



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO**  
**CENTRO ACADÊMICO DO AGRESTE – CAA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**JEFFERSON PEDRO DA SILVA**

**PREVISÃO DE COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÃO EM RADIER ESTAQUEADO**  
**UTILIZANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS E ANÁLISE DE PROVA**  
**DE CARGA: estudo de caso**

**CARUARU**

**2021**

JEFFERSON PEDRO DA SILVA

**PREVISÃO DE COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÃO EM RADIER ESTAQUEADO  
UTILIZANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS E ANÁLISE DE PROVA  
DE CARGA: estudo de caso**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para a obtenção do título de mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

**Área de concentração:** Estruturas e Materiais.

**Orientadora:** Prof<sup>ª</sup>. Dr<sup>ª</sup>. Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello.

**Coorientador:** Prof. Dr. Jonny Dantas Patrício.

Caruaru

2021

Catálogo na fonte:  
Bibliotecária – Paula Silva - CRB/4 - 1223

S586p Silva, Jefferson Pedro da.  
Previsão de comportamento de fundação em radier estaqueado utilizando o método dos elementos finitos e análise de prova de carga: estudo de caso. / Jefferson Pedro da Silva. – 2021.  
120 f.; il.: 30 cm.

Orientadora: Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello.  
Coorientador: Jonny Dantas Patrício  
Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco, CAA, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, 2021.  
Inclui Referências.

1. Fundações (Engenharia) – Recife, Região Metropolitana do (PE). 2. Software.  
3. Recalque de estruturas. 4. Modelagem de informação na construção. 5. Análise estrutural (Engenharia). 6. Otimização estrutural. I. Bello, Maria Isabela Marques da Cunha Vieira (Orientadora). II. Patrício, Jonny Dantas (Coorientador). III. Título.

CDD 620 (23. ed.) UFPE (CAA 2021-110)

JEFFERSON PEDRO DA SILVA

**PREVISÃO DE COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÃO EM RADIER ESTAQUEADO  
UTILIZANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS E ANÁLISE DE PROVA  
DE CARGA: estudo de caso**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para a obtenção do título de mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

Aprovada em: 28/06/2021.

**BANCA EXAMINADORA**

---

Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello (Orientadora)  
Universidade Federal de Pernambuco

---

Prof. Dr. Jonny Dantas Patrício (Coorientador)  
Universidade Federal de Campina Grande

---

Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira (Examinador Externo)  
Universidade Federal de Pernambuco

---

Prof. Dr. Douglas Mateus de Lima (Examinador Externo)  
Universidade Federal de Pernambuco

Dedico esta dissertação aos meus pais:

Maria Josineide e José Pedro.

## AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, agradeço a Deus, que me guiou em toda a minha vida acadêmica; pela coragem, pelo perdão, pela resiliência e por toda força concedida nos momentos de desânimo e fracasso.

Agradeço à minha família, em nome dos meus pais, Maria Josineide e José Pedro, pela compreensão e pelo apoio que foi dado.

Meus sinceros agradecimentos à minha orientadora, a Dra. Isabela Bello, pela sugestão do tema, pelas orientações e pelos ensinamentos, e por ter acreditado que essa pesquisa seria possível. Gostaria de agradecer ao meu coorientador, o Dr. Jonny Dantas Patrício, pelo importante direcionamento adicionando comentários valiosos, que, com suas sugestões, ajudou a garantir que esta dissertação se tornasse possível. A experiência de ambos foi inestimável para me ajudar a esclarecer algumas ideias.

Agradeço à banca de qualificação e aos membros da banca de defesa examinadora, que muito contribuíram com correções, sugestões e encaminhamentos.

Ao Sr. Francisco Diego, na pessoa de quem saúdo à Bentley, pela concessão da licença do *software* PLAXIS 2D *Advanced*.

Agradeço a todos os colegas que, de alguma forma, ajudaram compartilhando suas experiências utilizando o *software* utilizado nesta pesquisa, em especial, Otávio Eleuterio.

Sou grato aos professores e funcionários do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Pernambuco.

Agradeço aos colegas do mestrado, turma 2019.1, em especial Leyziane e Raimundo.

Aos colegas e amigos que fiz durante a vida: amigos pessoais, intercambistas, concurreseiros e todos que torceram por essa vitória.

A todos, muito obrigado!

“Entrega ao SENHOR as tuas obras, e teus desígnios serão estabelecidos” (BÍBLIA, Provérbios, 16: 3).

## RESUMO

Para ocorrer uma transmissão adequada das cargas ao terreno, dois requisitos principais devem ser atendidos como hipóteses de projeto: segurança, quanto à ruptura do solo da fundação, e recalques compatíveis com a estrutura. Realizar um projeto de fundação em radier estaqueado torna-se uma importante solução para atender aos requisitos, pois este sistema de fundação leva em consideração que, além das estacas, a fundação superficial (radier) recebe e transmite cargas da superestrutura ao terreno. O objetivo é realizar a previsão do comportamento de uma fundação em radier estaqueado em obra de um edifício em estrutura de paredes de concreto utilizando análises numéricas e resultados de ensaio de prova de carga estática. A estrutura é um edifício de 4 pavimentos tipo, mais térreo, com sistema construtivo em paredes de concreto, situado em um condomínio residencial na Região Metropolitana do Recife. Foram utilizados dados de uma prova de carga estática para análise dos parâmetros geotécnicos utilizando o método dos elementos finitos no *software* PLAXIS 2D. Os parâmetros de resistência e deformabilidade do solo, que deram suporte às análises numéricas no PLAXIS 2D, foram obtidos através de correlações semiempíricas a partir de dados do ensaio de sondagem à percussão (SPT). Com esses dados, foi simulada uma prova de carga estática no PLAXIS 2D. Os resultados dessa simulação foram comparados com os resultados da prova de carga estática, realizados *in situ*, para mostrar a rigidez do modelo experimental a partir da comparação das curvas carga *versus* recalque. Os parâmetros geotécnicos mais realísticos ao comportamento de campo foram utilizados para simular o comportamento da estrutura assentada sobre um radier estaqueado. Por fim, várias configurações para o projeto em radier estaqueado foram analisadas de forma a racionalizar as escolhas dos projetistas em relação a melhor geometria do radier e das estacas levando em consideração os recalques máximo e diferencial. Os resultados mostraram que, para a análise de estacas quadradas com 26,5 cm de lado, e estacas variando de 12 a 25 m de comprimento, o coeficiente de variação (CV%) dos recalques foi de 17,85%. Para a análise de estacas com comprimento de 21 m, e estacas variando de 26,5 a 46,5 cm de lado, o coeficiente de variação foi de 5,93%. Para o radier com 25 cm de espessura, o recalque diferencial é mais uniforme quando o lado das estacas é aumentado, pois foi encontrado um CV% menor para esta variável. A escolha pelo aumento do comprimento das estacas, embora mais eficiente que a variação da espessura do radier, sugere maior probabilidade de ocorrência de recalques diferenciais quando comparado ao aumento do lado da estaca.

**Palavras-chave:** fundação mista; PLAXIS 2D; recalque; capacidade de carga; modelo bidimensional.

## ABSTRACT

In order to ensure an adequate transmission of the loads to the ground, two main requirements must be attended as design hypotheses: safety regarding the breakage of the foundation soil and compatible settlement with the structure. Undertaking a piled-raft design becomes an important solution to attend that requirements because this foundation system takes into account that, besides the piles, the shallow foundation (raft) receives and transmits loads from the superstructure to the ground. The objective is to predict the behavior of a piled-raft foundation in a building with a concrete wall structure using numerical analysis and static load test results. The structure is a 4-storey building, more ground floor, with a construction system in concrete walls, located in a residential condominium in the Metropolitan Region of Recife. Data from a static load test were used for analysis of the geotechnical parameters using the finite element method in the software PLAXIS 2D. The parameters of soil resistance and deformability, which supported the numerical analysis in PLAXIS 2D, were obtained through semi-empirical correlations from data in the standard penetration test (SPT). With these data, a static load test was simulated in PLAXIS 2D. The results of this simulation were compared with the results of the static load test, performed in situ, to show the rigidity of the experimental model by comparing the load versus settlement curves. The most realistic geotechnical parameters to the field behavior were used to simulate the behavior of the structure seated on a staked radier. Finally, several configurations for the project in staked radier were analyzed in order to rationalize the designers' choices in relation to the best geometry of the radier and the piles taking into account the maximum and differential settlements. The results showed that, for the analysis of piles with square dimension of 26.5 cm, and piles varying from 12 to 25 m in length, the settlement coefficient of variation (CV%) was 17.85%. For the analysis of piles with a length of 21 m, and piles varying from 26.5 to 46.5 cm in dimension, the coefficient of variation was 5.93%. For the raft thickness of 25 cm, the differential settlement is more uniform when the pile dimension is increased, because it was found a lower CV% for this variable. The choice to increase the length of the piles, although more efficient than the variation of the raft thickness, it suggests a higher probability of occurrence of differential settlements when compared to the increase of pile's dimension.

**Keywords:** mixed foundation; PLAXIS 2D; settlement; bearing capacity; two-dimensional model.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 -	Tipos de sapatas estaqueadas.....	24
Figura 2 -	Radier estaqueado.....	25
Figura 3 -	Distribuição da carga no sistema radier estaqueado. ....	26
Figura 4 -	Configuração do sistema a partir do coeficiente $\alpha_{PR}$ . ....	27
Gráfico 1 -	Representação do conceito de radier estaqueado.....	28
Gráfico 2 -	Fatores $\alpha_R$ e $\alpha_{PG}$ variando em função do comprimento relativo.....	33
Gráfico 3 -	Método Trilinear de Poulos e Davis (1980).....	41
Gráfico 4 -	Método para estimar recalque de radier estaqueado – Poulos (1998).....	42
Gráfico 5 -	Curva carga <i>versus</i> recalque proveniente de ensaio de prova de carga estática. ....	44
Gráfico 6 -	Extrapolação pelo método de Van der Veen (1953) para obtenção do valor de $P_R$ ....	45
Gráfico 7 -	Extrapolação pelo método da NBR 6.122.....	46
Quadro 1 -	Quantidade de prova de cargas por tipo de estaca.. ....	48
Quadro 2 -	Aplicação dos modelos MC e HS em função do tipo de material (adap. de PLAXIS, 2021a).....	50
Quadro 3 -	Aplicação dos modelos MC e HS em função do tipo de obra (adap. de PLAXIS, 2021a).....	50
Quadro 4 -	Aplicação dos modelos MC e HS em função do tipo de solicitação (adap. de PLAXIS, 2021a).....	50
Fluxograma 1 -	Fluxograma das etapas metodológicas .....	53
Mapa 1 –	Mapa de localização da obra. ....	54
Mapa 2 –	Localização do Bloco 13 no condomínio. ....	54
Figura 5 -	Modelo numérico do Bloco 13 utilizando o SAP 2000.....	55
Figura 6 -	Perfil geotécnico simplificado da obra. ....	56
Fotografia 1 -	Sistema de reação durante a execução da PCE. ....	57
Gráfico 8 -	Resultado da prova de carga estática experimental. ....	58
Quadro 5 -	Parâmetros de entrada adotados no Modelo Mohr-Coulomb no PLAXIS 2D.....	61
Quadro 6 -	Parâmetros de entrada adotados no Modelo Hardening Soil no PLAXIS 2D. ....	62
Quadro 7 -	Parâmetros de entrada adotados para o concreto nos dois modelos.....	63
Figura 7 -	Termos utilizados na malha do Método dos Elementos Finitos. ....	64
Figura 8 -	Elementos triangulares de 6 e 15 nós. ....	64
Gráfico 9 -	Deslocamento máximo <i>versus</i> número de elementos. ....	66
Quadro 8 -	Parâmetros definidos para análises paramétricas do radier estaqueado PLAXIS 2D. .	67
Figura 9 -	Limites das condições de contorno do modelo em radier estaqueado. ....	68
Figura 10 -	Modelo das condições de contorno do radier estaqueado no PLAXIS 2D.....	68

Quadro 9 -	Carga admissível para os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978).....	74
Gráfico 10 -	Carga admissível mobilizada em função da profundidade. ....	75
Gráfico 11 -	Resistência máxima para os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978) .....	76
Gráfico 12 -	Curvas carga <i>versus</i> recalque – comparação dos dois métodos analíticos com a PCE.....	77
Gráfico 13 -	Extrapolação da curva carga <i>versus</i> recalque. ....	78
Quadro 10 -	Recalques calculados para as cargas admissíveis. ....	78
Gráfico 14 -	Curvas carga <i>versus</i> recalque nos Modelos de Mohr-Coulomb e Hardening Soil. ....	80
Gráfico 15 -	Definição do parâmetro $R_f$ . ....	81
Gráfico 16 -	Definição dos parâmetros $m$ , $E_{50,ref}$ e $E_{ur,ref}$ . ....	81
Gráfico 17 -	Variação dos parâmetros de rigidez para a 1ª camada de solo.....	82
Gráfico 18 -	Variação dos parâmetros de rigidez para a 2ª camada de solo.....	82
Gráfico 19 -	Variação dos parâmetros de rigidez para a 3ª camada de solo.....	82
Figura 11 -	Deslocamentos verticais máximo apresentados no PLAXIS 2D para o projeto da obra .....	84
Figura 12 -	Deslocamentos verticais mínimo apresentados no PLAXIS 2D para o projeto da obra.....	84
Gráfico 20 -	Efeito da espessura do radier no recalque máximo.....	85
Gráfico 21 -	Efeito da espessura do radier no recalque diferencial.....	85
Gráfico 22 -	Efeito do comprimento das estacas no recalque máximo. ....	86
Gráfico 23 -	Efeito do comprimento das estacas no recalque diferencial. ....	86
Gráfico 24 -	Efeito da dimensão das estacas no recalque máximo. ....	87
Gráfico 25 -	Efeito da dimensão das estacas no recalque diferencial. ....	87
Quadro 11 -	Comparação entre o projeto convencional e o otimizado. ....	89

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Coeficiente $\alpha_{PR}$ com base na classificação de Mandolini (2003).....	27
Tabela 2 - Métodos de análise de radier estaqueado. ....	29
Tabela 3 - Coeficientes de transformação $F_1$ e $F_2$ . ....	35
Tabela 4 - Valores de $\alpha_{avi}$ e $K_{avi}$ . ....	36
Tabela 5 - Valores de $\beta_{DQ}$ .....	37
Tabela 6 - Valores de $K_{DQ}$ .....	38
Tabela 7 - Valores de $\alpha_{DQ}$ .....	38
Tabela 8 - Tipo de malha, número de elementos e nós no PLAXIS 2D. ....	65

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

2D	Modelo bidimensional
3D	Modelo tridimensional
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
adap.	Adaptado
APRAFR	Analysis of Piles and Piled Raft Foundations
BS	British Standard
CPT	Cone Penetration Test - Ensaio de Penetração do Cone in situ
E20	Estaca nº 20 no projeto
ELPLA	Elastic Plate
et al.	e outros
FENF	Ferramenta Numérica para Análise de Fundações
GARP	Geotechnical Analysis of Raft with Piles
HS	Hardening Soil
LCPC- Cesar	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées-Cesar
MC	Mohr-Coulomb
MEC	Método de Elementos de Contorno
MEF	Método de Elementos Finitos
NAPRA	Numerical Analysis of Piled Raft
NBR	Norma Brasileira
PCE	Prova de Carga Estática
P.I.T.	Pile Integrity Test
SPT	Standard Penetration Test

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\alpha$	Coeficiente determinado pela curva carga <i>versus</i> recalque – Método de Van der Veen (1953)
$\alpha_{DQ}$	Fator aplicado à parcela de ponta de acordo com o tipo de solo e tipo de estaca
$\alpha_{PG}$	Coeficiente de eficiência na capacidade de carga do grupo de estacas
$\alpha_{PR}$	Coeficiente que representa a parte das cargas totais levada às estacas
$\alpha_{RP}$	Fator de interação
$\alpha_R$	Coeficiente de eficiência na capacidade de carga do radier
$\alpha_{vi}$	Relação entre resistência de ponta e por atrito lateral local do ensaio CPT
$\beta$	Parcela de carga aplicada no sistema absorvida grupo de estacas
$\beta_v$	Coeficiente na fórmula de Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976)
$\beta_{DQ}$	Fator aplicado à parcela de atrito lateral de acordo com o tipo de solo e o tipo de estaca (Décourt-Quaresma, 1978)
$e$	Base do logaritmo neperiano
$\rho$	Recalque correspondente à carga aplicada – Método de Van der Veen (1953)
$\nu_s$	Coeficiente de <i>Poisson</i> do solo
$\gamma$	Peso específico do solo – Modelo de Mohr-Coulomb
$\gamma_{sat}$	Peso específico do solo abaixo do nível da água – Modelo de Hardening Soil
$\gamma_{unsat}$	Peso específico do solo acima do nível da água – Modelo de Hardening Soil
$\delta$	Recalque obtido para carga P
$\delta_1$	Recalque de uma estaca sem bloco sob carga unitária
$\Phi$	Ângulo de atrito interno
$\Phi_z$	Grau de liberdade de rotação
$\psi$	Ângulo de dilatação
$\Delta_{zi}$	Comprimento qualquer da estaca (Aoki-Velloso, 1975)
$A_{est}$	Área da seção transversal da estaca
$A_p$	Área da ponta da estaca
$B$	Largura da base do radier
$c$	coesão
$CV\%$	Coeficiente de variação percentual
$D_{est}$	Diâmetro da estaca
$d_{eq}$	Espessura equivalente do elemento
$E_{50,ref}$	Módulo de deformabilidade de referência
$E'$	Módulo de elasticidade do concreto
$E_{ci}$	Módulo de elasticidade tangente inicial do concreto
$E_{cs}$	Módulo de elasticidade secante do concreto

$E_{est}$	Módulo de elasticidade da estaca
$e_{init}$	Índice de vazios inicial
$E_{oed,ref}$	Módulo oedométrico de referência
$E_S$	Módulo de elasticidade do solo
$E_{ur,ref}$	Módulo de descarregamento e recarregamento de referência
$F_1$	Fator de carga de ponta
$F_2$	Fator de carga lateral
$f_c$	Resistência lateral local
$f_{ck}$	Resistência característica do concreto à compressão
$f_u$	Tensão lateral de ruptura (Aoki-Velloso, 1975)
$f_{\acute{u}}$	Resistência lateral de ruptura média (Décourt-Quaresma, 1978)
$f_{yk}$	Resistência característica do aço à tração
$h$	Espessura do radier
$I$	Fator de influência
$I_b$	Momento de inércia do elemento estrutural
$I_0$	Fator de influência para uma estaca
$\ln$	Logaritmo natural
$m$	Potência para rigidez dependente do nível de tensão
$P_{adm}$	Carga admissível no ensaio de prova de carga estática
$Q$	Carga de ruptura convencional – NBR 6.122
$R^2$	Coefficiente de determinação para qualidade do ajuste
$R_{inter}$	Fator de redução da resistência
$R_f$	Resistência última – ajuste da curva no Modelo de Mohr-Coulomb
$R_k$	Correção pela compressibilidade real
$R_h$	Correção em uma camada finita de solo
$R_v$	Correção devido ao $v$ real
$K_0$	Coefficiente de empuxo no repouso
$K_{avi}$	Coefficiente de conversão da resistência de ponta do cone do ensaio SPT
$K_{DQ}$	Coefficiente que correlaciona a resistência à penetração com a resistência de ponta em função do tipo de solo (Décourt-Quaresma, 1978)
$K_{pg}$	Rigidez do grupo de estacas
$K_{pr}$	Rigidez global do radier estaqueado
$K_r$	Rigidez do radier
$L_{estaca}$	Comprimento da estaca
$L_{NBR}$	Comprimento da estaca – NBR 6.122
$L_{spacing}$	Espaçamento entre uma estaca e outra; para o radier $L_{spacing} = 1,0$ m
$N$	Número de estacas (Long, 1993)

$N_i$	$N_{SPT}$ médio na camada de espessura $\Delta_L$
$\tilde{N}_i$	Valor médio do SPT ao longo do fuste
$N_H$	Fator de correção, apresentado por Poulos (1968), devido à presença de uma base rígida
$N_{SPT}$	Índice de resistência à penetração do solo
$\tilde{N}_p$	Resistência à penetração média de 3 valores obtidos no nível da ponta da estaca
$N_{1B}$	Fator de interação estaca-solo-estaca na resistência de ponta das estacas (Long, 1993)
$N_{4B}$	Fator de interação radier-solo-estaca na resistência de ponta das estacas (Long, 1993)
$N_{1S}$	Fator de interação estaca-solo-estaca no atrito lateral das estacas (Long, 1993)
$N_{4S}$	Fator de interação radier-solo-estaca no atrito lateral das estacas (Long, 1993)
$N_6$	Fator de interação radier-solo-estaca na capacidade de carga do radier (Long, 1993)
$P$	Carga aplicada no topo da estaca – Método de Van der Veen (1953)
$P_A$	Carga aplicada em trecho OA
$PG$	Carga total atuante no radier estaqueado
$P_{NBR}$	Carga de ruptura convencional na NBR 6.122
$P_R$	Carga de ruptura – Método de Van der Veen (1953)
$P_W$	Carga últimas – Método de Poulos & Davis (1980)
$P_t$	Carga última – Método de Poulos (1998)
$Q_D$	carga de ruptura convencional de Davisson (1972)
$Q_B$	Capacidade de carga da ponta da estaca isolada (Long, 1993)
$Q_C$	Capacidade de carga do radier isolado (Long, 1993)
$q_c$	Resistência de cone
$Q_{estaca}$	Cargas absorvidas pelas estacas (Aoki-Velloso, 1975)
$Q_{LATERAL}$	Carga de ruptura lateral das estacas
$Q_{PG}$	Capacidade de carga do grupo de estacas
$Q_{ponta}$	Carga de ruptura na ponta das estacas (Aoki-Velloso, 1975)
$Q_{PR}$	Carga total proveniente da superestrutura sobre o radier estaqueado
$Q'_{PR}$	Resistência efetiva do radier estaqueado
$Q_R$	Capacidade de carga no radier isolado
$Q_S$	Capacidade de carga por atrito lateral da estaca isolada (Long, 1993)
$q_u$	Resistência de ruptura de ponta
$RC$	Razão entre o recalque de uma estaca com bloco e outro similar sem bloco
$RG$	Relação entre o recalque médio da fundação em radier estaqueado
$RG'$	Razão entre o recalque médio de uma fundação em radier estaqueado e o recalque de uma estaca com bloco
$S_{PR}$	Recalque do radier estaqueado

$S_R$	Recalque do radier isolado
$T_{skin,start,max}$	Resistência lateral no topo da estaca
$T_{skin,end,max}$	Resistência lateral na ponta da estaca
$F_{max}$	Resistência de ponta da estaca
$U_i$	Perímetro do fuste da estaca
$u_x, u_y$	Graus de liberdade de translação
$w$	Peso do material da placa (radier)

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>20</b>
<b>1.1</b>	<b>Objetivos.....</b>	<b>21</b>
<b>1.2</b>	<b>Justificativa .....</b>	<b>22</b>
<b>1.3</b>	<b>Estrutura da dissertação .....</b>	<b>23</b>
<b>2</b>	<b>REVISÃO DE LITERATURA.....</b>	<b>24</b>
<b>2.1</b>	<b>Radier estaqueado .....</b>	<b>24</b>
<b>2.2</b>	<b>Métodos Matemáticos por Elementos Finitos para analisar radier estaqueado</b>	<b>28</b>
<b>2.3</b>	<b>Capacidade de carga de fundações profundas.....</b>	<b>31</b>
2.3.1	Método de Aoki & Velloso (1975).....	34
2.3.2	Método de Décourt & Quaresma (1978) .....	37
<b>2.4</b>	<b>Determinação de recalques de radiers estaqueado por métodos analíticos .....</b>	<b>39</b>
<b>2.5</b>	<b>Métodos de interpretação da curva carga <i>versus</i> recalque.....</b>	<b>42</b>
2.5.1	Método de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976).....	43
2.5.2	Método da NBR 6.122.....	45
<b>2.6</b>	<b>Controle de qualidade de fundações profundas .....</b>	<b>46</b>
<b>2.7</b>	<b>Modelos constitutivos do solo e do concreto.....</b>	<b>48</b>
<b>2.8</b>	<b>Emprego de <i>softwares</i> na análise de radiers estaqueados.....</b>	<b>50</b>
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS.....</b>	<b>53</b>
<b>3.1</b>	<b>Caracterização e localização da obra.....</b>	<b>54</b>
<b>3.2</b>	<b>Caracterização geotécnica e geométrica dos elementos da obra.....</b>	<b>55</b>
<b>3.3</b>	<b>Ensaio de Prova de Carga Estática na estaca .....</b>	<b>56</b>
<b>3.4</b>	<b>Determinação dos parâmetros geotécnicos iniciais .....</b>	<b>58</b>
3.4.1	Parâmetros geotécnicos preliminares .....	59
3.4.1.1	<i>Peso específico das camadas do solo</i> .....	59

3.4.1.2	Ângulo de atrito e ângulo de dilatação das camadas do solo.....	59
3.4.1.3	Módulos de elasticidade e coeficiente de Poisson das camadas do solo .....	60
3.4.1.4	Coeficiente de empuxo no repouso das camadas do solo .....	60
<b>3.5</b>	<b>Parâmetros de entrada para os modelos constitutivos do solo e do concreto ...</b>	<b>61</b>
<b>3.6</b>	<b>Utilização do modelo bidimensional e definição da geometria da malha no software .....</b>	<b>63</b>
<b>3.7</b>	<b>Parâmetros para ajuste da curva carga versus recalque da PCE .....</b>	<b>66</b>
<b>3.8</b>	<b>Condições de contorno do radier estaqueado .....</b>	<b>68</b>
<b>3.9</b>	<b>Modelagem do radier estaqueado no PLAXIS 2D .....</b>	<b>68</b>
<b>3.10</b>	<b>Modelagem das cargas do radier estaqueado .....</b>	<b>70</b>
<b>3.11</b>	<b>Capacidade de carga das estacas.....</b>	<b>71</b>
<b>3.12</b>	<b>Estimativa do recalque pelos métodos analíticos e de interpretação da curva carga versus recalque.....</b>	<b>71</b>
<b>3.13</b>	<b>Otimização do projeto de fundação em radier estaqueado .....</b>	<b>72</b>
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÃO .....</b>	<b>73</b>
<b>4.1</b>	<b>Análise da capacidade de carga da estaca ensaiada .....</b>	<b>73</b>
<b>4.2</b>	<b>Estimativa dos recalques por métodos analíticos e por extrapolação da curva carga versus recalque .....</b>	<b>76</b>
<b>4.3</b>	<b>Definição do modelo constitutivo do solo: <i>Hardening Soil</i>.....</b>	<b>79</b>
<b>4.4</b>	<b>Análises dos parâmetros geotécnicos a partir do ajuste da curva carga versus recalque .....</b>	<b>80</b>
<b>4.5</b>	<b>Otimização do sistema em fundação em radier estaqueado para redução dos máximos e diferenciais.....</b>	<b>83</b>
4.5.1	Influência da espessura do radier no sistema radier-estaca .....	84
4.5.2	Influência do comprimento da estaca no sistema radier-estaca.....	85
4.5.3	Influência da dimensão da estaca no sistema radier-estaca.....	87
4.5.4	Análise das variáveis que influenciam na redução de recalques .....	88
4.5.5	Projeto convencional versus projeto otimizado.....	88

<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....</b>	<b>90</b>
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>92</b>
	<b>APÊNDICE A – EQUAÇÕES DO MÉTODO ANALÍTICO PARA ESTIMATIVA DE RECALQUES .....</b>	<b>103</b>
	<b>APÊNDICE B – PLANTA DE SITUAÇÃO DOS FUROS DE SONDAAGEM NA OBRA .....</b>	<b>104</b>
	<b>APÊNDICE C – ESBOÇO DA FUNDAÇÃO EM RADIER ESTAQUEADO .....</b>	<b>105</b>
	<b>APÊNDICE D – RESULTADOS DA SONDAAGEM DA OBRA.....</b>	<b>106</b>
	<b>APÊNDICE E – RESULTADOS DE SONDAAGEM PARA CAPACIDADE DE CARGA PELOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS – SP3 .....</b>	<b>107</b>
	<b>APÊNDICE F – ESTIMATIVA DE RECALQUE POR MÉTODOS ANALÍTICOS .....</b>	<b>108</b>
	<b>APÊNDICE G – DESLOCAMENTOS OBTIDOS NOS MODELOS CONSTITUTIVOS DO SOLO .....</b>	<b>113</b>
	<b>APÊNDICE H – DESLOCAMENTOS NA DEFINIÇÃO DO PARÂMETRO <math>R_f</math> .....</b>	<b>114</b>
	<b>APÊNDICE I – DESLOCAMENTOS NA DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS <math>m</math>, <math>E_{50,ref}</math> e <math>E_{ur,ref}</math> .....</b>	<b>115</b>
	<b>APÊNDICE J – RECALQUES MÁXIMO E DIFERENCIAL DAS ANÁLISES PARAMÉTRICAS.....</b>	<b>116</b>
	<b>ANEXO A – PLANTA BAIXA DO BLOCO 13 .....</b>	<b>117</b>
	<b>ANEXO B – PLANTA DE CARREGAMENTO DO BLOCO 13 .....</b>	<b>118</b>
	<b>ANEXO C – PERFIL GEOTÉCNICO – SP1, SP2 E SP3 .....</b>	<b>119</b>
	<b>ANEXO D – PERFIL GEOTÉCNICO – SP3, SP6. SP10 SP01 .....</b>	<b>120</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Na Região Metropolitana do Recife, frequentemente, verifica-se a ocupação de terrenos situados sobre espessos depósitos de solos de baixa resistência, requerendo, portanto, novas técnicas de projeto que compatibilizem o tipo de solo encontrado na região com a melhor escolha do tipo de fundação. Naquela região, com o avanço do programa de financiamento Minha Casa Minha Vida, os sistemas construtivos utilizando paredes de concreto ganharam bastante notoriedade.

Por se tratar de um sistema totalmente industrializado e montado *in-loco*, em larga escala e em curto prazo (BRITO, 2012), as paredes de concreto de obras residenciais e edifícios baixos com até 9 pavimentos e altura de 27 m, conforme classificação de Medeiros (2018), descarregam cargas muito elevadas para o terreno de fundação. Assim, a depender do sistema estrutural utilizado no projeto, edifícios baixos podem intensificar o carregamento transmitido ao solo. Como solução para esses tipos de empreendimentos, é comum o emprego de blocos de coroamento com estacas como opção de fundação, principalmente pelas características do subsolo, no qual suas propriedades superficiais não permitem o emprego de fundação direta.

Nessa metodologia convencional, as estacas trabalham sozinhas para distribuir o carregamento da estrutura ao solo, sem considerar que o bloco de coroamento tem contato com a massa de solo, o que desconsidera sua parcela de contribuição na capacidade de carga no sistema bloco-estaca. Todavia, quando é admitido o contato entre o bloco e o solo, o termo utilizado para designar a interação entre o radier e as estacas, e entre estes e o solo adjacente, que suportam as cargas verticais e horizontais e os momentos resultantes do trabalho da superestrutura, é “radier estaqueado” (JANDA *et al.*, 2009).

A fundação em radier estaqueado vem sendo muito utilizada como solução para aumentar a capacidade de carga e reduzir os recalques totais e diferenciais, e ainda tem sido utilizada com o objetivo de economizar na execução dos projetos quando comparada ao sistema convencional em que considera que a carga proveniente da superestrutura é absorvida unicamente pelas estacas. No entanto, Novak, Reese e Wang (2005) apontam o projeto de fundação em radier estaqueado como um desafio, pois a modelagem do seu comportamento é complexa devido à interação solo-estrutura. Como solução, eles citam o Método dos Elementos Finitos (MEF) como uma ferramenta de análise do comportamento e dos projetos desse tipo de fundação.

A respeito da complexidade nas interações do sistema radier estaqueado, Garcia (2015)

relata que ferramentas numéricas são utilizadas para melhor compreender o processo de interação entre solo-estaca, estaca-estaca, radier-estaca e radier-solo. O emprego da instrumentação por *strain-gages* instaladas em estacas facilitam o entendimento da complexidade do comportamento desse tipo de fundação. Em virtude dessas premissas, existe a possibilidade de promover uma melhoria e racionalização no projeto de fundações estaqueadas em sua quantidade, posição, profundidade e diâmetro/seção das estacas.

Na elaboração do projeto de fundação em radier estaqueado, antes de fazer uso da metodologia de elementos finitos, é importante avaliar a precisão do projeto a partir de métodos simplificados e aproximados. Os resultados desses métodos podem ser comparados aos resultados obtidos em *softwares* numéricos para uma ampla gama de cenários de projeto representativos para radiers estaqueados.

Para obter resultados confiáveis a partir do *software* de elementos finitos, é importante empregar modelos constitutivos adequados para o solo. No caso de radiers estaqueados, é aconselhável utilizar o modelo *Hardening Soil* (HS) que é um modelo avançado para simulação do comportamento do solo. A rigidez do solo é descrita de forma precisa utilizando este modelo, pois leva em consideração três diferentes tipos de rigidez:  $E_{50,ref}$  (módulo de deformabilidade de referência),  $E_{oed,ref}$  (módulo oedométrico de referência) e  $E_{ur,ref}$  (módulo de descarregamento e recarregamento de referência). Além disso, o modelo HS leva em conta a dependência de tensão dos módulos de rigidez (ou seja, a rigidez aumenta com a tensão), o que não é levado em consideração no modelo de *Mohr-Coulomb*, que é o modelo constitutivo do solo mais simples (EL FIL, 2017).

Portanto, o presente trabalho apresenta uma análise de um projeto em fundação mista, em radier associado a estacas, executada em uma obra da Região Metropolitana do Recife. A estrutura é um edifício de 4 pavimentos, mais térreo, com sistema construtivo de paredes de concreto. Foram utilizados métodos semiempíricos para estimar a capacidade de carga das estacas e métodos analíticos para estimar os recalques; em seguida, os resultados dos métodos foram comparados com o ensaio de prova de carga estática (PCE) de campo para dar início às análises numéricas com o objetivo de otimizar o projeto de fundação. O *software* numérico PLAXIS 2D *Advanced* foi utilizado para simular a PCE, analisar os parâmetros geotécnicos de entrada e realizar análises paramétricas do projeto.

## 1.1 Objetivos

O principal objetivo é realizar a previsão do comportamento de uma fundação em radier

estaqueado em obra de um edifício em estrutura de paredes de concreto.

Os objetivos específicos são:

- estimar a capacidade de carga das estacas pelos métodos de Décourt-Quaresma (1978) e Aoki-Velloso (1975), e, na análise numérica do radier estaqueado, utilizar os dados do método com resultados mais próximos da carga de trabalho da estaca;
- estimar os recalques por meio de métodos analíticos e de interpretação da curva carga *versus* recalque;
- avaliar o melhor modelo constitutivo do solo no *software* com a finalidade de mostrar qual modelo melhor representa o comportamento de campo;
- analisar os parâmetros geotécnicos no *software* de forma que a curva numérica carga *versus* recalque seja igual ou próxima à de campo;
- otimizar o projeto da obra e propor a melhor configuração em relação à espessura do radier, e ao comprimento e lado das estacas.

## 1.2 Justificativa

Os pesquisadores têm concentrado seus estudos em realizar análises numéricas, teóricas e experimentais acerca do comportamento do conjunto radier-estaca. Garcia (2015) comenta que, no Brasil, poucos trabalhos foram desenvolvidos sobre o tema comportamento de raders estaqueados trabalhando como elemento de transferência. No entanto, as literaturas nacional e internacional já apresentaram trabalhos bastante relevantes, como os de Cunha e Sales (1998), Sales, Cunha e Jardim (1999), Sales (2000), Sales, Cunha e Farias (2001), Sales *et al.* (2002), Sales *et al.* (2005), Cunha, Small e Poulos (2000), Cunha, Poulos e Small (2001), Cunha *et al.* (2004), Cunha e Zhang (2006), Poulos (2001), Poulos e Bunge (2008), Poulos, Small e Chow (2011), De Sanctis e Mandolini (2003, 2006), Bezerra e Cunha (2002), Mandolini (2003), Reul (2003, 2004), Mandolini *et al.* (2005), Anjos (2006), Janda *et al.* (2009), Sousa (2010), Lee C., Lee H. e Jeong (2010), Soares (2011), Viggiani, Mandolini e Russo (2012), Mandolini, Di Lora e Mascarucci (2013), Freitas Neto (2013), Russo *et al.* (2013), dentre outro (GARCIA, 2015).

De acordo com Gusmão (2005), em grande parte das edificações da Região Metropolitana do Recife, são empregadas, principalmente, as fundações profundas em estacas do tipo metálica, pré-moldadas de concreto, hélice contínua, franki e raiz. É importante que se conheça o comportamento e as formas de interações que ocorrem no sistema solo-estaca-radier.

Um projeto de fundação em radier estaqueado fornece uma solução mais econômica quando comparado ao projeto convencional (estacas com bloco de coroamento) que considera que a carga proveniente da superestrutura é absorvida unicamente pelas estacas, e esses benefícios já foram mostrados nas pesquisas, embora estudos nessa área ainda sejam muito escassos, principalmente no Brasil.

Busca-se contribuir para um melhor entendimento do comportamento carga-recalque, representando um avanço no dimensionamento de fundações mistas em radiers estaqueados para os projetistas de fundações.

### **1.3 Estrutura da dissertação**

A estrutura desta dissertação foi dividida em 5 capítulos, conforme descritos a seguir. Neste primeiro capítulo, foi apresentada a introdução do tema, contendo os objetivos (geral e específicos), a justificativa e a estrutura da dissertação.

No Capítulo 2, é apresentada uma revisão bibliográfica acerca das pesquisas relacionadas às fundações do tipo radier estaqueado, descrevendo: os métodos de estimativa de capacidade de carga e métodos analíticos para estimativa de recalque, métodos de extrapolação da curva carga *versus* recalque, os modelos constitutivos do solo, os métodos de análise de radier estaqueado, e o emprego de *softwares* numéricos na análise de radiers estaqueados.

No Capítulo 3, é apresentado o caso do projeto da obra, com suas principais características estruturais e geotécnicas e a metodologia utilizada para alcançar os objetivos desta dissertação.

No Capítulo 4, são apresentados os resultados, com discussões convenientes a respeito dos objetivos específicos da dissertação.

Por fim, são realizadas as conclusões no Capítulo 5, fazendo algumas recomendações como sugestões para trabalhos futuros.

## 2 REVISÃO DE LITERATURA

São apresentados oito tópicos relevantes, como os conceitos de fundações do tipo radier estaqueado, descrevendo seus métodos de análise, métodos de capacidade de carga, métodos de estimativa de recalque, controle de qualidade de ensaios em estacas, descrição de modelos constitutivos do solo e, por fim, apresenta a empregabilidade de *softwares* numéricos na análise de radiers estaqueados.

### 2.1 Radier estaqueado

Os dois tipos principais de fundações citados pela NBR 6.122 (ABNT, 2019) são a superficial (rasa ou direta) e a profunda. No entanto, devido à necessidade de aumentar as capacidades de carga horizontal, vertical e de momento, e de mobilizar capacidades maiores sem ter que submeter a fundação a um pré-carregamento, além de fornecer maior rigidez reduzindo os recalques, as fundações mistas passaram a ser utilizadas (CHENG; GAUDIN; CASSIDY 2019).

Sales (2000) comenta que as fundações estaqueadas são mais econômicas que as fundações tradicionais, e que sua capacidade de carga e seu recalque são melhorados. Ele cita como exemplos as sapatas estaqueadas (Figuras 1a e 1b) e os radiers estaqueados (Figura 2).

Figura 1 - Tipos de sapatas estaqueadas.

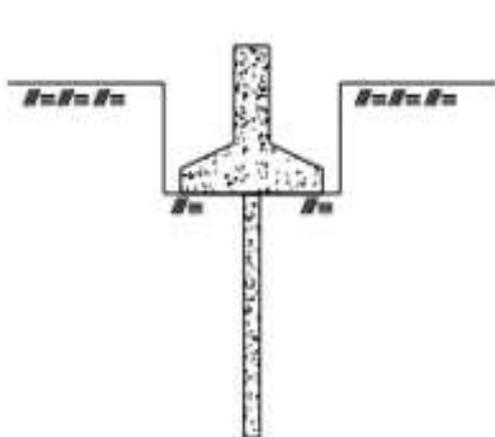


Fig. 1a – Estaca “T” sob sapata.

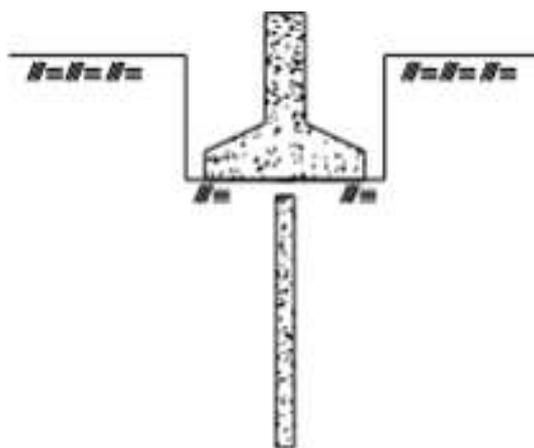


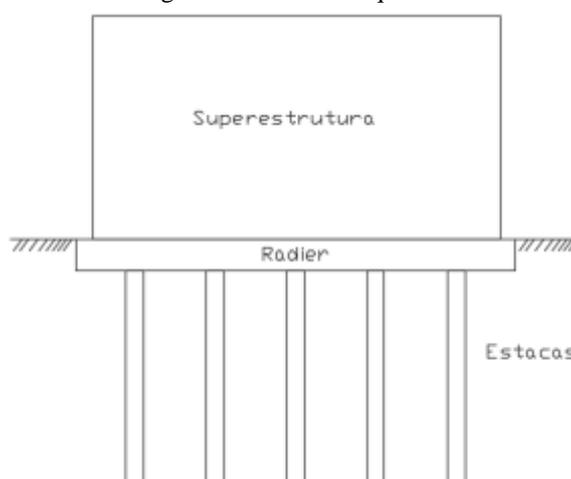
Fig. 1b – Estapata.

Fonte: Duarte (2012).

A diferença básica entre as estacas “T” e as Estapatas é a existência de um engaste ou não entre a base da sapata e o topo da estaca. Vasconcelos (2002) acrescenta que discos de isopor, com espessura igual ao recalque admissível do elemento superficial, sejam colocados

no espaço existente entre a sapata e a estaca, pois cada um destes elementos possui comportamento e recalque diferentes. Surge, então, a necessidade de permitir que as sapatas atuem com deslocamentos diferentes

Figura 2 - Radier estaqueado.



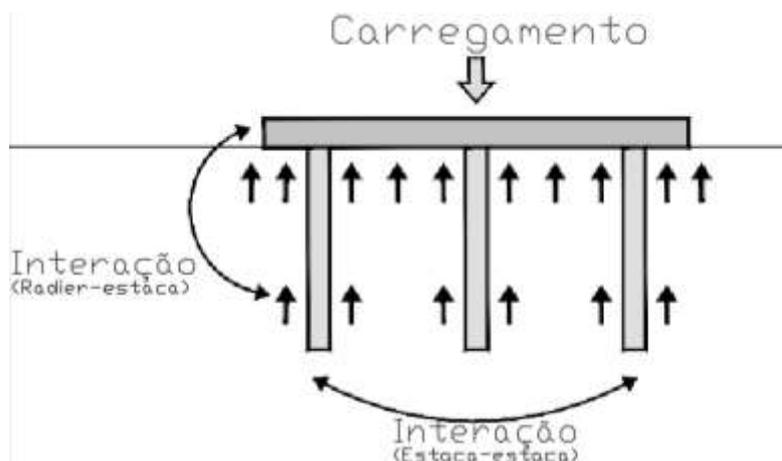
Fonte: O Autor (2021).

Januzzi e Moreira (2016) mostraram que o desempenho, quanto à redução dos recalques das sapatas, quando associadas às estacas, é bem melhor e que essa solução pode trabalhar como fundação de divisa.

O radier estaqueado é um tipo de fundação mista composta por um elemento horizontal (o radier) e vários elementos verticais (as estacas). Segundo Souza (2014), para absorver o carregamento da superestrutura, o sistema radier-estaca trabalha em conjunto: a laje (radier) distribui a carga diretamente sobre o solo e o grupo de estacas atua com sua capacidade de carga que é composta pelas resistências de atrito lateral e de ponta.

Os radies estaqueados são utilizados principalmente quando as fundações superficiais e profundas, isoladamente, não conseguem oferecer capacidade de carga suficiente para suportar a carga da estrutura e não são capazes de uniformizar e reduzir os recalques a níveis aceitáveis. Poulos (2017) menciona que, quando o radier, sozinho, não consegue suportar as cargas, as estacas são utilizadas em conjunto com o radier com o objetivo de satisfazer os critérios de capacidade de carga e redução de recalque (Figura 3). Com essa premissa, o número de estacas é reduzido devido à contribuição do radier na capacidade de carga total da fundação.

Figura 3 - Distribuição da carga no sistema radier estaqueado.



Fonte: Poulos (2017).

Poulos (2017) comenta vantagens de se adotar o uso de fundações em radier estaqueado, dentre as quais: (a) economia no custo da fundação uma vez que as estacas não precisam, sozinhas, suportar toda a carga; (b) controle de recalques diferenciais a partir de uma locação estratégica das estacas sob o radier; (c) otimização do projeto de fundação a partir da locação de estacas com comprimentos e diâmetros diferentes; (d) otimização do projeto de fundação a partir da variação da espessura do radier em diferentes locais; (e) utilização de estacas projetadas com carga próxima a (ou igual a) sua capacidade de carga geotécnica com o radier fornecendo parte da capacidade de carga última necessária.

Segundo Bezerra (2003), associar um radier a uma estaca isolada não implica em um somatório da capacidade de carga de cada elemento, pois o comportamento do sistema é conduzido por várias interações (radier-estaca, radier-solo, estaca-estaca, estaca-solo).

Akinmusuru (1980) relatou que a capacidade de carga não é somente a soma algébrica de cada elemento individual, mas que ainda tem que considerar a interação entre as partes, bem como as características próprias de cada sistema e tipo de solo, uma vez que a interação entre o radier e o solo pode variar. Essas interações consideram as modificações das tensões normais ao longo do fuste da estaca e, também, levam em conta os deslocamentos relativos entre o elemento vertical e o solo. Ou seja, o radier estaqueado precisa ser projetado de forma que contemple, além dos diversos mecanismos de transferência de carga, a interação entre os seus elementos (SOARES, 2011).

Mandolini (2003) estabeleceu um coeficiente que identifica como ocorre a distribuição de cargas em torno dos elementos radier e estaca. Esse coeficiente denominado  $\alpha_{PR}$  é determinado pela relação entre as cargas absorvidas pelas estacas,  $Q_{estaca}$ , e a carga total proveniente da superestrutura sobre o radier estaqueado,  $Q_{PR}$  (Equação 1).

$$\alpha_{PR} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{estaca, i}}{Q_{PR}}$$

Equação 1

Quando uma força de empuxo atua no radier,  $Q_{PR}$  é substituída pela resistência efetiva do radier estaqueado  $Q'_{PR}$ , que é dada por  $Q_{PR}$  menos a força de empuxo da água. Nesses casos,  $Q_R$  é substituído por  $Q'_R$  representando a pressão de contato efetiva entre o radier e o solo (KATZENBACH; ARSLAN; MOORMANN, 2000).

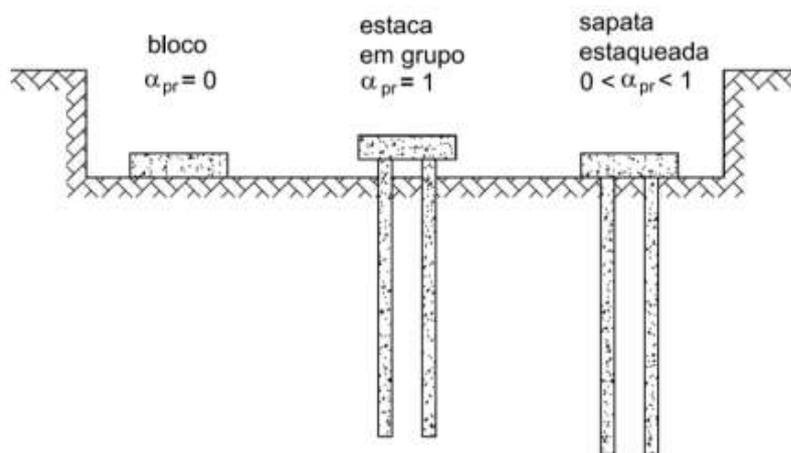
Mostra-se na Tabela 1 que a distribuições de cargas e o funcionamento do sistema de fundação, conforme classificação de Mandolini (2003). Quando o coeficiente  $\alpha_{PR}$  é nulo, há um caso de fundação rasa, enquanto um  $\alpha_{PR}$  unitário representa uma fundação totalmente estaqueada cujo topo das estacas não possui contato com o solo.

Tabela 1 - Coeficiente  $\alpha_{PR}$  com base na classificação de Mandolini (2003).

Coeficiente $\alpha_{PR}$	Distribuição das cargas	Funcionamento do sistema
$\alpha_{PR} = 0$	Cargas absorvidas unicamente pelo radier	Não há necessidade de estacas
$0 < \alpha_{PR} < 1$	Cargas são compartilhadas entre o radier e as estacas	Sistema funciona como radier estaqueado
$\alpha_{PR} = 1$	Cargas absorvidas pelas estacas	Representa um grupo de estacas cujo topo não tem contato com o solo

Fonte: Mandolini (2003).

Mandolini (2003) ilustrou a configuração do sistema radier estaqueado a partir do coeficiente  $\alpha_{PR}$ , como mostrado na Figura 4.

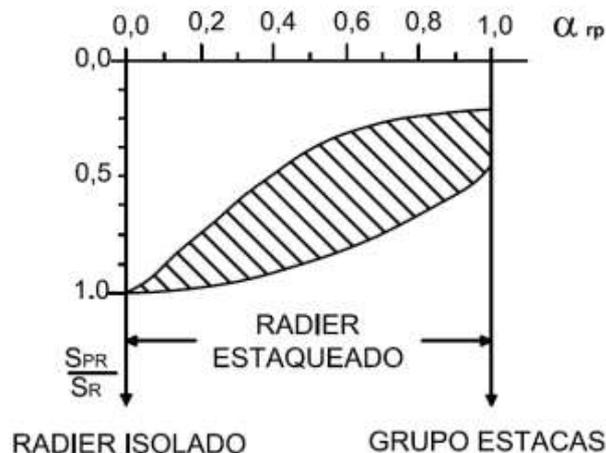
Figura 4 - Configuração do sistema a partir do coeficiente  $\alpha_{PR}$ .

Fonte: Mandolini (2003).

Katzenbach, Arslan e Moormann (2000) relatam que a forma como as estacas influenciam na redução dos recalques de um radier depende do coeficiente do radier estaqueado que, por sua vez, depende das condições geotécnicas do solo e da forma geométrica do radier estaqueado. Logo, para determinada condição de um solo e para a mesma área de cobertura do radier, o coeficiente  $\alpha_{PR}$  é uma função do número e do comprimento das estacas, em que  $S_{PR}/S_R$ ,

na ordenada, é a relação entre o recalque do radier estaqueado e o recalque do radier isolado (Gráfico 1). Percebe-se que quando a relação  $S_{PR}/S_R$  é em torno de 20%, o coeficiente  $\alpha_{PR}$  fica entre 0,8 e 1,0, o que significa que há uma grande quantidade de estacas absorvendo a carga proveniente da superestrutura.

Gráfico 1 - Representação do conceito de radier estaqueado.



Fonte: Katzenbach, Arslan e Moormann (2000).

## 2.2 Métodos Matemáticos por Elementos Finitos para analisar radier estaqueado

O projeto de fundação em radier estaqueado precisa ser analisado através de alguns métodos com o objetivo de representar o comportamento do conjunto. Esses métodos devem levar em consideração: interação radier-estaca-solo; variação do número, locação e características geométricas das estacas; consideração do perfil de solo de forma real; cálculo do compartilhamento de carga entre radier e estacas; possibilidade de permitir a aplicação da carga última nas estacas; cálculo do recalque total e diferencial de toda a fundação; cálculo do momento fletor e do cisalhamento para o projeto do radier; e capacidade de serem utilizados por engenheiros de forma eficiente (POULOS *et al.*, 1997).

É necessário um método de projeto que mostre, de forma apropriada, as interações que ocorrem entre o radier, a estaca e o solo. Os métodos mais difundidos na literatura são: métodos de cálculos simplificados; métodos computacionais rigorosos; métodos computacionais aproximados; e métodos híbridos ou mistos. Lee C., Lee J. e Jeong (2010) comentam que o processo de interação se torna mais acessível através de ferramentas numéricas, pois são menos caras e possuem a vantagem de analisar diferentes tipos de solo com elementos de diferentes geometrias e com a possibilidade de compará-las às situações de campo.

Poulos (1994) considera apenas duas categorias: simplificados ou preliminares, e detalhados ou métodos numéricos. Freitas Neto (2013) adota a mesma classificação de Rabiei (2009). Segundo ele, há uma subdivisão entre três categorias. O autor considera os métodos híbridos como uma subcategoria dos métodos computacionais rigorosos (Tabela 2).

Tabela 2 - Métodos de análise de radier estaqueado.

Métodos Simplificados	Correlações empíricas	Kishida & Meyerhof (1965); Skempton (1953); Meyerhof (1959); Vesic (1969); Akinmusuru (1973); Liu (1985); Phung (1993)
	Ábacos de cálculo	Poulos e Davis (1980)
	Método das fundações equivalentes	Terzaghi (1943); Poulos & Davis (1980).
	Método baseado na teoria da elasticidade	Poulos e Davis (1980); Randolph & Worth (1978); Randolph (1994); Sales (2000).
Métodos Computacionais Aproximados	O radier é representado por placa/faixa, e as estacas, por moldes	Clancy e Randolph (1993); Poulos (1994); Russo (1998) – NAPRA; Anagnostopoulos e Georgiadis (1998); Viggiani (1998).
Métodos Computacionais Rigorosos	Método dos Elementos de Contorno (MEC)	Butterfield & Banerjee (1971); Kuwabara (1989); El-Mossalamy e Franke (1997); Sinha (1997).
	Método dos Elementos Finitos (MEF) *	Ottaviani (1975); Farias (1993); Zhuang, Lee e Zhao (1991); Lee (1993); Wang (1995); Katzenbach, Arslan e Moormann (1998), dentre outros.
	Métodos Híbridos	Poulos (1994) – GARP; Russo (1998) – NAPRA.

Fonte: Freitas Neto (2013).

\*Metodologia numérica implementada no programa LCPC-CESAR

Alguns pesquisadores costumam subdividir os métodos numéricos em Método dos Elementos de Contorno (MEC) e Método dos Elementos Finitos (MEF). No entanto, Freitas Neto (2013) acrescenta os Métodos Híbridos ou Mistos, que são a combinação do MEF com o MEC para analisar radiers estaqueados.

A maioria das pesquisas que adotam a metodologia do Método dos Elementos de Contorno se baseia na proposta Mindlin (1936), que considera o solo um meio homogêneo, isotrópico e linearmente elástico. Neste método, a discretização é feita em torno do elemento que está

sendo analisado e uma equação diferencial é transformada em uma equação integral. Geralmente, o número de equações é bem menor quando comparado ao MEF (BARROSO, 2014).

Com o objetivo de modelar um problema real de radier estaqueado, o Método dos Elementos Finitos é considerado por alguns pesquisadores, como Novak, Reese e Wang (2005), a metodologia mais adequada, pois o simplificado não consegue modelar corretamente o sistema. O simplificado considera o comportamento não-linear do solo e do radier. Sua limitação, explica Poulos (1997), é que sua abordagem apenas leva em conta que a carga é distribuída de forma regular e que não é possível obter momentos de torção no radier.

Ottaviani (1975) foi o primeiro a utilizar o método de elementos finitos para análise de grupo de estacas. Ele estudou detalhadamente o mecanismo de transferência de carga levando em consideração a presença do bloco de coroamento. Para isso, comparou seus resultados com estudos previamente publicados por outros pesquisadores e obteve boa acurácia. Zhuang, Lee e Zhao (1991) e Lee (1993) realizaram um estudo paramétrico utilizando a metodologia tridimensional linear para analisar recalque e distribuição de carga em radiers estaqueados. Seus estudos concentraram na variação de parâmetros, tais como rigidez relativa do radier, comprimento relativo e número de estacas.

O método dos elementos finitos é muito utilizado nas fases de projeto, acompanhamento, monitoramento e retroanálise de fundações em radier estaqueado. Sommer e Ripper (1985) apontaram a utilização do método para a construção de um edifício de 130 m de altura, construído na argila de Frankfurt, na Alemanha. Seus resultados mostraram uma fundação mais segura e econômica com aumento da capacidade de carga e redução de recalques. Katzenbach, Arslan e Gutwald (1994) estudaram a distribuição de carga do edifício “Commerzbank Tower” de 300 m de altura, também construído na argila de Frankfurt. Embora tenha sido projetado para que toda sua carga fosse suportada apenas por 111 estacas escavadas em concreto estrutural reforçado, eles concluíram que o radier suporta 5% de toda a carga do edifício.

Os estudos mais recentes mostram que a tendência dos pesquisadores é utilizar o método dos elementos finitos para otimizar projetos de fundação em radier estaqueado. Esse aperfeiçoamento consiste em melhor distribuir as estacas ao longo do radier, além de reduzir a quantidade e o comprimento das estacas para obter melhor eficiência em relação à redução de recalques e melhoramento na capacidade de suporte.

Hain e Lee (1978) reanalisaram o Edifício “*La Azteca*”, construído na Cidade do México sobre radiers flexíveis estaqueados. A metodologia utilizada incorporou a superposição de fatores de interação entre as estacas e considerou o MEF para analisar radier e o MEC para analisar a interação entre as estacas e o solo. Os autores da análise chegaram a resultados razoáveis

de acordo com os dados de desempenho disponíveis do prédio.

Yamashita e Kakurai (1991) e Griffiths, Clancy e Randolph (1991) utilizaram o método numérico proposto por Hain e Lee (1978) e modelaram o radier pelo MEF e a interação estaca-solo pelo método de Mindlin (MINDLIN, 1936).

Wiesner (1991) também utilizou o MEF e conceitos da teoria da elasticidade linear para modelar o comportamento do radier e do conjunto solo-estaca, respectivamente. O modelo apresentou limitações em relação à interação entre as estacas e o radier; no entanto, a escolha assertiva do módulo de elasticidade do solo, com o objetivo de determinar o deslocamento das estacas e do solo, pode levar a resultados satisfatórios.

Franke, Lutz e El-Mossalamy (1994) descreveram uma técnica “mista” utilizando o MEC para análise das estacas e do MEF para o radier. Sinha (1996) também fez esta análise, na qual o autor discretizou e analisou todas as estacas através do MEC, enquanto o radier foi analisado pelo MEF como uma placa fina. O solo foi considerado como uma massa elástica e homogênea, e os efeitos do seu movimento foram levados em consideração.

Portanto, os métodos dos elementos finitos têm se tornado uma ferramenta bastante poderosa, além de ser muito difundida para análise numérica de reforço de estruturas no solo, como demonstraram Wulandari e Tjandra (2015) em uma análise de radier estaqueado em solo mole utilizando um *software* bidimensional – o PLAXIS 2D.

### **2.3 Capacidade de carga de fundações profundas**

Os projetistas dispõem de métodos teóricos (BEREZANTZEV, 1957; BEREZANTZEV; KHRISTOFOROV; GOLUBKOV, 1961, NORDLUND, 1963, MEYERHOF, 1976 e 1977, SKEMPTON, 1951), empíricos e semi-empíricos (AOKI; VELLOSO, 1975, VELLOSO, 1981, PHILIPPONNAT, 1978; DÉCOURT e QUARESMA, 1978; MEYERHOF, 1976) para determinar a carga de ruptura de uma fundação. Além destes, há, ainda, o método de Terzaghi (1943), o qual propôs dois modos de ruptura da fundação com base na resistência do solo em uma equação geral de capacidade de carga. Parâmetros geotécnicos como coesão e ângulo de atrito, por exemplo, são necessários para se utilizar os métodos teóricos; enquanto que ensaios de campo são utilizados nos métodos empíricos e semi-empíricos.

As medidas do SPT da sondagem à percussão são utilizadas para realizar a previsão de ruptura das estacas. Os projetistas aplicam fórmulas empíricas baseadas nos resultados de resistência à penetração (ALBIERO, 1990).

Poulos (2000) sugeriu que a capacidade de carga última de um radier estaqueado seja considerada o menor dos dois seguintes valores: (a) a soma das capacidades últimas do radier e de todas as estacas; ou (b) a capacidade última de um bloco contendo as estacas e o radier, somada à parte da resistência do radier em volta do grupo de estacas.

Hemsley (2000) menciona que a capacidade de carga pode ser determinada pelo somatório da resistência do radier sozinho com as resistências individuais das estacas, de forma que essa capacidade seja maior ou igual aos esforços provenientes da superestrutura. Na Equação 2 é mostrada a adição, desconsiderando as interações entre os elementos e o solo.

$$Q_{PR} = Q_R + Q_{PG} = Q_R + \sum_{i=1}^n Q_{estaca, i} \quad \text{Equação 2}$$

Em que:  $Q_{PR}$  representa a capacidade de carga do radier estaqueado,  $Q_R$ , a capacidade de carga do radier isolado, e,  $Q_{PG}$ , a capacidade de carga do grupo de estacas considerando atrito lateral e de ponta.

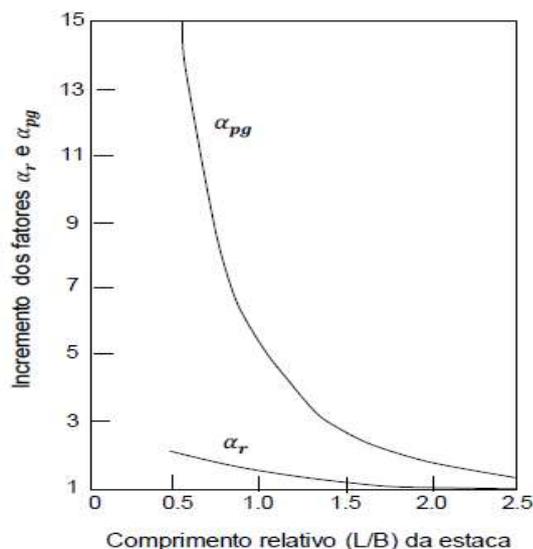
De Sanctis e Mandolini (2006) refutaram a hipótese de que a capacidade de carga do radier estaqueado seja determinada somente pela equação 2, de forma isolada. Eles afirmam que o fator de segurança do conjunto radier-estaqueado pode ser inferior à soma dos fatores de segurança do radier isolado e do grupo de estacas.

Akinmusuru (1980 apud LONG, 1993) citou que a capacidade de suporte chega até superar a soma das resistências individuais de cada elemento, não sendo possível afirmar que a resistência individual da estaca seja considerada no conceito de capacidade de carga de radier estaqueado. A capacidade de carga pode ser demonstrada através da Equação 3, a qual leva em consideração a interação solo-estrutura.

$$Q_{PR} = \alpha_r \cdot Q_R + \alpha_{pg} \cdot Q_{PG} \quad \text{Equação 3}$$

Em que:  $\alpha_r$  representa o fator de eficiência na capacidade de carga do radier e  $\alpha_{pg}$ , o fator de eficiência na capacidade de carga do grupo de estacas.

É mostrado na equação que a capacidade de carga depende tanto do comprimento do estaqueamento quanto das dimensões do radier. Segundo Akinmusuru (1980 apud LONG, 1993),  $\alpha_{pg}$  é maior e mais variável que  $\alpha_r$  nas análises quando se varia o comprimento relativo do estaqueamento (Gráfico 2). Este comprimento relativo é o comprimento adimensional que é a relação entre o comprimento das estacas (L) e a dimensão do radier (B).

Gráfico 2 - Fatores  $\alpha_R$  e  $\alpha_{PG}$  variando em função do comprimento relativo.

Fonte: Akinmusuru (1980 apud LONG, 1993)

Long (1993) também estabeleceu uma equação para verificação da capacidade de suporte e dimensões dos elementos estruturais. Trata-se de uma formulação empírica que é utilizada para uma análise preliminar, como se pode ver na Equação 4:

$$Q_{PR} = N \cdot (N_{1S} \cdot N_{4S} \cdot Q_S + N_{1B} \cdot N_{4B} \cdot Q_B) + N_6 \cdot Q_C \quad \text{Equação 4}$$

Em que:  $Q_S$  representa a capacidade de carga por atrito lateral da estaca isolada;  $Q_B$ , a capacidade de carga da ponta da estaca isolada;  $Q_C$ , a capacidade de carga do radier isolado;  $N$ , o número de estacas;  $N_{1S}$ , o fator de interação estaca-solo-estaca no atrito lateral das estacas;  $N_{4S}$ , o fator de interação radier-solo-estaca no atrito lateral das estacas;  $N_{1B}$ , o fator de interação estaca-solo-estaca na resistência de ponta;  $N_{4B}$ , o fator de interação radier-solo-estaca na resistência de ponta;  $N_6$ , o fator de interação radier-solo-estaca na capacidade de carga do radier.

Os fatores de interação da equação de Long (1993) são obtidos a partir de ábacos com resultados de outros pesquisadores. No entanto, para ser utilizada, é necessário que se verifique a que tipo de solo o estudo será aplicado.

Embora a capacidade de carga do sistema radier-estaca aumente mesmo com as interações radier-estaca-solo, a estaca, quando associada ao radier, apresenta diminuição de sua rigidez em comparação com uma estaca isolada, pois o atrito existente entre o fuste da estaca e o solo superficial diminui. Bezerra (2003) explica que essa redução se deve ao fato de que o solo e 25% do comprimento da estaca, de cima para baixo, se deslocam quase por igual.

Phung (2010) ratificou a explicação de Bezerra (2003). Segundo ele, o contato do radier com o solo aumenta a tensão horizontal no fuste da estaca. Conseqüentemente, o recalque entre o fuste e o solo é reduzido próximo à região do radier.

Ottaviani (1975) afirmou que esse contato ainda é responsável pela redução da carga por atrito da estaca e que a tensão na porção superior da estaca é reduzida, transferindo o aumento da parcela de carga imposta para a ponta do elemento vertical.

Nos radiers estaqueados flexíveis, as estacas do centro tendem a receber maior parcela de carga, enquanto nos rígidos, os maiores carregamentos acontecem na periferia. Cintra e Aoki (2010) afirmam que a primeira situação acontece em solos arenosos, enquanto a segunda acontece em solos argilosos. Os autores também afirmam que a eficiência de estacas cravadas é melhor em areias fofas; qualquer tipo de estaca é bem eficiente em solo argiloso, e as estacas escavadas são eficientes em qualquer massa de solo.

As metodologias apresentadas por Aoki e Velloso (1975) e por Décourt e Quaresma (1978) para determinação da capacidade de carga de estacas são as mais consagradas na literatura nacional.

### 2.3.1 Método de Aoki & Velloso (1975)

O método de Aoki-Velloso (1975) é baseado em dados fornecidos pelo ensaio de penetração contínua (*Cone Penetration Test* – CPT). No entanto, quando não estiverem disponíveis, podem ser utilizados parâmetros correlacionados ao  $N_{SPT}$ . As fórmulas dos métodos levam em conta o tipo de estaca e se baseiam em resultados de provas de carga em estacas comprimidas (ALBUQUERQUE, 2001). A soma das parcelas de carga de ruptura lateral ( $Q_{LATERAL}$ ) e de ponta ( $Q_{PONTA}$ ) resulta na carga de ruptura ( $Q_{TOTAL}$ ). A carga de atrito lateral na ruptura é calculada através da Equação 5.

$$Q_{LATERAL} = \sum_{i=1}^n U_i \cdot f_{Ui} \cdot \Delta_{Zi} \quad (kN) \quad \text{Equação 5}$$

Em que:  $U_i$  representa o perímetro do fuste da estaca e  $\Delta_{Zi}$ , o comprimento qualquer da estaca.

A tensão lateral de ruptura ( $f_{ui}$ ) é dada pela relação entre a resistência lateral local ( $f_c$ ) e o fator de carga lateral ( $F_2$ ), determinado em função do tipo de estaca e que relaciona os comportamentos do modelo (cone) e do protótipo (estaca).

Para os autores, existe uma correlação entre o valor da tensão lateral de ruptura ( $f_u$ ) e a resistência lateral local ( $f_c$ ), medida no ensaio de penetração contínua. A resistência lateral local ( $f_c$ ) pode ser estimada a partir da resistência de cone ( $q_c$ ) quando não se dispõe de medida direta (Equação 6). Para determinação  $f_u$  é utilizada uma constante para cada tipo de solo que representa a relação de atrito ( $\alpha_{avi}$ ), conforme Equação 7.

$$f_c = \alpha_{avi} \cdot q_c \quad \text{Equação 6}$$

$$f_U = \alpha_{avi} \cdot \left( \frac{q_c}{F_2} \right) \quad \text{Equação 7}$$

Todavia, a resistência de cone, segundo os autores, é calculada pela Equação 8. Logo, podemos chegar ao valor de  $f_U$  na Equação 9.

$$q_c = K_{avi} \cdot N_i \quad \text{Equação 8}$$

$$f_U = \alpha_{avi} \cdot \left( K_{avi} \cdot \frac{N_i}{F_2} \right) \quad \text{Equação 9}$$

A carga de atrito lateral na ruptura ( $Q_{LATERAL}$ ) é calculada pela Equação 10. Os valores de  $F_2$  são encontrados na Tabela 3, e o valor de  $\alpha_{avi}$  e  $K_{avi}$  na Tabela 4.

$$Q_{LATERAL} = \sum_{i=1}^n \frac{U_i \cdot \alpha_{avi} \cdot K_{avi} \cdot N_i}{F_2} \cdot \Delta Z_i \quad (kN) \quad \text{Equação 10}$$

Tabela 3 - Coeficientes de transformação  $F_1$  e  $F_2$ .

Tipo de estaca	$F_1$	$F_2$
Metálica	1,75	$2F_1$
Pré-moldada de concreto	$1+D/0,80$	$2F_1$
Franki	2,5	$2F_1$
Escavada	3,0	$2F_1$
Raiz*	2,00	$2F_1$
Ômega*	2,0	$2F_1$
Hélice contínua*	2,00	$2F_1$

Fonte: Cintra & Aoki (2010).

\* Valores estimados por estudos posteriores.

Tabela 4 - Valores de  $\alpha_{avi}$  e  $K_{avi}$ .

Solo		$K_{avi}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha_{avi}$ (%)
	Pura	1000	1,4
	Siltosa	800	2,0
Areia	Silto-argilosa	700	2,4
	Argilosa	600	3,0
	Argilo-siltosa	500	2,8
	Puro	400	3,0
	Arenoso	650	2,2
Silte	Areno-argiloso	450	2,8
	Argiloso	230	3,4
	Argilo-arenoso	250	3,0
	Puro	200	6,0
Argila	Arenosa	750	2,4
	Areno-siltosa	300	2,8
	Siltosa	220	4,0
	Silto-arenosa	330	3,0

Fonte: Aoki &amp; Velloso (1975).

A carga de ponta na ruptura é calculada através da Equação 11:

$$Q_{PONTA} = q_U \cdot A_P \quad \text{Equação 11}$$

Em que:  $q_U$  é a resistência de ruptura de ponta obtida a partir de  $q_C$  na Equação 12.

$$q_U = \frac{q_C}{F_1} \quad \text{Equação 12}$$

Em que:  $F_1$  é o fator de carga de ponta e relaciona o comportamento do modelo (cone) ao do protótipo (estaca) e depende do tipo de estaca.  $F_1$  é determinado pela Tabela 3.

Os valores de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ) são utilizados para estimar a resistência de cone, utilizando valores de  $K_{avi}$  da Tabela 4. Por fim, Aoki e Velloso (1975) chegaram à Equação 13.

$$Q_{PONTA} = \frac{K_{avi} \cdot \tilde{N}_P}{F_1} \cdot A_P \quad \text{Equação 13}$$

A carga total de ruptura proposta pelos autores é, portanto:

$$Q_{TOTAL} = \frac{U}{F_2} \sum_{i=1}^n \alpha_{avi} \cdot K_{avi} \cdot N_i + \frac{1}{F_1} \cdot K_{avi} \cdot \tilde{N}_P \cdot A_P \quad \text{Equação 14}$$

### 2.3.2 Método de Décourt & Quaresma (1978)

Décourt e Quaresma (1978) propuseram uma metodologia empírica para estacas pré-moldadas e, mais tarde, Décourt (1996) propôs outra metodologia para outros tipos de estacas.

O Método de Décourt-Quaresma define a carga total de ruptura como sendo a soma das parcelas de ruptura lateral e de ponta a partir do  $N_{SPT}$ . A carga de atrito lateral na ruptura é calculada pela fórmula da Equação 15.

$$Q_{LATERAL} = U \cdot L_{estaca} \cdot f_{\dot{U}} \quad \text{Equação 15}$$

Em que:  $f_{\dot{U}}$  representa a resistência lateral de ruptura média (Equação 16);  $U$  é o perímetro da estaca, em metros e  $L_{estaca}$ , o comprimento da estaca, em metros.

$$f_{\dot{U}} = 3,33 \cdot \tilde{N}_i + 10 \text{ (kPa)} \quad \text{Equação 16}$$

Em que:  $U$  representa o perímetro da estaca, em metros;  $L$  comprimento da estaca, em metros; e  $\tilde{N}_i$  deve ser limitado a 50 ( $N < 50$ ) e 3 ( $N > 3$ ).

A Equação 15 passa ser definida como a apresentada na Equação 17:

$$Q_{LATERAL} = \beta_{DQ} \cdot U \cdot L \cdot (3,33 \cdot \tilde{N}_i + 10) \quad \text{Equação 17}$$

A utilização do coeficiente adimensional  $\beta_{DQ}$  foi para ampliar a utilização da equação, proposta por Décourt-Quaresma (1978), de estacas cravadas de concreto para outros tipos de estaca (Tabela 5).

Tabela 5 - Valores de  $\beta_{DQ}$ .

Solos	Tipos de estaca					
	Pré-moldada	Escavada em geral	Estaca com lama betonítica	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob alta pressão
Argilas	1,0	0,80	0,90*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos intermedíarios	1,0	0,65	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	1,0	0,50	0,60*	1,0*	1,5*	3,0*

Fonte: Décourt & Quaresma (1978).

\* valores apenas para orientação diante do reduzido número de dados disponíveis (DÉCOURT, 1996).

A carga de ponta na ruptura pode ser calculada através da Equação 18.

$$Q_{PONTA} = q_U \cdot A_P \quad \text{Equação 18}$$

A reação de ponta,  $q_U$  (kPa), é determinado utilizando sua correlação empírica com a resistência à penetração média na região da ponta da estaca,  $A_P$  (Equação 19).

$$q_U = K_{DQ} \cdot \tilde{N}_P \quad \text{Equação 19}$$

Em que:  $\tilde{N}_P$  é a resistência à penetração média de 3 valores obtidos no nível da ponta da estaca, imediatamente acima e abaixo desta.

Assim, a carga de ruptura de ponta fica definida pela Equação 20.

$$Q_{PONTA} = \alpha_{DQ} \cdot K_{DQ} \cdot \tilde{N}_P \cdot A_P \text{ (kN)} \quad \text{Equação 20}$$

Em que:  $K_{DQ}$  é um coeficiente adimensional que correlaciona a resistência à penetração com a resistência de ponta em função do tipo de solo (Tabela 6). Os valores de  $\alpha_{DQ}$  permitem estender os cálculos da estaca padrão a outros tipos de estacas e solos (Tabela 7).

Pelo método de Décourt-Quaresma (1978), a carga total de ruptura é, portanto:

$$Q_{TOTAL} = \beta_{DQ} \cdot U \cdot L \cdot (3,33 \cdot \tilde{N}_i + 10) + \alpha_{DQ} \cdot K_{DQ} \cdot \tilde{N}_P \cdot A_P \text{ (kN)} \quad \text{Equação 21}$$

Tabela 6 - Valores de  $K_{DQ}$ .

Solo	Tipo de estaca		
	Deslocamento (kN/m <sup>2</sup> )	Escavada (kN/m <sup>2</sup> )	Esc./Del.
Argila	120	100	0,83
Silto-argiloso*	200	120	0,60
Silto-arenoso*	250	140	0,56
Areia	400	200	0,50

Fonte: Décourt & Quaresma (1978).

\* Solos Residuais.

Tabela 7 - Valores de  $\alpha_{DQ}$ .

Solo	Tipos de estacas					
	Pré-moldada	Escavada em geral	Escavada com lama betonítica	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob alta pressão
Argilas	1,0	0,85	0,85*	0,30*	0,85*	1,0*
Areias	1,0	0,50	0,50*	0,30*	0,50*	1,0*

Fonte: Décourt & Quaresma (1978).

\* valores apenas para orientação diante do reduzido número de dados disponíveis.

## 2.4 Determinação de recalques de radiers estaqueado por métodos analíticos

A estimativa de recalques em um espaço semielástico submetido a um carregamento sobre uma estaca tem sido muito estudada por vários autores. Muitos estudos consideraram que a estaca é interpretada como uma subdivisão de vários elementos ao longo do seu comprimento e, assim, a solução é tida como uma compatibilidade entre os deslocamentos verticais da estaca e os do solo adjacente; isso para cada elemento subdividido (OLIVEIRA, 1991).

No entanto, a principal diferença entre os métodos é a maneira pela qual a distribuição das tensões cisalhantes ao longo do comprimento da estaca é considerada. Enquanto alguns métodos assumem que as tensões cisalhantes atuam em um único ponto (no eixo das estacas), outros consideram que o carregamento é uniforme e atua sobre uma área que coincide com a da seção transversal, a meia altura de cada elemento de solo. De acordo com Oliveira (1991), o método mais satisfatório é aquele que assume que as tensões cisalhantes atuam distribuídas uniformemente ao longo da circunferência, ou seja, do perímetro de cada elemento de estaca. Esta última hipótese é a adotada nos estudos de Poulos e Davis (1980).

Poulos (1968) apresentou uma solução elástica para o recalque de uma estaca assentada sob bloco. Davis e Poulos (1972) acrescentaram o radier estaqueado a esta solução, sugerindo ábacos que foram adaptados por Poulos e Davis (1980) para estimar o fator de recalque (RG) de um radier estaqueado, o qual é definido pela Equação 22. Na Equação 23, é mostrado como o recalque do radier estaqueado ( $\delta$ ) é calculado.

$$RG = RC \cdot RG' \quad \text{Equação 22}$$

$$\delta = RG \cdot PG \cdot \delta_1 \quad \text{Equação 23}$$

Em que: RG representa a relação entre o recalque médio da fundação (radier estaqueado) e o recalque de uma estaca isolada, sem bloco, sob carga total atuante no grupo; PG, a carga total atuante no radier estaqueado;  $\delta_1$ , o recalque de uma estaca sem bloco sob carga unitária; RC, a razão entre o recalque de uma estaca com bloco e outra similar sem bloco; RG', a razão entre o recalque médio de uma fundação (radier estaqueado) e o recalque de uma estaca, com bloco, sob carga total atuante no grupo.

Randolph (1983, 1994) desenvolveu equações aproximadas para a rigidez do sistema radier estaqueado e para o compartilhamento de carga entre o radier e as estacas. Sua proposta apresenta um comportamento linear do sistema e a fundação é considerada como um grupo de estacas. Esse comportamento é modificado para uma curva carga-recalque trilinear proposta por Poulos e Davis (1980), no qual o conjunto de estacas é totalmente mobilizado (Gráfico 3).

O método trilinear adotado por Poulos e Davis (1980) é composto por três fases:

- Trecho OA: ao final do trecho, as estacas estão totalmente mobilizadas; radier e estacas compartilham a absorção da carga proveniente da estrutura. Na Equação 24, é mostrado como calcular o recalque para esse trecho quando a carga aplicada ( $P_A$ ) é menor ou igual à carga última ( $P_w$ );

$$\delta = P_A \times RG \times \delta_1 \quad \text{Equação 24}$$

Em que  $\delta_1$  é determinado a partir de:

$$\delta_1 = \frac{P_w \times I}{d \times E_s} \quad \text{Equação 25}$$

$$I = I_o \times R_k \times R_h \times R_v \quad \text{Equação 26}$$

Em que:  $I$  é o fator de influência;  $I_o$ , o fator de influência para uma estaca;  $R_k$ , a correlação pela compressibilidade real;  $R_h$ , a correlação em uma camada finita do solo;  $R_v$ , a correlação devida ao  $v$ ;  $d$ , o lado da estaca; e  $E_s$ , o módulo de elasticidade do solo.

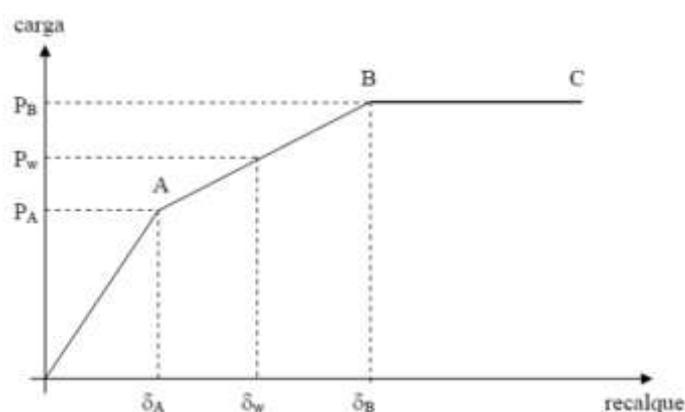
- Trecho AB: toda carga excedente à  $P_A$  é absorvida unicamente pelo radier. Logo, nesta fase, o recalque pode ser encontrado considerando um radier isolado, pois as estacas já estão totalmente mobilizadas. A inclinação da reta, no gráfico, diminui neste trecho, o que significa que os recalques passam a crescer mais rapidamente uma vez que as estacas não mais contribuem na absorção das cargas. Na Equação 27, é mostrado como calcular o recalque ( $\delta$ ) sob a carga  $P_w$  (carga total atuante na fundação mista) nesse trecho para um radier quadrado;

$$\delta_w = P_A \times RG \times \delta_1 + \frac{(P_w - P_A)}{K_r} \quad \text{Equação 27}$$

Em que:  $P_A$  representa a carga total que corresponde ao momento de total mobilização do conjunto de estacas e  $P_w$ , a carga total atuante ( $P_w > P_A$ );

- Trecho BC: devido ao contínuo crescimento do recalque mesmo com a aplicação de uma carga constante,  $P_B$ , neste trecho ocorre a ruptura da fundação.

Gráfico 3 - Método Trilinear de Poulos e Davis (1980).



Fonte: Poulos & Davis (1980).

Sales (2000) afirma que, pelo fato do método de Poulos e Davis (1980) ser simplificado, é passível de críticas pela forma de estimar o acréscimo de recalque no trecho AB do Gráfico 3, então, tratou-se da primeira tentativa de simular, de maneira simplificada, situações em que se permite a total mobilização das estacas.

Mais tarde, Poulos (1998) modificou a proposta de Poulos e Davis (1980) com o objetivo de melhorar a previsão da curva carga *versus* recalque por meio da consideração da rigidez do radier estaqueado e do radier isolado como uma função hiperbólica. Assim, a estimativa do comportamento da curva de um radier estaqueado em que o conjunto de estacas passa a ser totalmente mobilizado.

O esquema apresentado no Gráfico 3 foi, então, alterado por Poulos (1998). O novo modelo do método é apresentado na Gráfico 4, em que a rigidez global do radier estaqueado foi denominada por  $K_{pr}$  e a rigidez do radier isolado por  $K_r$ . Em sua solução, a carga última ( $P_t$ ) é calculada pela Equação 28, e os recalques pelas Equações 29 e 30.

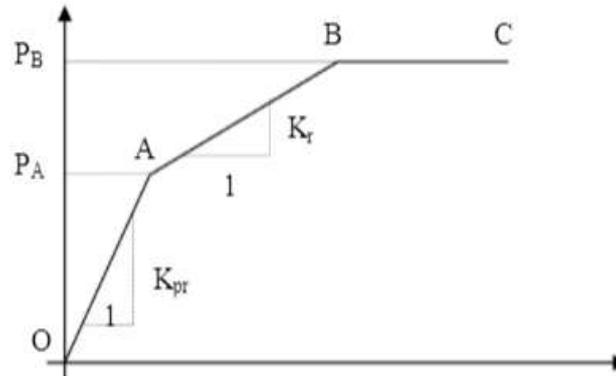
$$P_t = \frac{P_w}{\beta}, \quad \text{Equação 28}$$

$$\delta = \frac{P_A}{K_{pr}}, \quad \text{se } P_A \leq P_t \quad \text{Equação 29}$$

$$\delta = \frac{P_A}{K_{pr}} + \frac{P_A - P_t}{K_r}, \quad \text{se } P_A > P_t \quad \text{Equação 30}$$

Em que:  $P_t$  representa a carga no sistema que leva a mobilização total do grupo de estacas.

Gráfico 4 - Método para estimar recalque de radier estaqueado – Poulos (1998).



Fonte: Poulos (1998).

No Gráfico 4, o ponto A corresponde à aplicação da carga total ( $P_A$ ), a qual seria responsável pela total mobilização da capacidade máxima de carga atuando como grupo de estacas. O trecho AB supõe que o acréscimo de recalque ( $\delta_w - \delta_A$ ) seria calculado como se a diferença de carga ( $P_w - P_A$ ) fosse suportada somente pelo radier isolado considerando a rigidez  $K_r$ .

Os parâmetros  $K_r$ ,  $K_{pr}$  e  $\beta$  são, respectivamente, rigidez do radier isolado, rigidez global do radier estaqueado e parcela de carga aplicada no sistema absorvida grupo de estacas. Eles podem ser calculados numericamente utilizando a teoria de Boussinesq para um semiespaço elástico, conforme proposta de Randolph & Wroth (1978). Os valores são encontrados, respectivamente, por meio da Equação 31, 32 e 33.

$$K_r = \frac{B \times E_s}{0,947 \times (1 - \nu_s^2)} \times N_H \quad \text{Equação 31}$$

Em que:  $\nu_s$  representa o coeficiente de Poisson do solo;  $B$ , a largura da base do radier;  $E_s$ , o módulo de elasticidade do solo; e  $N_H$ , o fator de correção, apresentado por Poulos (1968), devido à presença de uma base rígida (e não um semiespaço infinito).

$$K_{pr} = \frac{K_{pg} + (1 - 2 \times \alpha_{rp}) \times K_r}{1 - \alpha_{rp}^2 \times \left(\frac{K_r}{K_{pg}}\right)} \quad \text{Equação 32}$$

$$\beta = 1 - \frac{(1 - \alpha_{rp}) \times K_r}{K_{pg} + (1 - 2 \times \alpha_{rp}) \times K_r} \quad \text{Equação 33}$$

Em que:  $K_{pg}$  é a rigidez de grupo de das estacas e  $\alpha_{rp}$ , o fator de interação. As equações para estes parâmetros são mostradas no Apêndice A.

## 2.5 Métodos de interpretação da curva carga *versus* recalque

Há diversos métodos de determinação da carga de ruptura quando a estaca não rompe ou não apresenta uma forma que caracterize a ruptura. Para isso, são utilizados métodos de

extrapolação que se baseiam em fórmulas matemáticas a partir do ajuste da curva carga-recalque do ensaio de prova de carga estática.

Dentre os métodos mais usuais, Bittencourt (2018) destaca os propostos por Décourt (1993) e pela norma inglesa (BS 8004/1986). Esses métodos indicam que a capacidade de carga será aquela que resulte em um deslocamento correspondente a, no mínimo, 10% do diâmetro nominal da estaca, se esta for escavada ou de deslocamento. Velloso e Lopes (2010) citam o método de Van der Veen (1953) utilizando a função exponencial como o mais utilizado no Brasil. Ademais, há o critério da NBR 6.122 (ABNT, 2019) que caracteriza a ruptura da estaca pelo encurtamento elástico acrescido de um percentual do seu diâmetro.

Velloso e Lopes (2002) citam quatro critérios utilizados para determinar a capacidade de carga de fundações profundas. O primeiro critério é baseado em um valor de recalque absoluto; o segundo é baseado na aplicação de uma regra geométrica à curva; o terceiro busca estabelecer uma assíntota vertical na curva; e o quarto caracteriza a ruptura devido ao encurtamento elástico da fundação profunda obtido por procedimento gráfico acrescentando um percentual do seu diâmetro.

É dada ênfase aos métodos propostos por Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976), e pela NBR 6.122.

### 2.5.1 Método de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976)

Velloso e Lopes (2010) sugeriram que o ajuste da curva exponencial, através do método de Van der Veen, é o mais adequado quando o recalque máximo atingido no ensaio for no mínimo 10% do diâmetro da estaca.

Van der Veen (1953) sugeriu que a relação entre a carga e o deslocamento no topo do elemento estaca apresente um aspecto exponencial. Ele propôs a Equação 34 representada pela relação entre a carga de ruptura ( $P_R$ ) de uma estaca e seu comportamento de carga *versus* recalque:

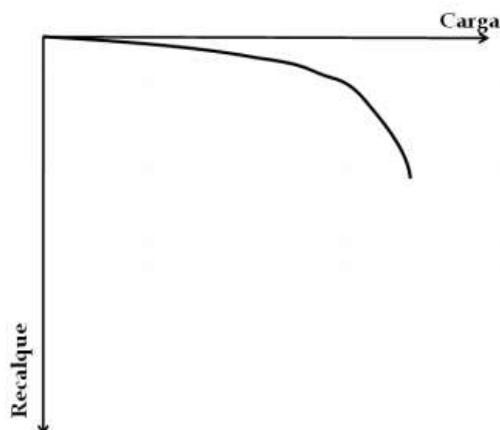
$$P = P_R \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot \rho}) \quad \text{Equação 34}$$

Em que: P representa a carga aplicada no topo da estaca;  $\alpha$ , o coeficiente determinado pela curva carga *versus* recalque;  $\rho$ , o recalque correspondente à carga aplicada P; e, a base do logaritmo neperiano.

A Gráfico 5 ilustra uma curva carga *versus* recalque, do tipo exponencial, gerada a partir do ensaio de prova de carga estática. Essa curva pode ser utilizada para estimar a carga de

ruptura ( $P_R$ ) a partir da Equação 34.

Gráfico 5 - Curva carga *versus* recalque proveniente de ensaio de prova de carga estática.



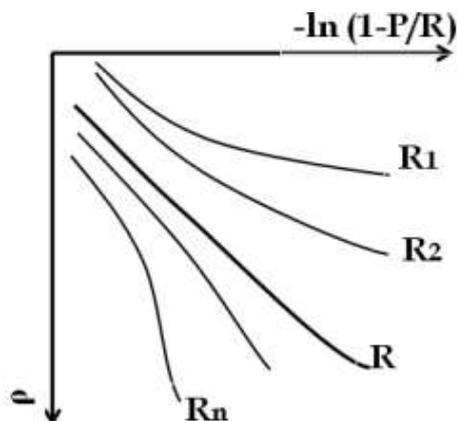
Fonte: Barros (2012).

Do Gráfico 5, para cada par de pontos da curva ( $P$ ,  $\rho$ ), vários valores de  $P_R$  são encontrados a partir da Equação 34. O gráfico gerado é plotado em um plano cartesiano com os valores do recalque ( $\rho$ ) no eixo das ordenadas e os valores de  $-\ln(1-P/P_R)$  nas abscissas, em que um dos valores de  $P_R$  será considerado o parâmetro  $\alpha$  da equação.

No Gráfico 6, são apresentadas diversas curvas extrapoladas pelo método de Van der Veen (1953). O valor de  $P_R$  será aquele que apresentar melhor  $R^2$  – uma função que pode ser determinada no Excel e é interpretado como a proporção da variação no eixo da ordenada que pode ser atribuída à abscissa. Ou seja, o gráfico que tiver comportamento mais próximo de uma reta será o valor de  $P_R$  e indicará o valor de  $\alpha$ , dado pelo coeficiente angular dessa mesma reta (CINTRA *et al.*, 2013).

Aoki (1976) notou que os gráficos da curva não tocavam na origem dos eixos. Assim propôs, no eixo dos recalques, a inclusão de um coeficiente  $\beta_v$  na fórmula de Van der Veen (1953). A fórmula passaria a ser, então, a Equação 35.

$$P = P_R \cdot (1 - e^{-(\beta_v + \alpha \cdot \rho)}) \quad \text{Equação 35}$$

Gráfico 6 - Extrapolação pelo método de Van der Veen (1953) para obtenção do valor de  $P_R$ .

Fonte: Barros (2012 apud VELLOSO; LOPES, 2010).

### 2.5.2 Método da NBR 6.122

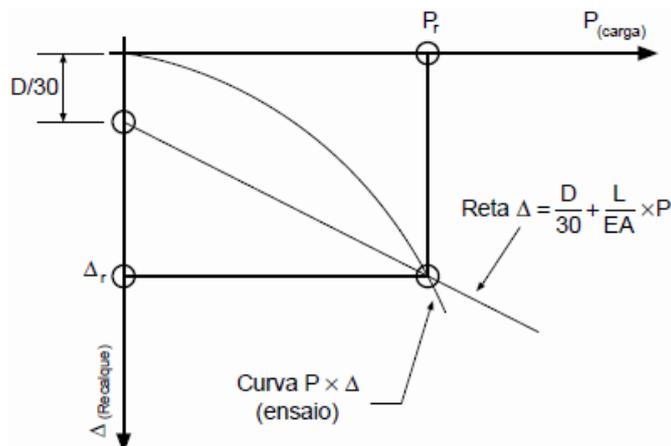
O método de interpretação da curva carga *versus* recalque da NBR 6.122 (ABNT, 2019) é baseado na norma canadense de Davisson (1972) e leva em consideração a soma das parcelas de deformação elástica e plástica da estaca. A norma afirma que a carga de ruptura de uma fundação profunda só será definida quando da ocorrência de ruptura nítida – que é quando as deformações continuam ocorrendo mesmo sem acréscimo de cargas. No entanto, a norma ainda acrescenta que esse tipo de ruptura pode não ocorrer em decorrência de duas situações nas fundações profundas: a primeira, quando a carga de ruptura for superior à carga máxima que se pretende aplicar, e a segunda, quando a fundação não configura ruptura nítida mesmo quando for carregada até apresentar recalques elevados. Nesses dois casos, é possível a extrapolação da curva carga *versus* recalque para avaliar a carga de ruptura. Com a extrapolação da reta, o recalque obtido pela Equação 36 indicará, no Gráfico 7, a carga de ruptura da fundação.

$$\Delta_R = \frac{P_{NBR} \times L_{NBR}}{A_{est} \times E_{est}} + \frac{D_{est}}{30} \quad \text{Equação 36}$$

Em que  $\Delta_R$  representa o recalque de ruptura convencional;  $P_{NBR}$ , a carga de ruptura convencional;  $L_{NBR}$ , o comprimento da estaca;  $A_{est}$ , a área do lado transversal da estaca;  $E_{est}$ , o módulo de elasticidade da estaca; e  $D_{est}$ , o diâmetro da estaca.

A interpretação da Equação 36 para determinação da carga de ruptura da estaca é a carga que provoca um recalque plástico correspondente a 1/30 do diâmetro da estaca, adicionalmente ao recalque elástico da estaca como elemento estrutural.

Gráfico 7 - Extrapolação pelo método da NBR 6.122.



Fonte: NBR 6.122 (ABNT, 2019).

Vale ressaltar que a norma canadense de Davisson (1972), a qual orientou a NBR 6.122 (ABNT, 2019), caracteriza a ruptura do elemento profundo por encurtamento elástico. Segundo Davisson (1972), a carga de ruptura é definida como a que ultrapassa a compressão elástica da estaca em um valor igual a 4 mm, adicionado a um valor que depende do seu diâmetro. Assim, a Equação 37 foi proposta.

$$\Delta_R = \frac{Q_D \times L_{est}}{A_{est} \times E_{est}} + \left( \frac{D_{est}}{120} + 4 \right) \quad \text{Equação 37}$$

Em que:  $\Delta_R$  representa o recalque de ruptura convencional;  $Q_D$ , a carga de ruptura convencional de Davisson (1972);  $L_{est}$ , o comprimento da estaca;  $A_{est}$ , a área do lado transversal da estaca;  $E$ , o módulo de elasticidade da estaca; e  $D_{est}$ , o diâmetro da estaca.

## 2.6 Controle de qualidade de fundações profundas

Otimizar um projeto de fundação pode minimizar ou até mesmo eliminar problemas futuros relacionados a manifestações patológicas nos elementos. Projetar utilizando os métodos convencionais e executar sem controle de qualidade *in loco* podem até garantir uma vida útil aceitável, mas não são as melhores soluções em termos de custo-benefício.

Freitas Neto (2013) afirma que a qualidade do material empregado, o controle adequado do processo executivo e as características do terreno possuem um poder de decisão muito grande no comportamento das estacas no âmbito da Geotecnia. Fleming *et al.* (1992) mostraram que quanto maior o número de ensaios realizados, maior é a probabilidade de encontrar estacas defeituosas na obra, obtendo um controle de qualidade eficaz.

Freitas Neto (2013) destaca dois aspectos a serem observados no controle de qualidade das estacas: a integridade do elemento, através do método que utiliza o princípio de propagação

de ondas, o P.I.T. (*Pile Integrity Test*), e o desempenho do estaqueamento após o término de sua execução, utilizando ensaios de provas de carga estáticas e dinâmicas.

O P.I.T. consiste em um ensaio não destrutivo no qual se aplicam golpes de martelo sobre fundações profundas ocasionando ondas que se propagam desde o topo da estaca, seguem pelo fuste e chegam até sua ponta, retornando ao topo por reflexão. Por meio da velocidade de propagação e do tempo de retorno das ondas ao topo da estaca, é possível identificar falhas de descontinuidade e integridade presentes na estaca ensaiada. Além disso, o ensaio permite identificar manifestações patológicas, tais como segregação dos materiais.

A prova de carga estática (PCE) consiste em um ensaio de campo para verificar a capacidade de carga das estacas; ela obedece às recomendações da NBR 12.131 (ABNT, 2006), substituída pela NBR 16.903 (ABNT, 2020). Em campo, aplicam-se cargas de compressão ou tração, verticais ou horizontais, e, a partir de incrementos de carga, os extensômetros medem os deslocamentos sofridos pela estaca. A respeito do número de PCE realizada na obra, a NBR 6.122 (ABNT, 2019) recomenda que seja ensaiado pelo menos 1% do número total de estacas, arredondando-se o percentual sempre para mais. Esta NBR ainda recomenda que, independentemente do número de estacas, sejam realizadas PCEs quando a tensão de trabalho for superior aos valores indicados na coluna A do Quadro 1. Para as estacas pré-moldadas vazadas, a tensão de trabalho é calculada como se a estaca fosse maciça, desde que a seção vazada não supere 40% da seção total.

De acordo com Albuquerque (2001), o ensaio de PCE justifica-se devido à preocupação de assegurar que não irá ocorrer ruptura para certa carga de trabalho durante o carregamento. Ademais, é necessário identificar a carga de ruptura, por meio de estimativas, e determinar o comportamento da curva carga *versus* recalque de pelo menos uma estaca.

Quadro 1 - Quantidade de prova de cargas por tipo de estaca.

<b>Tipo de estaca</b>	<b>A*</b>	<b>B**</b>
Pré-moldada	7,0	100
Madeira	—	100
Aço	0,5 $f_{yk}$	100
Hélice, hélice de deslocamento com trado segmentado (monitoradas)	5,0	100
Estacas escavadas com ou sem fluido $\varnothing \geq 70$ cm	5,0	75
Raiz	$\leq \varnothing 310$ mm = 15,0	75
	$\geq \varnothing 310$ mm = 13,0	
Microestaca	15,0	75
Trado vazado segmentado	5,0	50
Franki	7,0	100
Escavadas sem fluido $\varnothing \leq 70$ cm	4,0	100
Strauss	4,0	100

Fonte: NBR 6122 (ABNT, 2019).

\* Tensão de trabalho baixo da qual não serão obrigatórias provas de carga, desde que o número de estacas da obra seja inferior à coluna (B), em MPa.

\*\*Número total de estacas da obra a partir do qual serão obrigatórias provas de carga

## 2.7 Modelos constitutivos do solo e do concreto

Uma das exigências para analisar um tipo de fundação, principalmente quando se trata de análise numérica, é a escolha do melhor modelo constitutivo, o qual deve ser capaz de modelar o comportamento tensão-deformação do material analisado. Pinto (2000) afirma que o modelo mais satisfatório é aquele que consegue representar o comportamento real do material.

Quando sujeito a tensões, o solo, além de apresentar comportar comportamento anisotrópico, apresenta comportamento não-linear e depende do tempo. Esse seu comportamento interfere na forma como se comporta no carregamento, no descarregamento e no recarregamento (TI *et al.*, 2009).

Dentre vários critérios, os modelos mais utilizados são o de *Mohr-Coulomb* (MC), que representa um modelo elasto-plástico ao se comportar de forma linear, e o de *Hardening Soil* (HS), o qual apresenta características de formulação hiperbólica.

O modelo de *Mohr-Coulomb* é, na verdade, um critério de ruptura, e cinco parâmetros

geralmente obtidos nos ensaios de laboratório definem este modelo. Estes parâmetros são: módulo de elasticidade ( $E_s$ ), coeficiente de *Poisson* ( $\nu$ ), coesão ( $c$ ), ângulo de atrito interno ( $\Phi$ ) e ângulo de dilatância ( $\psi$ ). Trata-se, portanto, do modelo mais conhecido na engenharia geotécnica. No entanto, torna-se inadequado para representar o comportamento real do solo. Por ser baseada na Lei de *Hooke*, as limitações estão relacionadas ao fato de o modelo só ser mais adequado para análise de tensões-deformações antes da ruptura, que é quando o comportamento do solo é ainda linear. Além disso, o modelo não é capaz de abranger variações volumétricas devido às alterações nas tensões cisalhantes. Ou seja, o modelo de *Mohr-Coulomb* simplifica o comportamento do material levando em consideração que este apresenta comportamento linear elástico perfeitamente plástico (FERREIRA, 2019).

No campo das pesquisas de análises numéricas, especificamente no estudo dos elementos finitos, alguns outros modelos elasto-plásticos têm sido estudados. Estes modelos buscam simular o comportamento mecânico dos materiais como o endurecimento por deformações plásticas.

O modelo hiperbólico *Hardening Soil* pode representar curvas tensão *versus* deformação desde areias e argilas até pedregulhos. O modelo é baseado no modelo de Duncan e Chang (1970), classificado na categoria de elástico e não linear, com a adição da teoria da plasticidade. Dentre as características do modelo, é possível citar que a rigidez varia em função dos níveis de tensão, que existe uma relação hiperbólica entre deformação e tensão desviadora, que há uma distinção entre carregamento desviador primário e descarregamento/rearregamento e que o modelo *Mohr-Coulomb* é utilizado como critério de ruptura.

Diferentemente do modelo MC, o HS exige 3 módulos de elasticidade para serem inseridos no PLAXIS 2D *Advanced*. São eles:  $E_{50,ref}$  (módulo de deformabilidade),  $E_{oed,ref}$  (módulo oedométrico de referência) e  $E_{ur,ref}$  (módulo de descarregamento e recarregamento).

O manual do programa PLAXIS apresenta a aplicabilidade desses dois modelos de acordo com o tipo de material (Quadro 2), o tipo de obra (Quadro 3) e o tipo de solicitação (Quadro 4). O manual atribui três conceitos – A, B e C – de acordo com a melhor aplicabilidade do modelo: A – trata-se do melhor modelo para aplicação no PLAXIS; B – modelo razoável; e C – aproximação de primeira ordem (grosseira).

Quadro 2 - Aplicação dos modelos MC e HS em função do tipo de material (adap. de PLAXIS, 2021a).

Modelo	Tipo de material							
	Concreto	Rocha	Pedregulho	Areia	Silte	Argila sobre- densada	Argila norm. adensada	Turfa (solo orgâ- nico)
<i>Mohr-Coulomb</i>	B	B	C	C	C	C	C	C
<i>Hardening Soil</i>	-	-	B	B	B	B	B	-

Fonte: PLAXIS (2021a).

Quadro 3 - Aplicação dos modelos MC e HS em função do tipo de obra (adap. de PLAXIS, 2021a).

Modelo	Tipo de material							
	Fundação	Escavação	Túnel	Aterro	Talude	Barragem	<i>Off-shore</i>	Outro
<i>Mohr-Coulomb</i>	C	C	C	C	C	C	C	C
<i>Hardening Soil</i>	B	B	B	B	B	B	B	B

Fonte: PLAXIS (2021a).

Quadro 4 - Aplicação dos modelos MC e HS em função do tipo de solicitação (adap. de PLAXIS, 2021a).

Modelo	Tipo de material						
	Compressão virgem	Descarregamen- to/Recarregamento	Cisalhamento/Tensão desviadora	Não drenado	Cíclico	Compressão + cisalha- mento	Extensão + Cisalha- mento
<i>Mohr-Coulomb</i>	C	B	C	C	-	C	C
<i>Hardening Soil</i>	A	B	B	B	C	A	A

Fonte: PLAXIS (2021a).

## 2.8 Emprego de *softwares* na análise de radiers estaqueados

Poulos (1994) propôs a execução de duas fases para elaboração de um projeto em radier estaqueado. A primeira fase dispensa a utilização de computadores, e o projetista analisa a viabilidade do uso e estima a quantidade de estacas necessárias para o projeto. A segunda trata-se

de um melhor detalhamento. A posição, a quantidade e o comprimento de estacas e a espessura do radier são otimizados com o objetivo de obter uma fundação mais econômica e com melhor desempenho. Reduzir a quantidade de estacas e seus diâmetros, ou o comprimento delas, pode diminuir os custos da fundação e melhorar seu desempenho. Tudo isso é possível obter utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF).

O MEF representa uma divisão do meio contínuo em unidades discretas, chamadas elementos, os quais podem ter seu comportamento representado de acordo com o tipo de elemento (mola, viga, triangular linear ou quadrático, retangular linear quadrático, tetraédrico linear ou quadrático, hexaédrico linear ou quadrático) ou com as suas propriedades (módulo de elasticidade, coeficiente de *Poisson*, peso específico do material) (NOGUEIRA, 2016).

Por exigir maior esforço computacional, os elementos finitos são capazes de reproduzir resultados mais precisos (SILVA, 2011) e, portanto, sua utilização torna-se mais útil quando realizada com experimentos de campo (DUNCAN, 1996).

Com isso, Sales (2000) mencionou que o mecanismo de transferência de carga da superestrutura para a infraestrutura em radiers estaqueados é complexo, o que necessita da utilização de métodos computacionais para demonstrar as interações entre o solo, o radier e as estacas. Por isso, ele utilizou o programa numérico GARP para propor um método para considerar os efeitos das estacas totalmente mobilizadas.

Cunha, Poulos e Small (2001) realizaram uma otimização baseada nos dados do trabalho de Yamashita, Kakurai e Yamada (1994), os quais estudaram a obra de um edifício residencial em Tóquio, no Japão. A superestrutura foi construída sobre um radier de 23x24 m sob 20 estacas com 16 m comprimento e 80 cm de diâmetro. Os autores realizaram 26 configurações para a obra com a finalidade de comparar o recalque máximo, o recalque diferencial, a distorção angular, e o custo de execução do sistema de fundação. Eles variaram a altura do radier e a quantidade e o comprimento das estacas utilizando o *software* GARP 6.0. A conclusão foi a de que é necessário analisar diversas configurações para elaborar um projeto em radier estaqueado, pois uma primeira e única análise podem atender alguns critérios de projeto, mas, por outro lado, analisar diversas configurações podem trazer resultados mais satisfatórios. Utilizando o mesmo *software*, Cunha, Poulos e Small (2001) concluíram que, para um recalque máximo aceitável de 30 mm, um radier com altura de 60 cm e sem estacas, atenderia aos critérios e ainda reduziria os custos de fundação em 24%.

Com a finalidade de otimizar a quantidade e a locação das estacas sob o radier, Sales *et al.* (2002) utilizaram um projeto inicial com uma configuração de 25 estacas e executaram 06 simulações variando o número e a locação dos elementos verticais. O programa utilizado foi o

GARP. Eles analisaram o efeito do fator de segurança nos recalques, a contribuição de carga entre as estacas e o radier e os momentos gerados no interior dos radiers.

Bezerra (2003) utilizou o programa APRAFR para realizar análises paramétricas de radiers estaqueados variando suas propriedades geométricas e seus materiais.

Souza (2010) comparou a análise de radiers estaqueados utilizando dois *softwares* – o GARP e o DIANA – para verificar o efeito da interação entre as estacas variando o número de estacas e a estratificação do solo. Ele avaliou o efeito da rigidez do radier em solos homogêneos impondo um limite na distância usada no cálculo da interação entre as estacas.

Doehler (2012) utilizou o programa DIANA para realizar uma análise numérica de um radier sobre 25 estacas. Ele comparou os resultados com metodologias simplificadas que são empregadas na atualidade.

Bittencourt (2012) desenvolveu o programa numérico FENF para utilizar conceitos de otimização na análise de radiers estaqueados. Ele realizou a validação do programa comparando seus resultados com os já encontrados por outros pesquisadores.

Wulandari e Tjandra (2015) utilizaram o PLAXIS 2D para analisar os recalques em fundações do tipo radier-estaqueado. Eles perceberam que o acréscimo de estacas pode reduzir os recalques até um determinado número de estacas.

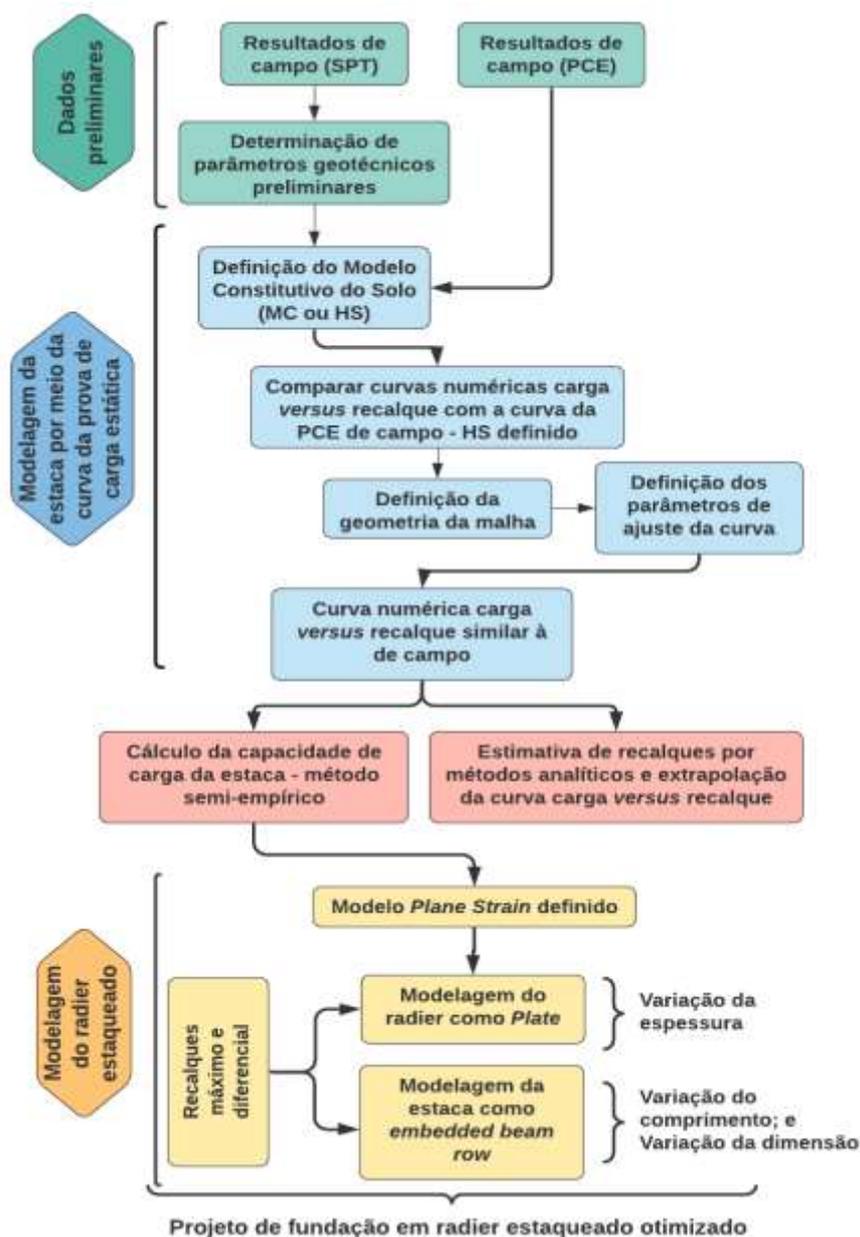
Aguiar (2017) realizou um estudo paramétrico com 288 simulações utilizando o programa numérico ELPLA. As simulações consistiram em combinações para obter recalques diferenciais e totais aceitáveis. Ela variou a espessura e a forma geométrica do radier, a quantidade e o diâmetro das estacas, e o módulo de elasticidade do solo.

Apresentados esses *softwares*, o programa numérico PLAXIS 2D, muito utilizado desde sua criação pela Universidade Técnica de Delft em 1987, é habilitado a realizar análises geotécnicas de forma bidimensional com modelos avançados de solo, análise de estabilidade, consolidação, análise de malha atualizada para grandes deformações (PLAXIS, 2021c). Em suas análises, o cálculo pode ser considerado no estado plano de deformação ou no estado axissimétrico.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

A metodologia utilizada foi dividida em três etapas principais: a primeira consistiu da obtenção de dados geotécnicos de um caso real de obra para determinar outros parâmetros geotécnicos; na segunda, foi feita uma análise para obter uma curva carga *versus* recalque próxima à curva da prova de carga estática de campo; e a terceira consistiu de realizar a modelagem do sistema em radier estaqueado a partir dos parâmetros geotécnicos e de prova de carga estática com o objetivo de obter um projeto otimizado. O fluxograma abaixo (Fluxograma 1) sumariza as etapas metodológicas da dissertação.

Fluxograma 1 - Fluxograma das etapas metodológicas.



### 3.1 Caracterização e localização da obra

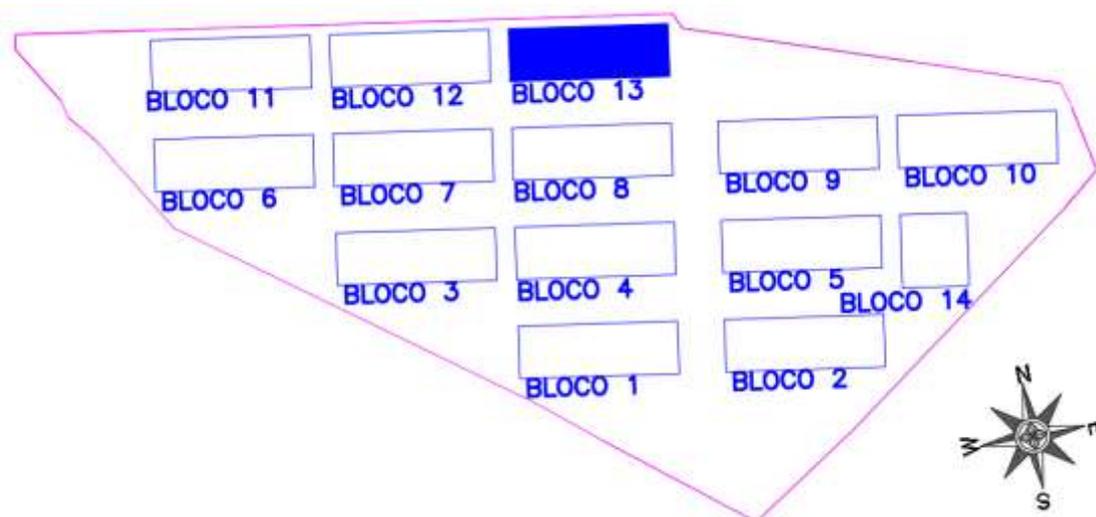
A edificação estudada está localizada no litoral da Região Metropolitana do Recife, no município de Jaboatão dos Guararapes (Mapa 1). Trata-se da construção de um conjunto residencial, composto por 14 blocos residenciais, cada um com 05 pavimentos (térreo + 04 pavimentos tipo). As cargas da superestrutura são distribuídas à fundação através de paredes em concreto armado, moldadas *in loco* conforme mostrado no Anexo A. O bloco residencial em estudo é o de número 13, destacado no Mapa 2. Na Figura 5, mostra-se o modelo numérico do bloco estudado.

Mapa 1 – Mapa de localização da obra.



Fonte: Google Maps (2021).

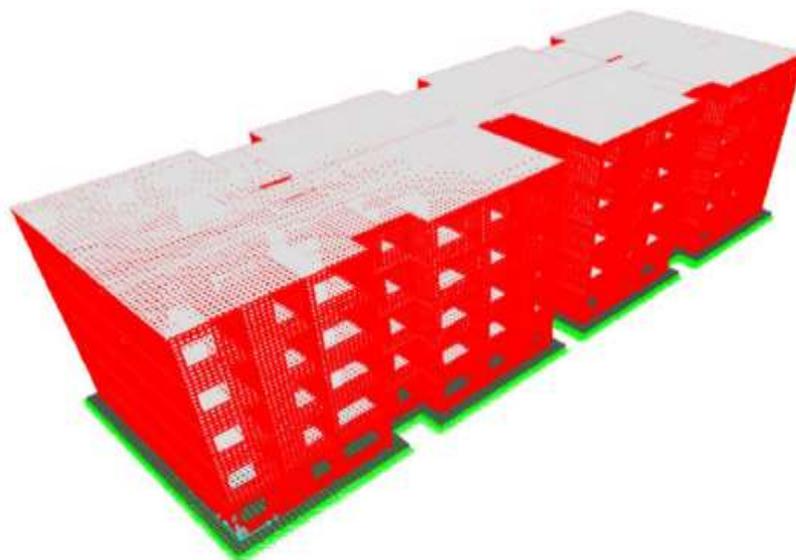
Mapa 2 – Localização do Bloco 13 no condomínio.



Fonte: O Autor (2021).

Nota: Adaptado da Construtora (2021).

Figura 5 - Modelo numérico do Bloco 13 utilizando o SAP 2000.



Fonte: Alves (2021).

### 3.2 Caracterização geotécnica e geométrica dos elementos da obra

Todos os furos de sondagem foram executados obedecendo às recomendações das NBRs 8.036, 6.484 e 6.502 da ABNT. No Apêndice B, mostra-se a locação de todos os 14 furos distribuídos na obra do condomínio residencial.

Para melhor caracterização geotécnica e posterior obtenção dos parâmetros de deformabilidade e resistência do solo, é mostrado, na Figura 6, o perfil geotécnico simplificado e também o número de golpes médio em função da profundidade do terreno. O número de golpes foi obtido com base na média dos 14 furos de sondagem apresentados no Apêndice D. São apresentadas, nos Anexos C e D, duas seções do perfil geotécnico que passam pelo Bloco 13.

Percebe-se uma certa similaridade entre o número de golpes com o aumento da profundidade. Então o perfil do solo foi dividido em 3 camadas. A primeira camada apresenta inicialmente uma composição de areia siltosa fina e média com matéria orgânica até o fim da profundidade de 13,0 m, seguida de uma camada de areia fina com pouco areia média e grossa e presença de argila mole em alguns furos até a profundidade de 24,0 m; e a terceira camada é composta de areia siltosa compacta a muito compacta até aproximadamente 32,0 m.

O projeto elaborado com sistema de fundação em radier estaqueado apresenta a seguinte caracterização:

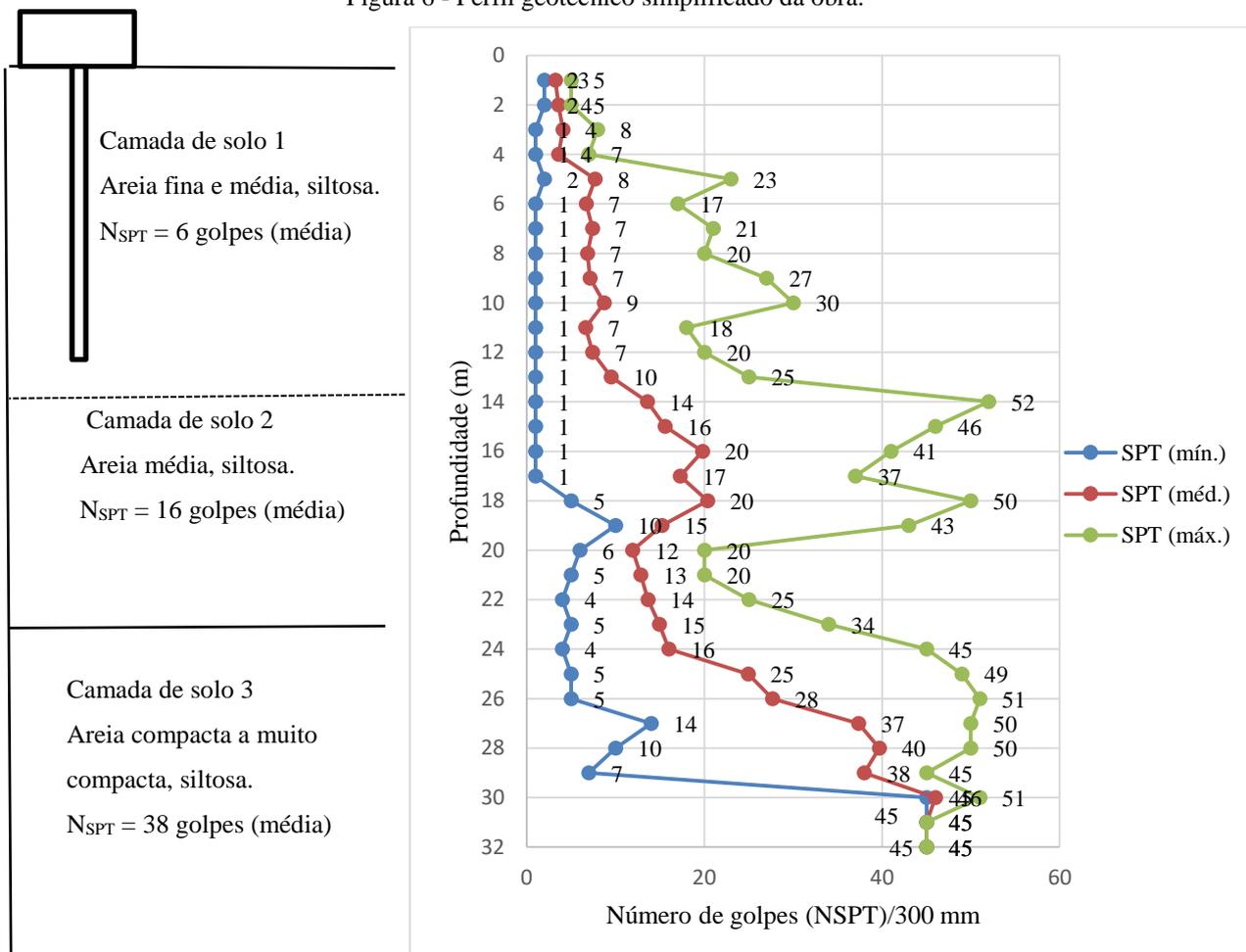
- cargas distribuídas linearmente no radier por paredes de concreto;
- carga de trabalho da estaca no projeto: 490 kN;
- espessura do radier em concreto armado: 25 cm;

- quantidade de furos de sondagem realizados no condomínio: 14;
- quantidade de ensaio de prova de carga estática: 01.

Todos os blocos residenciais de 01 a 13 possuem radier com geometria igual (40,50 x 13,40 m), enquanto o bloco 14 tem geometria diferente dos demais (17,10 x 18,35 m).

O projeto de fundações que foi executado na obra indicou um total de 80 estacas com comprimento de 18 m com lados de 26,5 x 26,5 cm.

Figura 6 - Perfil geotécnico simplificado da obra.



Fonte: O Autor (2021).

### 3.3 Ensaio de Prova de Carga Estática na estaca

Como a quantidade de estacas de toda a obra é superior a 100, número mínimo a partir do qual as provas de carga tornam-se obrigatórias em estacas pré-moldadas, segundo NBR 6.122 (ABNT, 2019), uma prova de carga estática (PCE) do tipo lenta foi realizada na obra. O item 9.2.2.1 da referida norma específica que “a quantidade de estacas a ser considerada é a soma das estacas de todas as edificações da obra, mesmo que de diferentes tipos”. Isso significa

que, embora o Bloco 13 contenha apenas 80 estacas, a quantidade de estacas dos demais blocos residenciais foi levada em consideração no cálculo. O Apêndice C mostra o projeto de fundações com a locação de todas as estacas e, em destaque, a o elemento ensaiado na PCE.

Com base na NBR 12.131 (ABNT, 2006), a PCE serviu como contribuição para calibrar os parâmetros geotécnicos, como peso específico, módulo de elasticidade, ângulos de atrito e dilatância

A estaca ensaiada foi a pré-moldada E20 do Bloco 13. Ela possui dimensões de 26,5 cm, quadrada, e vazada com furo de diâmetro 12 cm, e atingiu a profundidade de 14,0 m, conforme relatório da empresa contratada para realizar o ensaio.

A aplicação de carga na estaca foi feita por intermédio de um conjunto de bombas e macaco hidráulico com capacidade de 300 toneladas. Este sistema atuou contra um sistema de reação estável ancorado em quatro estacas metálicas. As leituras da carga aplicada foram obtidas por meio de uma célula de carga posicionada em cima do macaco. A transferência de carga do macaco hidráulico para os elementos de tração foi feita através de três vigas metálicas, sendo uma principal e duas transversais (Fotografia 1).

Fotografia 1 - Sistema de reação durante a execução da PCE.



Fonte: Construtora (2021).

A medição da deformação da estaca foi realizada por quatro relógios comparadores com curso de 50,0 mm e precisão de 0,01 mm. Os relógios comparadores foram instalados próximos a cada um dos vértices do capacete metálico e fixados em traves metálicas independentes com 6 m de comprimento.

De acordo com o plano de carregamento, os deslocamentos seriam registrados em cada um dos 10 estágios de carga correspondente, e a deformação seria lida imediatamente após a

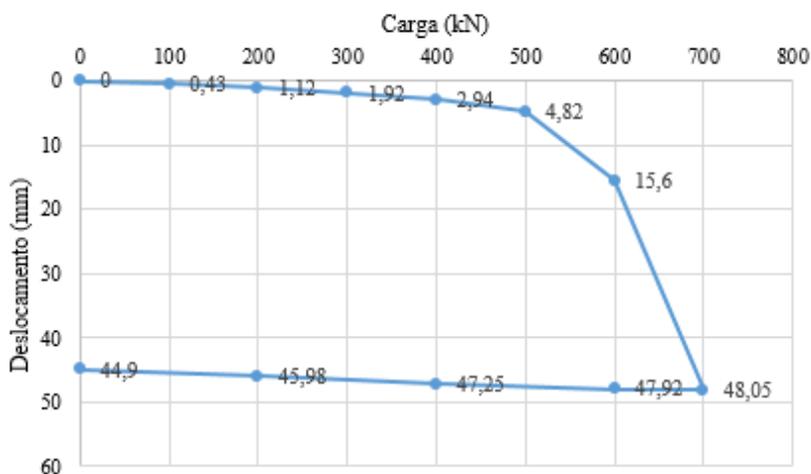
aplicação da carga em cada estágio. Caso as deformações não se estabilizassem, seriam realizadas leituras a cada hora até que fossem estabilizadas. A carga máxima seria mantida por um período mínimo de 12 horas, quando dar-se-ia início aos 5 estágios de descarregamento.

O ensaio da PCE seria submetido a uma carga máxima (1.000 kN), o equivalente a mais de duas vezes a carga de serviço prevista (490 kN) para a estaca ensaiada do Bloco 13. No entanto, o ensaio não se desenvolveu conforme o esperado, tendo que ser interrompido no 7º estágio de carregamento, uma vez que neste estágio foram verificados deslocamentos elevados (na ordem de 48,05 mm). Neste estágio, houve deslocamento dos relógios comparadores com a superfície do capacete metálico; logo, foi necessário reposicionar os relógios devido ao recalque muito elevado da estaca e fazer uma nova leitura.

Assim, o plano de carga para o carregamento foi desenvolvido a cada 100 kN até atingir a carga de 700 kN; e para o descarregamento, foi a cada 200 kN até 0 kN.

A conclusão da empresa para o ensaio foi de que a análise dos resultados da PCE da estaca E20 do Bloco 13 não foi satisfatória, pois a estaca chegou a apenas 145% da carga de trabalho com um recalque elevado. Assim, a empresa não confirmou a carga de trabalho de 490 kN para um coeficiente de segurança 2,0. A curva da prova de carga estática realizada na estaca E20 do Bloco 13 é ilustrada no Gráfico 8.

Gráfico 8 - Resultado da prova de carga estática experimental.



Fonte: O Autor (2021).

Nota: Adaptado da Construtora (2021).

### 3.4 Determinação dos parâmetros geotécnicos iniciais

Utilizando o PLAXIS 2D *Advanced*, os parâmetros geotécnicos, determinados por cor-

relações semiempíricas a partir do  $N_{SPT}$ , foram utilizados nas simulações numéricas do programa para representar o comportamento da curva carga *versus* recalque dos resultados que foram obtidos em campo. Os resultados *in situ* foram provenientes do experimento de prova de carga estática realizada na estaca E20 do Bloco 13.

Assim, foi realizada a primeira simulação numérica com os parâmetros geotécnicos preliminares com o objetivo de comparar a curva carga *versus* recalque obtida no *software* com a curva de campo.

#### 3.4.1 Parâmetros geotécnicos preliminares

Os parâmetros geotécnicos iniciais para realizar as simulações numéricas no PLAXIS 2D *Advanced* foram obtidos através de correlações semi-empíricas com base nos resultados do  $N_{SPT}$ . Ou seja, para iniciar a primeira análise, todos os parâmetros de peso específico, módulo de elasticidade do solo, coesão, ângulo de dilatância e ângulo de atrito foram estimados a partir das médias dos perfis de sondagem à percussão apresentados no Apêndice D.

O perfil solo foi dividido em 3 camadas, pois a partir das sondagens no terreno de fundação ficaram evidenciadas camadas bastante heterogêneas, apresentando a seguinte descrição:

- camada de solo 1: areia fina e média, siltosa, profundidade de 0 a 13,99 m;
- camada de solo 2: areia fina com pouca areia média, siltosa, profundidade de 14,0 a 24,99 m;
- camada de solo 3: areia compacta a muito compacta, siltosa, profundidade 25,0 a 32,00 m.

##### 3.4.1.1 Peso específico das camadas do solo

Como não houve ensaio de laboratório, os pesos específicos referentes a cada uma das três camadas foram determinados em função da compactidade da areia em função do índice de resistência à penetração, conforme os parâmetros determinados por Godoy (1972).

##### 3.4.1.2 Ângulo de atrito e ângulo de dilatância das camadas do solo

Dunham (1954), Godoy (1983), Hatanaka e Uchida (1996) e Teixeira (1996) estabeleceram correlações para determinar o ângulo de atrito ( $\Phi$ ) do solo a partir do  $N_{SPT}$ . A correlação mais usada pelos pesquisadores brasileiros é a de Teixeira (1996), conforme Equação 38:

$$\Phi = \sqrt{20 \cdot N_{SPT}} + 15^\circ \quad \text{Equação 38}$$

Para encontrar o ângulo de dilatância ( $\psi$ ) do solo estudado foi utilizada a Equação 39 de Bolton (1986):

$$\psi = \Phi - 30^\circ, \text{ se } \Phi > 30^\circ; \text{ ou } \psi = 0^\circ, \text{ se } \Phi < 30^\circ \quad \text{Equação 39}$$

#### 3.4.1.3 Módulos de elasticidade e coeficiente de Poisson das camadas do solo

Os autores Teixeira e Godoy (1996) recomendam que, na ausência de ensaios de campo e laboratório, o módulo de deformabilidade do solo ( $E_s$ ) pode ser determinado a partir de correlações com resistência de ponta do cone ( $q_c$ ). O  $q_c$ , por sua vez, está relacionado ao índice de resistência à penetração  $N_{SPT}$ . As equações 40 e 41 ilustram essas correlações.

$$q_c = k \cdot N_{SPT} \quad \text{Equação 40}$$

$$E_s = \alpha \cdot q_c \quad \rightarrow \quad E_s = \alpha \cdot k \cdot N_{SPT} \quad \text{Equação 41}$$

Os coeficientes  $\alpha$  e  $k$  são parâmetros empíricos, determinados em função do tipo de solo. Eles foram determinados por meio das tabelas sugeridas por Teixeira & Godoy (1996). Vale ressaltar que o coeficiente  $\alpha$ , que correlaciona  $E_s$  com  $q_c$  não deve se confundido com o coeficiente de Aoki & Velloso (1975) para determinação da capacidade de carga da estaca,  $\alpha_{vi}$ .

O modelo constitutivo exige 3 módulos de elasticidade para serem inseridos no PLAXIS 2D *Advanced*. Foi adotado que  $E_{50,ref} = E_s$  e as Equações a seguir foram utilizadas para determinar o módulo oedométrico (a partir da Lei de *Hooke*) e o módulo de deformabilidade no descarregamento, recomendado por Santichaiant (2002). As Equações 42 e 43 determinam os parâmetros de rigidez do modelo *Hardening Soil*.

$$E_{oed,ref} = \frac{E_{50,ref} \cdot (1-\nu)}{(1-2\nu) \cdot (1+\nu)} \quad \text{Equação 42}$$

$$E_{ur,ref} \geq 3 \cdot E_{50,ref} \quad \text{Equação 43}$$

A respeito da Equação 43, o PLAXIS recomenda que o valor de  $E_{ur,ref}$  seja, no mínimo, o dobro do módulo  $E_{50,ref}$ .

Em relação ao coeficiente de Poisson, este também foi definido pela tabela estabelecida por Teixeira e Godoy (1996).

#### 3.4.1.4 Coeficiente de empuxo no repouso das camadas do solo

A condição de repouso só existe quando as camadas do solo, o nível do lençol freático e a superfície do terreno são horizontais. Para determinar o coeficiente de empuxo no repouso

( $K_0$ ), foi utilizada a Equação 44 sugerida pelo tutorial do PLAXIS, o qual faz referência à fórmula de Jaky (1944).

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\Phi) \quad \text{Equação 44}$$

### 3.5 Parâmetros de entrada para os modelos constitutivos do solo e do concreto

O modelo constitutivo (*Hardening Soil*) foi utilizado para representar o solo. Já para o concreto dos materiais, foi utilizado o modelo linear elástico, representado pela teoria da elasticidade linear, uma vez que a superestrutura não é o foco desta pesquisa. Assim, o modelo linear elástico assume uma relação constante entre a tensão e a deformação.

Tendo em vista que outros trabalhos já utilizaram o modelo constitutivo de *Mohr-Coulomb* (MC), tais como o de Pezo (2013), Freitas (2018) e Bittencourt (2018), e para justificar a utilização do HS como modelo representativo do solo, foi realizada uma comparação entre os dois modelos no PLAXIS 2D *Advanced* a fim de verificar qual dos modelos mais se aproxima da curva carga *versus* recalque apresentada na Figura 14.

Assim, para analisar a resposta de cada modelo constitutivo e comprovar que o modelo HS é o mais adequado, foram utilizados os parâmetros geotécnicos obtidos a partir das correlações dos 14 ensaios SPT realizados em campo em cada um dos 14 blocos residenciais.

Os dados iniciais para comparar as duas curvas com a de campo estão apresentados nos Quadros 5, 6 e 7. Os dados do concreto foram os mesmos para os dois modelos

Quadro 5 - Parâmetros de entrada adotados no Modelo *Mohr-Coulomb* no PLAXIS 2D.

Camada	Espes- sura (m)	$N_{SPT}$ (médio)	Peso espe- cífico - $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Ângulo de atrito $\Phi$ (°)	Coessão - c (kN/m <sup>2</sup> )	Módulo de de- formabilidade - E (kN/m <sup>2</sup> )	Coefficiente de <i>Poisson</i> - v	Ângulo de dilatância - $\psi$ (°)
1	0 13,99	6,35	17	26,30	2	13.340	0,20	0°
2	14 24,99	15,5 6	19	32,65	2	42.010	0,20	2,65
3	25 32	37,9 6	20	42,55	2	79.720	0,20	12,55

Fonte: O Autor (2021).

Os Quadros 6 e 7 mostram os parâmetros de entrada do solo e do concreto usados inicialmente para analisar a melhor discretização da malha a ser adotada.

Quadro 6 - Parâmetros de entrada adotados no Modelo *Hardening Soil* no PLAXIS 2D.

Parâmetro	Nome	Camada de solo 1	Camada de solo 2	Camada de solo 3	Unidade
Guia: <i>General</i>					
Modelo do solo	Modelo	<i>Hardening Soil</i>	<i>Hardening Soil</i>	<i>Hardening Soil</i>	-
Tipo de drenagem	Tipo	Drenado	Drenado	Drenado	-
Peso específico do solo acima do nível da água	$\gamma_{\text{unsat}}$	17	19	20	kN/m <sup>3</sup>
Peso específico do solo abaixo do nível da água	$\gamma_{\text{sat}}$	18,5	20,5	21,5	kN/m <sup>3</sup>
Índice de vazios inicial	$e_{\text{init}}$	0,5	0,5	0,5	-
Guia: <i>Parameters</i>					
Módulo de deformabilidade	$E_{50,\text{ref}}$	13.340	42.010	79.720	kN/m <sup>2</sup>
Módulo oedométrico de referência	$E_{\text{oed,ref}}$	14.822	46.678	80.000	kN/m <sup>2</sup>
Módulo de descarregamento e recarregamento	$E_{\text{ur,ref}}$	40.020	126.030	239.160	kN/m <sup>2</sup>
Potência para rigidez dependente do nível de tensão	$m$	0,5	0,5	0,5	-
Resistência última	$R_f$	1,0	1,0	1,0	-
Coefficiente de <i>Poisson</i>	$\nu$	0,2	0,2	0,2	-
Coesão	$c$	2	2	2	kN/m <sup>2</sup>
Ângulo de atrito	$\Phi$	26,3	32,65	42,55	Graus (°)
Ângulo de dilatância	$\psi$	0	2,65	12,55	Graus (°)
Guia: <i>Interfaces</i>					
Fator de redução da resistência	$R_{\text{inter}}$	Manual	Manual	Manual	-
		0,9 = areia	0,9 = areia	0,9 = areia	
Guia: <i>Initial Condition</i>					
Coefficiente de empuxo no repouso	$K_0$	0,5569	0,4605	0,3238	-

Fonte: O Autor (2021).

Quadro 7 - Parâmetros de entrada adotados para o concreto nos dois modelos.

Parâmetro	Nome	Concreto	Unidade
Guia: <i>General</i>			
Modelo do material	Modelo	Linear Elástico	-
Tipo de drenagem	Tipo	Não-poroso	-
Peso específico acima do nível da água	-	25	kN/m <sup>3</sup>
Peso específico abaixo do nível da água	-	25	kN/m <sup>3</sup>
Guia: <i>Parameters</i>			
Módulo de <i>Young</i>	E'	35x10 <sup>6</sup>	kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente de <i>Poisson</i>	$\nu$	0,2	kN/m <sup>2</sup>

Fonte: O Autor (2021).

O modelo de *Hardening Soil (HS)* possui os mesmos parâmetros de resistência do modelo de *Mohr-Coulomb (MC)*, tais como ângulo de atrito, coesão e ângulo de dilatância; entretanto, aquele se diferencia deste por considerar a variação da rigidez do solo com a tensão de confinamento, além de considerar as deformações plásticas que ocorrem na fase de cisalhamento (ELEUTÉRIO, 2013). Por isso, algumas variáveis são acrescentadas.

O gráfico comparando o melhor modelo constitutivo para o solo está apresentado no tópico 4.3 do capítulo Resultados.

O modelo constitutivo para os materiais da estaca foi o linear elástico (concreto e aço). Este modelo presume uma relação constante entre tensão e deformação.

### 3.6 Utilização do modelo bidimensional e definição da geometria da malha no *software*

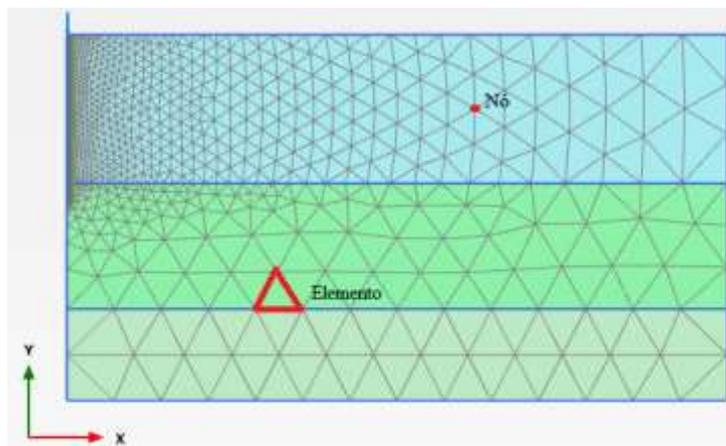
O objetivo de uma análise numérica em projetos de fundação é, basicamente, aumentar a capacidade de carga e reduzir os recalques do sistema estrutural. Para analisar uma fundação do tipo radier estaqueado, os programas de elementos finitos, como o PLAXIS 2D, podem fornecer uma série de dados para projetos e análises. Além disso, a escolha por um modelo bidimensional leva a uma considerável economia de tempo despendido nas análises sem comprometer os resultados desejados.

Para o modelo bidimensional no PLAXIS 2D, foi considerada a representação no estado axissimétrico para modelar uma estaca; já para modelar o radier estaqueado, foi utilizado o estado plano de deformação.

Assim, é definida uma geometria no plano x-y e, em seguida, uma malha de elementos

finitos é apresentada, podendo ser refinada o mais próximo possível dos locais que se deseja obter maior precisão. Na Figura 7, são apresentados os nós que conectam cada um dos elementos finitos vizinhos.

Figura 7 - Termos utilizados na malha do Método dos Elementos Finitos.

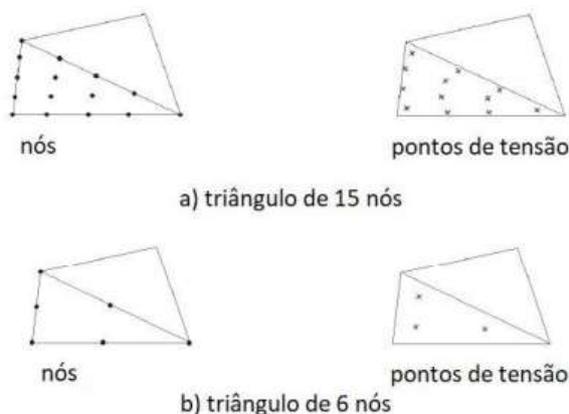


Fonte: O Autor (2021).

O PLAXIS 2D possibilita a utilização de elementos triangulares com 6 ou 15 nós para modelar as camadas do solo (Figura 8). O triângulo de 6 nós gera uma função de interpolação de segunda ordem para os deslocamentos, e a integração numérica envolve três pontos de Gauss; já o triângulo de 15 nós fornece uma interpolação de quarta ordem para os deslocamentos, e a integração numérica envolve doze pontos de Gauss.

Embora implique em mais tempo para produzir os resultados, foi adotada a malha com elementos triangulares de 15 nós pelo fato de ser mais precisa.

Figura 8 - Elementos triangulares de 6 e 15 nós.



Fonte: PLAXIS (2021c).

Após estabelecer a utilização de 15 nós para o modelo, foi necessário selecionar o tipo

da malha; o programa fornece 5 tipos: muito grossa, grossa, média, fina e muito fina (PLAXIS, 2021c). No entanto, foram adotadas mais 5 malhas para melhorar a demonstração das análises e verificar qual a tendência dos deslocamentos. Estas cinco malhas foram denominadas “muito grossa +”, “muito fina +”, “muito fina ++”, “muito fina +++” e “muito fina ++++”. Na Tabela 8, é mostrado o número de elementos e nós para cada tipo de malha utilizando os parâmetros de ajuste da curva que são padrão no PLAXIS,  $R_f=0,9$  e  $m=0,5$  para todas as camadas do solo.  $R_f$  trunca a relação hiperbólica para ajustar da curva; enquanto  $m$  é um parâmetro de rigidez para cada camada do solo.

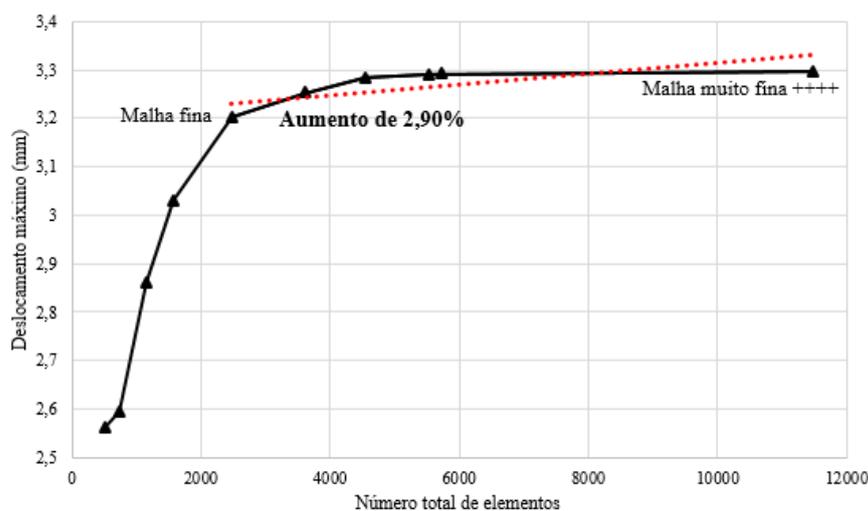
Tabela 8 - Tipo de malha, número de elementos e nós no PLAXIS 2D.

Tipo de malha	Número de elementos	Número de nós
Muito grossa	518	4461
Muito grossa +	735	6219
Grossa	1154	9697
Média	1576	13153
Fina	2477	20419
Muito fina	3608	29521
Muito fina +	4534	36977
Muito fina ++	5530	44953
Muito fina +++	5730	46581
Muito fina ++++	11465	92655

Fonte: O Autor (2021).

No Gráfico 9, é mostrado a relação de variação dos deslocamentos máximos (mm) com o refinamento da malha para a carga máxima aplicada no carregamento do ensaio de prova de carga estática. Foi realizada uma leitura do deslocamento do solo em volta da estaca para a carga de 700 kN.

Foi observada uma diferença de 2,90% de aumento da malha “fina” para a malha “muito fina ++++”, o que é possível afirmar que o aumento do número de elementos e nós não provoca grandes diferenças no resultado a partir da malha fina.

Gráfico 9 - Deslocamento máximo *versus* número de elementos.

Fonte: O Autor (2021).

Percebe-se, na assíntota do gráfico, que há uma tendência de convergência dos deslocamentos máximos e os arranjos da malha oferecem resultados muito aproximados. Logo, como houve pequenas variações nos resultados entre as malhas fina e muito fina, gerando resultados razoavelmente bons para a primeira, e devido ao menor custo computacional durante as simulações, as simulações das análises paramétricas foram executadas utilizando a malha fina.

### 3.7 Parâmetros para ajuste da curva carga *versus* recalque da PCE

No programa numérico PLAXIS 2D *Advanced*, é possível simular ensaios de laboratório por meio da ferramenta *Soil Test*, como os ensaios triaxial cíclico e cisalhamento simples cíclico. Isso possibilita obter parâmetros que simulem o comportamento do material no programa parecido com os ensaios de campo e laboratório.

Para criar o melhor modelo que servirá de base para as análises paramétricas, foram escolhidos 3 parâmetros de resistência última ( $R_f$ ) para ajustar a curva carga-recalque. A partir disso, foram realizadas diversas simulações do  $R_f$  selecionado alterando o parâmetro de rigidez  $m$  (*power*) de cada camada do solo com o objetivo de obter uma curva carga *versus* recalque no programa numérico o mais próximo possível da curva instrumentada em campo.

O coeficiente  $R_f$  é usado para truncar a relação hiperbólica para um melhor ajuste da curva. De acordo com os trabalhos de Byrne, Cheung e Yan (1987) e Duncan *et al.* (1980), ele deve variar entre 0,5 e 0,98. O manual de modelos de materiais do PLAXIS cita que este valor deve ser menor ou igual a 1, e que 0,9 é o valor padrão do programa (PLAXIS, 2021b). Após a conclusão das análises de  $R_f$  e  $m$ , e de modo a realizar as análises paramétricas do estudo, chegou-se aos parâmetros descritos no Quadro 8.

Quadro 8 - Parâmetros definidos para análises paramétricas do radier estaqueado PLAXIS 2D.

Parâmetro	Nome	Camada de solo 1	Camada de solo 2	Camada de solo 3	Unidade
<i>Guia: General</i>					
Modelo do solo	Modelo	<i>Hardening Soil</i>	<i>Hardening Soil</i>	<i>Hardening Soil</i>	-
Tipo de drenagem	Tipo	Drenado	Drenado	Drenado	-
Peso específico do solo acima do nível da água	$\gamma_{unsat}$	17	19	20	kN/m <sup>3</sup>
Peso específico do solo abaixo do nível da água	$\gamma_{sat}$	18,5	20,5	21,5	kN/m <sup>3</sup>
Índice de vazios inicial	$e_{init}$	0,5	0,5	0,5	-
<i>Guia: Parameters</i>					
Módulo de deformabilidade	$E_{50,ref}$	20.000	50.000	90.000	kN/m <sup>2</sup>
Módulo oedométrico de referência	$E_{oed,ref}$	14.822	46.678	80.000	kN/m <sup>2</sup>
Módulo de descarregamento e recarregamento	$E_{ur,ref}$	240.000	250.000	270.000	kN/m <sup>2</sup>
Potência para rigidez dependente do nível de tensão	m	0,6	0,3	0,3	-
Resistência última	$R_f$	0,9	0,9	0,9	-
Coefficiente de <i>Poisson</i>	$\nu$	0,2	0,2	0,2	-
Coesão	c	2	2	2	kN/m <sup>2</sup>
Ângulo de atrito	$\Phi$	26,3	32,65	42,55	Graus (°)
Ângulo de dilatância	$\psi$	0	2,65	12,55	Graus (°)
<i>Guia: Interfaces</i>					
Fator de redução da resistência	$R_{inter}$	Manual	Manual	Manual	-
		0,9 = areia	0,9 = areia	0,9 = areia	
<i>Guia: Initial Condition</i>					
Coefficiente de empuxo no repouso	$K_0$	0,5569	0,4605	0,3238	-

Fonte: O Autor (2021).

Os parâmetros  $\gamma_{unsat}$ ,  $\gamma_{sat}$ ,  $e_{init}$ ,  $R_f$ ,  $\nu$ , c,  $\Phi$ ,  $\psi$ ,  $R_{inter}$  e  $K_0$ , assim como os relacionados às características do concreto da estaca, utilizados para calibrar o modelo estaca-solo foram mantidos conforme Quadros 6 e 7 do tópico 3.5.

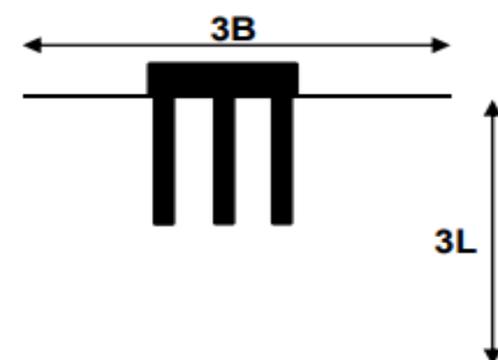
### 3.8 Condições de contorno do radier estaqueado

As condições de contorno em relação à modelagem da geometria do radier estaqueado foram utilizadas as recomendações de Sosa (2010 apud PEZO, 2013), conforme a Figura 9:

- i. as dimensões horizontais devem ser no mínimo três vezes maior que a largura do radier;
- ii. a profundidade deve ser no mínimo três vezes o comprimento da estaca.

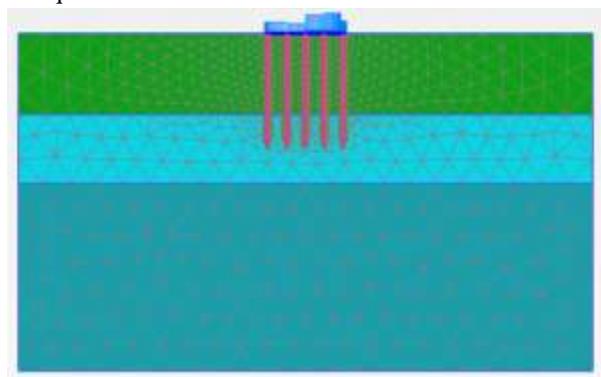
Com isso, é possível analisar se, a partir da definição da geometria do radier, o bulbo de tensões do solo será afetado na análise (Figura 10).

Figura 9 - Limites das condições de contorno do modelo em radier estaqueado.



Fonte: Sosa (2010).

Figura 10 - Modelo das condições de contorno do radier estaqueado no PLAXIS 2D.



Fonte: O Autor (2021).

### 3.9 Modelagem do radier estaqueado no PLAXIS 2D

Após definir os parâmetros geotécnicos e característicos do concreto da estaca (Quadros 8 e 9), obtendo um bom comportamento da curva carga *versus* recalque em relação à de campo, deu-se início à modelagem do sistema radier-estaca.

O sistema de fundação em radier estaqueado foi modelado numericamente no estado plano de deformação no *software* PLAXIS 2D *Advanced*. O objetivo da modelagem é analisar um projeto que teve como solução fundação em radier estaqueado.

Assim, o problema no estado de deformação plana no PLAXIS 2D seguiu as seguintes etapas:

- *Soil*: os parâmetros (Quadro 9) das três camadas do solo foram inseridos no menu *Soil and Interfaces*, assim como os dados das estacas e do radier no *Plates*;
- *Structures*: modelagem da estratigrafia do terreno, do radier, das estacas e das cargas das paredes de concreto e suas respectivas características;

- *Mesh*: utilizada a “malha fina” como indicado no tópico 3.6;
- *Staged constructions*: definição da fase inicial (fase padrão do PLAXIS e não pode ser deletada), fase 1 (geometria do terreno, do radier e das estacas, interfaces das estacas e do radier, propriedades do solo e as condições do modelo constitutivo) e fase 2 (além dos definidos na fase 1, foi acrescentada as cargas das paredes de concreto);
- *Calculations*: realiza os cálculos dos elementos finitos do sistema em radier estaqueado para verificar os deslocamentos da estrutura.

Os parâmetros geotécnicos de entrada no *Soil and Interfaces* já foram apresentados anteriormente (Quadro 9). Além disso, torna-se necessário inserir as características dos elementos estruturais no *Plates*. Para isso, é preciso determinar os parâmetros de rigidez ( $EA$ ,  $EI$  e  $d_{eq}$ ) e geral ( $d_{eq}$  e  $w$ ) por meio das equações a seguir.

$$EA_1 = E \cdot h \cdot b \quad \text{Equação 45}$$

Em que:  $E$  é o módulo de elasticidade do concreto do radier, em  $\text{kN/m}^2$ , em que  $E = E_{cs} = 0,85 \cdot E_{ci}$  e  $E_{ci} = 5600 \cdot f_{ck}^{1/2}$ , sendo o  $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$ ,  $h$  é a altura do radier e  $b = 1 \text{ m}$ , uma vez que  $EA$  é medido em  $\text{kN/m}$ . Já para as estacas,  $E = 35 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$  e  $h \cdot b$  é a área da seção da estaca descontada da área vazada.

$$EI_1 = E \cdot I_b \quad \text{Equação 46}$$

Em que:  $I_b$  é o momento de inércia de cada elemento estrutural, em  $\text{m}^4$ .  $EI_1$  é medido em  $\text{kN} \cdot \text{m}^2$  a cada metro,  $\text{kN} \cdot \text{m}^2/\text{m}$ .

$$d_{eq} = \sqrt{12 \cdot \frac{EI_1}{EA_1}} \quad \text{Equação 47}$$

Em que:  $d_{eq}$  é a espessura equivalente de cada elemento medida em metros.

$$w = \frac{\gamma \cdot (1 \cdot d')}{L_{spacing}} \quad \text{Equação 48}$$

Em que:  $w$  representa o peso do material da placa por unidade de comprimento por unidade de largura na direção fora do plano, dado em  $\text{kN/m/m}$ ;  $d'$ , para o radier é sua altura  $h$  e para as estacas é o lado, em metro; e  $L_{spacing}$  para o radier é  $1 \text{ m}$  e para as estacas é o espaço entre uma estaca e outra.

O radier, por ser estrutura delgada, foi modelado como elemento de placa (*plate element*). Esses elementos são usados para simular a influência de paredes ou placas no modelo. Como o modelo adotado é o estado de deformação plana (*plane strain*), em uma modelagem bidimensional, o *plate* se estende à direção fora do plano, apresentando dois graus de liberdade de translação ( $u_x$ ,  $u_y$ ) e um grau de liberdade de rotação ( $\phi_z$ ). Para isso, é necessário adicionar

interfaces negativas para o radier. Essas interfaces permitem uma modelagem adequada da interação solo-estrutura (PLAXIS, 2021c).

Como é difícil modelar estacas de um caso real em modelo de deformação plana (*plan strain*) bidimensional, no PLAXIS 2D há um recurso denominado “*embedded beam row*”, que é uma abordagem simplificada para demonstrar faixas de estacas direcionadas para fora do plano em modelo de deformação plana bidimensional (PLAXIS, 2021c). Análises anteriores, comparando modelos 3D e 2D, indicam que esse recurso é capaz de representar o comportamento da estaca em um modelo 2D melhor do que as âncoras nó a nó (*node-to-node anchors*) ou placas (*plates*) (PLAXIS, 2012).

Para levar em consideração a resistência lateral da estaca, os elementos de interface ao longo do eixo e perpendiculares ao plano do modelo plano são conectados por molas. Essas molas simulam a resistência lateral nas direções longitudinal e transversal entre a estaca e o solo circundante (PLAXIS, 2021c). No PLAXIS 2D, os parâmetros para essa resistência são o  $T_{skin,start,max}$  e  $T_{skin,end,max}$ , que são as resistências laterais no topo e na profundidade de assentamento da estaca, respectivamente. Outro parâmetro de entrada é o  $F_{max}$ , que é a resistência de ponta do elemento. Os três parâmetros podem ser obtidos por métodos semi-empíricos de capacidade de carga.

### 3.10 Modelagem das cargas do radier estaqueado

Para modelar os componentes estruturais, como o radier e as estacas, o modelo constitutivo linear elástico foi adotado.

Na análise do recalque do sistema radier estaqueado, foram utilizadas as capacidades de carga encontradas no método de Décourt-Quaresma (1978) para cada metro de profundidade.

O elemento *plate* foi usado para modelar o radier. Esse elemento é usado para modelar estruturas assentadas no solo com uma rigidez significativa que não permite a plastificação, apenas comportamento elástico linear. Para a modelagem das cargas provenientes das paredes sobre o radier, os parâmetros de entrada utilizados foram provenientes dos cálculos de  $EA_1$ ,  $EI_1$  e  $w$ , e as cargas foram inseridas em kN/m conforme projeto. A fundação em radier estaqueado recebe as cargas dos blocos residenciais através de cargas linearmente distribuídas, que variaram de 43,5 a 90,5 kN/m, uma vez que a superestrutura foi executada em paredes de concreto. A planta de carregamento é apresentada no Anexo B.

Como as estacas foram modeladas como “*embedded beam row*”, a interação que en-

volve o atrito lateral e a resistência de ponta da estaca são a resistência lateral no topo, resistência lateral na base de assentamento e a resistência na ponta da estaca ( $T_{skin,start,max}$ ,  $T_{skin,end,max}$  e  $F_{max}$ ), respectivamente. Como será demonstrado no capítulo dos resultados, o método de Décourt-Quaresma (1978) será o utilizado por ser mais conservador em relação ao de Aoki-Velloso (1975).

### 3.11 Capacidade de carga das estacas

Para verificar a capacidade de carga das estacas, os métodos tradicionais baseados no ensaio de sondagem à percussão foram utilizados: Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978). Os métodos consideram as características do perfil de sondagem, assim como do elemento de fundação. A carga admissível é determinada com a capacidade minorada aplicando-se fator de segurança igual a dois, recomendado pela NBR 6.122 (ABNT, 2019).

Para fins de cálculo da estaca pré-moldada de concreto, vazada, com dimensões de 26,5 cm, foi considerada um diâmetro de um círculo para a mesma área de lados quadrados, considerando a estaca com seção maciça.

O perfil estratigráfico, adotado para prever a capacidade de carga das estacas do campo de teste de fundações, é apresentado no Apêndice E.

### 3.12 Estimativa do recalque pelos métodos analíticos e de interpretação da curva carga *versus* recalque

A partir da carga admissível especificada no projeto da obra e confirmada pelos métodos semiempíricos do tópico anterior, os recalques foram estimados considerando as metodologias de Poulos & Davis (1980) e Poulos (1998). Dois métodos de interpretação da curva carga *versus* recalque foram utilizados para extrapolação: Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976), e NBR 6.122.

O recalque foi encontrado com base na carga admissível dos métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978). Além disso, o valor encontrado permitiu ser comparado com o recalque encontrado para a mesma carga admissível no ensaio da PCE.

Para encontrar o recalque ( $\delta$ ) correspondente à carga admissível ( $P_{adm}$ ) no ensaio de prova de carga estática, foi utilizada a Equação 49 proveniente da curva de campo (Gráfico 8) entre dois intervalos consecutivos (500 e 600 kN).

$$\delta = 0,1078 \cdot P_{adm} - 49,08$$

Equação 49

### 3.13 Otimização do projeto de fundação em radier estaqueado

Nesta etapa, foi realizada a otimização do projeto de fundação em radier estaqueado, no qual alguns dados foram variados de forma a reduzir os recalques máximos e diferenciais.

Inicialmente, foi verificada a influência que a redução ou o aumento da espessura do radier tem na uniformização dos recalques do sistema radier-estaca. Em seguida, a espessura do radier com o menor valor de recalque, na etapa anterior, foi utilizada para analisar a influência da variação do comprimento das estacas. Por fim, foi realizada variação do lado das estacas utilizando os valores das duas etapas anteriores.

Ao término da otimização, foi feita uma análise estatística com a finalidade de nortear os projetistas a respeito de qual dos três dados pode ser ajustado de forma a obter recalques aceitáveis, pois considerar esta análise torna os projetos mais econômicos e otimizados.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

São apresentados os resultados e as discussões acerca do tema tratado. Inicialmente, foram utilizados dois métodos semiempíricos de determinação da capacidade de carga a fim de verificar se a profundidade especificada para assentamento das estacas no projeto de fundação estaria coerente. Os resultados do método de Décourt-Quaresma (1978) foram utilizados na análise paramétrica para otimização do projeto utilizando o *software* numérico PLAXIS 2D, uma vez que foi a metodologia que mais se aproximou dos resultados da carga de trabalho do projeto.

Em seguida, os recalques foram estimados por métodos analíticos e métodos de interpretação da curva carga *versus* recalque, considerando a carga admissível encontrada no método semiempírico definido na etapa anterior. Os recalques foram comparados com o resultado do ensaio da prova de carga estática (PCE).

Uma vez definido o método de capacidade de carga e estimados os recalques, seguiram-se às análises por meio do PLAXIS 2D. Foram utilizados os parâmetros geotécnicos encontrados no Tópico 3.4 para definir, entre o *Mohr-Coulomb* e o *Hardening Soil*, qual o melhor modelo constitutivo do solo. Definido o melhor modelo, foram realizadas análises dos dados geotécnicos e numéricos para ajustar a curva carga *versus* recalque de forma que a curva numérica obtenha um comportamento parecido, ou o mais próximo possível, da curva obtida no ensaio da PCE. Finalmente, o sistema de fundação em radier estaqueado foi otimizado de forma a verificar os recalques máximo e diferencial a partir da variação da espessura do radier e do comprimento e do lado das estacas.

### 4.1 Análise da capacidade de carga da estaca ensaiada

Neste item, são apresentados os resultados das análises para obtenção da capacidade de carga da estaca que foi ensaiada.

O Quadro 9 apresenta os resultados da carga admissível da estaca ensaiada. Os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978) foram utilizados para analisar a carga de trabalho (490 kN) das estacas (Apêndice E).

No Quadro 9, a resistência lateral ( $Q_{LAT}$ ) é a carga transmitida ao solo pelo fuste da estaca; já a resistência de ponta ( $Q_{PON}$ ) é a carga transmitida pela base. A carga última ( $Q_{ULT}$ ) é a soma dessas duas parcelas. A carga admissível será resultante da soma das resistências lateral e de ponta divididas pelo fator de segurança global igual a 2.

Quadro 9 - Carga admissível para os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978).

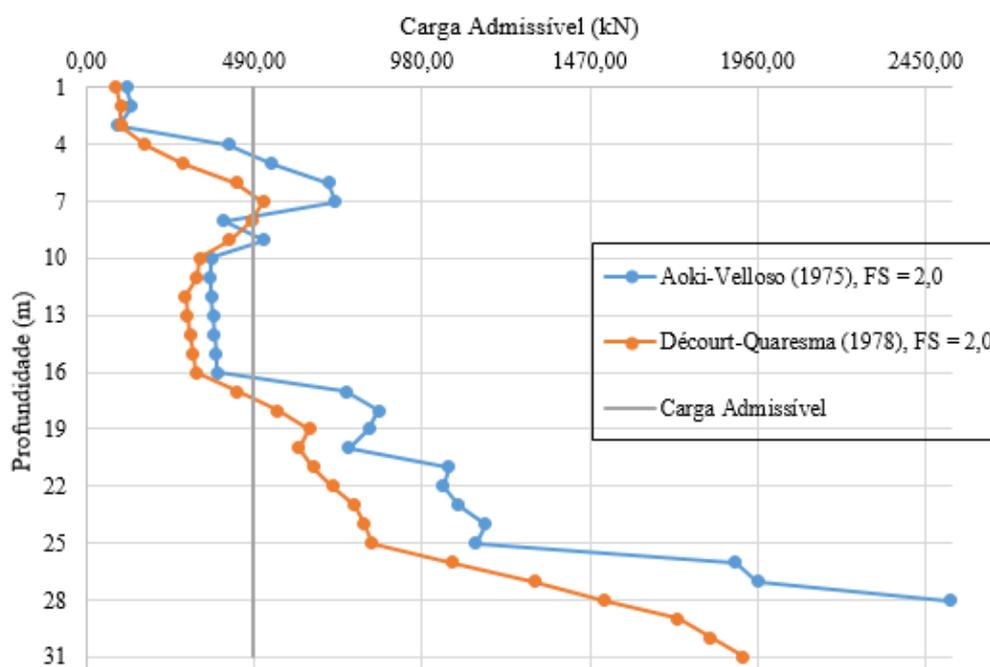
h (m)	Camada do solo	Aoki-Velloso (1975)			Décourt-Quaresma (1978)		
		$Q_{PON/2}$ (kN)	$\Sigma Q_{LAT/2}$ (kN)	$Q_{ULT/2}$ (kN)	$Q_{PON/2}$ (kN)	$Q_{LAT/2}$ (kN)	$Q_{ULT/2}$ (kN)
1	areia siltosa	104,73	13,96	118,69	72	14	86,00
2	areia siltosa	104,73	27,93	132,65	72	28	100,00
3	areia siltosa	52,36	41,89	94,25	60	42	102,00
4	areia siltosa	366,55	48,87	415,42	120	52	172,00
5	areia siltosa	445,09	97,75	542,84	198	86	284,00
6	areia siltosa	549,82	157,09	706,91	312	126	438,00
7	areia siltosa	497,45	230,40	727,85	342	174	516,00
8	areia siltosa	104,73	296,73	401,45	264	218	482,00
9	areia siltosa	209,45	310,69	520,15	186	232	418,00
10	areia siltosa	26,18	338,62	364,80	78	254	332,00
11	areia argilosa	19,64	342,55	362,18	60	262	322,00
12	areia argilosa	19,64	346,47	366,11	18	270	288,00
13	areia argilosa	19,64	350,40	370,04	18	278	296,00
14	areia argilosa	19,64	354,33	373,96	18	286	304,00
15	areia argilosa	19,64	358,25	377,89	18	294	312,00
16	areia argilosa	19,64	362,18	381,82	18	302	320,00
17	areia argilosa	392,73	366,11	758,84	132	310	442,00
18	areia	425,45	427,20	852,65	204	356	560,00
19	areia	360,00	466,91	826,91	264	388	652,00
20	areia siltosa	261,82	505,31	767,13	204	416	620,00
21	areia	523,64	535,85	1059,49	222	442	664,00
22	areia	458,18	584,73	1042,91	240	480	720,00
23	areia	458,18	627,49	1085,67	270	514	784,00
24	areia	490,91	673,31	1164,22	261	550	811,00
25	areia	425,45	713,02	1138,47	252	582	834,00
26	areia	1080,00	813,82	1893,82	414	654	1068,00
27	areia	1047,27	911,56	1958,84	585	724	1309,00
28	areia	1472,73	1049,02	2521,75	693	820	1513,00
29	areia	1472,73	1186,47	2659,20	810	916	1726,00
30	areia	1472,73	1323,93	2796,65	810	1012	1822,00
31	areia	1472,73	1461,38	2934,11	810	1108	1918,00

Fonte: O Autor (2021).

No Gráfico 10, é mostrada a carga admissível mobilizada em função da profundidade para os dois métodos considerando o fator de segurança igual a 2,0. A carga admissível foi definida em projeto.

O projeto prevê que, para o Bloco 13, as estacas sejam assentadas a 18 m de profundidade. Verifica-se no Quadro 9 que a resistência mobilizada a 18 m de profundidade é de 852,65 kN para o método de Aoki-Velloso (1975), sendo 49,9% da carga atribuída à resistência de ponta e 50,1% para a resistência lateral. Já para o método de Décourt-Quaresma (1978), a resistência total mobilizada é 560 kN, o que representa 36,78% para a resistência de ponta e 63,22% a parcela da resistência lateral.

Gráfico 10 - Carga admissível mobilizada em função da profundidade.



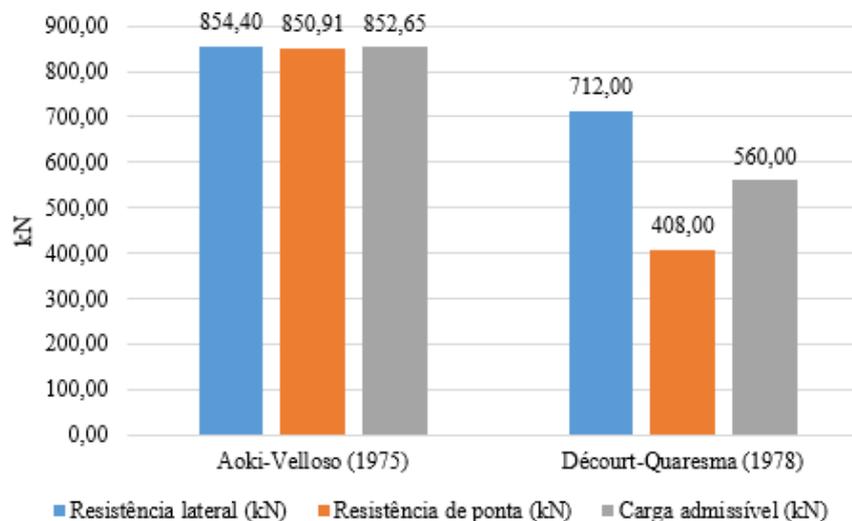
Fonte: O Autor (2021).

Percebe-se que o comportamento das cargas admissíveis se assemelha bastante nos dois métodos, principalmente nas profundidades em que foram encontradas areias argilosas. De modo geral, o método de Décourt-Quaresma (1978) apresentou ser o mais conservador. Ou seja, os valores encontrados para a carga admissível ficaram mais próximos do valor encontrado na PCE, e, portanto, o fator de segurança global foi menor quando comparado a Aoki-Velloso (1975).

As resistências máximas obtidas, assim como a carga admissível para os dois métodos foram distribuídas em um gráfico de barra observar a diferença entre cada parcela. No Gráfico 11, é mostrado que a carga admissível se assemelha às resistências lateral e de ponta para o método de Aoki-Velloso (1975), configurando que a estaca mobiliza toda a sua resistência por

atrito e pela ponta. Já para o método de Décourt-Quaresma (1978), nota-se que maior parte da sua resistência é mobilizada pela lateral, o que leva a concluir que a ponta é menos solicitada.

Gráfico 11 - Resistência máxima para os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978).



Fonte: O Autor (2021).

Portanto, levando em consideração um fator de segurança igual a 2 para a carga de trabalho das estacas do Bloco 13, as estacas poderiam ser assentadas na cota de 18 m sugerida pelo projetista. Logo, os dados de resistências lateral e de ponta, obtidas no método de Décourt-Quaresma (1978), foram utilizados como dados de entrada para modelagem da estaca na otimização do radier estaqueado.

Portando, os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978) foram utilizados para encontrar a carga admissível da estaca. Utilizando um coeficiente de segurança igual a 2, verificou-se que o comprimento de 18 m, indicado no projeto de fundação em radier estaqueado, foi coerente para os resultados obtidos pelos dois métodos. No entanto, entre os dois métodos, o que mais se aproximou da carga admissível foi o de Décourt-Quaresma (1978), mesmo apresentando uma pequena diferença em relação ao projeto. Isso pode ser justificado pelo fato de os projetistas terem adotado dados de cálculo diferentes dos utilizados nesta pesquisa.

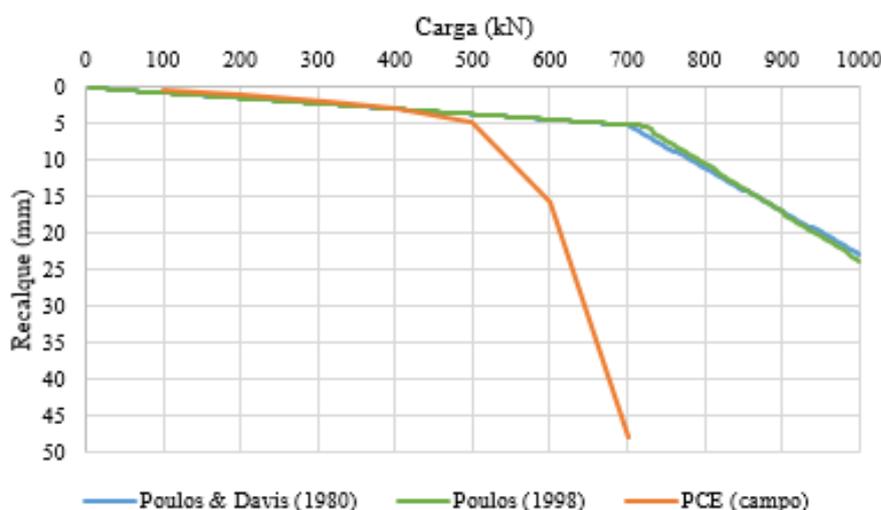
#### 4.2 Estimativa dos recalques por métodos analíticos e por extrapolação da curva carga versus recalque

Para obter bons resultados na estimativa do comportamento de fundações estaqueadas, os métodos de Poulos & Davis (1980) e Poulos (1998) podem fornecer resultados satisfatórios quando alimentados com parâmetros provenientes de ensaios de campo e de laboratório.

Para a estaca ensaiada, foram realizadas estimativas da curva carga *versus* recalque com o objetivo de comparar os resultados obtidos por métodos analíticos com prova de carga estática experimental. Com isso, é possível verificar a precisão de cada método.

No Gráfico 12, são apresentados dois métodos utilizados para comparar com o resultado da prova de carga estática realizada em campo. A tabela com os valores dos recalques para cada carregamento é apresentada no Apêndice F.

Gráfico 12 - Curvas carga *versus* recalque – comparação dos dois métodos analíticos com a PCE.



Fonte: O Autor (2021).

O uso dos dois métodos para comparar com o resultado da PCE de campo alcança uma grande quantidade de dados de entrada; no entanto, a precisão de cada método influencia no resultado final.

Como, no ensaio da PCE, pode ter ocorrido a ruptura do solo de fundação no 7º estágio de carregamento (700 kN), a análise por meio dos métodos analíticos foi realizada até a carga de 1.000 kN (equivalente a pelo menos duas vezes a carga de trabalho de 490 kN).

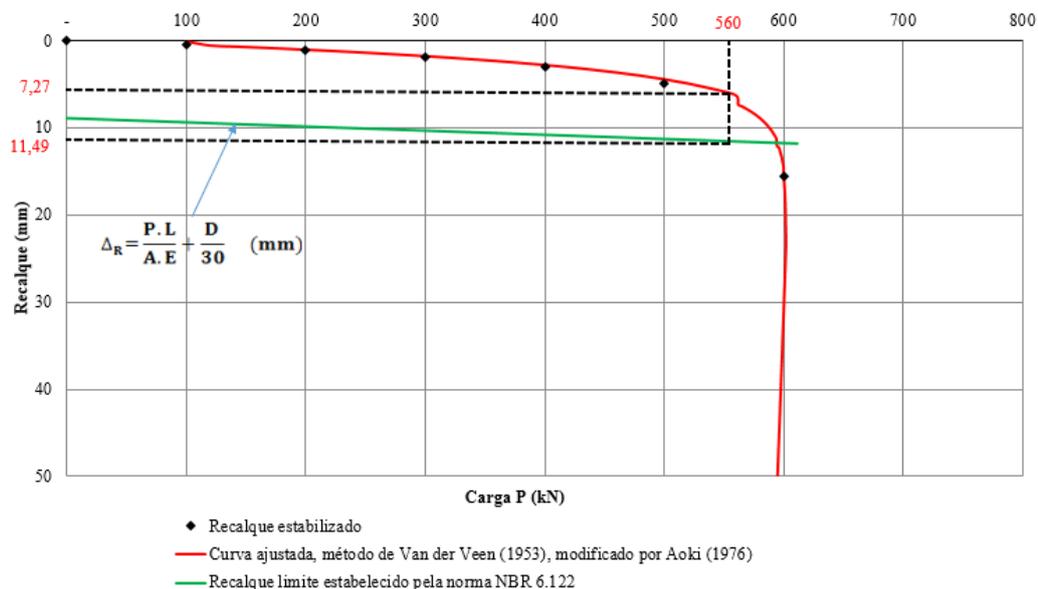
A curva gerada pelo método de Poulos & Davis (1980) apresentou um comportamento menos rígido (maiores recalques) quando comparado ao método de Poulos (1998). Este utiliza a rigidez do radier estaqueado, enquanto aquele leva em consideração que, o recalque antes da carga atuante ultrapassar a carga última, é a relação entre o recalque de uma estaca sob carga unitária e RG, que é a relação entre o recalque médio da fundação e o recalque de uma estaca.

Portanto, como o ensaio de prova de carga estática não chegou ao valor máximo da carga de ensaio (1.000 kN), como previsto, foi levado em consideração os recalques obtidos por meio das metodologias de Poulos & Davis (1980) e Poulos (1998).

Para a extrapolação da curva carga *versus* recalque, foram utilizados os métodos de Van

der Veen (1953), modificado por Aoki (1976), e o método da NBR 6.122. Os resultados da extrapolação são mostrados no Gráfico 13.

Gráfico 13 - Extrapolação da curva carga *versus* recalque.



Fonte: O Autor (2021).

O Quadro 10 apresenta a comparação dos recalques encontrados para os métodos analíticos, métodos de extrapolação da curva carga *versus* recalque, bem como o recalque na PCE para a carga admissível do método de capacidade de carga.

Quadro 10 - Recalques calculados para as cargas admissíveis.

Método de capacidade de carga	Carga admissível (kN)	Recalque (mm)				
		Poulos & Davis (1980)	Poulos (1998)	Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976)	NBR 6.122	PCE
Aoki-Velloso (1975)	852,65	14,134	13,949	-	-	-
Décourt-Quaresma (1978)	560	4,092	4,066	7,27	11,49	11,28

Fonte: O Autor (2021).

O Quadro 10 permite inferir que os valores de recalque para os dois métodos analíticos foram muito próximos entre si para a carga admissível do método de Décourt-Quaresma (1978). Isso ocorreu principalmente porque a carga de trabalho usada na PCE foi muito próxima da carga admissível usada no método. Quando realizada a extrapolação da curva carga *versus* recalque para a carga admissível encontrada no método, o método de extrapolação proposto por

Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976), ficou mais próximo dos métodos analíticos. Em contrapartida, a extrapolação realizada por meio do método da norma brasileira, NBR 6.122, apresentou um valor de recalque muito próximo ao obtido na interpolação da curva carga *versus* recalque de campo utilizando a Equação 49.

Os resultados de recalque pelo método de Aoki-Velloso (1975) corroboram com valores mais altos pelo fato de a carga admissível ter sido mais alta. Dessa forma, esta é mais uma justificativa pela qual este método não será utilizado nas análises numéricas do PLAXIS 2D uma vez que os valores de recalque deram mais elevados, além de que o valor de 852,65 kN sequer foi atingido no ensaio da PCE.

Portanto, foram utilizados dois métodos analíticos para estimar o recalque do radier estaqueado: Poulos e Davis (1980) e Poulos (1998). Os recalques estimados foram muito próximos entre si para a carga admissível do método de Décourt-Quaresma (1978). Isso ocorreu principalmente porque a carga de trabalho usada na PCE foi muito próxima da carga admissível usada no método.

Quando realizada a extrapolação da curva carga *versus* recalque para a carga admissível encontrada no método de Décourt-Quaresma (1978), o método de extrapolação proposto por Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976), ficou mais próximo dos métodos analíticos. Em contrapartida, a extrapolação realizada por meio do método da norma brasileira, NBR 6.122, apresentou um valor de recalque muito próximo ao obtido na interpolação da curva carga *versus* recalque de campo.

A diferença dos recalques estimados para as cargas admissíveis nos métodos analíticos, bem como na extrapolação da curva carga *versus* recalque, pode ser explicada pela imprecisão dos métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978), uma vez que estes métodos apresentam uma estimativa baseada em dados que variam de acordo com a heterogeneidade do solo, podendo resultar em valores superiores, inferiores ou próximos ao valor encontrado no ensaio de PCE.

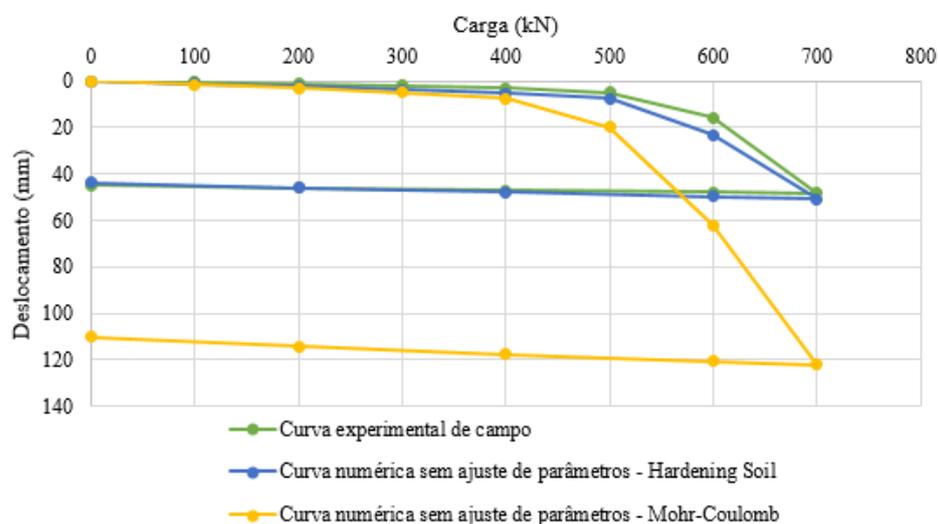
### **4.3 Definição do modelo constitutivo do solo: *Hardening Soil***

As duas curvas carga *versus* recalque, geradas pelos modelos constitutivos do solo *Hardening Soil (HS)* e *Mohr-Coulomb (MC)*, foram comparadas com a curva da prova de carga estática (instrumentação).

Utilizando os mesmos parâmetros geotécnicos de entrada, com o acréscimo dos parâmetros  $E_{50,ref}$ ,  $E_{oed,ref}$  e  $E_{ur,ref}$  que o modelo HS exige no PLAXIS 2D, no Gráfico 14 são

mostradas as curvas dos dois modelos comparados à curva da prova de carga estática realizada no campo. No Apêndice G são apresentados os valores dos deslocamentos para cada carga aplicada em cada modelo constitutivo.

Gráfico 14 - Curvas carga *versus* recalque nos Modelos de *Mohr-Coulomb* e *Hardening Soil*.



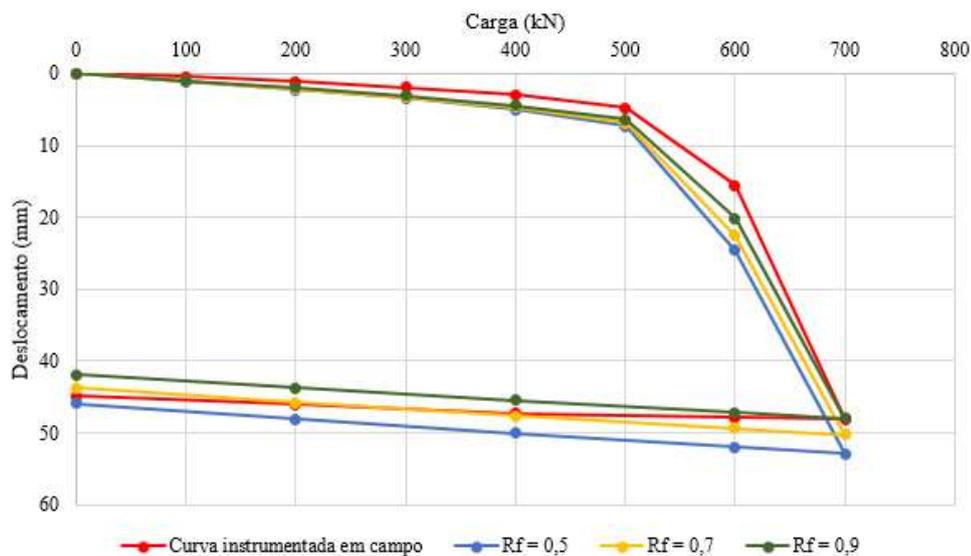
Fonte: O Autor (2021).

Basicamente, a rigidez do solo durante o carregamento e o descarregamento é a principal diferença entre os dois modelos. A curva numérica utilizando o modelo HS apresentou rigidez levemente inferior à curva de campo. No entanto, nas duas últimas cargas de descarregamento, os valores da curva de campo passam a ser inferiores à do modelo HS. Já em relação ao modelo MC, a curva de campo possui rigidez muito maior tanto na fase de carregamento quanto na de descarregamento.

Portanto, as análises dos próximos tópicos serão realizadas utilizando o modelo *Hardening Soil*, que é o que melhor se ajustou à presente pesquisa.

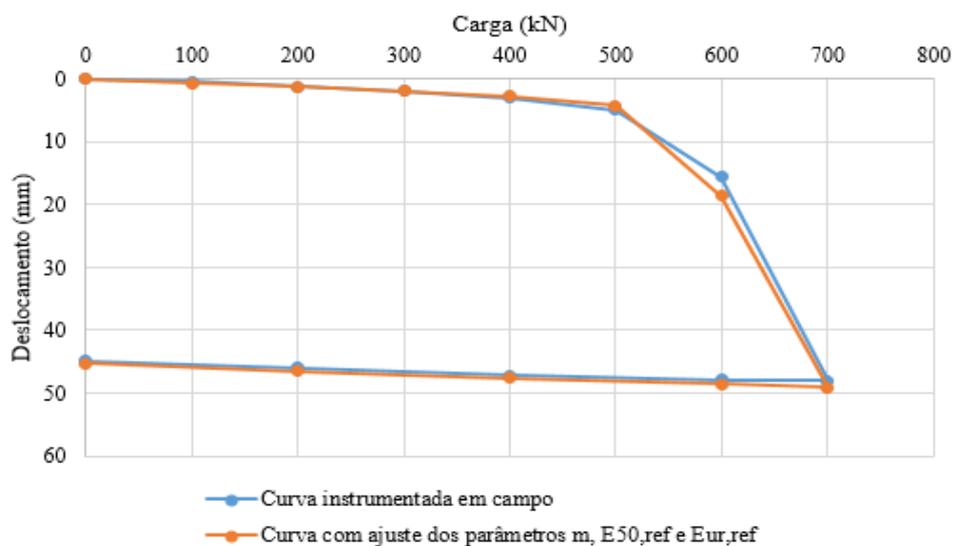
#### 4.4 Análises dos parâmetros geotécnicos a partir do ajuste da curva carga *versus* recalque

O parâmetro de resistência última ( $R_f$ ) foi obtido a partir de 3 análises e definido aquele que melhor se aproximou da curva carga *versus* recalque de campo, como mostra a Gráfico 15. Verifica-se que o coeficiente que melhor se ajustou à curva instrumentada foi o  $R_f$  igual a 0,9. O detalhe de cada deslocamento para cada valor de  $R_f$  é mostrando no Apêndice H.

Gráfico15 - Definição do parâmetro  $R_f$ .

Fonte: O Autor (2021).

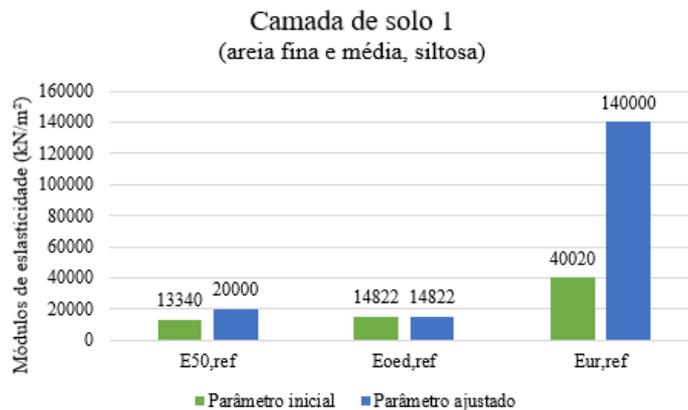
Em relação ao  $m$  (*power*), que é um parâmetro que associa a dependência entre a rigidez e o nível de tensão, as simulações foram realizadas alterando os parâmetros  $E_{50,ref}$  e  $E_{ur,ref}$  para que o material, de cada uma das três camadas do solo, possa ter um comportamento em profundidade semelhante ao comportamento de campo (Gráfico 16). O detalhe de cada deslocamento para cada valor de  $m$ ,  $E_{50,ref}$  e  $E_{ur,ref}$  é mostrando no Apêndice I.

Gráfico 16 - Definição dos parâmetros  $m$ ,  $E_{50,ref}$  e  $E_{ur,ref}$ .

Fonte: O Autor (2021).

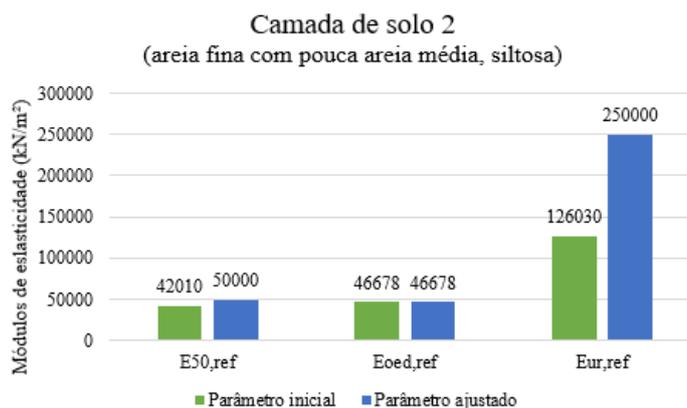
Nos Gráficos 17, 18 e 19, são mostradas as variações dos parâmetros de rigidez ajustados em relação aos que foram determinados inicialmente.

Gráfico 17 - Variação dos parâmetros de rigidez para a 1ª camada de solo.



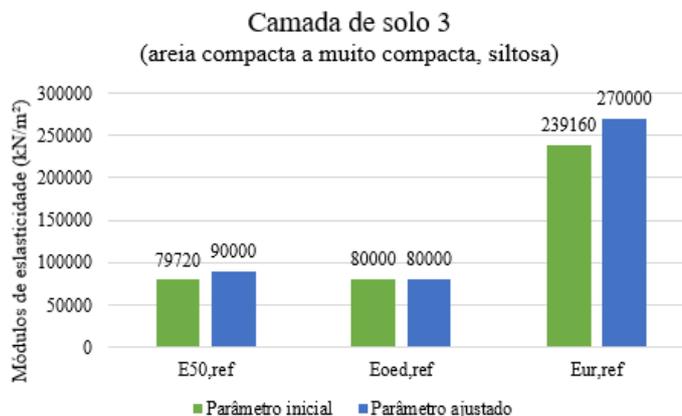
Fonte: O Autor (2021).

Gráfico 18 - Variação dos parâmetros de rigidez para a 2ª camada de solo.



Fonte: O Autor (2021).

Gráfico 19 - Variação dos parâmetros de rigidez para a 3ª camada de solo.



Fonte: O Autor (2021).

Analisando a variação dos parâmetros de deformabilidade apresentados nos Gráficos 17, 18 e 19, entende-se que o único parâmetro que não precisou ser alterado foi o módulo oedométrico de referência ( $E_{eod,ref}$ ). Observou-se que o módulo de deformabilidade de referência ( $E_{50,ref}$ ) teve um aumento de quase 50%, o que equivalente a 1,5 vez maior que o inicial, na camada de solo 1. O aumento na camada 2 foi de 19,02% e de 12,90% na camada 3; já o módulo de descarregamento e recarregamento ( $E_{ur,ref}$ ), muito importante no ajuste da curva de descarregamento, foi 3,5 vezes maior que o parâmetro adotado inicialmente na camada 1. Já para as camadas 2 e 3, o aumento foi de quase 2 vezes e pouco mais de 1 vez, respectivamente.

A variação do módulo de elasticidade aumenta a rigidez do solo, uma vez que desenvolve uma maior resistência às deformações, o que já é previsto na literatura nacional e internacional.

A variação do módulo de descarregamento e recarregamento ( $E_{ur,ref}$ ) utilizado para cada uma das três camadas do solo foi maior que 3 vezes o  $E_{50,ref}$ , como recomendado pelo programa PLAXIS e pela literatura (SANTICHAIANANT, 2002).

Em relação aos parâmetros de ajuste da curva,  $R_f$  e  $m$  (*power*), percebeu-se que eles se comportam de maneiras diferentes. Enquanto a rigidez da curva é aumentada com o incremento de  $R_f$ , há uma redução do  $m$ .

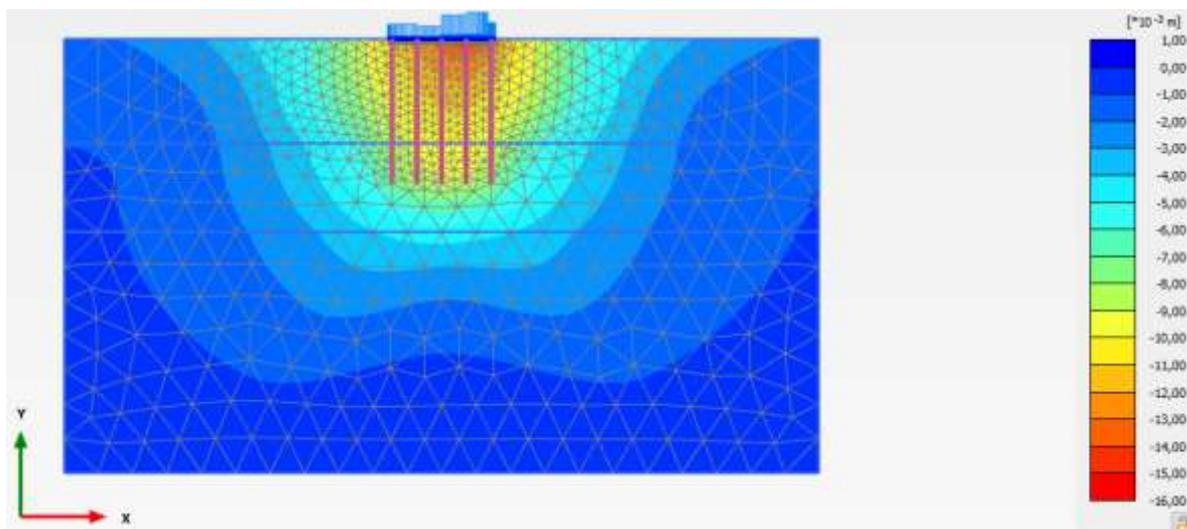
#### **4.5 Otimização do sistema em fundação em radier estaqueado para redução dos máximos e diferenciais**

Em relação ao recalque do solo, foram realizadas análises paramétricas com a finalidade de comparar o projeto com outras possibilidades de projeto variando a espessura do radier, e os comprimentos e os lados das estacas.

O modelo do estado plano de deformação foi utilizado para analisar o projeto. Conforme mencionado na metodologia, o projeto executado na obra, possui radier com espessura de 25 cm e estacas com comprimento de 18 m e lado quadrado de 26,5 cm com furo de diâmetro de 12 cm.

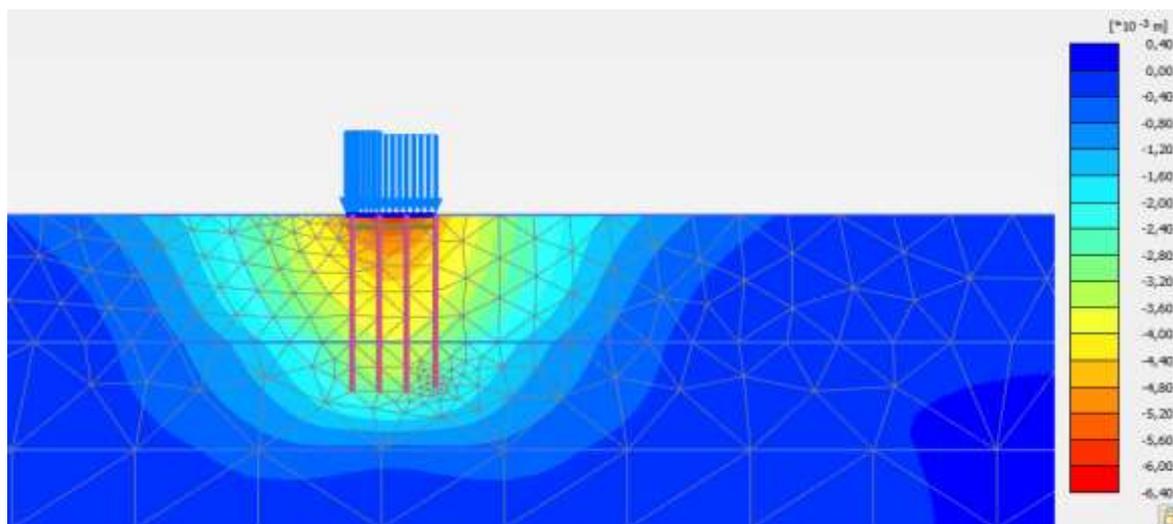
O recalque máximo encontrado para o projeto foi de 15,37 mm no centro do radier, próximo à escada, e o mínimo de 6,058 mm nas bordas. Os deslocamentos verticais, máximo e mínimo, são mostrados nas Figuras 11 e 12, respectivamente, e os resultados das análises, realizadas no programa PLAXIS 2D, são apresentados no Apêndice J.

Figura 11 - Deslocamentos verticais máximo apresentados no PLAXIS 2D para o projeto da obra.



Fonte: O Autor (2021).

Figura 12 - Deslocamentos verticais mínimo apresentados no PLAXIS 2D para o projeto da obra.



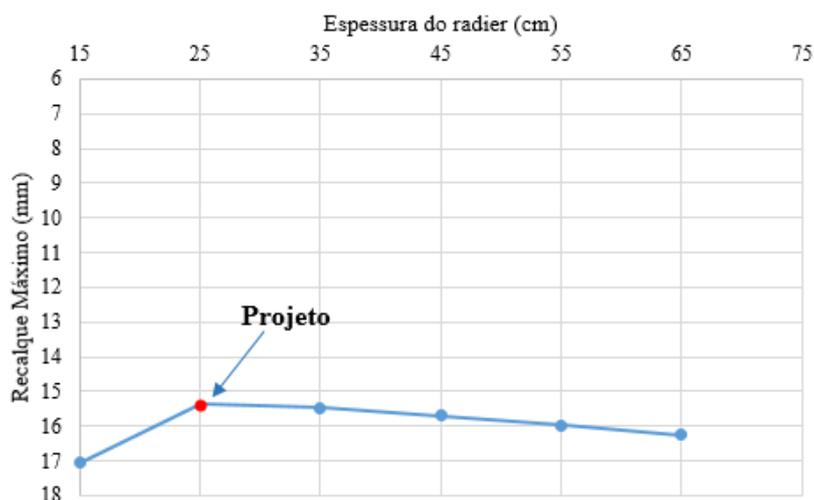
Fonte: O Autor (2021).

#### 4.5.1 Influência da espessura do radier no sistema radier-estaca

Para determinar a espessura ideal do radier considerando o recalque, sua espessura foi variada de 25 a 95 cm nesta primeira etapa.

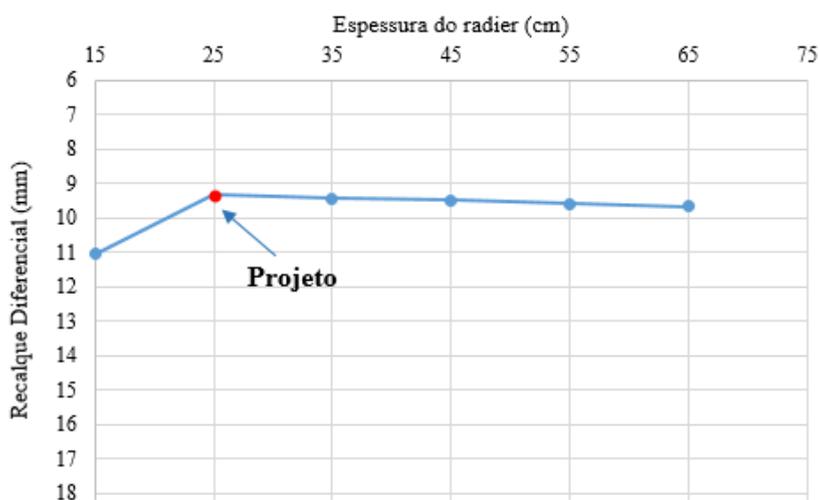
Os resultados, apresentados no PLAXIS 2D, mostraram que os recalques máximo e diferencial tendem a aumentar com o aumento da espessura do radier a partir de 25 cm (Gráficos 20 e 21). Para as análises posteriores, foi utilizado 25 cm como sendo a espessura ótima do radier, uma vez que foi o menor valor encontrado na análise numérica.

Gráfico 20 - Efeito da espessura do radier no recalque máximo.



Fonte: O Autor (2021).

Gráfico 21 - Efeito da espessura do radier no recalque diferencial.



Fonte: O Autor (2021).

Nesta etapa, também foi possível perceber que à medida que quando espessura do radier aumenta de 15 para 25 cm, os recalques crescem nas bordas e diminuem no centro do radier, o que resulta na diminuição do recalque diferencial.

#### 4.5.2 Influência do comprimento da estaca no sistema radier-estaca

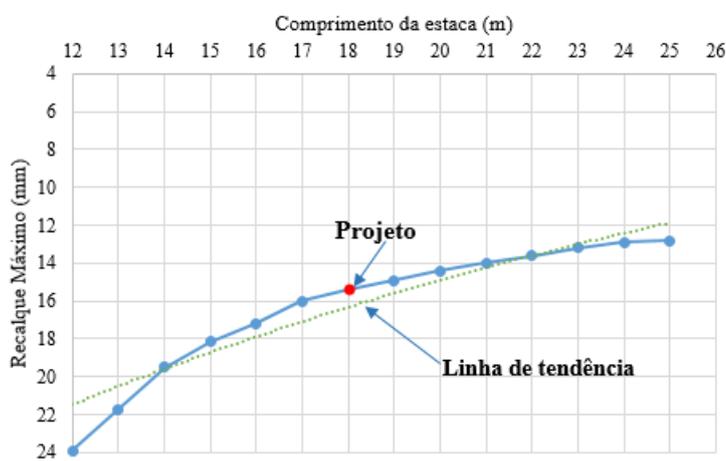
Após definida a espessura do radier como sendo 25 cm, o comprimento da estaca foi variado de forma que sua profundidade de assentamento passe pelas três camadas de solo definidas. Como a primeira camada tem 13 m de espessura, e a segunda vai de 13 a 24 m, o

comprimento da estaca foi variado de 12 a 25 m. Essa etapa é fundamental para avaliar o comprimento ideal da estaca.

Mostra-se, nos Gráficos 22 e 23, que os recalques máximo e diferencial tendem a diminuir com o aumento do comprimento das estacas.

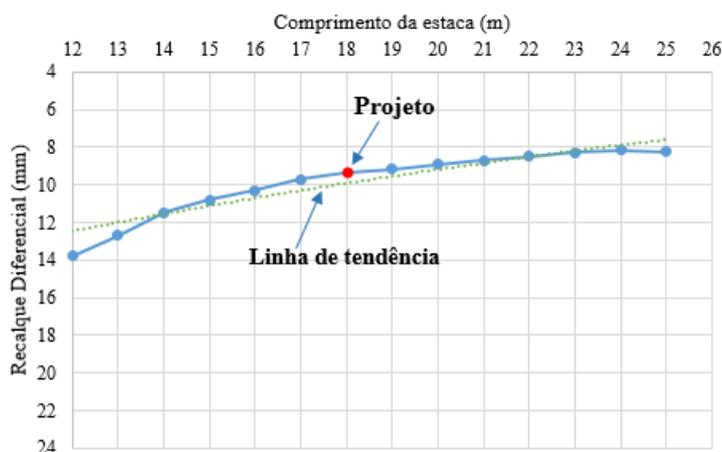
Os resultados obtidos nas análises numéricas mostram que, de 21 a 22 m, o gráfico dos resultados passa a ser muito próximo da linha de tendência gerada no *Excel*. Com base nisso, por ser mais econômico, o comprimento de 21 m foi utilizado na próxima análise. Esse comprimento para a estaca reduz em 7% os recalques em relação ao comprimento adotado no projeto.

Gráfico 22 - Efeito do comprimento das estacas no recalque máximo.



Fonte: O Autor (2021).

Gráfico 23 - Efeito do comprimento das estacas no recalque diferencial.



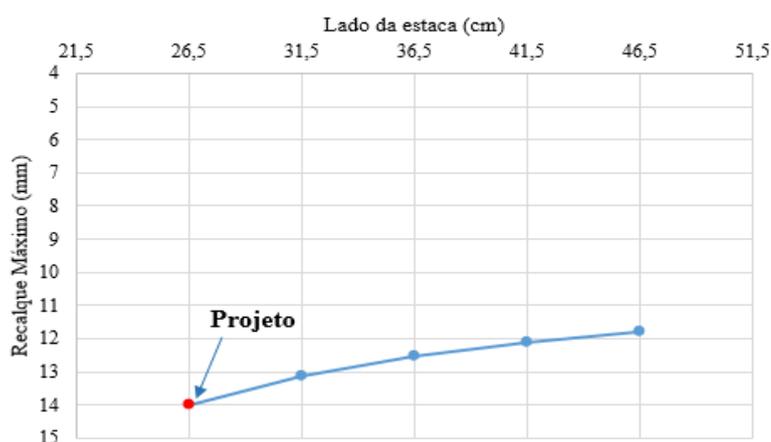
Fonte: O Autor (2021).

#### 4.5.3 Influência da dimensão da estaca no sistema radier-estaca

Nesta etapa, o lado da estaca quadrada foi variado de 26,5 a 46,5 cm (dimensão equivalente de 30 a 50 cm) para as estacas com comprimento de 21 m sob o radier com 25 cm. Mostra-se, nos Gráficos 24 e 25, respectivamente, que o comportamento dos recalques máximo e diferencial à medida que o lado da estaca é aumentado.

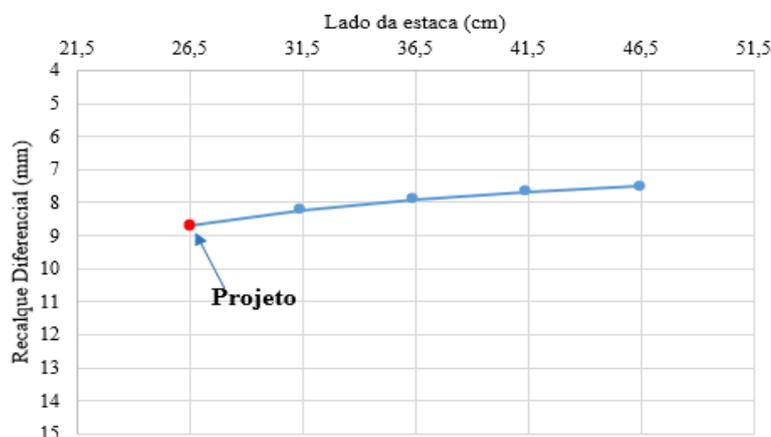
Como o projeto analisado possui estacas com lado quadrado de 26,5 cm, foram realizadas análises numéricas com o objetivo de avaliar o desempenho de diferentes lados para o elemento, incrementado um valor de 5 cm em cada análise, inclusive, para 21,5 cm. No entanto, para esta dimensão, o elemento estrutural não suportou as cargas. O objetivo do incremento foi analisar diferentes cenários.

Gráfico 24 - Efeito da dimensão das estacas no recalque máximo.



Fonte: O Autor (2021).

Gráfico 25 - Efeito da dimensão das estacas no recalque diferencial.



Fonte: O Autor (2021).

Nos Gráficos 24 e 25, percebe-se que a redução do recalque é consequência do aumento do lado das estacas da mesma forma que ocorre com o aumento dos seus comprimentos. Percebe-se naqueles gráficos que, principalmente, a partir da dimensão de 36,5 cm os valores de recalque tendem a ser constantes.

#### 4.5.4 Análise das variáveis que influenciam na redução de recalques

A fim de verificar qual variável é a que mais influencia no dimensionamento do projeto de fundação em radier estaqueado para uniformização dos recalques, foi realizada uma análise estatística que permite observar se é a variação da espessura do radier, do comprimento ou da dimensão das estacas. Com isso, foi utilizado o coeficiente de variação percentual (CV%), que é a relação entre o desvio médio e a média dos recalques diferenciais, multiplicado por 100: quanto menor for o CV%, melhor é o desempenho da fundação, uma vez que os valores dos recalques diferenciais são reduzidos.

Como para o perfil estratigráfico da obra, o aumento da espessura do radier elevou os recalques máximo e diferencial, a espessura de 25 cm foi fixada a fim de mostrar qual variável mais influencia, se o aumento do comprimento ou da dimensão da estaca, uma vez que foi mostrado que o incremento dessas duas variáveis reduz os recalques máximos e diferenciais.

De acordo com os dados obtidos em simulações na planilha eletrônica do Excel, a partir dos dados, obtidos no *software* PLAXIS 2D, para um radier de 25 cm de espessura, foi possível observar que para a análise de estacas com 26,5 cm de lado, e estacas variando de 12 a 25 m de comprimento, o percentual do coeficiente de variação foi de 17,85%; e na análise de estacas com comprimento de 21 m, e estacas variando de 26,5 a 46,5 cm de lado, o percentual do coeficiente de variação foi de 5,93%.

Nota-se que, fixando o radier com 25 cm de espessura, o recalque diferencial é mais uniforme quando o lado das estacas é aumentado, pois foi encontrado um CV% menor para esta variável. A escolha pelo aumento do comprimento das estacas, embora mais eficiente que a variação da espessura do radier, sugere maior probabilidade de ocorrência de recalques diferenciais quando comparado ao aumento do lado da estaca.

#### 4.5.5 Projeto convencional *versus* projeto otimizado

A otimização de uma fundação em radier estaqueado, utilizando programas de elementos finitos, pode minimizar e uniformizar os deslocamentos provenientes da superestrutura.

Foi mostrado que variar os dados relacionados à geometria das estacas e do radier pode trazer resultados satisfatórios, pois, geralmente, o projeto convencional é feito com base na experiência do projetista. No Quadro 11, são comparados os valores encontrados a partir da otimização do projeto do Bloco 13.

Quadro 11 – Comparação entre o projeto convencional e o otimizado.

PROJETOS	Projeto Convencional			Projeto Otimizado		
	Dimensão	Recalque Máximo	Recalque diferencial	Dimensão	Recalque Máximo	Recalque diferencial
Espessura do radier	25 cm	15,37mm	9,312mm	25 cm	11,81 a 12,54mm	7,494 a 7,896mm
Comprimento das estacas	18 m			21 m		
Lado das estacas	26,5 cm			36,5 a 46,5 cm		

Fonte: O Autor (2021).

## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Foi apresentada uma análise de um projeto de fundação em radier estaqueado de um edifício de 4 pavimentos, mais térreo, com sistema construtivo de paredes de concreto.

O modelo de endurecimento do solo, ou *Hardening Soil* (HS), se apresentou mais avançado e, quando analisada a curva carga *versus* recalque utilizando seus parâmetros, foi o que mais se aproximou do comportamento da curva da PCE de campo. Essa aproximação pôde ser observada tanto na fase de carregamento e, principalmente, na de descarregamento. O modelo leva em conta o comportamento plástico do solo, ao contrário do modelo de *Mohr Coulomb* (MC) que é dominado pela teoria da elasticidade e, portanto, é mais adequado para lidar com as deformações do solo. O objetivo desta análise foi unicamente fazer um estudo abrangente sobre esses dois modelos de solo, com a finalidade de apenas verificar qual é o comportamento da curva na escolha de um ou outro. Mesmo não dispondo de resultados de ensaios mais precisos para servirem de parâmetro de entrada no *software* PLAXIS 2D, a utilização do modelo constitutivo *Hardening Soil* na análise numérica, para representar as 3 camadas do solo, mostrou-se mais adequada quando comparada ao modelo de *Mohr-Coulomb*.

Na otimização do projeto de fundação em radier estaqueado, o aumento do peso próprio do radier aumentou os recalques máximo e diferencial. A espessura ótima do radier de 25 cm indicou o menor valor de recalque.

O aumento do comprimento das estacas diminuiu os recalques máximo e diferencial. Embora a análise da capacidade de carga por meio dos métodos semiempíricos tenha mostrado que a profundidade de 18 m é suficiente para assentamento da estaca, a análise numérica mostrou que é possível conseguir recalques ainda menores se a profundidade for aumentada para 21 m. Essa redução dos recalques foi cerca de 7%.

O aumento do lado das estacas diminuiu os recalques máximo e diferencial. Dentre as três variáveis que foram alteradas, o aumento do lado da estaca mostrou ser um fator preponderante como indutor na redução de recalques e fundamental na elaboração de projeto de fundação em radier estaqueado. Quando comparado o CV% do aumento do comprimento com o aumento do lado das estacas, este foi capaz de uniformizar e reduzir os recalques a níveis aceitáveis. Isso foi mostrado por meio do menor coeficiente de variação obtido nas análises, 5,93%.

Os maiores valores de recalque foram identificados no centro do radier, levando-nos a concluir que o radier estaqueado da obra é classificado como flexível, uma vez que este tipo de situação ocorre em solos arenosos, o que ratifica a afirmação de Cintra e Aoki (2010).

Considerando as conclusões apresentadas e em virtude da demanda que possa surgir por

soluções de fundação em radier estaqueado, a pesquisa realizada nesta dissertação destacou uma série de tópicos os quais podem orientar trabalhos futuros, dentre as quais:

- estender o estudo apresentado utilizando um *software* tridimensional;
- realizar ensaios laboratoriais e de campo para determinar os parâmetros de rigidez do modelo *Hardening Soil* –  $E_{50,ref}$ ,  $E_{oed,ref}$  e  $E_{ur,ref}$  – e, em seguida, aplicar o modelo ao caso real da obra;
- aplicar o mesmo estudo a outras obras executadas em radier estaqueado, ou outro tipo de fundação analisando a viabilidade econômica do empreendimento;
- refinar o modelo constitutivo do concreto armado, de forma a mostrar as influências da interação solo-estrutura com a utilização de um modelo constitutivo não-linear do concreto.

Os resultados obtidos nesta dissertação contribuem para um melhor entendimento da solução de fundação em radier estaqueado, servindo como referência em projetos de empreendimentos futuros na região.

## REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8036**: Programação de Sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 1983.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6502**: Análise Granulométrica – Rochas e Solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1995.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12131**: Estacas - Prova de carga estática - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6484**: Solo Sondagem de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16903**: Solo — Prova de carga estática em fundação profunda. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.
- AGUIAR, Luana Vilela Andrade de. **Estudo paramétrico sobre recalque de radiers estaqueados utilizando o Método dos Elementos Finitos**. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2017.
- ALBIERO, José Henrique. Correlação entre Resistência de cone ( $Q_c$ ) e Resistência a Penetração (SPT), para solos lateríticos. *In: IX COBRAMSEF - 9º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, Salvador, Bahia. **Anais...** v. 2, 1990.
- ALBUQUERQUE, Paulo José Rocha de. **Estacas Escavadas, Hélice Contínua e Ômega Estudo do Comportamento à Compressão em Solo Residual de Diabásio, Através de Provas de Carga Instrumentadas em Profundidade**. 2001. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.
- AKINMUSURU, Joe O.. **The influence of a pile cap on bearing capacity of piles in sand**. 1973. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de Zaria Nigéria, 1973.
- AKINMUSURU, Joe O.. Interaction of piles and cap in piled footing. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v. 106, n. 11, p. 1263-1268, 1980.
- ALVES, Luis Eduardo Santos. **Análise de diferentes cenários de apoio de uma fundação por radier estaqueado**. 2021. TCC (Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Caruaru, 2021.
- ANAGNOSTOPOULOS, C.; GEORGIADIS, M.. A simple analysis of piles in raft foundations. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 29, n. 1, p. 71-83, 1998.

ANJOS, Gérson Jacques Miranda dos. **Estudo experimental do comportamento de fundações escavadas em solos tropicais**. 2006. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade de Brasília, Brasília, 2006.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A.. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. *In: Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, 5.*, 1975, Buenos Aires. **Anais**. [...]. v. 1. p. 367-376.

AOKI, N.. Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas. Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações – Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro, 1976.

BARROSO, Addiel de la Rosa. **Estudio Paramétrico en Balsas combinadas con Pilotes**. 2014. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas, 2014.

BEREZANTZEV, V. G.; YAROSHENKO, V. A. The bearing capacity of sands under deep foundations. *In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4th*, 1957, Londres. **Anais** [...]. Londres, v. 1.

BEREZANTZEV, V. G.; KHRISTOFOROV, V. S.; GOLUBKOV, V. N.. Load bearing capacity and deformation of piled foundations. **Proceedings of the 5<sup>a</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. p. 11-15, 1961.

BEZERRA, J. E.; CUNHA, R. P.. Avaliação de métodos simplificados de previsão do comportamento de grupos de estacas, *In: COBRAMSEG, 12*, 2002, São Paulo. **Anais** [...]. COBRAMSEG. São Paulo: ABMS, v. 3, p. 1333-1334.

BEZERRA, John Eloi. **Estudo do Comportamento de Fundações em Radier Estaqueado: Conceitos e Aplicações**. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade de Brasília, Brasília, 2003.

BITTENCOURT, Douglas Magalhães Albuquerque. **Construção de uma ferramenta numérica para análise de radiers estaqueados**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2012.

BITTENCOURT, Eduardo de Castro. **Comportamento de radiers estaqueados assentes em solos arenosos**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2018.

BÍBLIA. Português. **Santa Bíblia**. Versão revisada da tradução de João Ferreira de Almeida de acordo com os melhores textos em grego e hebraico. L.C.C. – Cultura Brasil. p. 1768.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. BS 8004:1986. Code of practice for foundations.

BOLTON, Malcom D.. The stress and dilatancy of sands. **Geotechnique**, v. 36, n. 1, pg. 65-78, 1986.

BRITO, Ricardo. Direcional Engenharia e parede de concreto: uma experiência de sucesso. 2012. Disponível em: <https://sh.com.br/pt/direcional-engenharia-e-parede-de-concreto-uma-experiencia-de-sucesso/>. Acesso em: 3 Jul. 2020.

BUTTERFIELD, R.; BANERJEE, P. K.. The elastic analysis of compressible piles and pile groups. **Geotechnique**, v. 21, n. 1, p. 43-60, 1971.

BYRNE, P. M.; CHEUNG, H.; YAN, L.. Soil parameters for deformation analysis of sand masses. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 24, n. 3, p. 366-376, 1987.

CHENG N.; GAUDIN, C.; CASSIDY, M. J.. Physical and numerical study of the combined bearing capacity of hybrid foundation systems. **Ocean Engineering**, v. 179, n. 179, p. 104-115, 2019.

CINTRA, J. C. A. e AOKI, N.. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. 1. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2010. 96p.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; TSUHA, C. H. C.; GIACHETI, H. L.. **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos**. São Paulo, SP: Oficina de textos, 2013.

CLANCY, P.; RANDOLPH, M. F.. An approximate analysis procedure for piled raft foundations. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 17, n. 12, p. 849-869, 1993.

CUNHA, R. P. e SALES, M.. Field load tests of piled footings founded on a tropical porous clay. *In*: 3rd. International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, 1998, Universiteit Gent. Proc. of 3rd. International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, p. 433-438.

CUNHA, R. P.; SMALL, J. C; POULOS, H. G.. Parametric analysis of a piled raft case history in Uppsala, Sweden. SEFE-IV – **Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia**, São Paulo, v. 2, p. 380-390, 2000.

CUNHA, R. P.; POULOS, H. G. e SMALL, J. C.. Investigation of design alternatives for a pile draft case history. **Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Estados Unidos, v. 127, n. 8, p. 635-641, 2001.

CUNHA, R. P.; BEZERRA, J. E.; ZHANG, H. H; SMALL, J. C.. Back analyzed parameters from piled foundations founded on tropical porous clay. Int. Conf. on Cooperation and Innovation in the Geo-Industry. **ASCE Geot. Special Pub.**, n. 124, p. 1003-1014, 2004.

CUNHA, R. P; ZHANG, H. H.. Behavior of piled raft foundation systems under a combined set of loadings. *In*: 10 INTERNATIONAL CONFERENCE ON PILING AND DEEP FOUNDATIONS. Proc. of 10 International Conference on Piling and Deep Foundations, Amsterdam, p. 242-252, 2006.

DAVIS, E. H.; POULOS, H. G.. The analysis of pile-raft systems. **Australian Geomechanics Journal**. v. G2, n. 1,; p. 21-27, 1972

DAVISSON, M. T.. High capacity piles. Proceedings of Lecture Series on Innovations in Foundation Construction, American Society of Civil Engineers, ASCE. **Illinois Section**, Chicago, p. 81 112, 1972.

DE SANCTIS, Luca; MANDOLINI, Alessandro. On the ultimate vertical load of piled rafts on the soft clay soils. *In: Proceedings of 4th international geotechnical seminar on deep foundation on bored and auger piles.* **Anais** [...]. Ghent: Millpress, p. 379–86, 2003.

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

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R.. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. *In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, 6., 1978, Rio de Janeiro. **Anais** [...]. v. 1. p. 45-54.

DÉCOURT, Luciano. Prediction of load settlement relationships for foundations on the Basis of the SPT-T. **Ciclo de Conferencias Internacionales Leonardo Zeevaert**, p. 87- 104, México, 1993.

DÉCOURT, Luciano. Comportamento de uma estaca T submetida a carregamentos elevados. *In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia*, 3., 1996, São Paulo. **Anais** [...]. v. 1, p. 205.

DOEHLER, T. A. **Análise da interação solo-estrutura em blocos sobre estacas via modelagens numéricas**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil. Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2012.

DUARTE, Leandro Neves. **Avaliação do comportamento solo-estaca de elementos de fundação tipo sapata estaqueada**. 2012. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2012.

DUNCAN, J. M.; BYRNE, P. M.; WONG, K. S; MARBY, P.. Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soil masses. Report n. UCB/GT/80-01. University of California, Berkeley, 1980.

DUNCAN, J. Michael. Soil slope stability analysis. *In: TURNER, A. K.; SCHUSTER, L. R. (Ed.). Landslides: Investigation and mitigation*. Washington, Dc: Transportation Research Board, 1996.

DUNCAN, J. M.; CHANG, C. M.. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. **Journal of Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, 96 (SM5), p. 1629-1653, 1970.

DUNHAM, J. W.. Piles foundations for buildings. **ASCE Journal of Soil Mechanics and Foudantion Division**, 1954.

EL-MOSSALAMY, Y; FRANKE, E.. Piled rafts - Numerical modelling to simulate the behaviour of piled raft foundations. **The authors, Darmstadt**, Alemanha, 1997.

EL FIL, Hala Khaled. **Piled raft systems: coherent and simplified design approach**. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Americana de Beirut, Beirut, 2017.

- ELEUTÉRIO, José Otávio Serrão. **Análise do comportamento de estruturas de solo grampeado sujeitas a deformações de fundo através de modelos físicos (escala 1:1)**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.
- FARIAS, Márcio Muniz de. **Numerical Analysis of Clay Core Dams**. 1993. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade de Swansea, Swansea, Reino Unido, 1993.
- FERREIRA, Leonardo Rodrigues. **Análise numérica 3D de solo grampeado em solo sedimentar com inclusões verticais**. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade de Brasília, Brasília, 2019.
- FLEMING, W. G. K.; WELTMAN, A. J.; RANDOLPH, M. F. e ELSON, W. K.. **Piling Engineering**. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc., 1992.
- FRANKE, E.; LUTZ, B. e EL-MOSSALAMY, Y.. Measurements and numerical modelling of high-rise building foundations on Frankfurt clay. **Geotechnical Spec.-ASCE**, v. 2, n. 40, p. 1325-1336, 1994.
- FREITAS NETO, Osvaldo de. **Avaliação Experimental e Numérica de Radiers Estaqueados com Estacas Defeituosas em Solo Tropical do Brasil**. 2013. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade de Brasília, Brasília, 2013.
- FREITAS, Ana Paula Sobral de. **Comportamento de Radiers Estaqueados como Fundações Aerogeradores de Energia Eólica**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2018.
- GARCIA, Jean Rodrigo. **Análise experimental e numérica de radiers estaqueados executados em solo da região de Campinas/SP**. 2015. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2015.
- GODOY, N. S.. Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático. **Palestra**. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1983.
- GRIFFITHS, D. V., CLANCY, P., RANDOLPH, M. F.. Piled raft foundation analysis by finite elements. **Computer Methods and Advances in Geomechanics**, Balkema, Rotterdam, 1991.
- GUSMÃO, Alexandre Duarte. **Prática de Fundações no Recife**. Em: GUSMÃO, A. D., GUSMÃO FILHO, J. A., OLIVEIRA, J. T. R. e MAIA, G. B. (Org.). *Geotecnia no Nordeste*. Recife. 2005, p. 225-246.
- HAIN, S. J.; LEE, I. K.. The analysis of flexible raft-pile systems. **Geotechnique**, v. 1, n. 28, p. 65-83, 1978.
- HATANAKA, M.; UCHIDA, A.. Empirical correlation between penetration resistance and effective friction of sand soil. **Soils Found.**, v. 36, n. 4, p. 1-9, 1996.
- HEMSLEY, J. A.. **Design Applications of Raft Foundations**. London: Thomas Telford Ltd, 2000.

JAKY, Jozsef. The coefficient of earth pressure at rest. **Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers**, 1944.

JANDA, T.; CUNHA, R. P.; KUKLÍK, P.; ANJOS, G. M.. Three dimensional finite element analysis and back-analysis of CDA standard pile groups and piled rafts founded on tropical soil. **Soil and Rocks**. v. 32, n. 1, p. 3-18, 2009.

JANUZZI R. V.; MOREIRA M. L.. Estudo do Comportamento Mecânico de Sapatas Estaqueadas Comparativamente às Sapatas Isoladas. *In*: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 18., 2016, Belo Horizonte. **Anais**. [...]. COBRAMSEG XVIII. Belo Horizonte: ABMS, 2016, p. 1-6. Disponível em: [ssl4799.websiteseuro.com/swge5/PROCEEDINGS/PDF/GJ-04-0055.pdf](https://ssl4799.websiteseuro.com/swge5/PROCEEDINGS/PDF/GJ-04-0055.pdf). Acesso em: 8 Ago. 2020.

KATZENBACH, R., ARSLAN, U.; GUTWALD, J.. A numerical study on pile foundation of the 300 m high Commerzbank Tower in Frankfurt am Main. **Numerical Methods in Geotechnical Engineering**. Balkema, Rotterdam, 1994. p. 271–277.

KATZENBACH, R.; ARSLAN, U.; MOORMANN, C.; REUL, O.. Piled Raft Foundation – Interaction Between Piles and Raft. **Darmstadt Geotechnics**, Universidade de Tecnologia de Darmstadt, n. 4, p. 279-296, 1998.

KATZENBACH, R.; ARSLAN, U.; MOORMANN, C.. Piled raft foundation Projects in Germany. *In*: Hemsley, J. A.. **Design applications of Raft Foundations**. 1st ed. London: Thomas Telford Ltd., 2000. cap. 13, p. 323-391.

KISHIDA, H.; MEYERHOF, G. G.. Bearing capacity of pile groups under eccentric loads in sand. Proc. 6th ICSMFE, Toronto, 2: p. 270-274, 1965.

KUWABARA, F.. An elastic analysis for piled rail foundations in a homogeneous soil. **Soils and Foundations**, v. 29, n. 1, p. 82-92, 1989.

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

LEE, I. K.. Analysis and performance of raft and raft-pile systems. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON CASE HISTORIES IN GEOTECHNICAL ENGINEERING, 3., 1993, Saint Louis. **Anais** [...]. p. 1331-1345. Disponível em: <https://scholarsmine.mst.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=2261&context=icchge>. Acesso em: 25 Ago. 2020.

LIU, J.; ZHENLONG, Y.. Comportement et problèmes de calcul des groupes de pieux dans le limon. **Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées**, n. 160, p. 21-35, 1989.

LONG, P. D.. **Footings with settlement -reducing piles in non-cohesive soil**. 1993. Tese (Doutorado) – Chalmers University of Technology, Gothenburg, Suécia, 1993

MANDOLINI, Alessandro. Design of piled raft foundations: practice and development. *In*: INTERNATIONAL SEMINAR ON BORED AND AUGER PILES, 6., Ghent, Belgium.

**Anais**. [...]. Ghent: Proceedings of Deep Foundations on Bored and Auger Piles–BAP IV: 2003, p. 59-82.

MANDOLINI, A.; RUSSO, G.; VIGGIANI, C.. Piled foundations: Experimental investigations, analysis and design. State-of-the-Art Rep. Proc. 16th ICSMGE, Osaka, Japan, v. 1, p. 177–213, 2005.

MANDOLINI, A.; DI LAORA, R.; MASCARUCCI, Y.. Rational Design of Piled Raft. Proc. 11th International Conference on Modern Building Materials, Structures and Techniques, MBMST (57): p. 45-52, 2013.

MEDEIROS, José Odilon Barros de. **Ação do Vento na Estabilidade Global e Efeitos de Segunda Ordem em Estruturas de Concreto Armado na Cidade de Belém-PA**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Pará, Belém, 2018.

MEYERHOF, G. G.. The Ultimate bearing capacity of foundations. **Geotechnique**, v. 2, p. 301– 332, 1951.

MEYERHOF, G. G.. Compaction of sands and bearing capacity of piles. **Journal of Geot. Eng. Div., ASCE**, 85(SM6), p. 1-29, 1959.

MEYERHOF, G. G.. Bearing capacity and settlement of pile foundation. **Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division**, ASCE, 1976.

MEYERHOF, G. G.. Safety Factors in soil mechanics. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 7, n. 4, 1977.

MINDLIN, R. D.. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. **Physic**. p.195-202, 1936.

NOGUEIRA, Renan Teixeira. **Simulação numérica e equilíbrio limite aplicado a retroanálise de taludes em mineração de carvão**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

NORDLUND, R. L.. Bearing capacity of piles in cohesion less soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, n. SM3, 1963.

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

OLIVEIRA, Henrique Magnani de. **Contribuição ao Cálculo de Recalques de Estacas**. 1991. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

OTTAVIANI, M.. Three-dimensional finite element analysis of vertically loaded pile groups. **Géotechnique**. v. 25, n. 2, p. 159-174, 1975.

PEZO, Oscar Bartra. **Análises numéricas de provas de carga em radier estaqueado utilizando o método dos elementos finitos**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2013.

PHILIPPONNAT, G.. Méthode pratique de calcul des pieux à l'aide du pénétromètre statique. **Informations Techniques Bulletin**, Paris, Soletanche Enterprise, 1978.

PHUNG, Duc Long. **Footings with settlement-reducing piles in non-cohesive soil**. 1993. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Tecnologia de Chalmers, Gothenburg, Suécia, 1993.

PHUNG, Duc Long. Piled raft – a cost effective foundation method for high-rises. **Geotechnical Engineering Journal of The SEAGS e AGSSEA**. v. 41, n. 3, p. 1-12, 2010.

PINTO, Carlos de Sousa. Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas/Carlos de Sousa Pinto. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

PLAXIS. **Embedded pile row: A case study in PLAXIS 2D**. 2012. Disponível em: [http://kb.plaxis.nl/sites/kb.plaxis.nl/files/kbpublications/CaseStudy\\_embedded\\_pile\\_row\\_nov\\_2012\\_0.pdf](http://kb.plaxis.nl/sites/kb.plaxis.nl/files/kbpublications/CaseStudy_embedded_pile_row_nov_2012_0.pdf). Acesso em: 10 Mar. 2021.

PLAXIS. **Plaxis – CONNECT Edition V21.01 – General Information Manual**. 2021a.

PLAXIS. **Plaxis – CONNECT Edition V21.01 – Material Models Manual**. 2021b.

PLAXIS. **Plaxis – CONNECT Edition V21.01 – Reference Manual**. 2021c.

POULOS, Harry George. The influence of a rigid pile cap on the settlement behaviour of an axially loaded pile. **Civil Eng. Trans**. Inst. Civil Engrs. Aust. v. 10, 1968.

POULOS, H. G. e Davis, E. H.. Pile-Raft Systems. *In: Pile Foundation Analysis and Design*, John Wiley and Sons, Inc., Florida. cap. 10, 1980.

POULOS, Harry George. An approximate numerical analysis of pile-raft interaction, **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**. v. 18, p. 73-92, 1994.

POULOS, H. G.; SMALL, J. C.; TA, L. D.; SINHA, J.; CHEN, L.. Comparison of some methods for analysis of piled rafts. **International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**, Hamburg. p. 1119-1124, 1997.

POULOS, Harry George. The pile-enhanced raft - an economical foundation system. Keynote Lecture. XI COBRAMSEG, **Anais [...]**. Brasilia, 1998.

POULOS, Harry George. **Practical Design Procedures for Piled Raft Foundations**. Design Applications of Raft Foundations. Hemsley, J. A., ed. Thomas Telford, 2000.

POULOS, Harry George. Methods of analysis of piled raft foundations. A report prepared on behalf of technical committee TC18 on piled foundations. **ISSMGE**, 2001.

POULOS, H. G.; BUNCE, G.. Foundation Design For The Burj Dubai - The World's Tallest Building. *In: 6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, Arlington, 2008.

POULOS, H. G.; SMALL, J. C.; e CHOW, H.. Piled Raft Foundations for Tall Buildings. **Geotechnical Engineering**, v. 42, n. 2, p. 78–84, 2011.

POULOS, Harry George. **Tall Building Foundation Design**. CRC Press, 2017. ISBN 978-1-1387-4803-3. Disponível em: <https://b-ok.lat/book/3318857/eaeaa4>. Acesso em: 8 Ago. 2020.

RANDOLPH, M. F.. Design of piled raft foundations. **Cambridge University, Eng. Department Research Report**, 1983.

RANDOLPH, M. F.. Design methods for pile groups and piled rafts. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 13., 1994, New Delhi. **Anais [...]**. New Delhi: ICSMFE, 1994, v. 5, p. 61-82.

RANDOLPH, M. F.; WROTH, C.. Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles. **Journal of Geot. Eng. Div.**, ASCE 104 (GT12), p. 1465-1488, 1978.

RABIEI, Meisam. Parametric Study for Piled Raft Foundations. **Electronic J. Geotech. Eng.** v. 14, 2009.

REUL, O.; RANDOLPH, M. F.. Piled Rafts in Overconsolidated Clay: Comparison of In-situ Measurements and Numerical Analyses. **Géotechnique** 53, No.3, 301 – 315, 2003.

REUL, O.; RANDOLPH, M. F.. Design Strategies for Piled Rafts Subjected to Nonuniform Vertical Loading, *Jl. Of Geotechnical and GeoEnvironmental Engineering*, v. 130, n. 1, p. 1-10, 2004.

RUSSO, G.; POULOS, H. G; SMALL, J. C.. Re-assessment of foundation settlements for the Burj Khalifa, Dubai. **Acta Geotécnica**, v. 8, p. 3–15, 2013.

SALES, M. M.; CUNHA, R. P; JARDIM, N.A.. Analysis of piled footing tests on a tropical porous clay. Proc. XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 1999. Foz do Iguaçu, v. 3, p. 1395-1402.

SALES, Maurício Martines. **Análise do comportamento de sapatas estaqueadas**. 2000. Tese (Doutorado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade de Brasília, Brasília, 2000.

SALES, M. M., CUNHA, R. P. e FARIAS, M. M. (2001). Método alternativo para a simulação numérica do comportamento de estacas totalmente mobilizadas em fundações mistas. *Anais do Simpósio Brasileiro de Aplicações de Informática em Engenharia*, INFOGEO 2001, Curitiba, Setembro, CDRom, 10p.

SALES, M. M.; CUNHA, R. P.; CARVALHO, J. C.; SILVA, C. M.. Previsões de comportamento de um radier estaqueado no Distrito Federal. *In*: XII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2002, São Paulo. **Anais [...]**. XII COBRAMSEG, v. 3, p. 1459-1469.

SALES, M. M.; CUNHA, R. P.; POULOS, H. G.; SMALL, J. C.. Simplified approach for load-settlement curve estimation of piled rafts. **Solos e Rochas**, 2005, v. 28, n.1, p. 73-83.

SANTICHAIANANT, Kitidech. **Centrifuge modeling and analysis of active trapdoor in sand**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade do Colorado, Boulder, 2002.

SILVA, J. P. M. **Os métodos de equilíbrio limite dos elementos finitos na análise de estabilidade de taludes**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2011.

SINHA, J.. Forthcoming PhD thesis. University of Sydney, Australia, 1996.

SINHA, J.. **Piled Raft Foundations Subjected to Swelling and Shrinking Soils**. 1997. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade de Sydney, Austrália, 1997.

SKEMPTON, A. W.. Discussion contribution: piles and pile foundations, settlement of pile foundations. **Proc. 3rd ICSMFE**, Zurich, v.3, p. 172, 1953.

SOARES, Wilson Cartaxo. **Radier estaqueado com Estacas hollow auger em solo arenoso**. 2011. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2011.

SOMMER, H.; Wittmann, P.; RIPPER, P.. Piled raft foundation of a tall building in Frankfurt clay. **ICSMFE**, v. 11, n. 4. STEINBRENNER, W. (1934) Tafeln zur Setzungsberechnung. Die Strasse, v. 1, n. 221, 1985.

SOSA, S. F.. **Análise do Comportamento de Radier Estaqueados pelo Método dos Elementos Finitos em 3D**. 2010. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Instituto Superior Politécnico ‘Jose A. Echeverría’, 2010.

SOUZA, Fábio Albino de. Utilização de Radier Estaqueado em Obras Especiais e Edifícios Altos. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS*, 7., 2014, Rio de Janeiro. **Anais**. [...]. p. 1-10. Disponível em: [http://www.abpe.org.br/trabalhos/trab\\_63.pdf](http://www.abpe.org.br/trabalhos/trab_63.pdf). Acesso em: 8 Ago. 2020.

SOUZA, Ruitter da Silva. **Análise dos Fatores de Interação Entre Estacas em Radier Estaqueado: Comparação Entre duas Ferramentas Numéricas**. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2010.

TEIXEIRA, Raquel Souza. **Resistência ao cisalhamento de um solo compactado não saturado**. 1996. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1996.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S.. Análise, projeto e execução de fundações rasas”. *In: Fundações: teoria e prática*. São Paulo: PINI, p. 227-264, 1996.

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

TI, K. S.; HUAT, B. B. K., NOORZAEI, J., JAAFAR, M. S.; SEW, G. S.. A Review of Basic Soil Constitutive Models for Geotechnical Application. **Electronic Journal Geotechnical Engineering**, v. 14, p. 1-18, 2009.

- VAN DER VEEN, C.. The bearing capacity of a pile. *In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, 3., 1953, New Delhi. **Anais** [...]. New Delhi: ICSMFE, 1953. v. 23, p. 84-90.
- VASCONCELOS, Augusto Carlos. **O Concreto no Brasil: Pré-fabricação– Monumentos – Fundações**. Volume III. Livros Studio Nobel Ltda., São Paulo, 2002.
- VELLOSO, P. P. C. Estacas em solo: dados para a estimativa do comprimento. Ciclo de Palestras sobre Estacas Escavadas, Rio de Janeiro, Clube de Engenharia, 1981.
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R.. **Fundações: Fundações Profundas**. Rio de Janeiro: COPPE, UFRJ, 2002.
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R.. **Fundações: Fundações Profundas**. Vol. 2. São Paulo: Oficina de Textos, Nova Edição, 2010.
- VESIC, A. S.. Experiments with instrumented pile groups in sand. **Performance of deep foundations**, ASTM Spec. Tech. Publ. n. 444, p. 177–222, 1969.
- VIGGIANI, C.. Pile groups and piled rafts behaviour. *Deep Foundations on Bored and Auger Piles*, BAP III, van Impe and Haegman (eds), Balkema, Rotterdam, p. 77-90, 1998.
- VIGGIANI, C.; MANDOLINI, A.; RUSSO, G.. *Piles and Pile Foundations*. Editora: Spon Press – New York – USA. 2012.
- WANG, A.. **Private Communication**. 1995. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade de Manchester, Manchester, Reino Unido, 1995.
- WIESNER, T. J.. Various applications of piled raft analysis, *Computer Methods and Advances in Geomechanics*. **Beer**, Ed. Booker and Carter, 1991.
- WULANDARI, Paravita Sri; TJANDRA, Daniel. Analysis of pile raft foundation on soft soil using PLAXIS 2D. **Procedia Engineering**. Indonesia: v. 125, p. 363-367, 2015.
- YAMASHITA, K.; KAKURAI, M.. Settlement behavior of the raft foundation with friction piles. *In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON PILING AND DEEP FOUNDATIONS*, 4.. **Anais** [...]. p. 461-466, 1991.
- YAMASHITA, K.; KAKURAI, M.; YAMADA, T.. Investigation of a piled raft foundation on stiff clay. **Proc. 13th ICSMFE**, v. 2, p. 543-546, 1994.
- ZHUANG, G. M.; LEE, I. K.; ZHAO, X. H.. Interactive analysis of behaviour of raft-pile foundations. **Proc. Geo-Coast '91**. Yokohama: Coastal Development Institute of Technology, v. 2, p. 759-764, 1991.

## APÊNDICE A – EQUAÇÕES DO MÉTODO ANALÍTICO PARA ESTIMATIVA DE RECALQUES

### Equações de Randolph (1994):

$$G_L = \frac{E_s}{2 \times (1 - \nu_s)}, \text{ para profundidade da estaca } Z = L$$

$$G' = \frac{E_s}{2 \times (1 - \nu_s)}, \text{ para profundidade média da estaca } Z = L/2$$

$$E_{s,estaca} = a \times Z + b, \text{ para profundidade da estaca } Z = (2/3) \times L$$

$$E_{s,radier} = a \times Z + b, \text{ para profundidade da estaca } Z = (1/2) \times L$$

$$\lambda = \frac{E_p}{G_L}$$

$$\rho = \frac{G'}{G_L}$$

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

$$n = \frac{r}{r_p}$$

$$\zeta = \ln\left(\frac{r_m}{r_o}\right)$$

$$\xi = \frac{G_L}{G_B} \quad G_B = \frac{E_s}{2 \times (1 + \nu_s)}$$

$$\zeta' = n \times \zeta - \sum_{i=2}^n \ln\left(\frac{S_i}{r_o}\right)$$

$$\xi' = 1 + \frac{2}{\pi} \times \sum_{i=2}^n \ln\left(\frac{r_b}{S_i}\right)$$

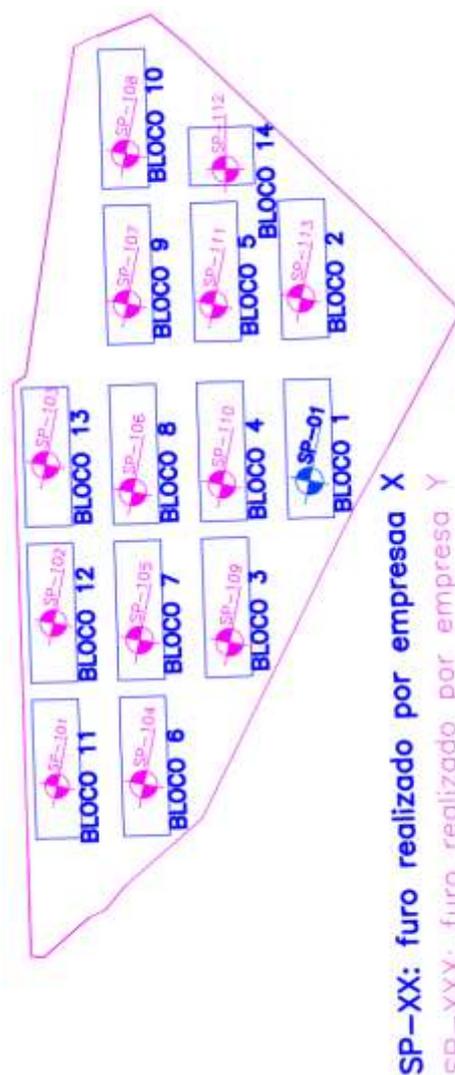
$$\mu \times L = \frac{L}{r_o} \times \sqrt{\frac{2}{\zeta \times \lambda}}$$

$$K_{pg} = N \times G_L \times r_o \times \left[ \frac{\frac{4 \times n}{(1-\nu) \times \xi'} + \rho \times \frac{2 \times \pi \times \text{tgh}(\mu \times L) \times L}{\zeta' \times \mu \times L \times r_o}}{1 + \frac{4 \times n \times \text{tgh}(\mu \times L) \times L}{\pi \times \lambda \times (1-\nu) \times \xi' \times \mu \times L \times r_o}} \right]$$

$$K_r = \frac{B \times E_s}{0,947 \times (1 - \nu_s^2)} \times N_h$$

$$K_{pr} = \frac{K_{pg} + (1 - 2 \times \alpha_{rp}) \times K_r}{1 - \alpha_{rp}^2 \times \left(\frac{K_r}{K_{pg}}\right)}$$

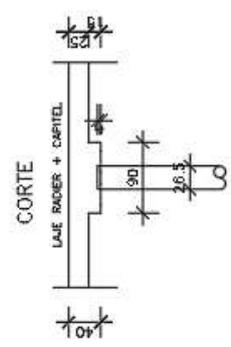
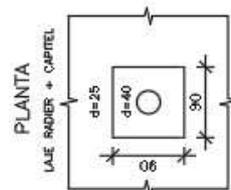
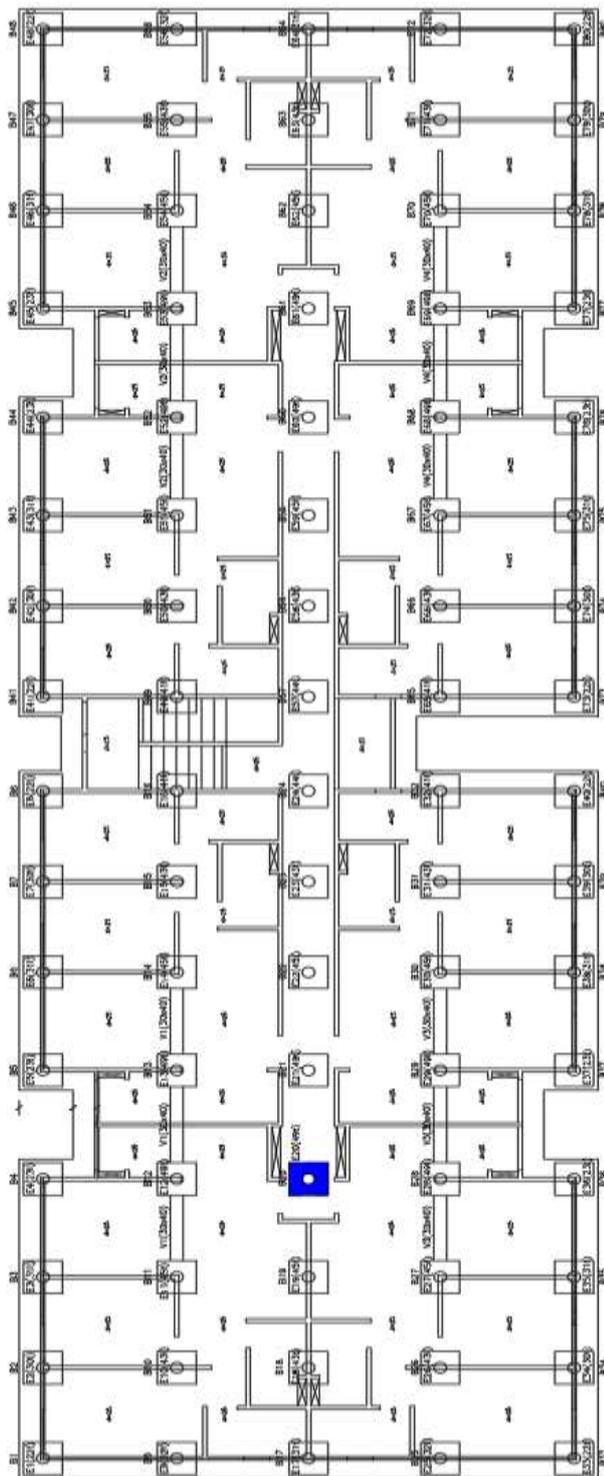
## APÊNDICE B – PLANTA DE SITUAÇÃO DOS FUROS DE SONDAAGEM NA OBRA



QUADRO DE LOCAÇÃO

SONDAGEM	COORDENADAS	
	E	N
SP-101	287670,2516	9093287,1178
SP-102	287714,6283	9093297,1652
SP-103	287759,0051	9093307,2126
SP-104	287675,8384	9093262,4423
SP-105	287720,2152	9093272,4898
SP-106	287764,5919	9093282,5487
SP-107	287815,6984	9093294,1083
SP-108	287860,0752	9093304,1673
SP-109	287725,8020	9093247,8143
SP-110	287770,1788	9093257,8618
SP-111	287821,2852	9093269,4329
SP-112	287854,7385	9093274,3130
SP-113	287826,8720	9093244,7689
SP-01	-	-

APÊNDICE C – ESBOÇO DA FUNDAÇÃO EM RADIER ESTAQUEADO



ESTACA ENSAIADA: E20  
CARGA DE TRABALHO: 49 t

### APÊNDICE D – RESULTADOS DA SONDAAGEM DA OBRA

Prof. (m)	SP01 (B1)	SP 1 (B11)	SP2 (B12)	SP3 (B13)	SP4 (B6)	SP5 (B7)	SP6 (B8)	SP7 (B9)	SP8 (B10)	SP9 (B3)	SP10 (B4)	SP11 (B5)	SP12 (B14)	SP13 (B2)	SP (méd)
1	2	2	5	4	3	3	5	4	4	2	3	2	3	3	3
2	3	2	3	4	3	2	4	4	4	5	4	3	4	5	4
3	4	4	6	4	4	2	4	3	8	1	4	4	5	4	4
4	4	5	3	2	5	3	2	4	7	4	1	3	2	5	4
5	4	4	4	14	3	4	8	17	11	5	7	2	23	2	8
6	7	5	13	17	5	3	9	10	8	7	4	1	2	3	7
7	8	6	17	21	9	7	17	4	2	7	1	2	2	1	7
8	9	20	13	19	8	6	8	2	4	2	1	2	1	1	7
9	27	12	15	4	10	4	7	1	2	9	1	3	1	4	7
10	30	11	13	8	11	9	7	8	4	5	1	10	3	2	9
11	18	5	9	1	4	1	1	8	11	1	1	15	8	10	7
12	1	6	6	1	1	2	2	14	18	1	3	20	12	17	7
13	1	4	3	1	2	2	1	24	21	3	6	23	17	25	10
14	2	12	3	1	2	2	2	52	26	4	13	29	8	34	14
15	2	4	11	1	9	3	7	38	46	4	13	38	7	35	16
16	19	4	3	1	33	18	18	34	41	12	17	33	9	35	20
17	11	6	5	1	22	20	24	9	37	19	30	9	12	37	17
18	15	10	7	20	31	24	38	14	50	18	12	5	13	28	20
19	10	11	10	13	10	13	11	18	43	11	17	10	20	16	15
20	6	16	8	11	7	10	15	13	20	13	11	12	13	12	12
21	5	16	20	10	10	18	7	16	17	17	6	13	11	14	13
22	4	13	20	16	8	25	8	15	16	20	7	9	13	17	14
23	5	11	16	14	10	17	5	9	25	19	8	34	20	16	15
24	6	30	4	15	14	21	8	8		18	9	45	14	16	16
25	22	33	48	13	49	23	5	6		32	9	45	21	18	25
26	40	45	28	33	40	51	11	5		30	11		23	15	28
27		45	45	32	50	45	35	35		45	45		20	14	37
28		45	45	45	45	45	50			45	25		10	42	40
29			39	45		45	45				40		7	45	38
30			51	45			45				45		45	45	46
31											45		45		45
32													45		45

N<sub>SPT</sub> na cor amarela indica a profundidade de assentamento da estaca sugerida pelo projetista para cada um dos 14 blocos residenciais.

**APÊNDICE E – RESULTADOS DE SONDAGEM PARA CAPACIDADE DE CARGA PELOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS – SP3**

h (m)	Camada do solo	SPT
1	areia siltosa	4
2	areia siltosa	4
3	areia siltosa	4
4	areia siltosa	2
5	areia siltosa	14
6	areia siltosa	17
7	areia siltosa	21
8	areia siltosa	19
9	areia siltosa	4
10	areia siltosa	8
11	areia muito argilosa	1
12	areia muito argilosa	1
13	areia muito argilosa	1
14	areia muito argilosa	1
15	areia muito argilosa	1
16	areia muito argilosa	1
17	areia muito argilosa	1
18	areia	20
19	areia	13
20	areia siltosa	11
21	areia	10
22	areia	16
23	areia	14
24	areia	15
25	areia	13
26	areia	33
27	areia	32
28	areia	45
29	areia	45
30	areia	45
31	areia	45

**APÊNDICE F – ESTIMATIVA DE RECALQUE POR MÉTODOS ANALÍTICOS**

P (kN)	Recalque ( $\delta_n$ )	Poulos & Davis (1980)	Poulos (2000)	PCE (campo)	
<b>0</b>	$\delta_1$	0	0	0	
5	$\delta_2$	0,0365318	0,0363019		
10	$\delta_3$	0,0730636	0,0726038		
15	$\delta_4$	0,1095954	0,1089057		
20	$\delta_5$	0,1461272	0,1452075		
25	$\delta_6$	0,182659	0,1815094		
30	$\delta_7$	0,21919079	0,2178113		
35	$\delta_8$	0,25572259	0,2541132		
40	$\delta_9$	0,29225439	0,2904151		
45	$\delta_{10}$	0,32878619	0,326717		
50	$\delta_{11}$	0,36531799	0,3630189		
55	$\delta_{12}$	0,40184979	0,3993208		
60	$\delta_{13}$	0,43838159	0,4356226		
65	$\delta_{14}$	0,47491339	0,4719245		
70	$\delta_{15}$	0,51144519	0,5082264		
75	$\delta_{16}$	0,54797699	0,5445283		
80	$\delta_{17}$	0,58450878	0,5808302		
85	$\delta_{18}$	0,62104058	0,6171321		
90	$\delta_{19}$	0,65757238	0,653434		
95	$\delta_{20}$	0,69410418	0,6897358		
<b>100</b>	$\delta_{21}$	0,73063598	0,7260377		0,43
105	$\delta_{22}$	0,76716778	0,7623396		
110	$\delta_{23}$	0,80369958	0,7986415		
115	$\delta_{24}$	0,84023138	0,8349434		
120	$\delta_{25}$	0,87676318	0,8712453		
125	$\delta_{26}$	0,91329498	0,9075472		
130	$\delta_{27}$	0,94982677	0,9438491		
135	$\delta_{28}$	0,98635857	0,9801509		
140	$\delta_{29}$	1,02289037	1,0164528		
145	$\delta_{30}$	1,05942217	1,0527547		
150	$\delta_{31}$	1,09595397	1,0890566		
155	$\delta_{32}$	1,13248577	1,1253585		
160	$\delta_{33}$	1,16901757	1,1616604		
165	$\delta_{34}$	1,20554937	1,1979623		
170	$\delta_{35}$	1,24208117	1,2342641		
175	$\delta_{36}$	1,27861297	1,270566		
180	$\delta_{37}$	1,31514476	1,3068679		
185	$\delta_{38}$	1,35167656	1,3431698		
190	$\delta_{39}$	1,38820836	1,3794717		
195	$\delta_{40}$	1,42474016	1,4157736		

<b>200</b>	δ41	1,46127196	1,4520755	1,12
205	δ42	1,49780376	1,4883774	
210	δ43	1,53433556	1,5246792	
215	δ44	1,57086736	1,5609811	
220	δ45	1,60739916	1,597283	
225	δ46	1,64393096	1,6335849	
230	δ47	1,68046276	1,6698868	
235	δ48	1,71699455	1,7061887	
240	δ49	1,75352635	1,7424906	
245	δ50	1,79005815	1,7787924	
250	δ51	1,82658995	1,8150943	
255	δ52	1,86312175	1,8513962	
260	δ53	1,89965355	1,8876981	
265	δ54	1,93618535	1,924	
270	δ55	1,97271715	1,9603019	
275	δ56	2,00924895	1,9966038	
280	δ57	2,04578075	2,0329057	
285	δ58	2,08231254	2,0692075	
290	δ59	2,11884434	2,1055094	
295	δ60	2,15537614	2,1418113	
<b>300</b>	δ61	2,19190794	2,1781132	1,92
305	δ62	2,22843974	2,2144151	
310	δ63	2,26497154	2,250717	
315	δ64	2,30150334	2,2870189	
320	δ65	2,33803514	2,3233208	
325	δ66	2,37456694	2,3596226	
330	δ67	2,41109874	2,3959245	
335	δ68	2,44763053	2,4322264	
340	δ69	2,48416233	2,4685283	
345	δ70	2,52069413	2,5048302	
350	δ71	2,55722593	2,5411321	
355	δ72	2,59375773	2,577434	
360	δ73	2,63028953	2,6137358	
365	δ74	2,66682133	2,6500377	
370	δ75	2,70335313	2,6863396	
375	δ76	2,73988493	2,7226415	
380	δ77	2,77641673	2,7589434	
385	δ78	2,81294852	2,7952453	
390	δ79	2,84948032	2,8315472	
395	δ80	2,88601212	2,8678491	
<b>400</b>	δ81	2,92254392	2,9041509	2,94
405	δ82	2,95907572	2,9404528	
410	δ83	2,99560752	2,9767547	
415	δ84	3,03213932	3,0130566	
420	δ85	3,06867112	3,0493585	

425	δ86	3,10520292	3,0856604	
430	δ87	3,14173472	3,1219623	
435	δ88	3,17826651	3,1582641	
440	δ89	3,21479831	3,194566	
445	δ90	3,25133011	3,2308679	
450	δ91	3,28786191	3,2671698	
455	δ92	3,32439371	3,3034717	
460	δ93	3,36092551	3,3397736	
465	δ94	3,39745731	3,3760755	
470	δ95	3,43398911	3,4123774	
475	δ96	3,47052091	3,4486792	
480	δ97	3,50705271	3,4849811	
485	δ98	3,54358451	3,521283	
490	δ99	3,5801163	3,5575849	
495	δ100	3,6166481	3,5938868	
<b>500</b>	δ101	3,6531799	3,6301887	4,82
505	δ102	3,6897117	3,6664906	
510	δ103	3,7262435	3,7027924	
515	δ104	3,7627753	3,7390943	
520	δ105	3,7993071	3,7753962	
525	δ106	3,8358389	3,8116981	
530	δ107	3,8723707	3,848	
535	δ108	3,9089025	3,8843019	
540	δ109	3,94543429	3,9206038	
545	δ110	3,98196609	3,9569057	
550	δ111	4,01849789	3,9932075	
555	δ112	4,05502969	4,0295094	
560	δ113	4,09156149	4,0658113	
565	δ114	4,12809329	4,1021132	
570	δ115	4,16462509	4,1384151	
575	δ116	4,20115689	4,174717	
580	δ117	4,23768869	4,2110189	
585	δ118	4,27422049	4,2473207	
590	δ119	4,31075228	4,2836226	
595	δ120	4,34728408	4,3199245	
<b>600</b>	δ121	4,38381588	4,3562264	15,6
605	δ122	4,42034768	4,3925283	
610	δ123	4,45687948	4,4288302	
615	δ124	4,49341128	4,4651321	
620	δ125	4,52994308	4,501434	
625	δ126	4,56647488	4,5377358	
630	δ127	4,60300668	4,5740377	
635	δ128	4,63953848	4,6103396	
640	δ129	4,67607027	4,6466415	
645	δ130	4,71260207	4,6829434	

650	δ131	4,74913387	4,7192453	
655	δ132	4,78566567	4,7555472	
660	δ133	4,82219747	4,791849	
665	δ134	4,85872927	4,8281509	
670	δ135	4,89526107	4,8644528	
675	δ136	4,93179287	4,9007547	
680	δ137	4,96832467	4,9370566	
685	δ138	5,00485647	4,9733585	
690	δ139	5,04138827	5,0096604	
695	δ140	5,07792006	5,0459623	
<b>700</b>	δ141	5,11445186	5,0822641	48,05
705	δ138	5,40988316	5,118566	
710	δ139	5,70531446	5,1548679	
715	δ140	6,00074576	5,1911698	
720	δ141	6,29617705	5,2274717	
725	δ142	6,59160835	5,4799781	
730	δ143	6,88703965	5,8117112	
735	δ144	7,18247095	6,1434444	
740	δ145	7,47790225	6,4751776	
745	δ146	7,77333354	6,8069108	
750	δ147	8,06876484	7,138644	
755	δ148	8,36419614	7,4703772	
760	δ149	8,65962744	7,8021103	
765	δ150	8,95505873	8,1338435	
770	δ151	9,25049003	8,4655767	
775	δ152	9,54592133	8,7973099	
780	δ153	9,84135263	9,1290431	
785	δ154	10,1367839	9,4607763	
790	δ155	10,4322152	9,7925095	
795	δ156	10,7276465	10,124243	
800	δ157	11,0230778	10,455976	
805	δ158	11,3185091	10,787709	
810	δ159	11,6139404	11,119442	
815	δ160	11,9093717	11,451175	
820	δ161	12,204803	11,782909	
825	δ162	12,5002343	12,114642	
830	δ163	12,7956656	12,446375	
835	δ164	13,0910969	12,778108	
840	δ165	13,3865282	13,109841	
845	δ166	13,6819595	13,441574	
850	δ167	13,9773908	13,773308	
855	δ168	14,2728221	14,105041	
860	δ169	14,5682534	14,436774	
865	δ170	14,8636847	14,768507	
870	δ171	15,159116	15,10024	

875	$\delta 172$	15,4545473	15,431974
880	$\delta 173$	15,7499786	15,763707
885	$\delta 174$	16,0454099	16,09544
890	$\delta 175$	16,3408412	16,427173
895	$\delta 176$	16,6362725	16,758906
900	$\delta 177$	16,9317038	17,09064
905	$\delta 178$	17,2271351	17,422373
910	$\delta 179$	17,5225664	17,754106
915	$\delta 180$	17,8179977	18,085839
920	$\delta 181$	18,113429	18,417572
925	$\delta 182$	18,4088603	18,749305
930	$\delta 183$	18,7042916	19,081039
935	$\delta 184$	18,9997229	19,412772
940	$\delta 185$	19,2951542	19,744505
945	$\delta 186$	19,5905855	20,076238
950	$\delta 187$	19,8860168	20,407971
955	$\delta 188$	20,181448	20,739705
960	$\delta 189$	20,4768793	21,071438
965	$\delta 190$	20,7723106	21,403171
970	$\delta 191$	21,0677419	21,734904
975	$\delta 192$	21,3631732	22,066637
980	$\delta 193$	21,6586045	22,39837
985	$\delta 194$	21,9540358	22,730104
990	$\delta 195$	22,2494671	23,061837
995	$\delta 196$	22,5448984	23,39357
1000	$\delta 197$	22,8403297	23,725303

**APÊNDICE G – DESLOCAMENTOS OBTIDOS NOS MODELOS  
CONSTITUTIVOS DO SOLO**

Fase	P (kN)	Deslocamento da PCE experimental (mm)	Deslocamento da PCE utilizando o modelo <i>Hardening Soil</i> (mm)	Deslocamento da PCE utilizando o modelo <i>Mohr-Coulomb</i> (mm)
Carregamento	0	0	0,002406	0
	100	0,43	1,172	1,428
	200	1,12	2,372	2,972
	300	1,92	3,678	4,806
	400	2,94	5,296	7,451
	500	4,82	7,613	19,98
	600	15,6	23,2	61,85
	700	48,05	50,85	122,1
Descarregamento	600	47,92	49,87	120,7
	400	47,25	47,89	117,7
	200	45,98	45,89	114,3
	0	44,9	43,76	110,1

**APÊNDICE H – DESLOCAMENTOS NA DEFINIÇÃO DO PARÂMETRO  $R_f$**

Fase	P (kN)	Deslocamento da PCE experimental (mm)	$R_f = 0,5$	$R_f = 0,7$	$R_f = 0,9$
			Modelo <i>Hardening Soil</i>		
			Deslocamento (mm)	Deslocamento (mm)	Deslocamento (mm)
Carregamento	0	0	0,00144	0,001724	0,002057
	100	0,43	1,091	1,026	0,9599
	200	1,12	2,228	2,099	1,964
	300	1,92	3,428	3,239	3,05
	400	2,94	4,976	4,684	4,393
	500	4,82	7,318	6,826	6,348
	600	15,6	24,63	22,59	20,11
	700	48,05	52,93	50,29	48
Descarregamento	600	47,92	51,99	49,41	47,17
	400	47,25	50,09	47,62	45,5
	200	45,98	48,13	45,79	43,79
	0	44,9	45,97	43,78	41,93

**APÊNDICE I – DESLOCAMENTOS NA DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS  $m$ ,  
 $E_{50,ref}$  e  $E_{ur,ref}$**

Fase	P (kN)	Deslocamento da PCE experimental (mm)	Deslocamento após análises dos parâmetros $m$ , $E_{50,ref}$ e $E_{ur,ref}$ (mm)
Carregamento	0	0	0,00
	100	0,43	0,60
	200	1,12	1,22
	300	1,92	1,93
	400	2,94	2,70
	500	4,82	4,17
	600	15,6	18,61
	700	48,05	49,13
Descarregamento	600	47,92	48,61
	400	47,25	47,57
	200	45,98	46,48
	0	44,9	45,24

## APÊNDICE J – RECALQUES MÁXIMO E DIFERENCIAL DAS ANÁLISES PARAMÉTRICAS

### J.1 – Variação da espessura do radier

Espessura do radier (cm)	Comprimento das estacas (m)	Recalque Máximo (mm)	Recalque Diferencial (mm)
15	18	17,07	11,042
25	18	15,37	9,312
35	18	15,47	9,415
45	18	15,7	9,474
55	18	15,98	9,581
65	18	16,25	9,669

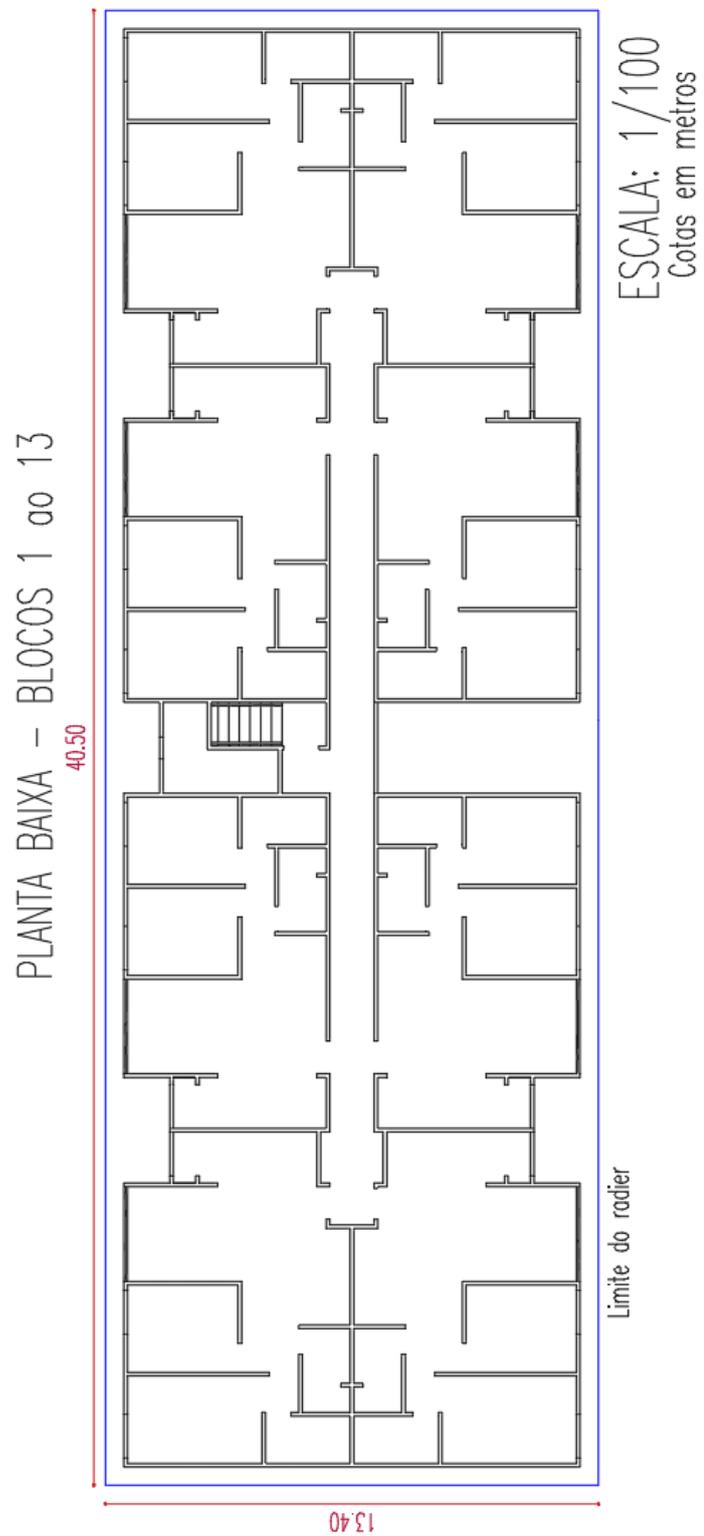
### J.2 – Variação do comprimento da estaca

Espessura do radier (cm)	Comprimento das estacas (m)	Recalque Máximo (mm)	Recalque Diferencial (mm)
25	12	23,91	13,78
25	13	21,74	12,688
25	14	19,48	11,487
25	15	18,16	10,803
25	16	17,19	10,297
25	17	16	9,685
25	18	15,37	9,312
25	19	14,91	9,147
25	20	14,42	8,892
25	21	14	8,69
25	22	13,61	8,502
25	23	13,2	8,285
25	24	12,88	8,147
25	25	12,82	8,213

### J.3 – Variação do lado da estaca

Espessura do radier (cm)	Lado das estacas (cm)	Comprimento das estacas (m)	Recalque Máximo (mm)	Recalque Diferencial (mm)
25	26,5	21	14	8,69
25	31,5	21	13,13	8,228
25	36,5	21	12,54	7,896
25	41,5	21	12,13	7,676
25	46,5	21	11,81	7,494

## ANEXO A – PLANTA BAIXA DO BLOCO 13

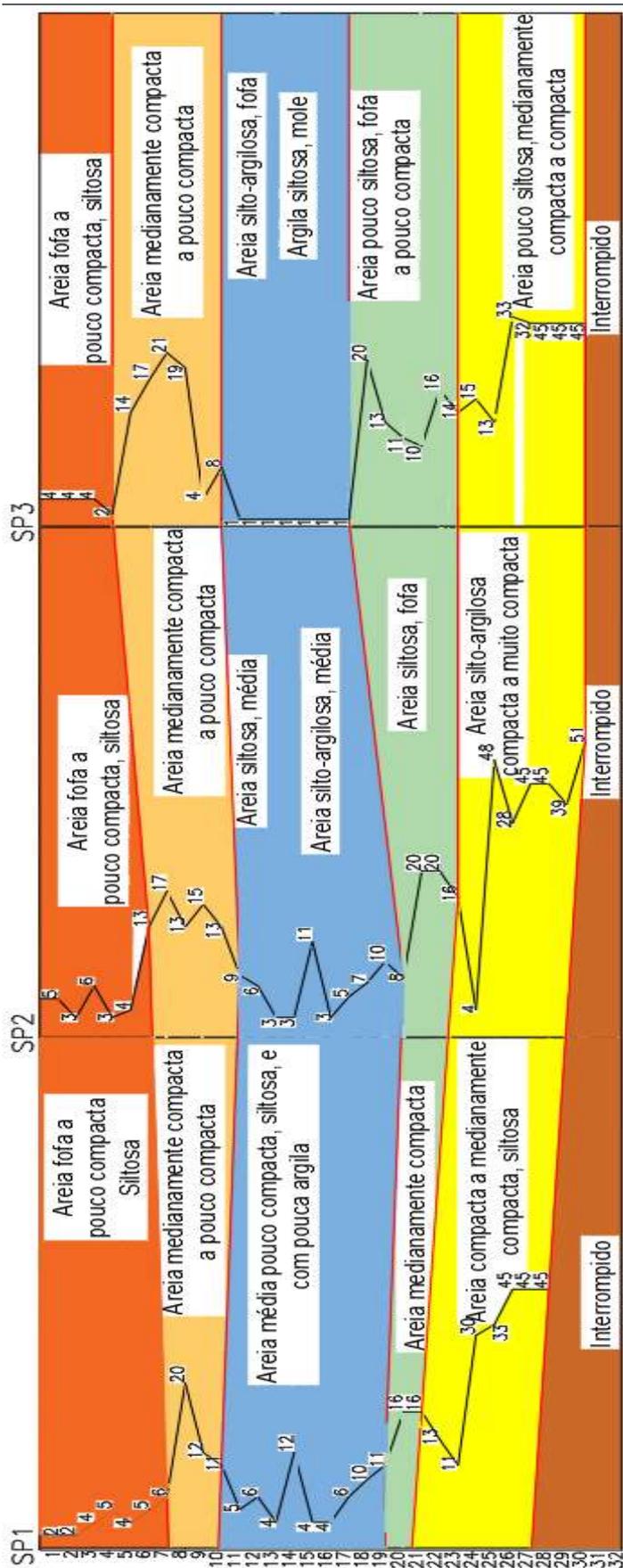


Área do radier: 542,70 m<sup>2</sup>

Espessura das paredes: 15 cm



ANEXO C – PERFIL GEOTÉCNICO – SP1, SP2 E SP3



ANEXO D – PERFIL GEOTÉCNICO – SP3, SP6, SP10 SP01

