piled raft with an interposed layer for a nuclear storage facility. *Géotechnique*, 63(11): 965–976.

MAYNE, P.W. & KULHAWY, F.H. (1982). Ko - ocr relationships in soil. *J. Geotech. Eng. Div.*, 108(6): 851–872.

MEHTA, P.K. & MONTEIRO, P.J.M. (1994). *Concreto: estrutura, propriedades e materiais*. PINI, São Paulo.

MELO NETO, A.A. & HELENE, P.R. do L. (2002). Módulo de elasticidade: dosagem e avaliação de modelos de previsão do módulo de elasticidade de concretos. 44º Congresso Brasileiro do Concreto, . IBRACON, 1–16.

MENDONÇA, A. V & PAIVA, J.B. (2000). A boundary element method for the static analysis of raft foundations on piles. *Eng. Anal. Bound. Elem.*, 24(3): 237–247.

MENDOZA, C.C., CUNHA, R. & LIZCANO, A. (2015). Mechanical and numerical

behavior of groups of screw (type) piles founded in a tropical soil of the midwestern brazil. *Comput. Geotech.*, 67: 187–203.

MOAYEDI, H., NAZIR, R., GHAREH, S., SOBHANMANESH, A. & TAN, Y. (2018). Performance analysis of a piled raft foundation system of varying pile lengths in controlling angular distortion. *Soil Mech. Found. Eng.*, 55(4): 265–269.

MOKHBERI, M. & RAFIEEIAN, S.A. (2019). The piled-raft behavior installed in unsaturated collapsible soils. *Arab. J. Geosci.*, 12(49): 1–9.

MYLONAKIS, G. & GAZETAS, G. (1998). Settlement and additional internal forces of grouped piles in layered soil. *Géotechnique*, 48(1): 55–72.

NEVILLE, A.M. (1997). *Propriedades do concreto*. 2 ed. PINI, São Paulo.

NGUYEN, D.D.C., JO, S.B. & KIM, D.S. (2013). Design method of piled-raft foundations under vertical load considering interaction effects. *Comput. Geotech.*, 47: 16–27.

NGUYEN, N. V, VINH, L.B. & VO, T.T. (2022). Load-sharing mechanism of piled-raft foundation: a numerical study. *Eur. J. Environ. Civ. Eng.*, 26(15): 7916-7931.

NI, P., SONG, L., MEI, G. & ZHAO, Y. (2017). Generalized nonlinear softening load-transfer model for axially loaded piles. *Int. J. Geomech.*, 17(8): 1–10.

ORTIGÃO, J.A., CUNHA, R.P. & ALVES, L.S. (1996). In situ tests in brasília porous clay. *Can. Geotech. J.*, 33(1): 189–198.

OTTAVIANI, M. (1975). Three-dimensional finite element analysis of vertically loaded pile groups. *Géotechnique*, 25(2): 159–174.

PARK, D., PARK, D. & LEE, J. (2016). Analyzing load response and load sharing behavior of piled rafts installed with driven piles in sands. *Comput. Geotech.*, 78: 62–71.

PEGAH, E. & LIU, H. (2020). Evaluating the overconsolidation ratios and peak friction angles of granular soil deposits using noninvasive seismic surveying. *Acta Geotech.*, : 1–17.

PHUNG, D.L. (1993). Footings with settlement reducing piles in non-cohesive soil. Ph.D. Thesis. Chalmers University of Technology, Gothenburg, Sweden.

PHUNG, D.L. (2010). Piled raft - a cost-effective foundation method for high-rises. *Geotech. Eng. J. SEAGS AGSSEA*, 41(3): 1–12.

PIRES, A.C.G. (2017). Proteção de tubulações enterradas contra sobrecargas com utilização de geossintéticos. Dissertação de Mestrado. Publicação: G-DM-280/17. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília - DF. 98 p.

POULOS, H.G. (1967). Stresses and displacements in an elastic layer underlain by a rough, rigid base. *Géotechnique*, 17(4): 378–410.

POULOS, H.G. (1968). Analysis of the settlement of pile groups. *Géotechnique*, 18(4): 449–471.

POULOS, H.G. (1991). Analysis of piled strip foundation. *Computer methods and advances in geomechanics*, . Balkema, Rotterdam, 183–191.

POULOS, H.G. (1993). Piled rafts in swelling or consolidating soils. *J. Geotech. Eng.*, 119(2): 374–380.

POULOS, H.G. (1994). An approximate numerical analysis of pile-raft interaction. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, 18(2): 73–92.

POULOS, H.G. (1999). The design of piles with particular reference to the Australian piling code. *Aust. Geomech.*, 34(4): 25–39.

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

POULOS, H.G. (2005). Piled raft and compensated piled raft foundations for soft soil sites. *Advances in Designing and Testing Deep Foundations*, . American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 214–235.

POULOS, H.G. (2017). *Tall Building Foundation Design*. 1st edn. CRC Press, Boca Raton, FL.

POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. (1968). The settlement behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers. *Géotechnique*, 18(3): 351–371.

POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. (1980). *Pile foundation analysis and design*. New York.

POULOS, H.G., SMALL, J.C. & CHOW, H. (2011). Piled raft foundations for tall buildings. *Geotech. Eng. J. SEAGS AGSSEA*, 42(2): 78–84.

PRAKOSO, W.A. & KULHAWY, F.H. (2001). Contribution to piled raft foundation design. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, 127(1): 17–24.

PRICE, G. & WARDLE, I.F. (1986). Queen Elizabeth II conference centre: monitoring of load sharing between piles and raft. *Proc. Inst. Civ. Eng.*, 80(6): 1505–1518.

RANDOLPH, M.F. (1983). Design of piled raft foundations. *Proceedings of the International Symposium on Recent Developments in Laboratory and Field Tests and Analysis of Geotechnical Problems, Bangkok*, 525–537.

RANDOLPH, M.F. (1994). Design methods for pile groups and piled rafts. *Proceedings of the 13th ICSMFE, New Delhi*, vol. 5, pp. 61–82.

RANDOLPH, M.F. (2003). Science and empiricism in pile foundation design. *Géotechnique*, 53(10): 847–875.

REBOLLEDO, J.F.R., LEÓN, R.F.P. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2019a). Performance evaluation of rigid inclusion foundations in the reduction of settlements. *Soils and Rocks*, 42(3): 265–279.

REBOLLEDO, J.F.R., LEÓN, R.F.P. & CAMAPUM, J. (2019b). Obtaining the mechanical parameters for the hardening soil model of tropical soils in the city of Brasília. *Soils and Rocks*, 42(1): 61–74.

REUL, O. (2002). Study of the influence of the consolidation process on the calculated behaviour of a piled raft. *Proceedings of the 5th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, 1–6.

REUL, O. (2003). Influences on the performance of piles observed by means of field measurements on combined pile raft foundations. *Proceedings of the 6th International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Oslo*, 1–6.

REUL, O. (2004). Numerical study of the bearing behavior of piled rafts. *Int. J. Geomech.*, 4(2): 59–68.

REUL, O. & RANDOLPH, M.F. (2002). Study of the influence of finite element mesh refinement on the calculated bearing behaviour of a piled raft. *Proceedings of the 8th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics*, 259–264.

REUL, O. & RANDOLPH, M.F. (2003). Piled rafts in overconsolidated clay: comparison of in situ measurements and numerical analyses. *Géotechnique*, 53(3): 301–315.

REUL, O. & RANDOLPH, M.F. (2004). Design strategies for piles rafts subjected to nonuniform vertical loading. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, 130(1): 1–13.

RINCÓN, E.R., CUNHA, R.P. & CAICEDO, B. (2020). Analysis of settlements in piled raft systems founded in soft soil under consolidation process. *Can. Geotech. J.*, 57(4): 537–548.

RINCON, E.R., HORMAZA, B.C. & REBOLLEDO, J.F.R. (2021). Comparative analysis of piled raft foundation system (prfs) settlements placed on soft soils via geotechnical centrifuge. *Soils and Rocks*, 44(2): 1–12.

ROH, Y., KIM, G., KIM, I., KIM, J., JEONG, S. & LEE, J. (2019). Lessons learned from field monitoring of instrumented piled-raft bearing in rock layer. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, 145(8): 1–12.

ROLLINS, K.M. & SPARKS, A. (2002). Lateral resistance of full-scale pile cap with gravel backfill. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, 128(9): 711–723.

RÜSCH, H. (1981). *Concreto armado e protendido: propriedades dos materiais e dimensionamento*. Campus, Rio de Janeiro.

RUSSO, G. (1998). Numerical analysis of piled rafts. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, 22(6): 477–493.

RUSSO, G. & VIGGIANI, C. (1998). Factors controlling soil structure interaction for piled rafts. *Darmstadt Geotech.*, 2(4): 297–320.

SALES, M.M. (2000). *Análise do comportamento de sapatas estaqueadas*. Tese de Doutorado, Publicação: G.TD-002A/00, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília-DF, 229 p.

SALES, M.M., CUNHA, R.P., POULOS, H.G. & SMALL, J.C. (2005). Simplified approach for load-settlement curve estimation of piled rafts. *Soils and Rocks*, 28(1): 73–83.

SALES, M.M. & CURADO, T. DA S. (2018). Interaction factor between piles: limits on using the conventional elastic approach in pile group analysis. *Soils and Rocks*, 41(1): 049–060.

SALES, M.M., PREZZI, M., SALGADO, R., CHOI, Y.S. & LEE, J. (2017). Load-settlement behaviour of model pile groups in sand under vertical load. *J. Civ. Eng. Manag.*, 23(8): 1148–1163.

SALES, M.M., SMALL, J.C. & POULOS, H.G. (2010). Compensated piled rafts in clayey soils: behaviour, measurements and predictions. *Can. Geotech. J.*, 47(3): 327–345.

SALGADO, R., MITCHELL, J.K. & JAMIOKOWSKI, M. (1998). Calibration chamber size effects on penetration resistance in sand. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, 24(9): 878–888.

SAMANTA, M. & BHOWMIK, R. (2017). 3D numerical analysis of piled raft foundation in stone column improved soft soil. *Int. J. Geotech. Eng.*, : 1–10.

SANCTIS, L. & MANDOLINI, A. (2006). Bearing capacity of piled rafts on soft clay soils. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, 132(12): 1600–1610.

SAWADA, K. & TAKEMURA, J. (2014). Centrifuge model tests on piled raft foundation in sand subjected to lateral and moment loads. *Soils Found.*, 54(2): 126–140.

SCHANZ, T., VERMEER, P.A. & BONNIER, P.G. (1999). The hardening soil model: formulation and verification. *Beyond 2000 Comput. Geotech.*, : 1–16.

SEDRAN, G., STOLLE, D.F.E. & HORVATH, R.G. (2001). An investigation of scaling and dimensional analysis of axially loaded piles. *Can. Geotech. J.*, 38(3): 530–541.

SEGALINI, A., CARRI, A. & SAVI, R. (2017). Role of geotechnical monitoring : state of the art and new perspectives. *GEO-EXPO 2017, Sarajevo*, 1–10.

SHALABI, F.I. & BADER, T.A. (2014). Effect of sand densification due to pile-driving on pile resistance. *Int. J. Civ. Eng.*, 3(1): 17–30.

SHARAFKHAH, M. & SHOOSH PASHA, I. (2018). A laboratory study of the effect of piles asymmetric arrangement on the behavior of piled raft foundation in sand. *Int. J. Geotech. Eng.*, 14(2): 218–229.

SHEIL, B. (2017). Numerical simulations of the reuse of piled raft foundations in clay. *Acta Geotech.*, 12: 1047–1059.

SHEIL, B.B. & MCCABE, B.A. (2015). Numerical modelling of pile foundation angular distortion. *Soils Found.*, 55(3): 614–625.

SIMPSON, B. (2018). Effective heave pressures beneath restrained basement slabs. *Proc. Inst. Civ. Eng. Geotech. Eng.*, 171(1): 28–36.

SINHA, A. & HANNA, A.M. (2016). 3D numerical model for piled raft foundation. *Int. J. Geomech.*, 17(2): 1–9.

SMALL, J.C. & POULOS, H.G. (2007). Non-linear analysis of piled raft foundations. *Contemp. Issues Deep Found. - Geotech. Spec. Publ.* 158, : 1–9.

SMITH, I.M. (1970). A finite element approach to elastic soil-structure interaction. *Can. Geotech. J.*, 7(2): 95–105.

SOARES, W.C., COUTINHO, R.Q. & CUNHA, R.P. DA. (2015). Piled raft with hollow auger piles founded in a brazilian granular deposit. *Can. Geotech. J.*, 52(8): 1005–1022.

SOMMER, H., WITTMANN, P. & RIPPER, P. (1985). Piled raft foundation of a tall building in frankfurt clay. *Proceedings of the 11th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering - ICSMFE, San Francisco, 4, 2253–2257.*

SURARAK, C., LIKITLERSUANG, S., WANATOWSKI, D., BALASUBRAMANIAM, A., OH, E. & GUAN, H. (2012). Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff bangkok clays. *Soils Found.*, 52(4): 682–697.

TA, L.D. & SMALL, J.C. (1996). Analysis of piled raft systems in layered soils. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, 20: 57–72.

TA, L.D. & SMALL, J.C. (1998). Analysis and performance of piled raft foundations on layered soils-case studies. *Soils Found.*, 38(4): 145–150.

TALESNICK, M. (2013). Measuring soil pressure within a soil mass. *Can. Geotech. J.*, 50(7): 716–722.

TANG, Y.J., PEI, J. & ZHAO, X.H. (2013). Design and measurement of piled-raft

foundations. *Proc. Inst. Civ. Eng. - Geotech. Eng.*, 167(GE5): 461–475.

THAHER, M. & JESSBERGER, H.L. (1991). Investigation of the behaviour of piled-raft foundation by centrifuge modelling. *Proceedings of 13th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Florence, v.2, 597-603.

THEROUX, B., LABUZ, J.F. & DAI, S. (2001). Field installation of an earth pressure cell. *Transp. Res. Rec.*, 1772(1): 12–19.

TORY, A.C. & SPARROW, R.W. (1967). The influence of diaphragm flexibility on the performance of an earth pressure cell. *J. Sci. Instrum.*, 44(9): 781–785.

TROCHANIS, A.M., BIELAK, J. & CHRISTIANO, P. (1991). Three-dimensional nonlinear study of piles. *J. Geotech. Eng.*, 117(3): 429–447.

TROST, H. (1967). “Implications of the superposition principle in creep and relaxation problems for concrete and prestressed concrete.” *Betonund Stahlbetonbau* (Berlin Wilmersdorf), (10): 261-269.

UNSEVER, Y.S., MATSUMOTO, T. & ÖZKAN, M.Y. (2015). Numerical analyses of load tests on model foundations in dry sand. *Comput. Geotech.*, 63: 255–266.

UZIELLI, M. (2008). Statistical analysis of geotechnical data. *3rd International Conference on Site Characterization*, Taipei, 20.

VASATKO, R. & VITEK, J.L. (2018). Long-term monitoring of concrete building structure. *Solid State Phenom.*, 272: 160–165.

VU, A.-T., MATSUMOTO, T., KOBAYASHI, S.-I. & NGUYEN, T.-L. (2018). Model load tests on battered pile foundations and finite-element analysis. *Int. J. Phys. Model. Geotech.*, 18(1): 33–54.

WATCHARASAWA, K., JONGPRADIST, P. & KITTIYODOM, P. (2014). Numerical analyses of piled raft foundation in soft soil using 3d-fem. *International Conference on Advances in Civil Engineering for Sustainable Development*, Nakhon Ratchasima, Thailand, 219–224.

WIESNER, T.J. & BROWN, P.T. (1980). Laboratory tests on model piled raft foundations. *J. Geotech. Eng. Div.*, 106(7): 767–783.

YAMASHITA, K., HAMADA, J. & YAMADA, T. (2011). Field measurements on piled rafts with grid-form deep mixing walls on soft ground. *Geotech. Eng. J. SEAGS AGSSEA*, 42(2): 1–10.

YAMASHITA, K., KAKURAI, M. & YAMADA, T. (1994). Investigation of a piled raft foundation on stiff clay. *13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering - ICSMFE*, vol. 2, New Delhi, 543–546.

YANG, Z.X., JARDINE, R.J., ZHU, B.T., FORAY, P. & TSUHA, C.H.C. (2010). Sand

grain crushing and interface shearing during displacement pile installation in sand. *Géotechnique*, 60(6): 469–482.

ZEEVAERT, L. (1957). Compensated friction-pile foundation to reduce the settlement of buildings on highly compressible volcanic clay of Mexico City. 4th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, London.

ZHANG, H.H. & SMALL, J.C. (2000). Analysis of capped pile groups subjected to horizontal and vertical loads. *Comput. Geotech.*, 26(1): 1–21.

ZHANG, J., SOLTANI, A., DENG, A. & JAKSA, M.B. (2019). Mechanical behavior of micaceous clays. *J. Rock Mech. Geotech. Eng.*, 11(5): 1044–1054.

ZHANG, L.M. & NG, A.M.Y. (2005). Probabilistic limiting tolerable displacements for serviceability limit state design of foundations. *Géotechnique*, 55(2): 151–161.

ZIEHL, P.H., CLOYD, J.E. & KREGER, M.E. (2004). Investigation of minimum longitudinal reinforcement requirements for concrete columns using present-day construction materials. *ACI Struct. J.*, 101(2): 165–175.

## APÊNDICE A - DEFORMAÇÕES MEDIDAS NAS ESTACAS

Os dados apresentados neste apêndice fazem parte do relatório elaborado por Bernardes & Cruz Junior (2022), cujo único e principal objetivo foi a elaboração da presente tese, e a de Cruz Junior (2023) (em andamento).

A Tabela A.1 apresenta a variação de deformação medida no sensor de referência de cada uma das estacas instrumentadas, em cada etapa considerada. A Tabela A.2 mostra o valor de deformação por fluência calculado para cada estaca, em cada etapa. Os valores da Tabela A.2 foram descontados dos valores de deformação total medida, expostos na Tabela A.1. Em ambas tabelas valores negativos representam compressão.

Tabela A.1 Variação da deformação medida ( $\mu\epsilon$ ) em cada etapa considerada.

ESTACA	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	Etapa 5	Etapa 6	Etapa 7
E1	-109,4	-49,2	49,2	-	-	-	-
E2	-149,0	-64,8	50,4	-29,1	-103,3	-38,5	-2,8
E3	-81,7	-61,5	71,5	-43,7	-40,0	-45,7	-6,3
E4	-137,4	-59,1	37,9	-45,6	-51,5	-37,2	-8,9
E5	-169,7	78,0	56,6	-68,7	-38,3	-84,3	-15,3
E6	-71,1	23,7	61,2	-27,0	-74,3	-65,4	-23,8
E7	-50,9	39,0	45,1	-48,3	-48,5	-42,3	-14,4
E8	-150,3	61,5	11,0	-62,2	-70,5	-49,7	-10,7
E9	-86,8	-47,0	11,3	-71,2	-56,7	30,7	4,6
E10	-114,0	-39,1	-37,1	-38,1	-2,7	-22,0	-19,4
E11	-72,6	-50,6	63,0	-38,7	-93,8	-	-
E12	20,4	-2,1	2,1	0,9	2,1	-8,5	-21,1
E13	60,6	-8,6	25,5	-18,0	-123,1	18,3	-17,5
E14	-211,3	-14,1	3,2	-11,1	-7,5	-103,6	-10,3
E15	-143,2	-9,3	31,2	-36,0	-58,1	-	-
E16	-197,0	45,6	-4,6	-82,0	-54,0	-13,9	-0,4
E17	-102,8	42,3	81,8	-41,1	-54,7	-39,4	0,4
E18	-148,0	36,0	35,3	-19,5	-81,7	-16,6	-16,0
E19	-145,1	11,9	13,1	-20,0	-21,0	-46,0	-10,0
E20	-58,2	25,9	20,1	15,4	-26,0	-58,4	-7,6
E21	-135,1	28,4	32,4	-62,7	-19,4	-16,9	-14,1
E23	-86,2	44,1	9,7	-27,4	-52,3	-22,4	-1,0

Tabela A.2. Acréscimo de deformação devido à fluência ( $\mu\epsilon$ ), calculado para cada etapa.

ESTACA	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	Etapa 5	Etapa 6	Etapa 7
E1	-19,0	-8,9	-7,3	-	-	-	-
E2	-25,9	-11,5	-7,7	-5,1	-6,0	-6,1	-4,1
E3	-12,2	-5,7	-3,2	-3,3	-1,4	-3,2	-1,3
E4	-23,6	-10,7	-7,9	-6,1	-6,0	-6,3	-3,7

E5	-32,8	-5,1	-1,1	-2,0	-2,8	-4,0	-3,5
E6	-17,9	-2,5	2,0	0,6	-2,5	-5,9	-3,6
E7	-13,4	0,6	3,0	-0,1	-2,9	-4,6	-2,9
E8	-27,9	-7,4	-3,1	-4,2	-5,4	-5,9	-4,8
E9	-20,8	-10,4	-6,1	-7,8	-10,9	-8,9	-4,2
E10	-14,4	-7,0	-7,0	-6,0	-6,7	-5,7	-2,4
E11	-9,9	-5,3	-3,8	-3,0	-0,6	-	-
E12	5,9	0,7	0,9	0,7	0,8	-0,4	-1,9
E13	9,7	1,9	2,2	2,2	-3,9	-2,2	-2,5
E14	-34,0	-13,3	-9,1	-7,5	-6,8	-5,3	-5,3
E15	-30,9	-10,0	-5,4	-4,6	-7,7	-	-
E16	-38,9	-7,7	-5,0	-6,6	-10,9	-8,0	-4,0
E17	-19,4	-5,0	-0,6	0,9	-0,7	-1,7	-2,3
E18	-37,4	-7,4	-2,9	-3,1	-5,7	-8,1	-3,3
E19	-33,5	-8,3	-5,0	-4,6	-5,2	-5,9	-2,1
E20	-11,1	-3,0	-0,9	0,1	-0,3	-0,4	-1,9
E21	-30,3	-6,9	-3,1	-3,6	-6,3	-4,9	-2,2
E23	-22,4	-1,3	-0,7	-2,1	-4,2	-5,4	-2,5

As Figuras A.1 até A.6 apresentam os valores de deformação medida em todos os sensores instalados nas estacas. Para as estacas instrumentadas ao longo de sua profundidade (E1 até E8), os sufixos A, B, C, D e E representam a posição do sensor ao longo da estaca, sendo “A” referente ao sensor instalado a 30 cm abaixo do topo da estaca, e os demais sensores espaçados a cada 2,2 m, sendo o sensor “E” o mais próximo da base. Exemplo: sensor E1-B equivale ao sensor instalado na estaca E1, 2,2 m abaixo do topo da estaca.

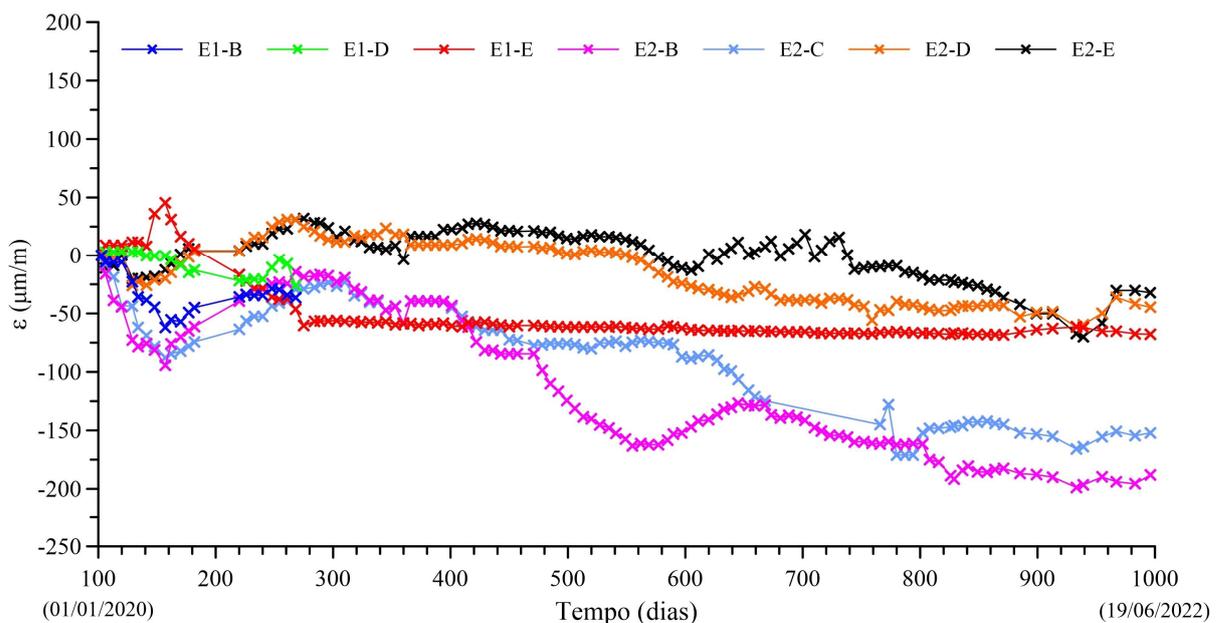


Figura A.1 Evolução das deformações medidas nos sensores da estacas E1 e E2.

Ressalta-se que as Figuras A.1 até A.6 mostram apenas os valores medidos utilizados na presente tese, dado que alguns sensores foram danificados antes do início do monitoramento (Exemplo: E22) e outros não apresentaram funcionamento adequado durante todo o período monitorado (Exemplo: sensor da estaca E11, que apresentou problemas a partir dos 605 dias).

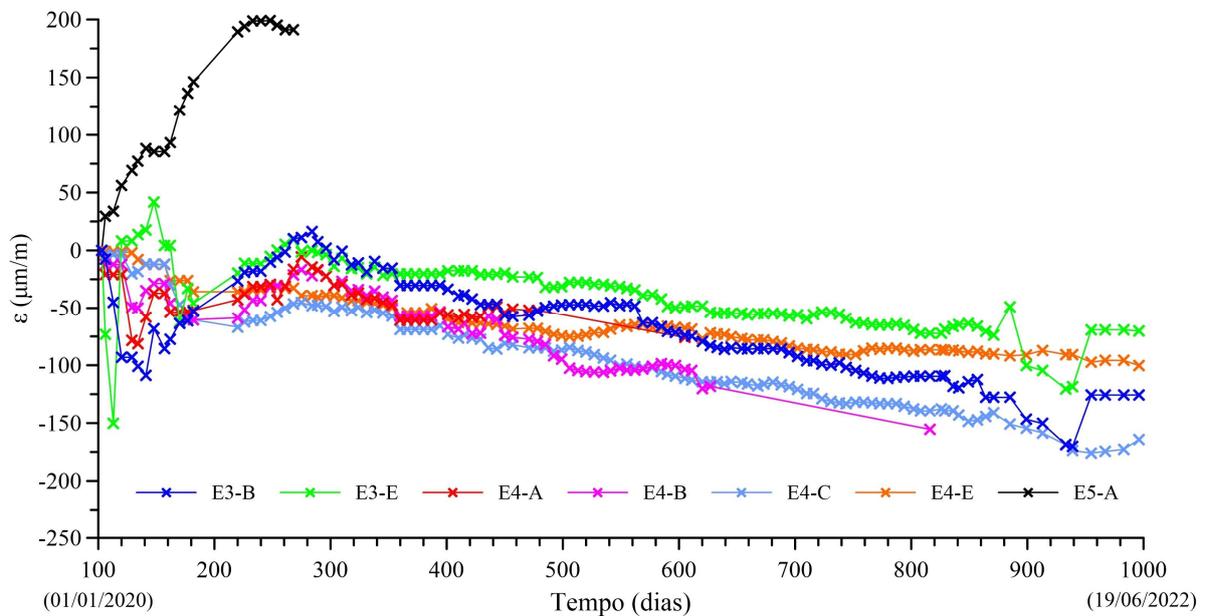


Figura A.2. Evolução das deformações medidas nos sensores da estacas E3, E4 e E5.

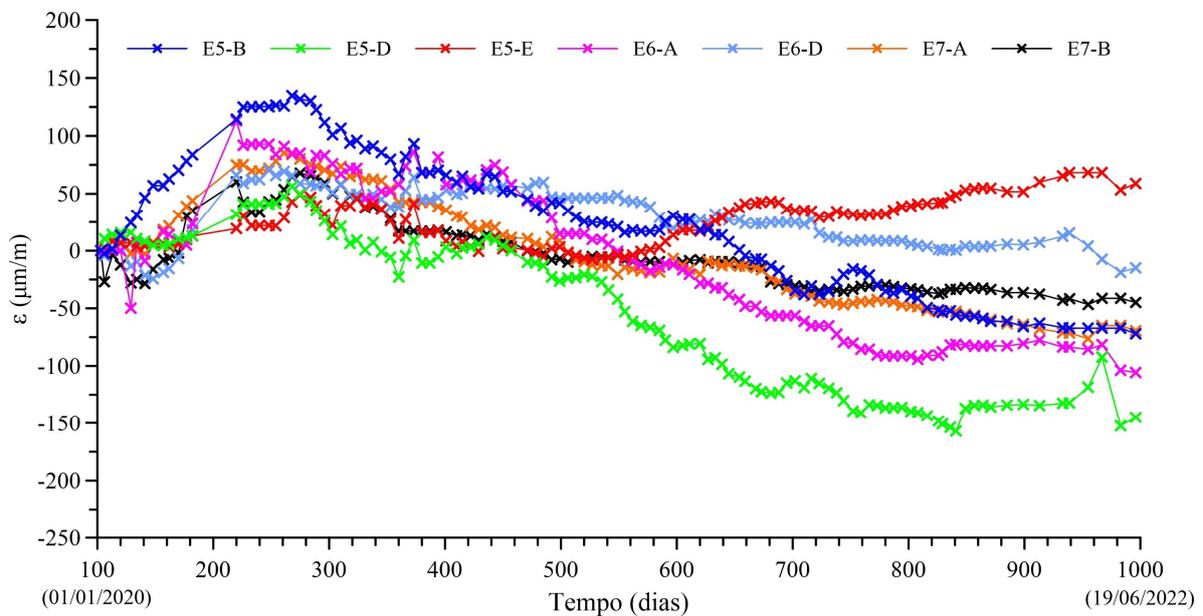


Figura A.3. Evolução das deformações medidas nos sensores da estacas E5, E6 e E7.

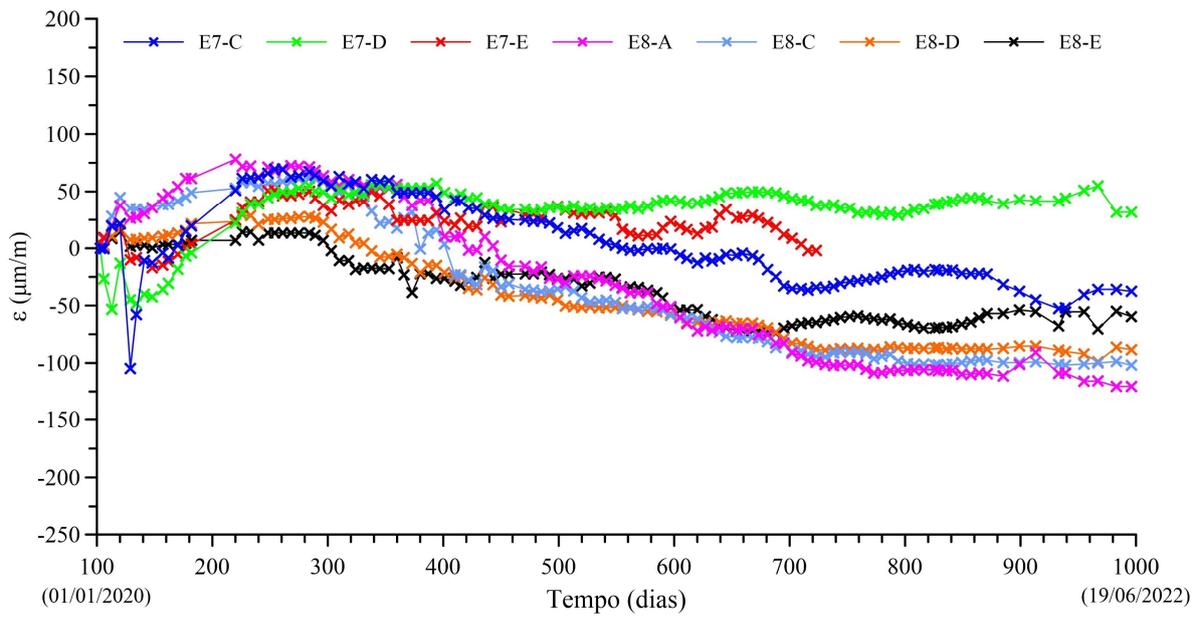


Figura A.4. Evolução das deformações medidas nos sensores da estacas E7 e E8.

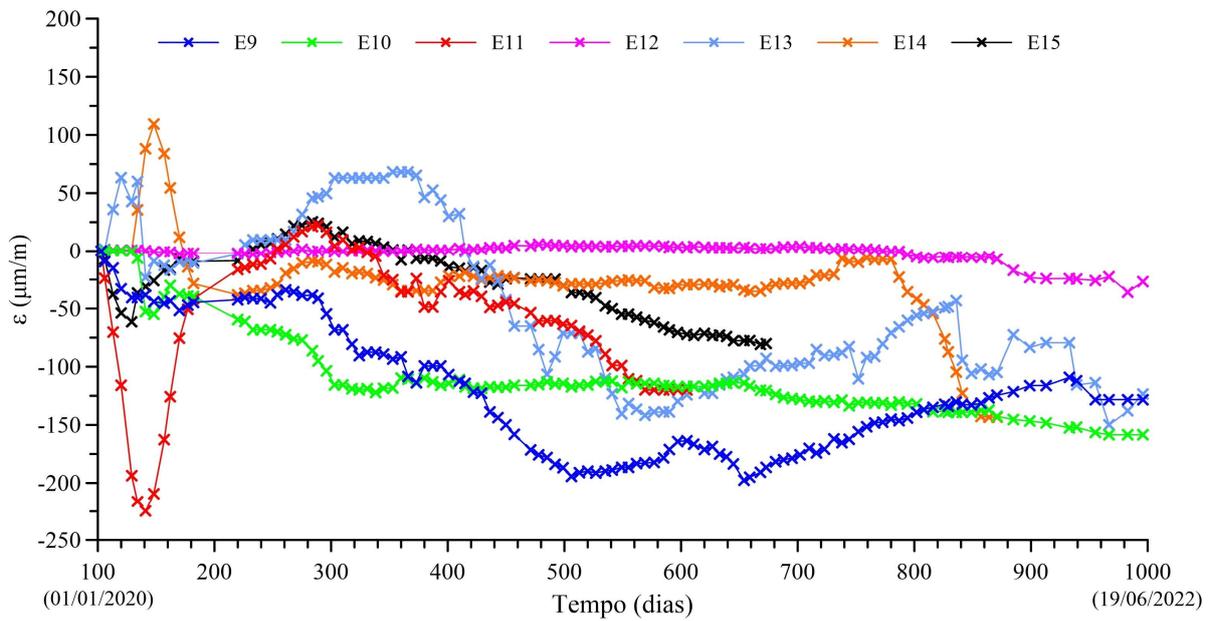


Figura A.5. Evolução das deformações medidas nos sensores da estacas E9 até E15.

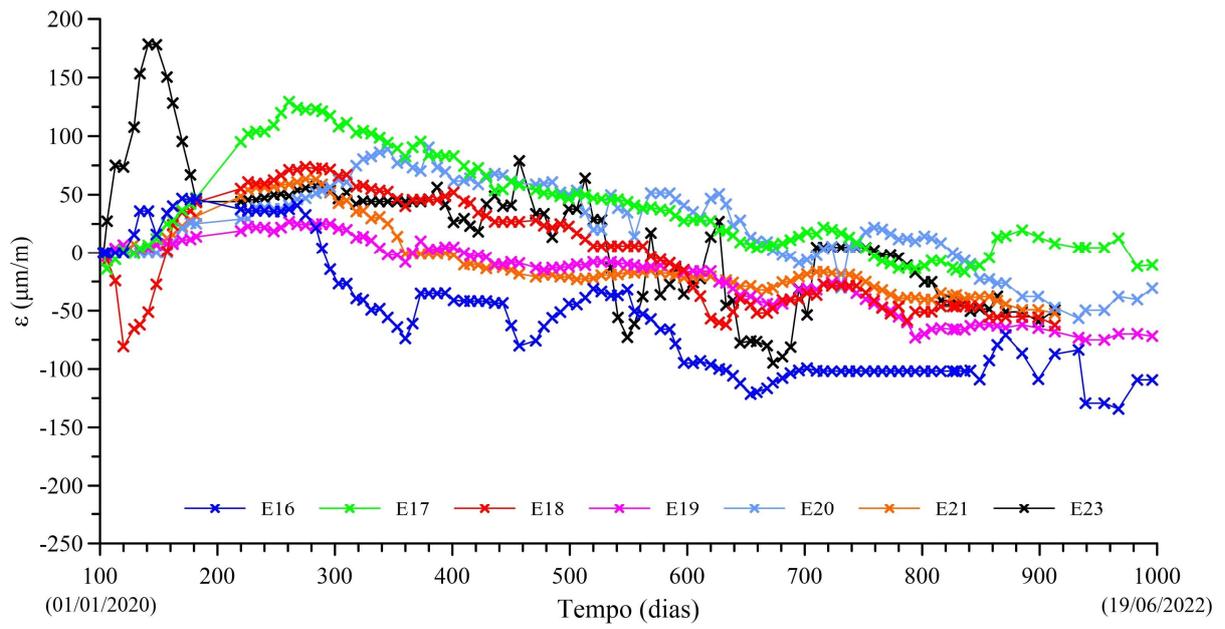


Figura A.6. Evolução das deformações medidas nos sensores das estacas E16 até E23.

## APÊNDICE B - DEFORMAÇÕES MEDIDAS NOS PILARES

Os dados apresentados neste apêndice fazem parte do relatório elaborado por Bernardes & Cruz Junior (2022), cujo único e principal objetivo foi a elaboração da presente tese, e a de Cruz Junior (2023) (em andamento).

A Tabela B.1 apresenta deformação total média medida nos pilares instrumentados, em cada etapa considerada. A Tabela B.2 mostra os valores de deformação total devido a fluência, a cada etapa. Conforme explicado na Seção 3.4, os valores de fluência calculados pelo método B3 (Tabela B.2) foram multiplicados por coeficientes de correção, expostos na Tabela B.3, antes de serem subtraídos dos valores de deformação total apresentados na Tabela B.1.

Ressalta-se que os coeficientes da Tabela B.3 foram obtidos por retroanálise, a fim de que o somatório de cargas medidas nos pilares corresponda à carga permanente total do edifício na referida etapa. Nas Tabelas B.1 e B.2, valores negativos representam compressão.

Tabela B.1. Deformação total medida ( $\mu\epsilon$ ) ao final de cada etapa.

PILAR	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	Etapa 5	Etapa 6	Etapa 7
P1	0	-32,4	-37,5	-64,7	-109,1	-204,6	-236,3
P2	0	-33,7	-38,9	-69,3	-112,3	-215,5	-246,0
P3	0	-30,9	-61,5	-102,6	-179,7	-367,3	-455,4
P4	0	-31,6	-52,4	-126,2	-230,7	-413,2	-518,0
P5	0	-41,7	-63,6	-118,9	-246,4	-452,2	-518,4
P6	0	-76,5	-86,2	-122,9	-258,7	-465,1	-548,7
P7	0	-43,7	-39,6	-69,3	-141,5	-222,2	-243,9
P8	0	-40,3	-50,3	-94,5	-193,9	-360,5	-428,2
P9	0	-54,5	-73,2	-138,6	-266,7	-403,9	-487,9
P10	0	-41,1	-60,6	-90,4	-203,8	-369,4	-438,0
P11	0	-55,9	-58,4	-118,0	-263,6	-463,8	-545,6
P12	0	-55,2	-60,0	-98,3	-172,6	-376,8	-440,9
P13	0	-36,5	-44,0	-90,4	-177,9	-435,4	-494,2
P14	0	-47,7	-55,4	-90,9	-216,4	-444,7	-528,3
P15	0	-65,4	-64,2	-128,0	-280,9	-561,8	-656,5
P16	0	-75,6	-76,4	-121,3	-264,8	-490,9	-587,0
P17	0	-31,8	-59,2	-103,5	-220,7	-441,0	-555,3

Tabela B.2. Deformação total por fluência ( $\mu\epsilon$ ) ao final de cada etapa.

PILAR	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	Etapa 5	Etapa 6	Etapa 7
P1	0	-12,7	-19,5	-26,2	-39,6	-58,4	-68,7
P2	0	-14,6	-22,5	-30,3	-45,9	-67,6	-79,5
P3	0	-32,7	-48,4	-66,1	-103,1	-153,6	-182,2
P4	0	-39,8	-58,7	-79,9	-123,1	-185,1	-218,8
P5	0	-35,4	-53,5	-71,5	-107,8	-161,4	-192,6

P6	0	-31,4	-47,7	-64,2	-97,9	-144,9	-171,2
P7	0	-12,2	-19,0	-25,7	-39,2	-58,2	-68,7
P8	0	-39,4	-58,3	-79,1	-120,2	-177,4	-209,3
P9	0	-39,1	-57,7	-77,9	-117,6	-172,8	-203,8
P10	0	-29,5	-43,9	-60,1	-93,2	-138,2	-162,5
P11	0	-28,4	-43,3	-58,2	-88,5	-130,8	-153,7
P12	0	-34,5	-50,2	-67,9	-103,9	-155,5	-182,8
P13	0	-31,5	-46,4	-63,1	-96,7	-141,8	-166,2
P14	0	-29,7	-45,3	-60,7	-91,9	-134,9	-158,6
P15	0	-43,5	-63,1	-85,2	-129,8	-189,6	-222,1
P16	0	-42,8	-62,1	-83,9	-127,7	-185,7	-218,3
P17	0	-41,2	-60,5	-82,3	-125,9	-185,0	-219,2

Tabela B.3. Coeficientes de correção da deformação total por fluência a cada etapa.

Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	Etapa 5	Etapa 6	Etapa 7
0	0,20	0,30	0,40	0,50	0,85	1,00

As Figuras B.1 até B.6 apresentam os valores de deformação medida em todos os sensores instalados nos pilares. São apresentados apenas os valores medidos utilizados na análise de resultados da presente tese, dado que alguns sensores foram danificados antes do início do monitoramento (Exemplo: um sensor do pilar P3 e um do pilar P4, que foram danificados durante a concretagem dos pilares).

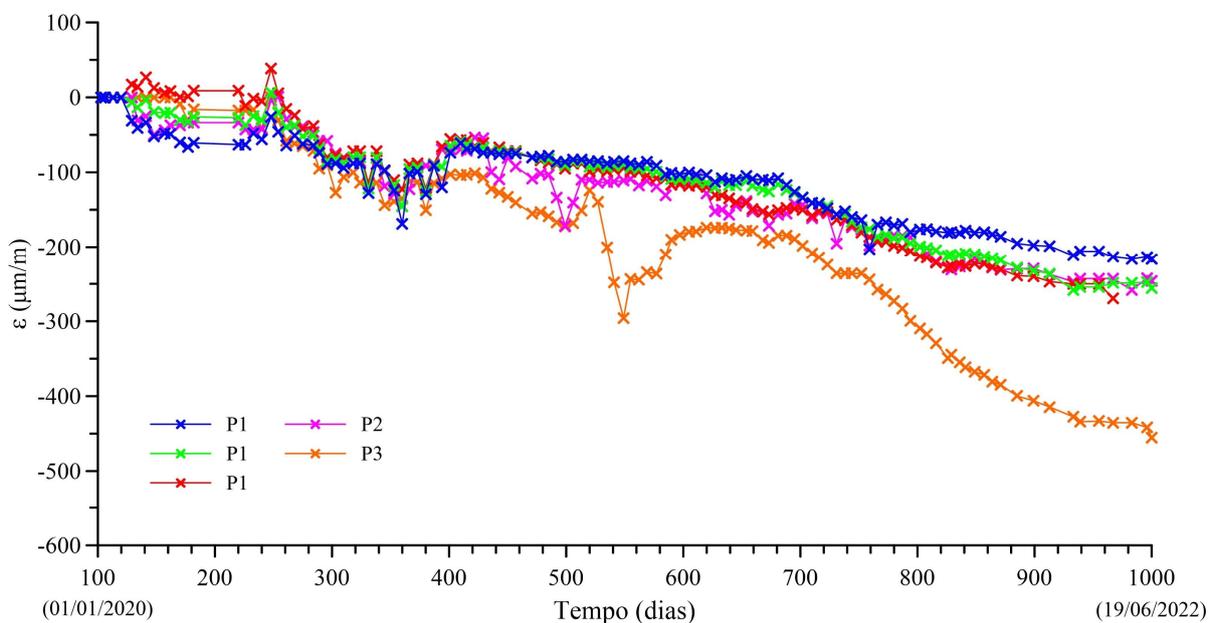


Figura B.1. Evolução das deformações medidas nos sensores dos pilares P1, P2 e P3.

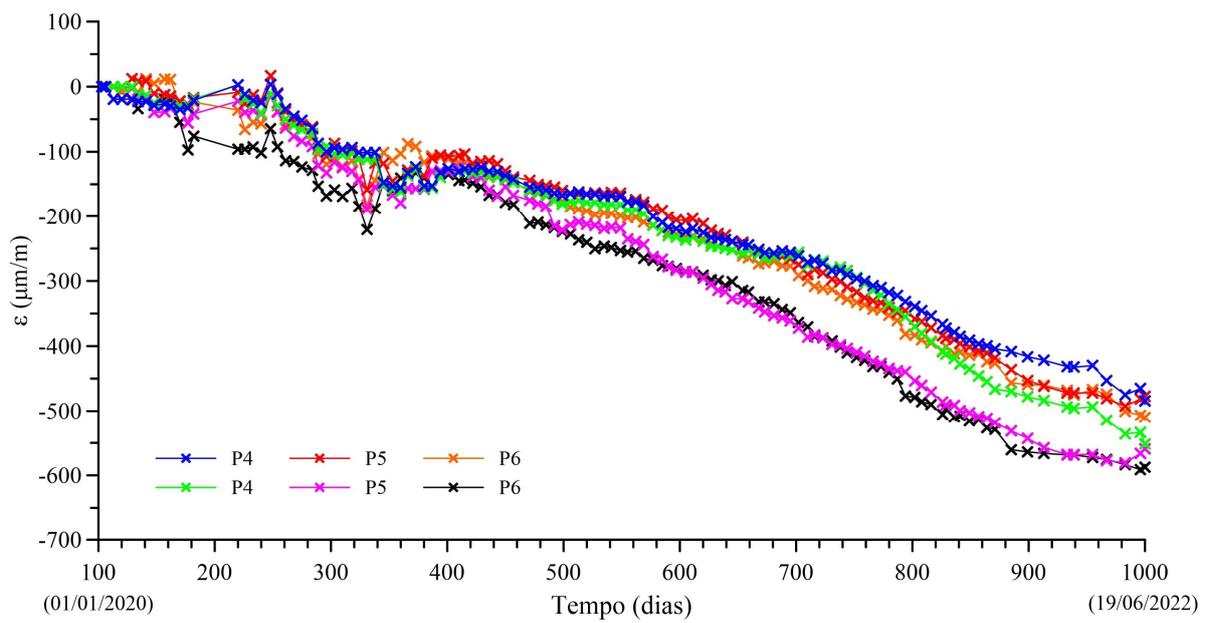


Figura B.2. Evolução das deformações medidas nos sensores dos pilares P4, P5 e P6.

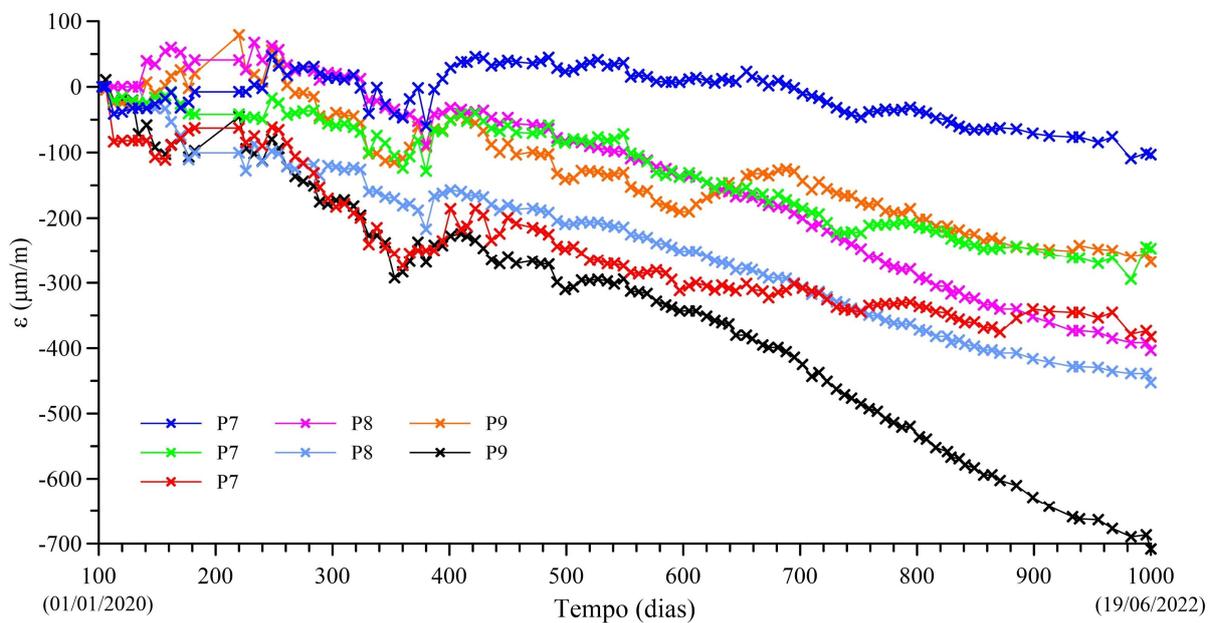


Figura B.3. Evolução das deformações medidas nos sensores dos pilares P7, P8 e P9.

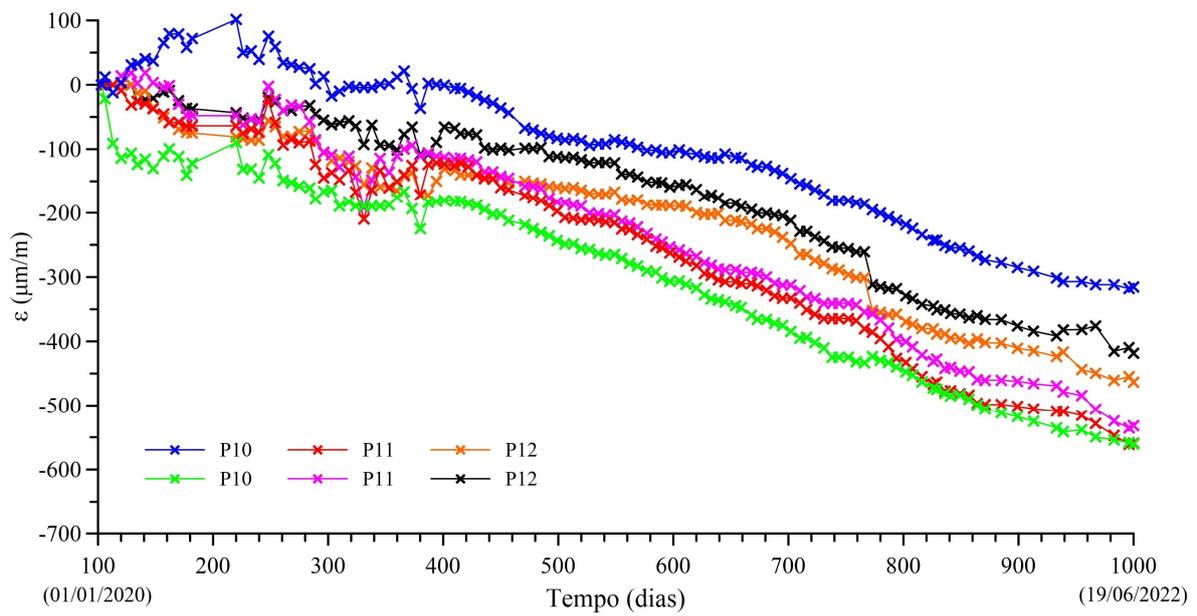


Figura B.4. Evolução das deformações medidas nos sensores dos pilares P10, P11 e P12.

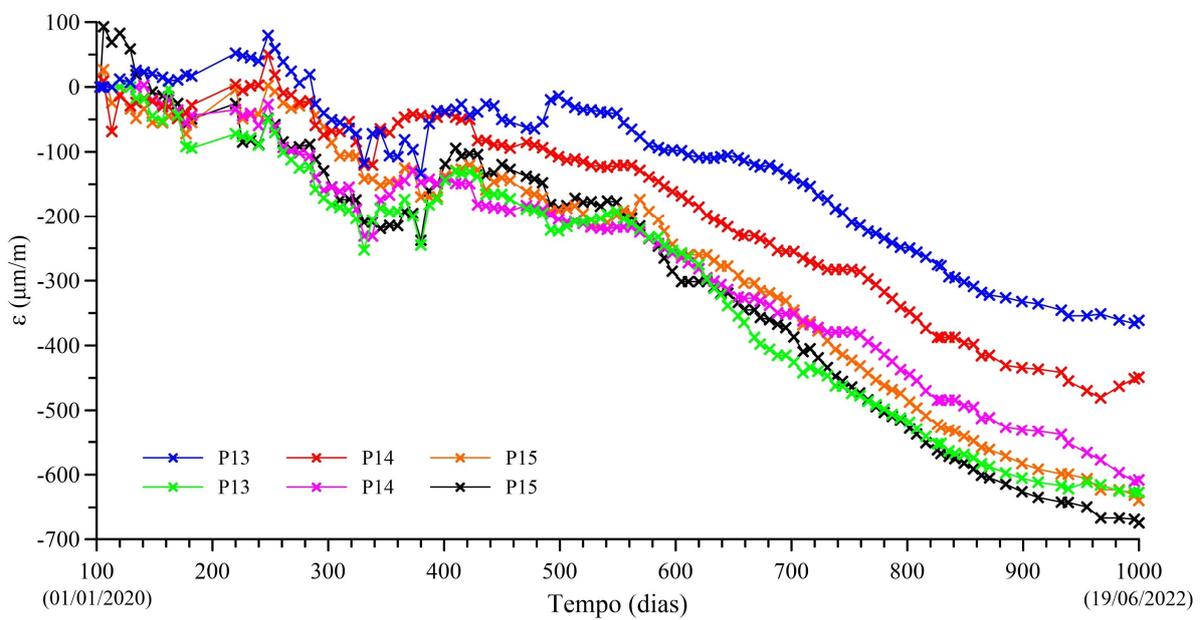


Figura B.5. Evolução das deformações medidas nos sensores dos pilares P13, P14 e P15.

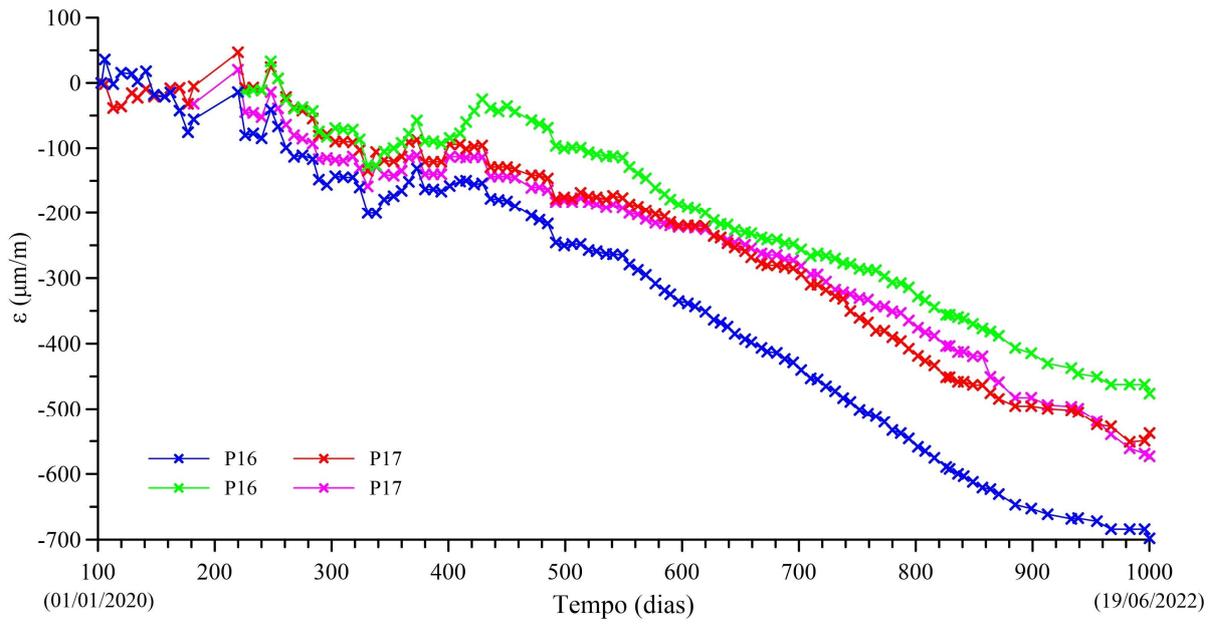


Figura B.6. Evolução das deformações medidas nos sensores dos pilares P16 e P17.

## APÊNDICE C - DEFORMAÇÕES REGISTRADAS PELAS CTTs

Os dados apresentados neste apêndice fazem parte do relatório elaborado por Bernardes & Cruz Junior (2022), cujo único e principal objetivo foi a elaboração da presente tese, e a de Cruz Junior (2023) (em andamento).

A Tabela C.1 apresenta a variação de deformação medida em cada CTT monitorada, em cada etapa considerada. Valores negativos de deformação representam compressão. As Figuras C.1 e C.2 mostram os gráficos de evolução das deformações medidas nas CTTs durante o período monitorado.

Tabela C.1. Variação da deformação medida ( $\mu\epsilon$ ) para cada etapa considerada.

INSTRUMENTO	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	Etapa 5	Etapa 6	Etapa 7
CTT-1	-181,8	48,8	16,5	-6,8	-39,3	-50,9	-9,1
CTT-2	-119,2	4,2	35,2	4,0	-39,8	-43,0	-42,6
CTT-3	-104,2	72,5	30,1	-70,9	-2,1	-55,2	11,2
CTT-4	-102,4	8,5	26,9	-31,7	-33,6	1,1	-4,3
CTT-5	-118,8	73,3	18,2	-31,6	-22,3	-37,8	-8,1
CTT-6	-159,6	-	-	-	-	-	-
CTT-7	-	45,9	39,9	-42,8	-	-	-
CTT-8	-188,0	164,8	12,2	-68,1	-38,5	1,5	-18,1
CTT-9	-173,9	149,4	35,6	-96,8	-30,1	-12,0	-21,6
CTT-10	-132,9	17,3	28,3	-68,5	-31,4	-10,6	-16,8

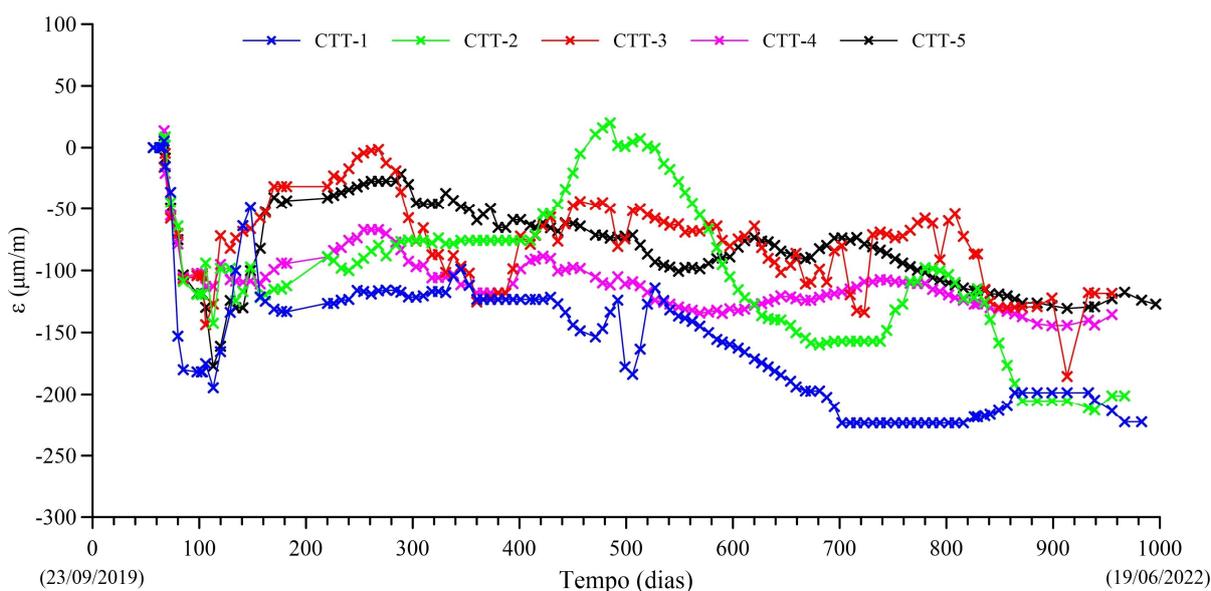


Figura C.1. Evolução das deformações medidas nas CTT-1 a CTT-5.

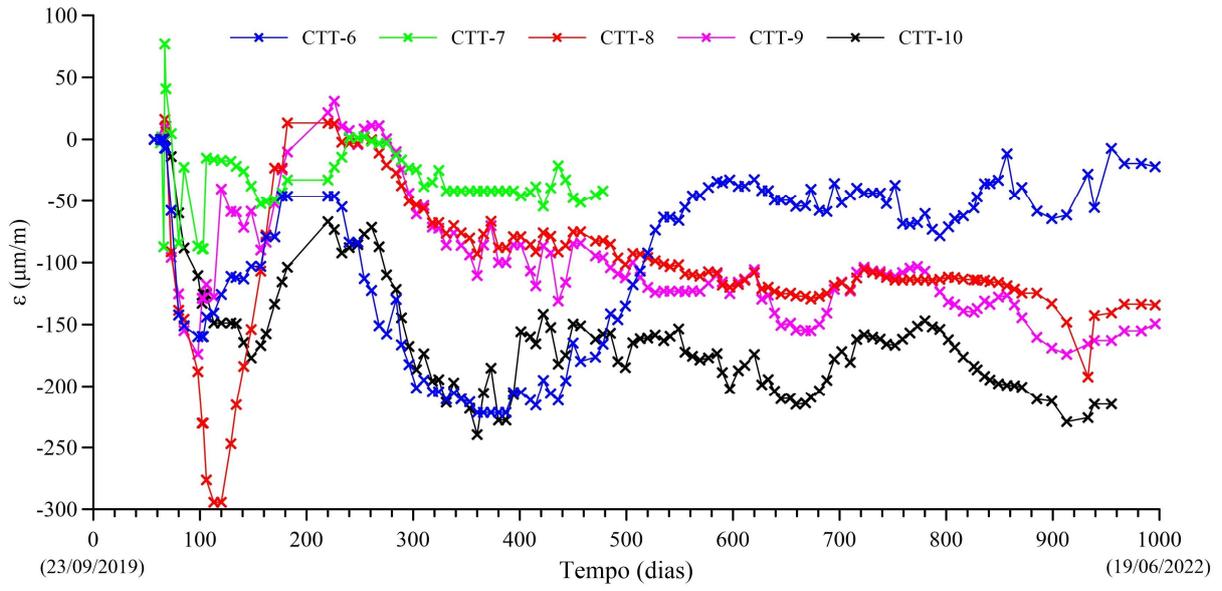


Figura C.2. Evolução das deformações medidas nas CTT-6 a CTT-10.

## APÊNDICE D - ACRÉSCIMO DE CARGAS PREVISTAS

Os dados apresentados neste apêndice fazem parte do relatório elaborado por Bernardes & Cruz Junior (2022), cujo único e principal objetivo foi a elaboração da presente tese, e a de Cruz Junior (2023) (em andamento).

As Tabelas D.1 até D.6 tem como objetivo mostrar os valores de acréscimo de carga previstos pelo projeto estrutural do edifício, para cada pilar da torre, a cada pavimento. Tais dados correspondem à condição do edifício finalizado, incluem apenas cargas permanentes, e foram utilizados para o acompanhamento do avanço da obra. Foi considerada aceleração da gravidade igual a 9,8 m/s.

Tabela D.1. Acréscimos de carga da estrutura de concreto armado (kN).

Pilares	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17
Topo	1.5	0.6	0.4	0.5	0.5	0.4	1.0	0.9	0.9	0.4	0.4	0.7	0.5	0.5	0.7	0.7	0.6
Cobertura	253.0	108.2	64.5	90.2	87.9	62.4	167.2	156.1	154.0	70.5	73.9	130.5	87.4	94.0	124.2	122.2	111.3
Caixa	216.5	92.6	55.2	77.2	75.2	53.4	143.1	133.6	131.8	60.3	63.2	111.7	74.8	80.5	106.3	104.6	95.3
Casa Máq.	243.6	104.2	62.1	86.8	84.7	60.1	161.0	150.3	148.3	67.9	71.1	125.7	84.2	90.6	119.6	117.7	107.2
Roof Top	406.4	173.8	103.5	144.9	141.2	100.2	268.6	250.7	247.3	113.2	118.6	209.6	140.4	151.1	199.5	196.3	178.8
Pavto. 45	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 44	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 43	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 42	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 41	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 40	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 39	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 38	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 37	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 36	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 35	375.0	160.3	95.5	133.7	130.3	92.5	247.8	231.3	228.2	104.4	109.5	193.4	129.6	139.4	184.1	181.2	165.0
Pavto. 34	375.0	160.3	95.5	133.7	130.3	92.5	247.8	231.3	228.2	104.4	109.5	193.4	129.6	139.4	184.1	181.2	165.0
Pavto. 33	375.0	160.3	95.5	133.7	130.3	92.5	247.8	231.3	228.2	104.4	109.5	193.4	129.6	139.4	184.1	181.2	165.0
Pavto. 32	375.0	160.3	95.5	133.7	130.3	92.5	247.8	231.3	228.2	104.4	109.5	193.4	129.6	139.4	184.1	181.2	165.0
Pavto. 31	375.0	160.3	95.5	133.7	130.3	92.5	247.8	231.3	228.2	104.4	109.5	193.4	129.6	139.4	184.1	181.2	165.0
Pavto. 30	375.0	160.3	95.5	133.7	130.3	92.5	247.8	231.3	228.2	104.4	109.5	193.4	129.6	139.4	184.1	181.2	165.0
Pavto. 29	375.0	160.3	95.5	133.7	130.3	92.5	247.8	231.3	228.2	104.4	109.5	193.4	129.6	139.4	184.1	181.2	165.0
Pavto. 28	375.0	160.3	95.5	133.7	130.3	92.5	247.8	231.3	228.2	104.4	109.5	193.4	129.6	139.4	184.1	181.2	165.0
Pavto. 27	375.0	160.3	95.5	133.7	130.3	92.5	247.8	231.3	228.2	104.4	109.5	193.4	129.6	139.4	184.1	181.2	165.0
Pavto. 26	375.0	160.3	95.5	133.7	130.3	92.5	247.8	231.3	228.2	104.4	109.5	193.4	129.6	139.4	184.1	181.2	165.0
Pavto. 25	375.0	160.3	95.5	133.7	130.3	92.5	247.8	231.3	228.2	104.4	109.5	193.4	129.6	139.4	184.1	181.2	165.0
Pavto. 24	375.0	160.3	95.5	133.7	130.3	92.5	247.8	231.3	228.2	104.4	109.5	193.4	129.6	139.4	184.1	181.2	165.0
Pavto. 23	376.0	160.8	95.8	134.0	130.7	92.7	248.5	231.9	228.8	104.7	109.8	194.0	129.9	139.8	184.5	181.6	165.4
Pavto. 22	376.0	160.8	95.8	134.0	130.7	92.7	248.5	231.9	228.8	104.7	109.8	194.0	129.9	139.8	184.5	181.6	165.4
Pavto. 21	376.0	160.8	95.8	134.0	130.7	92.7	248.5	231.9	228.8	104.7	109.8	194.0	129.9	139.8	184.5	181.6	165.4
Pavto. 20	376.0	160.8	95.8	134.0	130.7	92.7	248.5	231.9	228.8	104.7	109.8	194.0	129.9	139.8	184.5	181.6	165.4

Pavto. 19	376.0	160.8	95.8	134.0	130.7	92.7	248.5	231.9	228.8	104.7	109.8	194.0	129.9	139.8	184.5	181.6	165.4
Pavto. 18	376.0	160.8	95.8	134.0	130.7	92.7	248.5	231.9	228.8	104.7	109.8	194.0	129.9	139.8	184.5	181.6	165.4
Pavto. 17	376.0	160.8	95.8	134.0	130.7	92.7	248.5	231.9	228.8	104.7	109.8	194.0	129.9	139.8	184.5	181.6	165.4
Pavto. 16	376.0	160.8	95.8	134.0	130.7	92.7	248.5	231.9	228.8	104.7	109.8	194.0	129.9	139.8	184.5	181.6	165.4
Pavto. 15	376.0	160.8	95.8	134.0	130.7	92.7	248.5	231.9	228.8	104.7	109.8	194.0	129.9	139.8	184.5	181.6	165.4
Pavto. 14	376.0	160.8	95.8	134.0	130.7	92.7	248.5	231.9	228.8	104.7	109.8	194.0	129.9	139.8	184.5	181.6	165.4
Pavto. 13	376.0	160.8	95.8	134.0	130.7	92.7	248.5	231.9	228.8	104.7	109.8	194.0	129.9	139.8	184.5	181.6	165.4
Pavto. 12	376.0	160.8	95.8	134.0	130.7	92.7	248.5	231.9	228.8	104.7	109.8	194.0	129.9	139.8	184.5	181.6	165.4
Pavto. 11	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 10	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 9	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 8	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 7	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 6	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 5	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 4	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 3	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 2	384.9	164.6	98.0	137.2	133.8	94.9	254.4	237.4	234.2	107.2	112.4	198.6	133.0	143.1	188.9	186.0	169.4
Pavto. 1	414.9	177.4	105.7	147.9	144.2	102.3	274.2	255.9	252.4	115.5	121.1	214.0	143.3	154.2	203.6	200.4	182.5
Mez. Técnico	619.1	264.7	157.7	220.7	215.1	152.7	409.2	381.9	376.7	172.4	180.7	319.4	213.9	230.1	303.9	299.1	272.4
Mez. Lazer	1176.4	503.0	299.6	419.3	408.8	290.1	777.4	725.6	715.8	327.6	343.4	606.8	406.4	437.2	577.4	568.3	517.6
Garagem 2	1071.2	458.0	272.8	381.8	372.2	264.1	707.9	660.7	651.8	298.3	312.7	552.6	370.1	398.1	525.7	517.5	471.3
Garagem 1	1079.9	461.7	275.1	384.9	375.3	266.3	713.7	666.1	657.1	300.7	315.2	557.0	373.1	401.4	530.0	521.7	475.1
Térreo	1457.0	623.0	371.1	519.3	506.3	359.3	962.9	898.7	886.6	405.8	425.3	751.6	503.4	541.5	715.1	703.8	641.1
Subsolo 1	1298.2	555.1	330.7	462.7	451.1	320.1	858.0	800.8	790.0	361.5	379.0	669.7	448.5	482.5	637.2	627.1	571.2
Subsolo 2	359.9	153.9	91.7	128.3	125.1	88.7	237.8	222.0	219.0	100.2	105.1	185.6	124.3	133.8	176.6	173.9	158.3
Fosso Elev.	84.3	36.1	21.5	30.1	29.3	20.8	55.7	52.0	51.3	23.5	24.6	43.5	29.1	31.3	41.4	40.7	37.1

Tabela D.2. Acréscimos de carga da alvenaria (kN).

Pilares	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17
Topo	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Cobertura	26.7	11.2	9.2	12.9	12.5	8.6	19.8	23.5	23.4	10.4	10.6	15.9	12.0	12.5	15.4	15.0	14.0
Caixa	19.4	8.2	6.7	9.4	9.1	6.2	14.4	17.0	17.0	7.6	7.7	11.6	8.7	9.1	11.2	10.9	10.2
Casa Máq.	63.9	26.9	22.0	30.9	29.9	20.6	47.4	56.2	56.0	24.9	25.3	38.1	28.7	29.8	36.9	36.0	33.6
Roof Top	92.4	38.8	31.8	44.6	43.2	29.7	68.4	81.1	80.9	35.9	36.6	55.0	41.4	43.1	53.3	52.0	48.5
Pavto. 45	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 44	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 43	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 42	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 41	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 40	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 39	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 38	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 37	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 36	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 35	85.2	35.8	29.4	41.2	39.8	27.4	63.1	74.9	74.6	33.2	33.8	50.8	38.2	39.8	49.2	48.0	44.8
Pavto. 34	85.2	35.8	29.4	41.2	39.8	27.4	63.1	74.9	74.6	33.2	33.8	50.8	38.2	39.8	49.2	48.0	44.8

Pavto. 33	85.2	35.8	29.4	41.2	39.8	27.4	63.1	74.9	74.6	33.2	33.8	50.8	38.2	39.8	49.2	48.0	44.8
Pavto. 32	85.2	35.8	29.4	41.2	39.8	27.4	63.1	74.9	74.6	33.2	33.8	50.8	38.2	39.8	49.2	48.0	44.8
Pavto. 31	85.2	35.8	29.4	41.2	39.8	27.4	63.1	74.9	74.6	33.2	33.8	50.8	38.2	39.8	49.2	48.0	44.8
Pavto. 30	85.2	35.8	29.4	41.2	39.8	27.4	63.1	74.9	74.6	33.2	33.8	50.8	38.2	39.8	49.2	48.0	44.8
Pavto. 29	85.2	35.8	29.4	41.2	39.8	27.4	63.1	74.9	74.6	33.2	33.8	50.8	38.2	39.8	49.2	48.0	44.8
Pavto. 28	85.2	35.8	29.4	41.2	39.8	27.4	63.1	74.9	74.6	33.2	33.8	50.8	38.2	39.8	49.2	48.0	44.8
Pavto. 27	85.2	35.8	29.4	41.2	39.8	27.4	63.1	74.9	74.6	33.2	33.8	50.8	38.2	39.8	49.2	48.0	44.8
Pavto. 26	85.2	35.8	29.4	41.2	39.8	27.4	63.1	74.9	74.6	33.2	33.8	50.8	38.2	39.8	49.2	48.0	44.8
Pavto. 25	85.2	35.8	29.4	41.2	39.8	27.4	63.1	74.9	74.6	33.2	33.8	50.8	38.2	39.8	49.2	48.0	44.8
Pavto. 24	85.2	35.8	29.4	41.2	39.8	27.4	63.1	74.9	74.6	33.2	33.8	50.8	38.2	39.8	49.2	48.0	44.8
Pavto. 23	85.5	35.9	29.5	41.3	40.0	27.5	63.3	75.1	74.8	33.3	33.9	50.9	38.3	39.9	49.3	48.1	44.9
Pavto. 22	85.5	35.9	29.5	41.3	40.0	27.5	63.3	75.1	74.8	33.3	33.9	50.9	38.3	39.9	49.3	48.1	44.9
Pavto. 21	85.5	35.9	29.5	41.3	40.0	27.5	63.3	75.1	74.8	33.3	33.9	50.9	38.3	39.9	49.3	48.1	44.9
Pavto. 20	85.5	35.9	29.5	41.3	40.0	27.5	63.3	75.1	74.8	33.3	33.9	50.9	38.3	39.9	49.3	48.1	44.9
Pavto. 19	85.5	35.9	29.5	41.3	40.0	27.5	63.3	75.1	74.8	33.3	33.9	50.9	38.3	39.9	49.3	48.1	44.9
Pavto. 18	85.5	35.9	29.5	41.3	40.0	27.5	63.3	75.1	74.8	33.3	33.9	50.9	38.3	39.9	49.3	48.1	44.9
Pavto. 17	85.5	35.9	29.5	41.3	40.0	27.5	63.3	75.1	74.8	33.3	33.9	50.9	38.3	39.9	49.3	48.1	44.9
Pavto. 16	85.5	35.9	29.5	41.3	40.0	27.5	63.3	75.1	74.8	33.3	33.9	50.9	38.3	39.9	49.3	48.1	44.9
Pavto. 15	85.5	35.9	29.5	41.3	40.0	27.5	63.3	75.1	74.8	33.3	33.9	50.9	38.3	39.9	49.3	48.1	44.9
Pavto. 14	85.5	35.9	29.5	41.3	40.0	27.5	63.3	75.1	74.8	33.3	33.9	50.9	38.3	39.9	49.3	48.1	44.9
Pavto. 13	85.5	35.9	29.5	41.3	40.0	27.5	63.3	75.1	74.8	33.3	33.9	50.9	38.3	39.9	49.3	48.1	44.9
Pavto. 12	85.5	35.9	29.5	41.3	40.0	27.5	63.3	75.1	74.8	33.3	33.9	50.9	38.3	39.9	49.3	48.1	44.9
Pavto. 11	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 10	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 9	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 8	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 7	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 6	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 5	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 4	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 3	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 2	87.5	36.8	30.2	42.3	40.9	28.1	64.8	76.9	76.6	34.0	34.7	52.1	39.2	40.8	50.5	49.2	46.0
Pavto. 1	94.3	39.6	32.5	45.5	44.1	30.3	69.8	82.8	82.6	36.7	37.4	56.2	42.3	44.0	54.4	53.1	49.6
Mez. Técnico	140.7	59.1	48.5	68.0	65.8	45.3	104.2	123.6	123.2	54.8	55.7	83.8	63.1	65.7	81.2	79.2	73.9
Mez. Lazer	267.3	112.3	92.2	129.1	125.0	86.0	198.0	234.9	234.1	104.0	105.9	159.2	119.9	124.8	154.3	150.5	140.5
Garagem 2	243.4	102.3	83.9	117.6	113.8	78.3	180.3	213.9	213.2	94.7	96.5	145.0	109.2	113.6	140.5	137.0	127.9
Garagem 1	245.4	103.1	84.6	118.5	114.7	79.0	181.7	215.6	214.9	95.5	97.2	146.2	110.1	114.5	141.7	138.1	129.0
Térreo	331.1	139.1	114.1	159.9	154.8	106.5	245.2	290.9	290.0	128.9	131.2	197.2	148.5	154.5	191.1	186.4	174.0
Subsolo 1	295.0	124.0	101.7	142.5	137.9	94.9	218.5	259.2	258.4	114.8	116.9	175.7	132.3	137.7	170.3	166.1	155.1
Subsolo 2	81.8	34.4	28.2	39.5	38.2	26.3	60.6	71.9	71.6	31.8	32.4	48.7	36.7	38.2	47.2	46.0	43.0
Fosso Elev.	19.2	8.1	6.6	9.3	9.0	6.2	14.2	16.8	16.8	7.5	7.6	11.4	8.6	8.9	11.1	10.8	10.1

Tabela D.3. Acréscimos de cargas do reboco (kN).

Pilares	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17
Topo	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Cobertura	4.5	1.9	1.5	2.2	2.1	1.4	3.3	3.9	3.9	1.7	1.8	2.7	2.0	2.1	2.6	2.5	2.3
Caixa	3.2	1.4	1.1	1.6	1.5	1.0	2.4	2.8	2.8	1.3	1.3	1.9	1.5	1.5	1.9	1.8	1.7

Casa Máq.	10.7	4.5	3.7	5.1	5.0	3.4	7.9	9.4	9.3	4.1	4.2	6.3	4.8	5.0	6.2	6.0	5.6
Roof Top	15.4	6.5	5.3	7.4	7.2	5.0	11.4	13.5	13.5	6.0	6.1	9.2	6.9	7.2	8.9	8.7	8.1
Pavto. 45	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 44	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 43	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 42	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 41	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 40	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 39	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 38	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 37	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 36	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 35	14.2	6.0	4.9	6.9	6.6	4.6	10.5	12.5	12.4	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 34	14.2	6.0	4.9	6.9	6.6	4.6	10.5	12.5	12.4	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 33	14.2	6.0	4.9	6.9	6.6	4.6	10.5	12.5	12.4	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 32	14.2	6.0	4.9	6.9	6.6	4.6	10.5	12.5	12.4	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 31	14.2	6.0	4.9	6.9	6.6	4.6	10.5	12.5	12.4	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 30	14.2	6.0	4.9	6.9	6.6	4.6	10.5	12.5	12.4	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 29	14.2	6.0	4.9	6.9	6.6	4.6	10.5	12.5	12.4	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 28	14.2	6.0	4.9	6.9	6.6	4.6	10.5	12.5	12.4	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 27	14.2	6.0	4.9	6.9	6.6	4.6	10.5	12.5	12.4	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 26	14.2	6.0	4.9	6.9	6.6	4.6	10.5	12.5	12.4	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 25	14.2	6.0	4.9	6.9	6.6	4.6	10.5	12.5	12.4	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 24	14.2	6.0	4.9	6.9	6.6	4.6	10.5	12.5	12.4	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 23	14.2	6.0	4.9	6.9	6.7	4.6	10.5	12.5	12.5	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 22	14.2	6.0	4.9	6.9	6.7	4.6	10.5	12.5	12.5	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 21	14.2	6.0	4.9	6.9	6.7	4.6	10.5	12.5	12.5	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 20	14.2	6.0	4.9	6.9	6.7	4.6	10.5	12.5	12.5	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 19	14.2	6.0	4.9	6.9	6.7	4.6	10.5	12.5	12.5	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 18	14.2	6.0	4.9	6.9	6.7	4.6	10.5	12.5	12.5	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 17	14.2	6.0	4.9	6.9	6.7	4.6	10.5	12.5	12.5	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 16	14.2	6.0	4.9	6.9	6.7	4.6	10.5	12.5	12.5	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 15	14.2	6.0	4.9	6.9	6.7	4.6	10.5	12.5	12.5	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 14	14.2	6.0	4.9	6.9	6.7	4.6	10.5	12.5	12.5	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 13	14.2	6.0	4.9	6.9	6.7	4.6	10.5	12.5	12.5	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 12	14.2	6.0	4.9	6.9	6.7	4.6	10.5	12.5	12.5	5.5	5.6	8.5	6.4	6.6	8.2	8.0	7.5
Pavto. 11	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 10	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 9	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 8	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 7	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 6	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 5	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 4	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 3	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 2	14.6	6.1	5.0	7.0	6.8	4.7	10.8	12.8	12.8	5.7	5.8	8.7	6.5	6.8	8.4	8.2	7.7
Pavto. 1	15.7	6.6	5.4	7.6	7.3	5.1	11.6	13.8	13.8	6.1	6.2	9.4	7.0	7.3	9.1	8.8	8.3
Mez. Técnico	23.5	9.9	8.1	11.3	11.0	7.5	17.4	20.6	20.5	9.1	9.3	14.0	10.5	10.9	13.5	13.2	12.3

Mez. Lazer	44.6	18.7	15.4	21.5	20.8	14.3	33.0	39.1	39.0	17.3	17.7	26.5	20.0	20.8	25.7	25.1	23.4
Garagem 2	40.6	17.0	14.0	19.6	19.0	13.1	30.0	35.6	35.5	15.8	16.1	24.2	18.2	18.9	23.4	22.8	21.3
Garagem 1	40.9	17.2	14.1	19.8	19.1	13.2	30.3	35.9	35.8	15.9	16.2	24.4	18.3	19.1	23.6	23.0	21.5
Térreo	55.2	23.2	19.0	26.7	25.8	17.8	40.9	48.5	48.3	21.5	21.9	32.9	24.7	25.8	31.9	31.1	29.0
Subsolo 1	49.2	20.7	16.9	23.7	23.0	15.8	36.4	43.2	43.1	19.1	19.5	29.3	22.1	23.0	28.4	27.7	25.8
Subsolo 2	13.6	5.7	4.7	6.6	6.4	4.4	10.1	12.0	11.9	5.3	5.4	8.1	6.1	6.4	7.9	7.7	7.2
Fosso Elev.	3.2	1.3	1.1	1.5	1.5	1.0	2.4	2.8	2.8	1.2	1.3	1.9	1.4	1.5	1.8	1.8	1.7

Tabela D.4. Acréscimos de carga do contrapiso (kN).

Pilares	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17
Topo	0.4	0.2	0.1	0.2	0.2	0.1	0.3	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
Cobertura	52.6	22.1	18.1	25.4	24.6	16.9	38.9	46.2	46.0	20.5	20.8	31.3	23.6	24.5	30.3	29.6	27.6
Caixa	48.4	20.3	16.7	23.4	22.6	15.6	35.8	42.5	42.3	18.8	19.2	28.8	21.7	22.6	27.9	27.2	25.4
Casa Máq.	13.6	5.7	4.7	6.6	6.4	4.4	10.1	11.9	11.9	5.3	5.4	8.1	6.1	6.3	7.9	7.7	7.1
Roof Top	36.6	15.4	12.6	17.7	17.1	11.8	27.1	32.1	32.0	14.2	14.5	21.8	16.4	17.1	21.1	20.6	19.2
Pavto. 45	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 44	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 43	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 42	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 41	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 40	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 39	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 38	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 37	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 36	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 35	33.7	14.2	11.6	16.3	15.8	10.9	25.0	29.6	29.5	13.1	13.4	20.1	15.1	15.7	19.5	19.0	17.7
Pavto. 34	33.7	14.2	11.6	16.3	15.8	10.9	25.0	29.6	29.5	13.1	13.4	20.1	15.1	15.7	19.5	19.0	17.7
Pavto. 33	33.7	14.2	11.6	16.3	15.8	10.9	25.0	29.6	29.5	13.1	13.4	20.1	15.1	15.7	19.5	19.0	17.7
Pavto. 32	33.7	14.2	11.6	16.3	15.8	10.9	25.0	29.6	29.5	13.1	13.4	20.1	15.1	15.7	19.5	19.0	17.7
Pavto. 31	33.7	14.2	11.6	16.3	15.8	10.9	25.0	29.6	29.5	13.1	13.4	20.1	15.1	15.7	19.5	19.0	17.7
Pavto. 30	33.7	14.2	11.6	16.3	15.8	10.9	25.0	29.6	29.5	13.1	13.4	20.1	15.1	15.7	19.5	19.0	17.7
Pavto. 29	33.7	14.2	11.6	16.3	15.8	10.9	25.0	29.6	29.5	13.1	13.4	20.1	15.1	15.7	19.5	19.0	17.7
Pavto. 28	33.7	14.2	11.6	16.3	15.8	10.9	25.0	29.6	29.5	13.1	13.4	20.1	15.1	15.7	19.5	19.0	17.7
Pavto. 27	33.7	14.2	11.6	16.3	15.8	10.9	25.0	29.6	29.5	13.1	13.4	20.1	15.1	15.7	19.5	19.0	17.7
Pavto. 26	33.7	14.2	11.6	16.3	15.8	10.9	25.0	29.6	29.5	13.1	13.4	20.1	15.1	15.7	19.5	19.0	17.7
Pavto. 25	33.7	14.2	11.6	16.3	15.8	10.9	25.0	29.6	29.5	13.1	13.4	20.1	15.1	15.7	19.5	19.0	17.7
Pavto. 24	33.7	14.2	11.6	16.3	15.8	10.9	25.0	29.6	29.5	13.1	13.4	20.1	15.1	15.7	19.5	19.0	17.7
Pavto. 23	33.8	14.2	11.7	16.3	15.8	10.9	25.0	29.7	29.6	13.2	13.4	20.1	15.2	15.8	19.5	19.0	17.8
Pavto. 22	33.8	14.2	11.7	16.3	15.8	10.9	25.0	29.7	29.6	13.2	13.4	20.1	15.2	15.8	19.5	19.0	17.8
Pavto. 21	33.8	14.2	11.7	16.3	15.8	10.9	25.0	29.7	29.6	13.2	13.4	20.1	15.2	15.8	19.5	19.0	17.8
Pavto. 20	33.8	14.2	11.7	16.3	15.8	10.9	25.0	29.7	29.6	13.2	13.4	20.1	15.2	15.8	19.5	19.0	17.8
Pavto. 19	33.8	14.2	11.7	16.3	15.8	10.9	25.0	29.7	29.6	13.2	13.4	20.1	15.2	15.8	19.5	19.0	17.8
Pavto. 18	33.8	14.2	11.7	16.3	15.8	10.9	25.0	29.7	29.6	13.2	13.4	20.1	15.2	15.8	19.5	19.0	17.8
Pavto. 17	33.8	14.2	11.7	16.3	15.8	10.9	25.0	29.7	29.6	13.2	13.4	20.1	15.2	15.8	19.5	19.0	17.8
Pavto. 16	33.8	14.2	11.7	16.3	15.8	10.9	25.0	29.7	29.6	13.2	13.4	20.1	15.2	15.8	19.5	19.0	17.8
Pavto. 15	33.8	14.2	11.7	16.3	15.8	10.9	25.0	29.7	29.6	13.2	13.4	20.1	15.2	15.8	19.5	19.0	17.8
Pavto. 14	33.8	14.2	11.7	16.3	15.8	10.9	25.0	29.7	29.6	13.2	13.4	20.1	15.2	15.8	19.5	19.0	17.8

Pavto. 13	33.8	14.2	11.7	16.3	15.8	10.9	25.0	29.7	29.6	13.2	13.4	20.1	15.2	15.8	19.5	19.0	17.8
Pavto. 12	33.8	14.2	11.7	16.3	15.8	10.9	25.0	29.7	29.6	13.2	13.4	20.1	15.2	15.8	19.5	19.0	17.8
Pavto. 11	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 10	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 9	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 8	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 7	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 6	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 5	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 4	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 3	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 2	34.6	14.5	11.9	16.7	16.2	11.1	25.6	30.4	30.3	13.5	13.7	20.6	15.5	16.2	20.0	19.5	18.2
Pavto. 1	37.3	15.7	12.9	18.0	17.4	12.0	27.6	32.8	32.7	14.5	14.8	22.2	16.7	17.4	21.5	21.0	19.6
Mez. Técnico	55.7	23.4	19.2	26.9	26.0	17.9	41.2	48.9	48.8	21.7	22.1	33.2	25.0	26.0	32.1	31.3	29.3
Mez. Lazer	105.8	44.5	36.5	51.1	49.5	34.0	78.3	92.9	92.7	41.2	41.9	63.0	47.4	49.4	61.1	59.6	55.6
Garagem 2	96.3	40.5	33.2	46.5	45.0	31.0	71.3	84.6	84.4	37.5	38.2	57.4	43.2	45.0	55.6	54.2	50.6
Garagem 1	97.1	40.8	33.5	46.9	45.4	31.2	71.9	85.3	85.1	37.8	38.5	57.8	43.6	45.3	56.1	54.7	51.0
Térreo	131.0	55.1	45.2	63.3	61.3	42.2	97.0	115.1	114.8	51.0	51.9	78.0	58.8	61.2	75.6	73.8	68.9
Subsolo 1	116.8	49.1	40.2	56.4	54.6	37.6	86.5	102.6	102.3	45.4	46.3	69.5	52.4	54.5	67.4	65.7	61.4
Subsolo 2	32.4	13.6	11.2	15.6	15.1	10.4	24.0	28.4	28.3	12.6	12.8	19.3	14.5	15.1	18.7	18.2	17.0
Fosso Elev.	7.6	3.2	2.6	3.7	3.5	2.4	5.6	6.7	6.6	3.0	3.0	4.5	3.4	3.5	4.4	4.3	4.0

Tabela D.5. Acréscimos de carga do piso / revestimento (kN).

Pilares	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17
Topo	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Cobertura	10.7	4.5	3.7	5.2	5.0	3.5	7.9	9.4	9.4	4.2	4.3	6.4	4.8	5.0	6.2	6.0	5.6
Caixa	9.9	4.1	3.4	4.8	4.6	3.2	7.3	8.7	8.6	3.8	3.9	5.9	4.4	4.6	5.7	5.6	5.2
Casa Máq.	2.8	1.2	1.0	1.3	1.3	0.9	2.1	2.4	2.4	1.1	1.1	1.7	1.2	1.3	1.6	1.6	1.5
Roof Top	7.5	3.1	2.6	3.6	3.5	2.4	5.5	6.6	6.5	2.9	3.0	4.4	3.3	3.5	4.3	4.2	3.9
Pavto. 45	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 44	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 43	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 42	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 41	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 40	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 39	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 38	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 37	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 36	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 35	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.0	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 34	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.0	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 33	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.0	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 32	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.0	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 31	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.0	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 30	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.0	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 29	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.0	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 28	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.0	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6

Pavto. 27	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.0	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 26	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.0	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 25	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.0	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 24	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.0	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 23	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.1	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 22	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.1	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 21	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.1	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 20	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.1	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 19	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.1	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 18	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.1	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 17	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.1	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 16	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.1	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 15	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.1	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 14	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.1	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 13	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.1	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 12	6.9	2.9	2.4	3.3	3.2	2.2	5.1	6.1	6.0	2.7	2.7	4.1	3.1	3.2	4.0	3.9	3.6
Pavto. 11	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 10	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 9	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 8	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 7	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 6	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 5	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 4	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 3	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 2	7.1	3.0	2.4	3.4	3.3	2.3	5.2	6.2	6.2	2.8	2.8	4.2	3.2	3.3	4.1	4.0	3.7
Pavto. 1	7.6	3.2	2.6	3.7	3.6	2.5	5.6	6.7	6.7	3.0	3.0	4.5	3.4	3.6	4.4	4.3	4.0
Mez. Técnico	11.4	4.8	3.9	5.5	5.3	3.7	8.4	10.0	10.0	4.4	4.5	6.8	5.1	5.3	6.6	6.4	6.0
Mez. Lazer	21.6	9.1	7.4	10.4	10.1	6.9	16.0	19.0	18.9	8.4	8.6	12.9	9.7	10.1	12.5	12.2	11.4
Garagem 2	19.7	8.3	6.8	9.5	9.2	6.3	14.6	17.3	17.2	7.7	7.8	11.7	8.8	9.2	11.4	11.1	10.3
Garagem 1	19.8	8.3	6.8	9.6	9.3	6.4	14.7	17.4	17.4	7.7	7.9	11.8	8.9	9.3	11.4	11.2	10.4
Térreo	26.8	11.2	9.2	12.9	12.5	8.6	19.8	23.5	23.4	10.4	10.6	15.9	12.0	12.5	15.4	15.1	14.1
Subsolo 1	23.8	10.0	8.2	11.5	11.1	7.7	17.7	20.9	20.9	9.3	9.4	14.2	10.7	11.1	13.8	13.4	12.5
Subsolo 2	6.6	2.8	2.3	3.2	3.1	2.1	4.9	5.8	5.8	2.6	2.6	3.9	3.0	3.1	3.8	3.7	3.5
Fosso Elev.	1.5	0.7	0.5	0.7	0.7	0.5	1.1	1.4	1.4	0.6	0.6	0.9	0.7	0.7	0.9	0.9	0.8

Tabela D.6. Totais de carga prevista em cada pilar, por serviço finalizado (kN).

Pilares	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17
Estrutura	25393	10858	6468	9050	8824	6261	16782	15663	15451	7072	7412	13099	8773	9438	12463	12267	11172
Alvenaria	5719	2403	1971	2762	2673	1840	4235	5024	5008	2226	2266	3406	2565	2669	3301	3219	3005
Reboco	953	400	329	460	446	307	706	837	835	371	378	568	427	445	550	536	501
Contrapiso	2334	981	805	1127	1091	751	1729	2051	2044	908	925	1390	1047	1090	1347	1314	1227
Piso / Revestimento	477	200	164	230	223	153	353	419	417	185	189	284	214	222	275	268	250
Total	34876	14842	9736	13630	13257	9312	23804	23994	23756	10762	11169	18746	13025	13864	17936	17604	16156

## APÊNDICE E - ORIENTAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS BASEADOS NA INSTRUMENTAÇÃO DE EDIFÍCIOS

A instrumentação de grandes estruturas de concreto armado é um serviço que demanda, além de conhecimento técnico, muitas habilidades complementares necessárias para enfrentar os desafios logísticos encontrados durante as etapas de instalação e leitura dos instrumentos. Mediante os conhecimentos obtidos no decorrer da tese, foi possível estabelecer uma série de orientações voltadas para engenheiros que visem implementar um programa de instrumentação de deformações em estruturas de concreto armado.

A compra de sensores prontos para a medição de deformações, confeccionados e calibrados, prontos para a instalação, se mostrou inviável no presente trabalho. O custo de aquisição de um sensor pronto é bastante elevado, em torno de 5 a 10 vezes o preço de custo (considerando sensores confeccionados pelos próprios pesquisadores, no laboratório das universidades e excluindo os custos referentes à de mão de obra e à utilização das prensas dos laboratórios, para calibração).

No entanto, ao mesmo tempo que a confecção dos próprios instrumentos é capaz de viabilizar financeiramente a implementação do programa experimental, tal atividade requer muito planejamento, “*expertise*” e tempo para confecção e calibração dos sensores. Com relação a este tema, dois aspectos merecem destaque:

1. A coorientação / participação de um membro com experiência na montagem, calibração, instalação e monitoramento dos instrumentos é essencial para o sucesso do trabalho, especialmente em obras de grande porte.

2. Recomenda-se o término das etapas de montagem e calibração dos instrumentos ao menos 30 dias antes do início dos serviços da obra. Ademais, é necessária grande disponibilidade do pesquisador e boa comunicação com os engenheiros de obra. Afinal, o relacionamento entre o pesquisador e o responsável pela construção do edifício é peça chave para o sucesso de pesquisas em obras reais. Na presente tese todo o processo de confecção, calibração, instalação e monitoramento dos instrumentos foi realizado por duas pessoas (o autor da presente tese e o Prof. Aleones J. da Cruz Junior, que é coautor dos dados coletados e cuja tese está em andamento).

Com relação à interpretação e tratamento dos dados de deformação, a fluência do concreto se mostrou como o maior aspecto complicador para o cálculo das cargas reais atuantes nas estacas e pilares. Com relação a esse tema, recomenda-se a adoção de duas medidas:

1. Instalar células de carga que contemplem toda a seção transversal do elemento instrumentado, em ao menos 10% dos pilares e estacas instrumentadas. Apesar do maior custo e da dificuldade de instalação, tal medida seria justificada pela possibilidade de calibrar, “in loco”, os valores de deformação por fluência atuantes nas seções de concreto armado.

2. Realizar ensaios de fluência em pilaretes de concreto armado, concretados com o mesmo concreto da estrutura e possuindo a mesma taxa de aço. Tais ensaios permitiriam complementar os dados sobre a fluência do concreto, obtidos no item anterior. Assim, permite-se a validação e calibração apropriadas do modelo de fluência a ser utilizado na interpretação dos valores de deformação medidos nos elementos.

Após os 900 dias, alguns sensores começaram a apresentar instabilidade nas leituras. Visando associar a elevada confiabilidade e durabilidade nas leituras de longo prazo, recomenda-se associar a utilização de “strain-gauges” de cordas vibrantes aos extensômetros elétrico-resistivos (utilizados na presente tese).

Finalmente, sendo as leituras realizadas semanalmente, é essencial que durante a etapa de instalação dos instrumentos seja feito o planejamento adequado do comprimento dos cabos dos sensores, de modo que sejam suficientes para que os conectores fiquem todos em um mesmo local, de fácil acesso e protegido das intempéries.

## **APÊNDICE F - AVISOS SOBRE A COLETA E A INTERPRETAÇÃO DOS DADOS**

A presente tese fez a coleta e a interpretação de dados de deformação dos pilares, estacas e células de tensão total de um edifício real em Goiânia-GO, cujas informações relacionadas às especificações de montagem, calibração e instalação dos instrumentos estão descritas neste documento.

Ressalta-se que os dados aqui apresentados são parte de um estudo científico, inédito no país, do qual fazem parte diversas premissas e simplificações, expostas e discutidas ao longo da presente tese. Desta forma, os resultados divulgados não devem ser utilizados como referência ou material de apoio em disputas judiciais envolvendo quaisquer problemas ou danos ocorridos na estrutura e fundação do edifício, especialmente aqueles ocorridos após o término do monitoramento dos sensores, que foi finalizado da data de 19 de junho de 2022.