

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

**REDES NEURAIIS DO TIPO PERCEPTRON MULTICAMADAS
APLICADAS NA PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE
ESTACAS ISOLADAS E EM GRUPOS**

LUCIANA BARBOSA AMANCIO

ORIENTADOR: RENATO PINTO DA CUNHA
CO-ORIENTADOR: SILVRANO ADONIAS DANTAS NETO

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA
PUBLICAÇÃO: G.TD-191/2023

BRASÍLIA/DF: SETEMBRO/2023

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

**REDES NEURAIIS DO TIPO PERCEPTRON MULTICAMADAS
APLICADAS NA PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE
ESTACAS ISOLADAS E EM GRUPOS**

LUCIANA BARBOSA AMANCIO

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

APROVADA POR:

**RENATO PINTO DA CUNHA, PhD (UNB)
(ORIENTADOR)**

**SILVRANO ADONIAS DANTAS NETO, PhD (UFC)
(CO-ORIENTADOR)**

**JUAN FÉLIX RODRIGUEZ REBOLLEDO, DSC. (UNB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**CRISTHIAN CAMILO MENDOZA BOLAÑOS, DSC. (UNAL)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**GUILHERME DE ALENCAR BARRETO, DSC. (UFC)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 27 de SETEMBRO de 2023

FICHA CATALOGRÁFICA

AMANCIO, LUCIANA BARBOSA

Redes Neurais do Tipo Perceptron Multicamadas Aplicadas na Previsão da Capacidade de Carga de Estacas Isoladas e em Grupos [Distrito Federal] 2023

xxxii, 245 p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2023)

Tese de Doutorado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Capacidade de Carga

2. Cargas Residuais

3. Prova de Carga Instrumentada

4. Perceptron Multicamadas

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

AMANCIO, L. B. (2023). Redes Neurais do Tipo Perceptron Multicamadas Aplicadas na Previsão da Capacidade de Carga de Estacas Isoladas e em Grupos. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-191/2023, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 245 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Luciana Barbosa Amancio

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Redes Neurais do Tipo Perceptron Multicamadas Aplicadas na Previsão da Capacidade de Carga de Estacas Isoladas e em Grupos

GRAU / ANO: Doutor / 2023

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

Luciana Barbosa Amancio

Rua Dezenove de Novembro, Nº 1486, Morro da Esperança

CEP: 64002-840 - Teresina/PI - Brasil

lucianab@ufpi.edu.br

À minha mãe (*in memoriam*),
Uma mulher que encarou a vida e a morte com
altivez e coragem e que vive no meu ser mulher,
no meu ser professora, no meu ser humana.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Valdenir e Juliana (*in memorian*), por acreditarem, mesmo sem usufruir, no poder transformador da educação.

Ao meu irmão Valdenir Júnior por estar ao meu lado nos dias mais difíceis dessa jornada e me ensinar muito com poucas palavras.

Aos meus sobrinhos Arthur e Victoria, por todas as trocas de amor e afeto que me fortaleceram nas adversidades.

Ao meu companheiro Rondinelly e sua família por serem incentivadores e apoiadores das minhas escolhas.

Aos meus psiquiatras e psicólogas por me acompanharem ao longo desse período que foi extremamente doloroso para mim.

À minha terapeuta ayurvédica, professora de yoga e amiga Andrea Benício, por segurar a minha mão quando eu enfrentei as mudanças necessárias ao longo destes anos de pesquisa.

Ao meu orientador Prof Renato Cunha, que transformou uma ideia simples nesta tese e me ofereceu tudo que estava ao seu alcance para que este trabalho fosse concluído.

Ao meu co-orientador Prof Silvrano Adonias pelo conhecimento compartilhado e tempos dedicados à elaboração deste trabalho e por me ajudar a lidar com os dilemas mais difíceis.

Aos professores que compuseram a banca da minha qualificação e da minha defesa pelas valiosas contribuições que enriqueceram meu trabalho.

Aos amigos que adquiri durante o curso de doutorado na UnB por compartilharem comigo momentos preciosos de lazer.

À Dona Gui, Sr. Brito, Ana Karla, Patrícia por me receberem em Brasília e me acolherem em seus lares durante a minha estadia.

Ao meu amigo Phelipe Wesley por disponibilizar seu tempo e seu conhecimento e viabilizar as análises numéricas que pareciam impossíveis de executar.

À Universidade Federal do Piauí, em especial aos componentes do DRHGSA que faço parte, por conceder meu afastamento para que eu pudesse realizar esse doutorado.

À Universidade de Brasília e a Capes pela oportunidade e apoio financeiro.

À todos que atravessaram meu caminho ao longo desse período e contribuíram de forma direta ou indireta na realização deste doutorado.

RESUMO

Diversas pesquisas relatam que as metodologias semi-empíricas aplicadas na previsão da capacidade de carga de estacas isoladas fornecem resultados bastante dispersos em relação aos valores adquiridos a partir de provas de carga e, ademais, desprezam-se os efeitos das cargas residuais nas suas parcelas lateral e de ponta. Tendo em vista que as redes neurais perceptron multicamadas vêm se destacando como uma ferramenta de sucesso na previsibilidade do comportamento de estacas isoladas e em grupos, optou-se por utilizá-la nesta pesquisa para o desenvolvimento de modelos de previsão das parcelas lateral e de ponta de estacas isoladas e também da capacidade de carga de grupos de estacas. Para isso foram coletados resultados de ensaios SPT e provas de cargas estáticas instrumentadas de 120 estacas isoladas e de provas de cargas estáticas realizadas em 60 grupos. De posse das informações relativas às estacas isoladas, foram calculadas as parcelas lateral e de ponta das estacas isoladas e também a correção dessas parcelas considerando a presença das cargas residuais. Essa correção implicou em uma redução nas parcelas laterais e um aumento nas parcelas de ponta, em média, de 22%. A partir das curvas carga-recalque correspondentes aos 60 grupos de estacas foram determinadas, por meio do método de Terzaghi, as capacidades de cargas. Em seguida, definiu-se que as variáveis de entrada para os modelos neurais referentes às estacas isoladas seriam o diâmetro, a resistência à penetração - SPT, a cota do nível d'água, o tipo de estaca, o tipo de solo e a velocidade do carregamento aplicado, enquanto para os modelos referentes aos grupos seriam a geometria do grupo, o espaçamento entre as estacas, a contribuição do elemento que une as estacas e a capacidade de carga fornecida pelo modelo neural desenvolvido neste trabalho. Após isso, diferentes modelos foram treinados e validados com o auxílio do programa QNET2000. Os coeficientes de correlação obtidos na fase de validação desses modelos estão compreendidos entre 0,88 e 0,99, intervalo que pode ser considerado satisfatório, em se tratando da previsão de um fenômeno complexo. Os modelos propostos para estacas isoladas tiveram um bom desempenho para as estacas hélice contínua e metálica. Já o modelo proposto para estimar a capacidade de carga de grupos de estacas teve um bom desempenho para grupos compostos por estacas *Hollow Auger*. Ao aplicar os modelos propostos em diferentes casos, verificou-se que os modelos relativos às grandezas das estacas isoladas tiveram um desempenho melhor do que as metodologias semi-empíricas usuais e o modelo dos grupos teve um comportamento mais "realista" quando o elemento de ligação contribui na capacidade de carga do sistema. Assim sendo, pode-se afirmar que o perceptron multicamadas é uma ferramenta promissora para o entendimento do mecanismo de transferência de carga que ocorre tanto em estacas isoladas quanto em grupos. Vale lembrar que o diferencial entre os modelos já disponíveis e os propostos neste trabalho está no fato de que a parcela lateral da capacidade de carga é calculada em função da profundidade e não apenas o seu valor total, na possibilidade de avaliar até sete tipos de estacas, dois tipos de carregamentos (SML e QML) e diferentes perfis geotécnicos.

Palavras-chaves: Perceptron Multicamadas. Capacidade de Carga. Cargas Residuais. Prova de Carga Instrumentada. Sondagem à Percussão.

ABSTRACT

Several studies have reported that the semi-empirical methodologies applied to predicting the load capacity of single piles provide results that are quite dispersed in relation to the values acquired from load tests and, furthermore, disregard the effects of residual loads in their lateral and tip portions. Given that multilayer perceptron neural network has become a successful tool for predicting the behavior of single piles and pile groups, it decided to use them in this research to develop models for predicting the lateral and tip portions of single piles and also the load capacity of pile groups. To this end, results were collected from SPT tests and instrumented static load tests on 120 single piles and static load tests on 60 groups. Once the information on the single piles was available, the lateral and tip portions of the single piles were calculated, and these portions were corrected for the presence of residual loads. This correction resulted in a reduction in the lateral portion and an increase in the tip portion of 22%, on average. The load capacities of the 60 pile groups were determined using the Terzaghi method. It was then decided that the input variables for the neural models for the single piles would be the diameter, the penetration resistance - SPT, the water level, the type of pile, the type of soil and the speed of the applied load, while for the models for the groups they would be the geometry of the group, the spacing between the piles, the contribution of the element joining the piles and the load capacity provided by the neural model developed in this work. Different models were then trained and validated using the QNET2000 program. The correlation coefficients obtained in the validation phase of these models are between 0.88 and 0.99, a range that can be considered satisfactory when it comes to predicting a complex phenomenon. The models proposed for single piles performed well for continuous auger and steel piles. The model proposed to estimate the load capacity of pile groups performed well for groups made up of *Hollow Auger* piles. When applying the proposed models to different cases, it was found that the models relating to the quantities of single piles performed better than the usual semi-empirical methodologies and the model for groups had a more "realistic" behaviour when the connecting element contributes to the system's load capacity. It can therefore be said that the multilayer perceptron is a promising tool for understanding the load transfer mechanism that occurs in both single piles and groups. It is worth remembering that the difference between the models already available and those proposed in this work lies in the fact that the lateral portion of the load capacity is calculated as a function of depth and not just its total value, in the possibility of evaluating up to seven types of pile, two types of loading (SML and QML) and different geotechnical profiles.

Keywords: Multilayer Perceptrons. Bearing capacity. Residual Loads. Instrumented Load Tests. Standard Penetration Test.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	CONTEXTUALIZAÇÃO	1
1.2	POR QUE OS PERCEPTRONS MULTICAMADAS?	3
1.3	OBJETIVOS	4
1.4	ESCOPO DA TESE	5
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1	FUNDAÇÕES POR ESTACAS	6
2.1.1	GRUPOS DE ESTACAS	6
2.1.2	ESTACAS ISOLADAS	14
2.1.3	CARGAS RESIDUAIS	24
2.1.4	CONSIDERAÇÕES PARCIAIS	29
2.2	REDES NEURAIIS ARTIFICIAIS	30
2.2.1	NEURÔNIO ARTIFICIAL - MODELO MCP	31
2.2.2	ARQUITETURAS	33
2.2.3	PROCESSOS DE APRENDIZAGEM	35
2.2.4	PERCEPTRON MULTICAMADAS - MLP	36
2.2.5	MODELAGEM COM REDES MLP	39
2.2.6	APLICAÇÃO DE RNA NA GEOTECNIA	48
3	BANCOS DE DADOS	54
3.1	BANCO DE DADOS PARA OS MODELOS DE ESTACAS ISOLADAS	54
3.1.1	DESCRIÇÃO DOS DADOS COLETADOS PARA OS MODELOS DE ESTACAS ISOLADAS	55
3.1.2	TRATAMENTO DOS DADOS COLETADOS PARA OS MODELOS DE ESTACAS ISOLADAS	65
3.1.3	APRESENTAÇÃO DOS DADOS UTILIZADOS NOS MODELOS DE ESTACAS ISOLADAS	75
3.2	BANCO DE DADOS PARA OS MODELOS DE GRUPOS DE ESTACAS	78
4	DESENVOLVIMENTO DOS MODELOS NEURAIIS	86

4.1	DEFINIÇÕES DE VARIÁVEIS	86
4.1.1	VARIÁVEIS DE SAÍDA	86
4.1.2	VARIÁVEIS DE ENTRADA (ESTACAS ISOLADAS)	93
4.1.3	VARIÁVEIS DE ENTRADA (GRUPOS DE ESTACAS)	100
4.2	DEFINIÇÕES DOS CONJUNTOS ENTRADA-SAÍDA	103
4.2.1	CORRELAÇÕES ENTRE AS VARIÁVEIS DE ENTRADA E DE SAÍDA	103
4.2.2	COMBINAÇÕES DE VARIÁVEIS DE ENTRADA	106
4.3	TRATAMENTO DOS DADOS	108
4.4	TREINAMENTO E VALIDAÇÃO	110
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	113
5.1	VARIÁVEIS DE SAÍDA DOS MODELOS DESENVOLVIDOS PARA ESTACAS ISOLADAS	113
5.1.1	CARGAS APARENTES	113
5.1.2	CARGAS VERDADEIRAS	114
5.1.3	CARGAS APARENTES vs VERDADEIRAS	115
5.1.4	CARGAS RESIDUAIS	120
5.2	MODELOS NEURAIIS DESENVOLVIDOS	122
5.2.1	MODELOS DESENVOLVIDOS PARA ESTIMAR A CARGA LATE- RAL APARENTE (ESTACAS ISOLADAS)	123
5.2.2	MODELOS DESENVOLVIDOS PARA ESTIMAR A CARGA DE PONTA APARENTE (ESTACA ISOLADAS)	126
5.2.3	MODELOS DESENVOLVIDOS PARA ESTIMAR A CARGA LATE- RAL VERDADEIRA (ESTACA ISOLADAS)	130
5.2.4	MODELOS DESENVOLVIDOS PARA ESTIMAR A CARGA DE PONTA VERDADEIRA (ESTACAS ISOLADAS)	133
5.2.5	MODELOS DESENVOLVIDOS PARA ESTIMAR A CAPACIDADE DE CARGA DE GRUPOS DE ESTACAS	137
5.3	APRESENTAÇÃO DOS MODELOS PROPOSTOS	139
5.3.1	MODELO PROPOSTO PARA ESTIMAR A CARGA LATERAL APA- RENTE DE ESTACAS ISOLADAS	139
5.3.2	MODELO PROPOSTO PARA ESTIMAR A CARGA DE PONTA APA- RENTE DE ESTACAS ISOLADAS	140

5.3.3	MODELO PROPOSTO PARA ESTIMAR A CARGA LATERAL VER-	
	DADEIRA DE ESTACAS ISOLADAS	142
5.3.4	MODELO PROPOSTO PARA ESTIMAR A CARGA DE PONTA VER-	
	DADEIRA DE ESTACAS ISOLADAS	143
5.3.5	MODELO PROPOSTO PARA ESTIMAR A CAPACIDADE DE CARGA	
	DE GRUPOS DE ESTACAS	144
5.3.6	IMPLEMENTAÇÃO DOS MODELOS PROPOSTOS	145
5.4	ANÁLISE DO DESEMPENHO DOS MODELOS PROPOSTOS	146
5.4.1	AVALIAÇÃO DOS MODELOS PROPOSTOS PARA ESTACAS ISO-	
	LADAS	146
5.4.2	APLICAÇÃO DOS MODELOS PROPOSTOS PARA ESTACAS ISO-	
	LADAS	163
5.4.3	AVALIAÇÃO DOS MODELOS PROPOSTOS PARA GRUPOS	179
5.4.4	APLICAÇÃO DO MODELO PROPOSTO PARA GRUPOS DE ESTA-	
	CAS	182
5.4.5	ANÁLISE PARAMÉTRICA DO MODELO PROPOSTO PARA GRU-	
	POS DE ESTACAS	202
6	CONCLUSÕES	215
6.1	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	218
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	219
A	APÊNDICE A – CÓDIGOS QR	238
B	APÊNDICE B – PLANILHA ELETRÔNICA	241

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Pesquisas internacionais sobre fundações estaqueadas.	9
Tabela 2.2 – Pesquisas sobre grupos de estacas via instrumentação	11
Tabela 2.3 – Pesquisas que aplicaram métodos semi-empíricos em estacas isoladas . .	17
Tabela 2.4 – Pesquisas com prova de carga instrumentada em estaca isolada	23
Tabela 2.5 – Elementos básicos de um neurônio artificial - (Silva <i>et al.</i> , 2016)	32
Tabela 2.6 – Funções de ativação disponíveis no programa QNET2000	33
Tabela 2.7 – Técnicas de normalização empregadas em RNA	41
Tabela 2.8 – Indicadores de avaliação de desempenho	47
Tabela 2.9 – Aplicação dos perceptrons multicamadas em problemas geotécnicos. . .	50
Tabela 2.10 – Modelos neurais relativos a capacidade de carga de estacas isoladas . . .	52
Tabela 3.1 – Dados gerais referentes as 120 estacas isoladas coletadas	56
Tabela 3.2 – Características geométricas da estaca metálica E061, (Falconi & Perez, 2008a)	62
Tabela 3.3 – Características geométricas da estaca metálica E062, (Falconi & Perez, 2008a)	62
Tabela 3.4 – Dados gerais referentes as 95 estacas isoladas coletadas	72
Tabela 3.5 – Dados gerais referentes aos 60 grupos de estacas coletados	80
Tabela 4.1 – Coeficientes de Bjerrum-Burland β - Fellenius (2021)	90
Tabela 4.2 – Faixa de variação de (N_p) - Fellenius (2021)	91
Tabela 4.3 – Aquisição das variáveis de entrada usadas nos modelos neurais referentes as estacas isoladas.	93
Tabela 4.4 – Valores adotados para a variável TE1.	94
Tabela 4.5 – Valores adotados para a variável TE2.	94
Tabela 4.6 – Geometria das estacas correspondente aos tipos de estacas TE1.	96
Tabela 4.7 – Geometria das estacas correspondente aos tipos de estacas TE2.	96
Tabela 4.8 – Valores percentuais que representam os tipos de solo nos modelos envol- vendo a carga na ponta.	98
Tabela 4.9 – Valores adotados para a variável S.	99
Tabela 4.10 – Valores adotados para a variável TC.	100
Tabela 4.11 – Aquisição das variáveis de entrada usadas nos modelos neurais referentes aos grupos.	100

Tabela 4.12 – Valores adotados para a variável GE.	102
Tabela 4.13 – Matriz de correlação entre as variáveis dos modelos para estimar as cargas laterais aparente e "verdadeira"	104
Tabela 4.14 – Matriz de correlação entre as variáveis dos modelos para estimar as cargas na ponta aparente e "verdadeira"	104
Tabela 4.15 – Matriz de correlação entre as variáveis dos modelos para estimar a capacidade de carga de grupos de estacas	106
Tabela 4.16 – Combinações de variáveis de entrada para estimar a carga lateral aparente e "verdadeira" de estacas isoladas.	107
Tabela 4.17 – Combinações de variáveis de entrada para estimar a carga na ponta aparente e "verdadeira" de estacas isoladas.	107
Tabela 4.18 – Combinações de variáveis de entrada para estimar a capacidade de carga de grupos de estacas.	107
Tabela 4.19 – Quantidade de exemplos do tipo entrada-saída para todos os conjuntos de dados.	108
Tabela 4.20 – Valores máximos e mínimos das variáveis pertencentes aos conjuntos CRL1 a CRL10.	108
Tabela 4.21 – Valores máximos e mínimos das variáveis pertencentes aos conjuntos CRP1 a CRP18.	109
Tabela 4.22 – Valores máximos e mínimos das variáveis pertencentes aos conjuntos CPg1 e CPg2.	109
Tabela 4.23 – Quantidade de exemplos do tipo entrada-saída para treinamento, teste e validação.	109
Tabela 4.24 – Arquiteturas candidatas para estimar a carga lateral em estacas isoladas .	110
Tabela 4.25 – Arquiteturas candidatas para estimar a carga na ponta em estacas isoladas.	110
Tabela 4.26 – Arquiteturas candidatas para estimar a capacidade de carga de grupos de estacas.	111
Tabela 5.1 – Percentuais de carga lateral e de ponta, aparentes, em relação à carga última aplicada na prova de carga para os tipos de estaca TE1.	113
Tabela 5.2 – Percentuais de carga lateral e de ponta, aparentes, em relação à carga última aplicada na prova de carga para os tipos de estaca TE2.	114

Tabela 5.3	–	Percentuais de carga lateral e de ponta, "verdadeiras", em relação à carga última obtida pelo método estático para os tipos de estaca TE1.	114
Tabela 5.4	–	Percentuais de carga lateral e de ponta, "verdadeiras", em relação à carga última obtida pelo método estático para os tipos de estaca TE2.	115
Tabela 5.5	–	Coeficientes de Bjerrum-Burland β e N_p retroanalizados	121
Tabela 5.6	–	Dados obtidos na fase de validação dos modelos neurais desenvolvidos para estimar a carga lateral aparente de estacas isoladas.	123
Tabela 5.7	–	Contribuição das variáveis de entrada para o modelo de previsão da carga lateral aparente em estacas isoladas (MRL5).	125
Tabela 5.8	–	Dados obtidos na fase de validação dos modelos neurais desenvolvidos para estimar a carga de ponta aparente de estacas isoladas.	127
Tabela 5.9	–	Contribuição das variáveis de entrada para o modelo de previsão da carga de ponta aparente em estacas isoladas (MRP5).	129
Tabela 5.10	–	Dados obtidos na fase de validação dos modelos neurais desenvolvidos para estimar a carga lateral "verdadeira" de estacas isoladas.	130
Tabela 5.11	–	Contribuição das variáveis de entrada para o modelo de previsão da carga lateral "verdadeira" em estacas isoladas (MRL9).	133
Tabela 5.12	–	Dados obtidos na fase de validação dos modelos neurais desenvolvidos para estimar a carga de ponta "verdadeira" de estacas isoladas.	134
Tabela 5.13	–	Contribuição das variáveis de entrada para o modelo de previsão da carga de ponta "verdadeira" em estacas isoladas (MRP14).	136
Tabela 5.14	–	Dados obtidos na fase de validação dos modelos neurais desenvolvidos para estimar a capacidade de carga de grupos de estacas.	137
Tabela 5.15	–	Contribuição das variáveis de entrada para o modelo de previsão da capacidade de carga de grupos de estacas (MPg1).	138
Tabela 5.16	–	Pesos sinápticos (w_n) e limiares (θ) entre a camada de entrada e a 1ª camada oculta do modelo de previsão da carga lateral aparente em estacas isoladas.	140
Tabela 5.17	–	Pesos sinápticos (w_n) e limiares (θ) entre a 1ª e a 2ª camada oculta do modelo de previsão da carga lateral aparente em estacas isoladas.	140

Tabela 5.18 – Pesos sinápticos (w_n) e limiares (θ) entre a 2 ^a camada oculta e a camada de saída do modelo de previsão da carga lateral aparente em estacas isoladas.	140
Tabela 5.19 – Pesos sinápticos (w_n) e limiares (θ) entre a camada de entrada e a camada oculta do modelo de previsão da carga de ponta aparente em estacas isoladas.	141
Tabela 5.20 – Pesos sinápticos (w_n) e limiares (θ) entre a camada oculta e a camada de saída do modelo de previsão da carga de ponta aparente em estacas isoladas.	141
Tabela 5.21 – Pesos sinápticos (w_n) e limiares (θ) entre a camada de entrada e a camada oculta do modelo de previsão da carga lateral "verdadeira" em estacas isoladas.	142
Tabela 5.22 – Pesos sinápticos (w_n) e limiares (θ) entre a camada oculta e a camada de saída do modelo de previsão da carga lateral "verdadeira" em estacas isoladas.	143
Tabela 5.23 – Pesos sinápticos (w_n) e limiares (θ) entre a camada de entrada e a camada oculta do modelo de previsão da carga de ponta "verdadeira" em estacas isoladas.	144
Tabela 5.24 – Pesos sinápticos (w_n) e limiares (θ) entre a camada oculta e a camada de saída do modelo de previsão da carga de ponta "verdadeira" em estacas isoladas.	144
Tabela 5.25 – Pesos sinápticos (w_n) e limiares (θ) entre a camada de entrada e a camada oculta do modelo de previsão da capacidade de carga para grupos de estacas.	145
Tabela 5.26 – Pesos sinápticos (w_n) e limiares (θ) entre a camada oculta e a camada de saída do modelo de previsão da capacidade de carga para grupos de estacas.	145
Tabela 5.27 – Modelos propostos nesta tese.	146
Tabela 5.28 – Dados de entrada usados no modelo proposto para estimar a capacidade de carga dos grupos de estacas analisados no Edifício em Uberlândia. . .	184
Tabela 5.29 – Cargas nos pilares estudados no Edifício em Águas Claras (Bahia <i>et al.</i> , 2016).	189
Tabela 5.30 – Dados de entrada usados no modelo proposto para estimar a capacidade de carga dos grupos de estacas analisados no Edifício em Águas Claras. .	190

Tabela 5.31 – Capacidade de carga "simulada" para os pilares apoiados sobre um grupo de duas estacas considerando recalques nos apoios, do Edifício em Campos dos Goytacazes (Barros, 2005).	197
Tabela 5.32 – Dados de entrada usados no modelo proposto para estimar a capacidade de carga dos grupos de estacas pertencentes ao do Edifício em Campos dos Goytacazes.	198
Tabela 5.33 – Valores adotados para os parâmetros analisados.	203

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1	– Sistemas de Fundação: (a) Estaca Isolada; (b) Grupo de estacas (Bloco de estacas) e (c) Radier Estaqueado, adaptado de Bezerra (2003)	7
Figura 2.2	– Representação da definição de fundações profundas segundo a ABNT (2019) <i>NBR 6122</i>	14
Figura 2.3	– Modos de ruptura: (a) ruptura nítida; (b) ruptura física; (c) ruptura convencional, Cintra <i>et al.</i> (2013)	20
Figura 2.4	– Desenvolvimento teórico da carga residual relatado em Fellenius (2002a), adaptado de (Viana da Fonseca & Fernandes, 2014).	24
Figura 2.5	– Distribuições de cargas para a estaca metálica, adaptado de Fellenius (2004).	27
Figura 2.6	– Diagramas carga-profundidade: (a) estaca hélice contínua (Anjos, 2006); (b) estaca hélice contínua (Silva, 2011); (c) estaca escavada (Albuquerque & Garcia, 2019) e (d) estaca hélice contínua (Kania <i>et al.</i> , 2020)	28
Figura 2.7	– Analogia entre rede neural biológica e artificial, adaptada de (Tafner <i>et al.</i> , 1995)	30
Figura 2.8	– Representação do neurônio artificial, (Silva <i>et al.</i> , 2016)	31
Figura 2.9	– Rede <i>feedforward</i> com camada única, adaptada de Silva <i>et al.</i> (2016)	34
Figura 2.10	– Rede <i>feedforward</i> com duas camadas ocultas, adaptada de Silva <i>et al.</i> (2016)	34
Figura 2.11	– Rede recorrente com camada oculta, adaptada de Silva <i>et al.</i> (2016)	35
Figura 2.12	– Representação do perceptron multicamadas visando o funcionamento do algoritmo <i>backpropagation</i> , adaptada de Silva <i>et al.</i> (2016)	37
Figura 2.13	– Representação das etapas de modelagem por redes neurais	40
Figura 2.14	– Fluxograma do treinamento de uma rede MLP, adaptado de Silva <i>et al.</i> (2016)	44
Figura 2.15	– Representação do critério de parada para uma rede MLP, Haykin (2009)	46
Figura 2.16	– Técnicas de DL aplicadas	49
Figura 3.1	– Localização das 120 estacas isoladas coletadas.	60
Figura 3.2	– Distribuição dos tipos de estacas (fornecidas pelos autores pesquisados) para o banco de dados composto por 120 estacas isoladas.	61

Figura 3.3	– Geometria (área e perímetro) adotada para estacas metálicas E061, E062, E105 e E108, (Falconi & Perez, 2008a)	62
Figura 3.4	– Histogramas referentes aos comprimentos das estacas para o banco de dados composto por 120 estacas isoladas.	63
Figura 3.5	– Histogramas referentes aos diâmetros das estacas para o banco de dados composto por 120 estacas isoladas.	64
Figura 3.6	– Curvas carga-recalque para a estaca E005.	65
Figura 3.7	– Curvas carga-recalque para a estaca E034.	66
Figura 3.8	– Curvas carga-recalque para a estaca E095.	66
Figura 3.9	– Curvas carga-recalque para a estaca E053.	67
Figura 3.10	– Curvas carga-recalque para a estaca E114.	67
Figura 3.11	– Curvas carga-recalque para a estaca E016.	68
Figura 3.12	– Curvas carga-recalque para a estaca E081.	68
Figura 3.13	– Curvas carga-recalque para a estaca E040.	69
Figura 3.14	– Curvas carga-recalque para a estaca E089.	70
Figura 3.15	– Curvas carga-recalque para a estaca E091.	70
Figura 3.16	– Curvas carga-recalque para a estaca E088.	71
Figura 3.17	– Localização das 95 estacas isoladas coletadas.	76
Figura 3.18	– Distribuição dos tipos de estacas (classificação dada pelos autores pesquisados) para o banco de dados composto por 95 estacas isoladas.	76
Figura 3.19	– Histogramas referentes aos comprimentos das estacas para o banco de dados composto por 95 estacas isoladas.	77
Figura 3.20	– Histogramas referentes aos diâmetros das estacas para o banco de dados composto por 95 estacas isoladas.	77
Figura 3.21	– Localização dos 60 grupos de estacas.	82
Figura 3.22	– Distribuição dos tipos de estacas para o banco de dados composto por 60 grupos de estacas.	83
Figura 3.23	– Histograma referente aos diâmetros das estacas que compõem os 60 grupos.	84
Figura 3.24	– Histograma referente aos comprimentos das estacas que compõem os 60 grupos.	84
Figura 4.1	– (a) Níveis instrumentados; (b) Diagrama carga transferida x profundidade e (c) Diagrama de resistência lateral aparente, adaptada de Vesic (1977a).	87

Figura 4.2	– Diagrama carga transferida x profundidade para a estaca E62	88
Figura 4.3	– (a) Perfil geotécnico e (b) curva RL_A (kN) x z (m) da estaca E62.	89
Figura 4.4	– Diagrama carga transferida x profundidade "corrigido" da estaca E74	89
Figura 4.5	– Diagramas carga-profundidade, adaptado de Fellenius (2002b)	92
Figura 4.6	– Curva carga x recalque para os grupos G16 e G17, Soares (2011).	92
Figura 4.7	– Distribuição dos tipos de estacas TE1 para as 95 estacas.	95
Figura 4.8	– Distribuição dos tipos de estacas TE2 para as 95 estacas.	95
Figura 4.9	– Frequência da variável s/D para os grupos de estacas.	102
Figura 4.10	– Distribuição da variável GE para os grupos de estacas.	103
Figura 4.11	– Curvas coeficiente de correlação e $REQM$ x número de iterações na fase de treinamento e teste da (a) Arquitetura A:3:2:1 relativa ao conjunto entrada-saída CRP5 e (b) Arquitetura A:8:4:1 relativa ao CRL5.	112
Figura 5.1	– Carga lateral x profundidade para as estacas (a) E32 e (b) E77.	116
Figura 5.2	– Parâmetros estatísticos (<i>boxplot</i>) referentes aos percentuais de carga lateral aparente e "verdadeira".	117
Figura 5.3	– Parâmetros estatísticos (<i>boxplot</i>) referentes aos percentuais de carga de ponta aparente e "verdadeira".	117
Figura 5.4	– Comparação entre os percentuais referentes à carga lateral para os tipos de estaca da variável TE1.	118
Figura 5.5	– Comparação entre os percentuais referentes à carga de ponta para os tipos de estaca da variável TE1.	118
Figura 5.6	– Comparação entre os percentuais referentes à carga lateral para os tipos de estaca da variável TE2.	119
Figura 5.7	– Comparação entre os percentuais referentes à carga de ponta para os tipos de estaca da variável TE2.	119
Figura 5.8	– Diagramas carga x profundidade para estacas (a) E92 e (b) E53.	120
Figura 5.9	– Diagramas carga x profundidade para estacas (a) E01 e (b) E15.	121
Figura 5.10	– Comparação entre os intervalos (mín - máx) para os coeficientes (a) β e (b) N_p	122
Figura 5.11	– Coeficientes de correlação encontrados no desenvolvimento dos modelos que estimam a carga lateral aparente.	124

Figura 5.12 – Raízes dos erros quadráticos médios encontradas no desenvolvimento dos modelos que estimam a carga lateral aparente.	125
Figura 5.13 – Correlação entre as cargas laterais aparentes calculadas pelo modelo MRL5 na fase de validação e os valores desejados.	126
Figura 5.14 – Coeficientes de correlação dos modelos neurais desenvolvidos para estimar a carga de ponta aparente de estacas isoladas.	128
Figura 5.15 – Raiz do erro quadrático médio dos modelos neurais desenvolvidos para estimar a carga de ponta aparente de estacas isoladas.	129
Figura 5.16 – Comparação entre as cargas de ponta aparentes calculadas pelos modelos MRP5 na fase de validação e os valores desejados.	130
Figura 5.17 – Coeficientes de correlação encontrados no desenvolvimento dos modelos que estimam a carga lateral "verdadeira".	131
Figura 5.18 – Raiz do erro quadrático médio encontrados no desenvolvimento dos modelos que estimam a carga lateral "verdadeira".	132
Figura 5.19 – Correlação entre as cargas laterais "verdadeiras" calculadas pelo modelo MRL9 na fase de validação e os valores desejados.	133
Figura 5.20 – Coeficientes de correlação dos modelos neurais desenvolvidos para estimar a carga de ponta "verdadeira" de estacas isoladas.	135
Figura 5.21 – Raiz do erro quadrático médio dos modelos neurais desenvolvidos para estimar a carga de ponta "verdadeira" de estacas isoladas.	135
Figura 5.22 – Comparação entre as cargas de ponta "verdadeiras" calculadas pelos modelos MRP14 na fase de validação e os valores desejados.	136
Figura 5.23 – Coeficiente de correlação e raiz do erro quadrático médio dos modelos neurais desenvolvidos para estimar a capacidade de carga de grupos de estacas.	138
Figura 5.24 – Comparação entre as cargas de ponta "verdadeiras" calculadas pelos modelos MRP14 na fase de validação e os valores desejados.	138
Figura 5.25 – Arquitetura do modelo proposto para estimar a carga lateral aparente em estacas isoladas.	139
Figura 5.26 – Arquitetura do modelo proposto para estimar a carga de ponta aparente em estacas isoladas.	141

Figura 5.27 – Arquitetura do modelo proposto para estimar a carga lateral "verdadeira" em estacas isoladas.	142
Figura 5.28 – Arquitetura do modelo proposto para estimar a carga lateral aparente em estacas isoladas.	143
Figura 5.29 – Arquitetura do modelo proposto para estimar a capacidade de carga em grupos de estacas.	144
Figura 5.30 – Curvas carga lateral aparente x profundidade para a estaca E52.	147
Figura 5.31 – Curvas carga lateral aparente x profundidade para a estaca pré-moldada de concreto E86.	147
Figura 5.32 – Curvas carga lateral aparente x profundidade para a estaca pré-moldada de concreto E33.	148
Figura 5.33 – Curvas carga lateral aparente x profundidade para a estaca metálica E55.	148
Figura 5.34 – Curvas carga lateral aparente x profundidade para a estaca hélice contínua E65.	149
Figura 5.35 – Curvas carga lateral aparente x profundidade para a estaca injetada E20.	149
Figura 5.36 – Curvas carga lateral aparente x profundidade para a estaca escavada com estabilizante E54.	150
Figura 5.37 – Curvas carga lateral aparente x profundidade para a estaca escavada com estabilizante E80.	150
Figura 5.38 – Curvas carga lateral aparente x profundidade para a estaca escavada com deslocamento E30.	151
Figura 5.39 – Curvas carga lateral aparente x profundidade para a estaca escavada E23.	151
Figura 5.40 – Curvas carga lateral aparente x profundidade para a estaca escavada E06.	152
Figura 5.41 – Comparação entre as cargas de ponta aparentes obtidas pelo modelo proposto, pelos métodos semi-empíricos e por meio da instrumentação referentes às estacas (a) cravada de concreto, (b) cravada metálica, (c) injetadas, (d) escavadas com deslocamento, (e) hélice contínua, (f) escavadas e (g) escavada com estabilizante.	153
Figura 5.42 – Curvas carga lateral "verdadeira" x profundidade para a estaca E95.	154
Figura 5.43 – Curvas carga lateral "verdadeira" x profundidade para a estaca pré-moldada de concreto E33.	155

Figura 5.44 – Curvas carga lateral "verdadeira" x profundidade para a estaca metálica E42.	156
Figura 5.45 – Curvas carga lateral "verdadeira" x profundidade para a estaca metálica E55.	156
Figura 5.46 – Curvas carga lateral "verdadeira" x profundidade para a estaca injetada E18.	157
Figura 5.47 – Curvas carga lateral "verdadeira" x profundidade para a estaca injetada E68.	157
Figura 5.48 – Curvas carga lateral "verdadeira" x profundidade para a estaca hélice contínua E64.	158
Figura 5.49 – Curvas carga lateral "verdadeira" x profundidade para a estaca escavada com estabilizante E90.	158
Figura 5.50 – Curvas carga lateral "verdadeira" x profundidade para a estaca escavada com deslocamento E16.	159
Figura 5.51 – Curvas carga lateral "verdadeira" x profundidade para a estaca escavada E04.	160
Figura 5.52 – Curvas carga lateral "verdadeira" x profundidade para a estaca escavada E34.	160
Figura 5.53 – Curvas carga lateral "verdadeira" x profundidade para a estaca E51.	161
Figura 5.54 – Comparação entre as cargas de ponta "verdadeiras" obtidas pelo modelo proposto, pelos métodos semi-empíricos e por meio da instrumentação referentes às estacas (a) cravada de concreto, (b) cravada metálica, (c) injetadas, (d) escavadas com deslocamento, (e) hélice contínua, (f) escavadas e (g) escavada com estabilizante.	162
Figura 5.55 – Fluxograma das etapas de aplicação dos modelos desenvolvidos para estacas isoladas.	164
Figura 5.56 – Locação dos casos em que foram aplicados os modelos neurais propostos para estacas isoladas.	165
Figura 5.57 – Perfil geotécnico do campo experimental da ESSC-USP, adaptada de (Cintra <i>et al.</i> , 1991).	166
Figura 5.58 – Curvas carga lateral x profundidade para a estaca ET1, implementada no campo experimental da ESSC-USP.	167

Figura 5.59 – Comparação entre as cargas de pontas calculadas pelos modelos propostos e métodos semi-empíricos referentes à estaca ET1 implementada no do campo experimental da ESSC-USP.	168
Figura 5.60 – Comparação entre as capacidades de carga obtidas por meio de prova de carga estática (PCE), pelos métodos semi-empíricos e pelos modelos propostos, referentes as fundações implementadas no campo experimental da ESSC-USP.	168
Figura 5.61 – Perfil geotécnico do campo experimental da UnB, adaptado de Mota (2003).	170
Figura 5.62 – Curvas carga lateral x profundidade para as estacas (a) ET2 e (b) ET3, implementadas no do campo experimental da UnB.	171
Figura 5.63 – Curvas carga lateral x profundidade para a estaca ET5, implementada no campo experimental da UnB.	172
Figura 5.64 – Comparação entre as cargas de pontas calculadas pelos modelos propostos e métodos semi-empíricos referentes às estacas (a) ET2=ET3 e (b) ET5, implementadas no campo experimental da UnB	173
Figura 5.65 – Comparação entre as capacidades de carga obtidas por meio de prova de carga estática (PCE), pelos métodos semi-empíricos pelos modelos propostos para estacas isoladas, referentes às fundações implementadas no campo experimental da UnB.	174
Figura 5.66 – Perfil geotécnico do campo experimental da COPESOLO.	175
Figura 5.67 – Curvas carga lateral x profundidade para a estaca ET6, implementada no campo experimental da COPESOLO.	176
Figura 5.68 – Comparação entre as cargas de pontas calculadas pelos modelos propostos e métodos semi-empíricos referentes à estaca ET6, implementada no campo experimental da COPESOLO.	177
Figura 5.69 – Comparação entre as capacidades de carga obtidas por meio de prova de carga estática (PCE), pelos métodos semi-empíricos pelos modelos propostos para estacas isoladas, referentes às fundações implementada no campo experimental da COPESOLO.	178
Figura 5.70 – Comparação entre as capacidades de carga desejada, estimadas pelo modelo proposto e pelos métodos semi-empíricos, referentes aos grupos G01 a G15.	180

Figura 5.71 – Comparação entre as capacidades de carga desejada, estimadas pelo modelo proposto e pelos métodos semi-empíricos, referentes aos grupos G16 a G30.	180
Figura 5.72 – Comparação entre as capacidades de carga desejada, estimadas pelo modelo proposto e pelos métodos semi-empíricos, referentes aos grupos G31 a G45.	181
Figura 5.73 – Comparação entre as capacidades de carga desejada, estimadas pelo modelo proposto e pelos métodos semi-empíricos, referentes aos grupos G46 a G60.	181
Figura 5.74 – (a) Localização do Edifício em Uberlândia e (b) Planta baixa das fundações (Sousa, 2019).	182
Figura 5.75 – Detalhamento dos grupos de estacas P26 e P19 do Edifício em Uberlândia (Sousa, 2019).	183
Figura 5.76 – Perfil geotécnico para o Edifício em Uberlândia, adaptado de Sousa (2019).	183
Figura 5.77 – Fluxograma executado para o Edifício em Uberlândia.	184
Figura 5.78 – Comparação entre as capacidades de carga calculadas pelos métodos teóricos e pelo modelo proposto, para os grupos de estacas analisados no Edifício em Uberlândia, (a) P26 e (b) P19.	185
Figura 5.79 – Capacidade de carga x número de estacas para os grupos analisados no Edifício em Uberlândia.	186
Figura 5.80 – Localização do Edifício em Águas Claras, adaptada de (Bahia <i>et al.</i> , 2016)	187
Figura 5.81 – Planta baixa das fundações estaqueadas do Edifício em Águas Claras, adaptada de (Bahia, 2015)	188
Figura 5.82 – Perfis geotécnicos do Edifício em Águas Claras, adaptado de Bahia (2015)	188
Figura 5.83 – Fluxograma executado para o Edifício em Águas Claras.	189
Figura 5.84 – Comparação entre as capacidades de carga calculadas pelo modelo proposto (com e sem contato) e as cargas atuantes, para os grupos de estacas analisados no Edifício em Águas Claras.	190
Figura 5.85 – Capacidade de carga x número de estacas para os grupos de estacas analisados no Edifício em Águas Claras.	191
Figura 5.86 – Localização do Edifício em Campos dos Goytacazes, adaptada de (Barros, 2005).	192

Figura 5.87 – Planta baixa das fundações estaqueadas do Edifício em Campos dos Goytacazes (Barros, 2005).	193
Figura 5.88 – Curva carga x recalque dos pilares apoiados em grupos de estacas com diâmetro igual a 500 mm considerando recalque nos apoios, do Edifício em Campos dos Goytacazes (Barros, 2005).	194
Figura 5.89 – Curva carga x recalque dos pilares apoiados em grupos de estacas com diâmetro igual a 600 mm considerando recalque nos apoios, do Edifício em Campos dos Goytacazes (Barros, 2005).	195
Figura 5.90 – Fluxograma executado para definir a capacidade de cargas dos grupos do Edifício em Campos dos Goytacazes analisados.	195
Figura 5.91 – Curvas carga x recalque para o pilar P16 do Edifício em Campos dos Goytacazes.	196
Figura 5.92 – Fluxograma executado para o Edifício em Campos dos Goytacazes.	197
Figura 5.93 – Perfil geotécnico do Edifício em Campos dos Goytacazes.	198
Figura 5.94 – Comparação entre as capacidades de carga "simuladas" e aquelas obtidas com o modelo proposto para os grupos de 2 estacas com diâmetro igual de 500 mm analisados no Edifício em Campos dos Goytacazes.	199
Figura 5.95 – Comparação entre as capacidades de carga "simuladas" e aquelas obtidas com o modelo proposto para grupos de 2 estacas com diâmetro igual de 600 mm analisados no Edifício em Campos dos Goytacazes.	200
Figura 5.96 – Curvas capacidade de carga x diâmetro de estacas para os grupos analisados no Edifício em Campos dos Goytacazes.	201
Figura 5.97 – Perfil geotécnico fictício.	203
Figura 5.98 – Capacidade de Carga x Geometria x Tipo de Estaca ($L/D = 30$; $s/D =$ variável) para o perfil fictício arenoso.	205
Figura 5.99 – Capacidade de Carga x Tipo de Estaca x L/D (Geometria 2x2; $s/D =$ variável) para o perfil fictício arenoso.	205
Figura 5.100 – Capacidade de Carga x Geometria x Tipo de Estaca ($L/D =$ variável; $s/D = 3$) para o perfil fictício arenoso.	206
Figura 5.101 – Capacidade de Carga x Geometria x Tipo de Estaca ($L/D = 30$; $s/D =$ variável) para o perfil fictício argiloso.	208

Figura 5.102 – Capacidade de Carga \times Tipo de Estaca \times L/D (Geometria 2x2; s/D = variável) para o perfil fictício argiloso.	208
Figura 5.103 – Capacidade de Carga \times Geometria \times Tipo de Estaca (L/D = variável; s/D = 3) para o perfil fictício argiloso.	209
Figura 5.104 – Capacidade de Carga \times Geometria \times Tipo de Estaca (L/D = 30; s/D = variável) para o perfil fictício misto.	211
Figura 5.105 – Capacidade de Carga \times Tipo de Estaca \times L/D (Geometria 2x2; s/D = variável) para o perfil fictício misto.	211
Figura 5.106 – Capacidade de Carga \times Geometria \times Tipo de Estaca (L/D = variável; s/D = 3) para o perfil fictício misto.	212
Figura 5.107 – Capacidade de Carga \times Tipo de Solo \times Tipo de Estaca (L/D = variável; s/D = 3 e Geometria 2x2).	214
Figura 5.108 – Capacidade de Carga \times Tipo de Solo \times Tipo de Estaca (L/D = 30; s/D = variável e Geometria 2x2).	214
Figura A.1 – Curvas carga-recalque de 120 estacas isoladas.	238
Figura A.2 – Cargas transferidas pelos carregamentos aplicados nas 120 estacas (instrumentação).	238
Figura A.3 – Curvas carga-recalque para as metodologias de Terzaghi, NBR6122, Davisson e Van der Veen.	238
Figura A.4 – Recalques calculados pelas metodologias de Terzaghi, NBR6122, Davisson e Van der Veen.	238
Figura A.5 – Curvas carga-recalque das 95 estacas isoladas.	238
Figura A.6 – Perfis geotécnicos das 95 estacas isoladas.	238
Figura A.7 – Perfis geotécnicos dos 60 grupos de estacas.	238
Figura A.8 – Diagramas carga transferida \times profundidade das 95 estacas.	238
Figura A.9 – Rotina computacional para corrigir as cargas instrumentadas.	239
Figura A.10 – Conjuntos entrada-saída dos 30 modelos neurais.	239
Figura A.11 – Valores percentuais das cargas lateral e de ponta aparentes em relação a $P_{\text{últ}}$	239
Figura A.12 – Valores percentuais das cargas lateral e de ponta "verdadeiras" em relação a $P'_{\text{últ}}$	239
Figura A.13 – Curvas carga lateral aparente \times carga lateral "verdadeira" para 95 estacas isoladas.	239
Figura A.14 – Diagrama carga \times profundidade para 95 estacas isoladas.	239
Figura A.15 – REQM e coeficientes de correlação obtidos para as arquiteturas candidatas.	239

Figura A.16 – Curvas coeficientes de correlacao e REQM x Iterações para as arquiteturas candidatas.	239
Figura A.17 – Modelos neurais implementados em Excel.	239
Figura A.18 – Curvas carga lateral aparente x profundidade para 95 estacas isoladas. . .	239
Figura A.19 – Curvas carga lateral "verdadeira" x profundidade para 95 estacas isoladas.	240
Figura A.20 – Valores de capacidade de carga para 60 grupos de estacas.	240
Figura B.1 – Página entrada da planilha eletrônica referente ao modelo neural que estima a carga lateral aparente de estacas isoladas.	241
Figura B.2 – Página saída da planilha eletrônica referente ao modelo neural que estima a carga lateral aparente de estacas isoladas.	241
Figura B.3 – Página entrada da planilha eletrônica referente ao modelo neural que estima a carga lateral "verdadeira" de estacas isoladas.	242
Figura B.4 – Página saída da planilha eletrônica referente ao modelo neural que estima a carga lateral "verdadeira" de estacas isoladas.	242
Figura B.5 – Página entrada da planilha eletrônica referente ao modelo neural que estima a carga de ponta aparente de estacas isoladas.	243
Figura B.6 – Página saída da planilha eletrônica referente ao modelo neural que estima a carga de ponta aparente de estacas isoladas.	243
Figura B.7 – Página entrada da planilha eletrônica referente ao modelo neural que estima a carga de ponta "verdadeira" de estacas isoladas.	244
Figura B.8 – Página saída da planilha eletrônica referente ao modelo neural que estima a carga de ponta "verdadeira" de estacas isoladas.	244
Figura B.9 – Página entrada da planilha eletrônica referente ao modelo neural que estima a capacidade de carga de grupos de estacas.	245
Figura B.10 – Página saída da planilha eletrônica referente ao modelo neural que estima a capacidade de carga de grupos de estacas.	245

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABEF	Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CAPWAP	Case Pile Wave Analysis Program
COPESOLO	Copesolo Estacas e Fundacoes LTDA
CPT	Cone Penetration Test
DMT	Dilatometric Marchetti Test
EESC/USP	Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo
MCP	McCulloch e Pitts
MEF	Métodos dos Elementos Finitos
MLP	Multilayer Perceptron
PCA	Principal Component Analysis
PCE	Prova de Carga Estática
PCO	Particle Swarm Optimization
PMT	PressureMeter Test
QNET	Programa utilizado para o desenvolvimento dos modelos neurais
QML	Quick Maintened Load
RAG	Redes Adversárias Generativas
RNA	Redes Neurais Artificiais
RNC	Redes Neurais Convolucionais
RNR	Redes Neurais Recorrentes
SML	Slow Maintened Load
SPT	Stand Penetration Test
SPT-T	Standard Penetration Test com medida de torque
UnB	Universidade de Brasília
UNICAMP	Universidade Estadual de Campinas

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área da seção transversal da estaca
A_R	Área de aço menos a área de concreto
A_S	Área de aço
c'	Coesão efetiva
CL	Condição do elemento de ligação em grupos de estacas
\bar{d}	Média aritmética das saídas desejadas
D	Diâmetro da estaca
d_i	Respostas desejadas de uma rede neural
E	Módulo de elasticidade da estaca
E_C	Módulo de elasticidade do concreto
EMA	Erro médio absoluto
EMX	Energia transferida
EQM	Erro quadrático médio
E_{req}	Erro requerido
E_S	Módulo de elasticidade do aço
$g(\cdot)$	Função de ativação
G_{Ar}	Percentual de areia no solo
G_{Arg}	Percentuais de argila no solo
GE	Geometria dos grupos de estacas
G_{Sil}	Percentual de silte no solo
H	Altura de queda
K	Quantidade de amostras (entrada-saída) pertencente ao conjunto de validação
L	Comprimento total da estaca
L_e	Comprimento embutido da estaca
M_{const}	Método de instalação da estaca
M_{estaca}	Material da estaca
n	número de iterações (um ciclo completo de propagação e retropropagação)
N	Número de golpes para a penetração dos últimos 30 cm no ensaio SPT
NA	Profundidade do nível d'água acumulada
NF_{ac}	Índice de resistência do solo ao longo do comprimento da estaca
N_p	Coefficiente de resistência da base

NP1	Índice de resistência do solo na ponta da estaca 1
NP2	Índice de resistência do solo na ponta da estaca 2
NP3	Índice de resistência do solo na ponta da estaca 3
N_q	Fator de capacidade de carga referente à sobrecarga
P	Carga aplicada no topo da estaca
P_a	Carga admissível da fundação
P_g	Capacidade de carga convencional para grupos de estacas
Pr	Capacidade de carga da fundação
Pr_A	Capacidade de carga aparente (sem considerar as cargas residuais)
Pr_{AV}	Capacidade de carga por Aoki & Velloso (1975)
Pr_{DQ}	Capacidade de carga por Décourt & Quaresma (1978)
P_{rs}	Cargas residuais
Pr_V	Capacidade de carga "verdadeira" (incluindo as cargas residuais)
P_t	Carga transferida em uma determinada profundidade
$P_{últ}$	Carga última aplicada na prova de carga estática
$P'_{últ}$	Carga última calculada pelo método estático
R	Coefficiente de correlação
R^2	Coefficiente de determinação
REQM	Raiz do erro quadrático médio
$REQM_{TR}$	Raiz do erro quadrático médio na fase de treinamento
$REQM_{TT}$	Raiz do erro quadrático médio na fase de teste
$REQM_V$	Raiz do erro quadrático médio na fase de validação
RL	Carga lateral da estaca
RL_A	Carga lateral aparente (sem considerar as cargas residuais)
rL_A	Resistência lateral aparente (sem considerar as cargas residuais)
RL_{AV}	Carga lateral por Aoki & Velloso (1975)
RL_{DQ}	Carga lateral por Décourt & Quaresma (1978)
RL_V	Carga lateral "verdadeira" (incluindo as cargas residuais)
rL_V	Resistência lateral "verdadeira" (incluindo as cargas residuais)
R_{mat}	Resistência dos materiais
RP	Carga de ponta da estaca
RP_A	Carga de ponta aparente (sem considerar as cargas residuais)
RP_{AV}	Carga de ponta por Aoki & Velloso (1975)

RP_{DQ}	Carga de ponta por Décourt & Quaresma (1978)
RP_V	Carga de ponta "verdadeira" (incluindo as cargas residuais)
rP_V	Resistência de ponta "verdadeira" (incluindo as cargas residuais)
R_{TR}	Coefficiente de correlação na fase de treinamento
R_{TT}	Coefficiente de correlação na fase de teste
R_V	Coefficiente de correlação na fase de validação
S	Variável que representa o tipo de solo
s	Desvio padrão
s/D	Espaçamento entre as estacas que compõem um grupo
t	Tempo
TC	Tipo de carregamento aplicado na prova de carga estática
TE	Tipo de estaca
$TE1$	Tipo de estaca 1
$TE2$	Tipo de estaca 2
T_{solo}	Tipo de solo
U	Perímetro da estaca
u	Potencial de ativação
v_0	Valor real
V_{cpt}	Valores do ensaio CPT
v_n	Valor normalizado
v_{max}	Valor mínimo
v_{min}	Valor máximo
V_{spt}	Valores do ensaio SPT
w_1, w_2, \dots, w_n	Pesos sinápticos
W	Peso do martelo
$w_{máx}$	Recalque máximo
x_1, x_2, \dots, x_n	Sinais de entrada
\bar{x}	Média aritmética
x_i	Entradas da rede neural
y	Sinal de saída
\bar{y}	Média aritmética das saídas previstas
y_i	Respostas previstas pela rede neural
z	Profundidade

$\% Ar_{ac}$	Parcela referente à areia acumulada até o trecho z da estaca
$\% Arg_{ac}$	Parcela referente à argila acumulada até o trecho z da estaca
$\% RL_A$	Relação entre carga lateral aparente e carga última aplicada na prova de carga estática
$\% RL_V$	Relação entre carga lateral "verdadeira" e carga última calculada pelo método estático
$\% RP_A$	Relação entre carga de ponta aparente e carga última aplicada na prova de carga estática
$\% RP_V$	Relação entre carga de ponta "verdadeira" e carga última calculada pelo método estático
$\% Sil_{ac}$	Parcela referente ao silte acumulada até o trecho z da estaca
α	Constante <i>momentum</i>
β	Coefficiente de Bjerrum-Burland
δ	Gradiente local
ΔL	Altura do trecho (da estaca) analisado
ΔL_{Ar}	Comprimento do trecho referente à areia
ΔL_{Arg}	Comprimento do trecho referente à argila
ΔL_{Sil}	Comprimento do trecho referente ao silte
ε	Deformação específica medida
η	Taxa de aprendizagem
η_g	Coefficiente empírico de eficiência de grupo de estacas
θ	Limiar de ativação
Σ	Combinador linear
σ	Tensão vertical
σ'	Tensão vertical efetiva do solo
ϕ	Ângulo de atrito
Ψ	Conjunto de treinamento

1 INTRODUÇÃO

Este capítulo contém: a contextualização dos problemas tratados nesta pesquisa; as motivações da aplicação dos perceptrons multicamadas para solucioná-los; a descrição dos objetivos geral e específicos e, por fim, o escopo do trabalho.

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO

Nas fundações por estacas os elementos podem estar isolados ou em grupos, sendo o segundo, o modo mais comum em projetos de edifícios. A principal diferença entre essas duas configurações está na interação entre as estacas e o solo que os circunda, que nos grupos (denominada de efeito de grupo) pode ser avaliada sob dois aspectos: capacidade de carga e recalques.

Em termos de capacidade de carga, o efeito do grupo é avaliado por meio da relação entre a capacidade de carga do grupo e o somatório das capacidades de cargas das estacas isoladas. Embora os resultados experimentais encontrados por O'Neill (1983), Chan (2006) e Silva & Cintra (1996) mostrem que essa relação é diferente de 1,0; Cintra & Aoki (2010) afirmam que, na prática de projeto de fundação por estacas, adota-se como sendo igual a 1,0 e ainda acrescentam que contabilizar o aumento da capacidade de carga devido ao efeito de grupo implicaria em recalques maiores.

Vários aspectos influenciam à capacidade de carga dos grupos de estacas, dentre eles estão o espaçamento, a disposição e a quantidade de estacas; a contribuição do elemento estrutural que une as estacas; o tipo de solo e o tipo de carregamento [Gowthaman & Nasvi (2018), Sharafkhan & Shooshpasha (2018), Sharma *et al.* (2019), Han *et al.* (2019), Ferchat *et al.* (2021), Abbas & Mahmood (2021)]. Para estudar todos estes aspectos é necessário analisar os comportamentos de grupos de estacas com diferentes geometrias, que podem ser construídos em escala real, em modelos reduzidos ou por meio de simulações numéricas. Tal fato explica o motivo do comportamento desse tipo de fundação normalmente ser previsto apenas a partir das informações de uma prova de carga realizada em estaca isolada.

Com relação as estacas isoladas, a sua capacidade de carga é determinada a partir de parâmetros obtidos de ensaios de campo e laboratório, fazendo uso dos métodos teóricos, semi-empíricos e/ou numéricos. Os métodos teóricos são baseados em parâmetros de resistência do solo, como por exemplo, coesão, ângulo de atrito, estado de tensão no solo, etc. Já os métodos

semi-empíricos são fundamentados em ensaios de campo, podendo ser: SPT; CPT; DMT, dentre outros. Nos métodos numéricos são realizadas simulações numéricas do comportamento das fundações.

Diante das dificuldades em obter os parâmetros de resistência do solo para aplicar os métodos teóricos, os projetistas de fundações brasileiros ainda recorrem aos métodos semi-empíricos baseados nas sondagens à percussão (SPT). Langone (2012), Amann (2010) e Pereira (2020) criticam o uso indiscriminado dessas formulações em qualquer região do Brasil, ou seja, sem os devidos ajustes às características do perfil geotécnico local.

As formulações semi-empíricas empregadas para estimar a capacidade de carga de estacas isoladas [Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978), Antunes & Cabral (1996), Teixeira (1996), etc.] não contemplam alguns aspectos que influenciam o mecanismo de transferência de carga, como é o caso das cargas residuais, do nível do lençol freático, todos os tipos de estacas, dos tipos e das velocidades dos carregamentos.

Nos últimos 4 anos foram publicadas várias pesquisas [Carboni (2021), Silva (2020b), Souza (2020), Pereira *et al.* (2020), Araujo (2019), Carvalho & Santos (2019), Romanini (2019), Amann *et al.* (2018), Massocco (2018) e Probst *et al.* (2018)] nas quais os resultados comprovam que há elevadas dispersões entre os valores estimados para a capacidade de carga de estacas por métodos semi-empíricos baseados em ensaio SPT [Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978), Antunes & Cabral (1996), Teixeira (1996), etc.] quando comparados àqueles obtidos em provas de carga estáticas e dinâmicas.

Uma das maneiras de aferir a capacidade de carga calculada por meio dos métodos semi-empíricos é realizando-se uma prova de carga estática, pois além de fornecer o comportamento da curva carga-recalque do sistema de fundação, quando as estacas são instrumentadas, permite analisar também a transferência de carga em profundidade. Os ganhos com a instrumentação das estacas são inegáveis, entretanto, como declara Décourt (2008), "todo e qualquer método deve ser considerado como estando sub-judice".

Silva (2011) informa que, na maioria das vezes, a instrumentação é preparada e calibrada em laboratório e, depois disso, é que instalam-se e iniciam-se as leituras após o primeiro estágio de carga, desprezando-se o efeito das cargas residuais que Poulos (1987), Rieke & Crowser (1987), Hunter & Davisson (1969), Gregersen *et al.* (1973), Holloway *et al.* (1978), O'Neill *et al.* (1982) e Briaud & Tucker (1984) já comprovaram que existem antes mesmo da aplicação de qualquer carregamento. Segundo Fellenius (2021), o não reconhecimento da presença da

carga residual em uma estaca, faz com que a resistência lateral seja sobrestimada e a resistência de base subestimada.

Apesar disso, quando não há registros das cargas residuais é possível corrigir as cargas transferidas, medidas durante a prova de carga estática instrumentada realizada em estacas, com o auxílio do *software Unipile*. Vários exemplos disso estão relatados em Fellenius (2021); Viana da Fonseca & Fernandes (2014); Silva (2011); Anjos (2006).

Em síntese, os projetistas brasileiros de fundação são conduzidos a estimar a capacidade de carga de um grupo de estaca em função da capacidade de carga de uma estaca isolada (instrumentada ao longo da profundidade ou não) que foi submetida a prova de carga estática, porém, desconsiderando a presença das cargas residuais. Ou ainda, quando não realizam prova de carga, efetuam os cálculos em função da capacidade de carga de uma estaca isolada calculada por métodos semi-empíricos baseados no ensaio SPT.

Ante o exposto, uma das maneiras para melhorar esse cenário é desenvolvendo-se formulações (modelos neurais) que permitam estimar a capacidade de carga de estacas isoladas e em grupos, incluindo também as cargas residuais. Neste trabalho optou-se por utilizar as redes neurais perceptron multicamadas e a justificativa desta escolha está descrita a seguir.

1.2 POR QUE OS PERCEPTRONS MULTICAMADAS?

Na Engenharia Geotécnica é crescente a quantidade de relatos nos quais as RNAs (Redes Neurais Artificiais) são empregadas como ferramenta de previsibilidade. Essa tendência deve-se ao fato dos problemas desta área, na maioria das vezes, serem complexos e multivariados. Moayedi *et al.* (2020) encontraram 121 artigos sobre o uso de RNA na previsão da capacidade de carga de estacas (lateral e axial) com resultados satisfatórios.

Pham *et al.* (2020), Chen *et al.* (2020), Benali *et al.* (2018), Maizir (2017), Momeni *et al.* (2015), Momeni *et al.* (2014) e Tarawneh (2013) confirmam a aplicabilidade das RNA na previsão da capacidade de carga de estacas. No entanto, os modelos neurais desenvolvidos nestes trabalhos estimam a capacidade de carga ou a parcela lateral ou a parcela da ponta da capacidade de carga, para um único tipo de estaca e, na maioria dos casos, para um mesmo perfil de solo.

As RNAs possuem diferentes topologias, dentre elas, a mais utilizada na solução dos problemas de engenharia, segundo Silva *et al.* (2016), são os perceptrons multicamadas. Pessoa *et al.* (2021), Benali *et al.* (2018), Nejad & Jaksa (2017), Benali *et al.* (2017), Maizir (2017) e

Momeni *et al.* (2015) alcançaram bons resultados com essa topologia na estimativa da capacidade de carga de estacas isoladas e/ou das parcelas da capacidade de carga.

Com relação aos grupos de estacas, há vários autores [Kim *et al.* (2001), Hanna *et al.* (2004), Franza *et al.* (2018), Singh *et al.* (2019), Rabiei & Choobbasti (2020), Liu *et al.* (2020)] que dedicaram seu tempo na confecção de modelos neurais empregando os perceptrons multicamadas com o intuito de compreender como se dá a interação solo-estaca. De modo geral, as conclusões destes trabalhos apontam que os perceptrons multicamadas têm bom desempenho ou, pelo menos, uma certa proximidade com a realidade quando comparados aos métodos usuais.

Porém, assim como nos modelos desenvolvidos para estacas isoladas, não há variabilidade no tipo de estaca, no tipo de solo e no tipo de carregamento aplicado nos grupos de estacas. Além disso, existem outros fatores que influenciam no comportamento de fundações por estacas, em termos de capacidade de carga, que não foram contemplados nos modelos neurais desenvolvidos pelos autores citados anteriormente, como é o caso do nível d'água; do módulo de elasticidade do elemento estrutural e do solo e da presença das cargas residuais.

1.3 OBJETIVOS

O objetivo geral desta pesquisa é propor modelos de previsão do comportamento de fundações por estaca, isoladas ou em grupo, em termos de capacidade de carga, desenvolvidos por meio das redes neurais do tipo perceptrons multicamadas, que forneçam resultados mais realistas. Para atingir o objetivo geral será necessário alcançar os seguintes objetivos específicos:

- Avaliar a influência das cargas residuais estimadas nas parcelas lateral e de ponta da capacidade de carga de estacas isoladas;
- Propor modelos neurais para estimar as parcelas lateral e de ponta da capacidade de carga de estacas isoladas, considerando ou não a presença das cargas residuais;
- Propor modelos neurais para estimar a capacidade de carga de grupos de estacas;
- Avaliar a eficiência dos modelos propostos em relação às metodologias semi-empíricas de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978);
- Analisar o desempenho dos modelos propostos em diversos casos reais.

1.4 ESCOPO DA TESE

De modo a facilitar o entendimento do leitor, o conteúdo desta tese está dividido em 6 capítulos, organizados da seguinte forma:

Capítulo 1 - contém a contextualização e as motivações da escolha desse tema, os objetivos geral e específicos e, por fim, o escopo do trabalho;

Capítulo 2 - apresenta uma revisão bibliográfica acerca do comportamento do sistema solo-estaca (tanto com estaca isolada quanto em grupo) quando submetido à carregamentos axiais de compressão e, também das cargas residuais e seus efeitos. Em seguida, mostra os principais conceitos sobre as RNAs com ênfase nos perceptrons multicamadas, ferramenta empregada nesta pesquisa para desenvolver os modelos neurais;

Capítulo 3 - consta a descrição dos dois bancos de dados confeccionados para desenvolver os modelos neurais para as estacas isoladas e em grupo;

Capítulo 4 - traz a descrição minuciosa dos procedimentos realizados para desenvolver os modelos neurais desenvolvidos;

Capítulo 5 - contém os resultados obtidos para cada um dos modelos neurais propostos, assim como as interpretações e os comentários feitos a partir destes;

Capítulo 6 - descreve as considerações finais desta pesquisa, bem como algumas sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta a revisão bibliográfica acerca dos temas centrais desta pesquisa, que são: fundações por estacas e redes neurais artificiais.

2.1 FUNDAÇÕES POR ESTACAS

Para a engenharia geotécnica as fundações por estacas são um sistema constituído por um elemento estrutural (estacas isoladas ou em grupo) e pelo solo que o envolve (camadas atravessadas e camada de apoio). O solo é a parte que governa a capacidade de carga do sistema, pois normalmente é o material com a menor resistência. Bezerra (2003), Aoki & Cintra (1996) e Cintra & Aoki (2010) corroboram esta afirmação.

2.1.1 GRUPOS DE ESTACAS

Quando as estacas trabalham em grupo e estão interligadas estruturalmente por um bloco de coroamento, denomina-se essa associação como grupo de estacas. São usados com muita frequência e tornam-se necessários quando há cargas elevadas nos pilares em relação à carga de trabalho das estacas disponíveis (Velloso & Lopes, 2010). A sapata estaqueada e o radier estaqueado também são tipos de fundações em que as estacas trabalham em grupo, porém são interligadas por um elemento superficial (como a sapata ou radier).

De acordo com o conceito tradicional de grupos de estacas, as cargas aplicadas são transferidas para o solo somente pelas estacas (Sales, 2000). Por outro lado, na sapata estaqueada e no radier estaqueado tanto o elo de ligação (sapata ou radier) quanto as estacas estão contribuindo na transmissão das cargas ao maciço de solo (Bezerra, 2003; Freitas Neto, 2013; Garcia, 2015; Soares, 2011).

Na Figura 2.1 estão representados os três sistemas de fundações (estacas isoladas, grupos de estacas e radier estaqueado). Nota-se que a diferença básica entre o radier estaqueado e o grupo de estacas é o contato entre o bloco de coroamento e o solo da superfície (Freitas Neto, 2013; Soares, 2011).

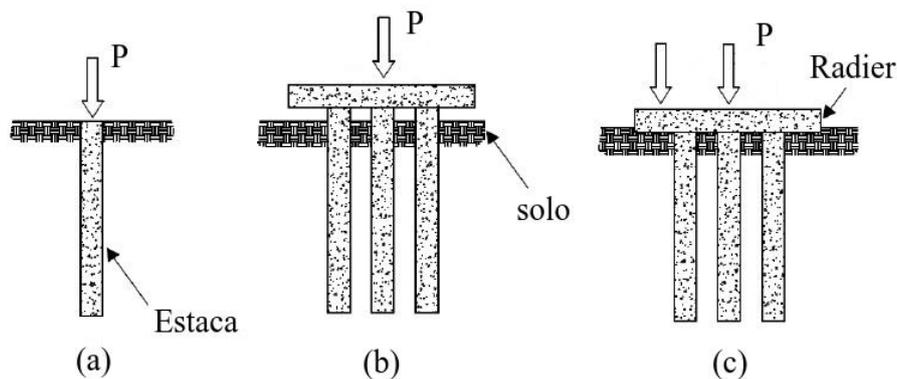


Figura 2.1 – Sistemas de Fundação: (a) Estaca Isolada; (b) Grupo de estacas (Bloco de estacas) e (c) Radier Estaqueado, adaptado de Bezerra (2003)

De acordo com Velloso & Lopes (2010), a proximidade entre as estacas de um mesmo grupo e, conseqüentemente, a interação entre elas e o solo que as circunda, poderá afetar a capacidade de carga e o recalque destas com relação aos valores de uma estaca isolada. Esta diferença é conhecida como efeito de grupo e, convencionalmente, é estudado em termos de capacidade de carga e recalques.

O efeito do grupo em termos de capacidade de carga é avaliado por meio do coeficiente empírico de eficiência do grupo, η_g , definido por:

$$\eta_g = \frac{\text{capacidade de carga do grupo}}{\sum \text{capacidade de carga das estacas no grupo}} \quad (2.1)$$

A eficiência do grupo pode ser calculada pelos seguintes métodos empíricos: a regra de Feld Poulos & Davis (1980); as equações de Converse-Labarre, Los Angeles e Seiler-Keeney Das (2014); as propostas de Sayed & Bakeer (1992), Terzaghi & Peck (1948), Poulos & Davis (1980) e da ABNT (2019) *NBR 6122*. Bonan (2017) ressalta que estas formulações foram elaboradas para condições particulares, devendo ser utilizadas com cautela, pois os resultados poderão ser incoerentes.

Resultados experimentais encontrados por O'Neill (1983) mostraram que a eficiência de grupo de estacas escavadas em areia apresenta um limite inferior igual a 0,7. Considerando os solos de Hong Kong, Chan (2006) sugere, somente para fins de projeto, um valor de 0,85 para a eficiência da parcela de atrito e 1,0 para a parcela da ponta. Cintra & Aoki (2010) enfatizam que na prática de projeto de fundação por estacas a eficiência do grupo adotada é igual a 1, pois contabilizar o aumento da capacidade de carga devido a este efeito implica em ocorrência de recalques maiores.

Para Silva & Cintra (1996), a capacidade de carga do grupo de estacas não é um múltiplo inteiro da capacidade de carga de uma estaca isolada, pois o mecanismo de ruptura do grupo é diferente do que ocorre na estaca isolada decorrente da superposição dos bulbos de pressão, como também, pelo fato das estacas juntamente com solo contido entre elas poder agir como um bloco único.

De acordo com Tomlinson & Woodward (2008), a capacidade de carga de um grupo de estacas carregadas verticalmente pode ser maior ou menor que a soma das capacidades das estacas individuais, porém os recalques do grupo sempre são maiores do que aqueles sofridos por uma estaca isolada submetida a mesma carga de trabalho que cada estaca do grupo. Para Das (2014), é aceitável que a capacidade de carga da fundação diminua com a superposição de tensões decorrentes da proximidade das estacas.

Vários pesquisadores sugerem um espaçamento mínimo entre os eixos das estacas de um grupo para reduzir o efeito de grupo. Prakash & Sharma (1990) afirmam que o espaçamento ideal entre as estacas varia de 3 a 3,5 vezes o diâmetro da estaca (D) e acrescentam que acima de $7D$ as estacas podem ser consideradas isoladas. Bowles (1996) propõe um espaçamento mínimo de eixo a eixo entre estacas de 2,5 a 3,5 vezes o diâmetro e ressalta que grandes espaçamentos são impraticáveis uma vez que o bloco de coroamento é construído sobre um grupo de estacas para distribuir a carga para todas as estacas. Velloso & Lopes (2010) mencionam que para estacas escavadas o espaçamento mínimo é na ordem de $3D$.

Guo (2012) informa que o código norueguês (*Norwegian Code of Practice on Piling*) recomenda um espaçamento mínimo de $3D$ se a estaca está inserida em areia e o comprimento é menor do que 12 m e, se estiver em argila é necessário aumentar para $4D$; além disso, deve-se somar um diâmetro para comprimentos entre 12 e 24 m e dois, quando acima de 24 m.

A Tabela 2.1 apresenta as metodologias aplicadas e as principais conclusões relatadas em estudos internacionais recentes sobre o comportamento de fundações estacadas (grupos e radiers estacados) quando submetidas a diferentes tipos de carregamentos. Com relação à metodologia, ora são feitas simulações numéricas (especialmente tridimensionais) ora são análises experimentais em modelos reduzidos executados em laboratório.

Tabela 2.1 – Pesquisas internacionais sobre fundações estaqueadas.

Autor(es)	Metodologia	Conclusões
Gowthaman & Nasvi (2018)	<ul style="list-style-type: none"> – Simulação numérica do comportamento carga-recalque de grupos de estacas (2x2) submetidos a cargas axiais instalados em perfis geotécnicos compostos por areia e silte; – <i>Software</i>: Plaxis 3D; – Espaçamento entre as estacas: 2D, 4D e 8D. 	<ul style="list-style-type: none"> – A rigidez do grupo de estacas diminui à medida em que o espaçamento das estacas diminui; – A eficiência do grupo aumenta com o aumento do espaçamento das estacas até 8D, acima desse valor se aproxima de 1,0 e o mecanismo de ruptura é semelhante ao de uma estaca isolada; – As eficiências do grupo de estacas calculadas por meio dos métodos empíricos estão de acordo com os valores esperados.
Sharafkhah & Shooshpasha (2018)	<ul style="list-style-type: none"> – Análise experimental em modelo reduzido com fundações estaqueadas (radier, radier estaqueado e grupos de estacas) constituídas por estacas escavadas instalados em solo arenoso; – Carregamento horizontal estático; – Tipos de Fundação: estaca isolada, radier, grupos (2x2) e (3x3). 	<ul style="list-style-type: none"> – Ao inserir uma estaca em um grupo, a capacidade de carga e a rigidez da estaca aumentam; – A capacidade de carga do radier estaqueado é maior do que nos grupos de estacas, entretanto a rigidez é menor; – O recalque do radier estaqueado diminui significativamente quando a quantidade de estacas aumenta; – Ao projetar um radier estaqueado sem considerar a contribuição do radier, a capacidade de carga é subestimada em 300% e 200% para os espaçamentos de 5,2D e 2,6D, respectivamente.
Sharma <i>et al.</i> (2019)	<ul style="list-style-type: none"> – Investigação experimental (em laboratório) do comportamento de grupo de microestacas (2x2) em areia sob compressão axial; – Espaçamento entre as estacas: 2D, 4D e 6D; – Densidade relativa da areia: 30%, 50% e 80%. 	<ul style="list-style-type: none"> – A razão L/D, o espaçamento entre as estacas e a densidade relativa são os efeitos mais relevantes na eficiência do grupo; – Para os espaçamentos de 4D e 6D, a eficiência aumenta quando as densidades aumentam de 30 para 50%, mas diminui com a densidade relativa de 80%; – Para o espaçamento de 2D verificou-se que a eficiência aumentava se a densidade relativa aumenta.

Tabela 2.1 Pesquisas internacionais sobre fundações estacueadas - Cont. . .

Autor(es)	Metodologia	Conclusões
Han <i>et al.</i> (2019)	<ul style="list-style-type: none"> – Análise numérica tridimensional para investigar a interação estaca-solo-estaca e o contato entre o bloco e o solo durante carregamentos axiais em grupos de estacas escavadas (1x2, 1x3, 2x2 e 4x4) instaladas em areia; – Espaçamento entre estaca: 2D, 3D e 4D; – Densidade relativa da areia: 50 e 80%. 	<ul style="list-style-type: none"> – A eficiência de grupo igual a 1 pode ser adotada para os grupos de estacas (1x2, 1x3, 2x2), se o recalque no topo da estaca está compreendido entre 30 e 50 mm; – Para um grupo de estacas (4x4) ou maior é necessário avaliar o comportamento de cada estaca individualmente; – Quando o bloco está em contato com o solo, ocorre uma pequena mobilização na ponta da estaca enquanto a resistência lateral sofre um ligeiro aumento.
Ferchat <i>et al.</i> (2021)	<ul style="list-style-type: none"> – Análise numérica do comportamento carga-recalque para avaliar os efeitos da geometria de grupos de estacas embutidas em argilas moles; – Geometria dos grupos: (2x2), (3x3), (4x4); – Espaçamento entre as estacas: 3D, 4D, 5D e 6D. 	<ul style="list-style-type: none"> – Os coeficientes de eficiência dos grupos de estacas são menores do que 1,0; – A eficiência para grupos de estacas instalados em argila mole é fundamental se a quantidade de estacas é pequena ou o espaçamento é muito grande; – Os métodos de Los Angeles e Converse-Labarre fornecem valores de eficiência compatíveis aos obtidos a partir dos resultados numéricos; – A capacidade de carga do grupo de estacas aumenta com a inclusão de mais estacas ou aumentandoo espaçamento entre as estacas, mantendo-se a quantidade de estacas.
Abbas & Mahmood (2021)	<ul style="list-style-type: none"> – Estudo experimental com modelos reduzidos em laboratório sobre o efeito de combinações de cargas (vertical e cíclicas) no comportamento de grupos de estacas; – Estacas vazadas de alumínio (seção quadrada e circular) e esbeltez $L/D = 40$; – Geometria dos grupos: (2x1) e (1x2); – Espaçamento entre as estacas: 3D, 5D, 7D e 9D. 	<ul style="list-style-type: none"> – A presença de cargas verticais nos blocos dos grupos de estacas reduzem o deslocamento lateral e o momento fletor em 60% e 50%, respectivamente; – Os grupos com estacas quadradas apresentaram redução no deslocamento lateral em cerca de (25-30)% em relação àqueles compostos por estacas com seção circular sob a mesma carga; – O deslocamento lateral e o momento fletor para o modelo (1x2) é maior do que (2x1).

De modo geral, o espaçamento entre as estacas, a disposição e a quantidade de estacas (geometria), o contato do elemento de ligação com o solo, o tipo de solo e o tipo de carregamento influenciam tanto a capacidade de carga quanto os recalques das fundações estacueadas.

Estudos com objetivos e metodologias semelhantes aos expostos na Tabela 2.1 foram realizados em território brasileiro, entre eles é possível citar Rincon *et al.* (2018), Patrocínio *et*

al. (2018), Oliveira & Curado (2018), Bittencourt *et al.* (2018), Cerqueira Junior (2019), Tavares (2019), Silva (2019), Machado (2020), Silva (2020a), Gomes (2021), Garcia & Albuquerque (2021), Silva (2021). Estes trabalhos indicam que a capacidade de carga e os recalques das fundações estaqueadas sofrem interferência da quantidade de estacas e do espaçamento entre elas, do contato entre o elemento de ligação e o solo, da geometria do elemento de ligação e das estacas (diâmetro e comprimento).

Além disso, há experimentos *in situ* realizados em fundações estaqueadas construídas em território brasileiro que estão relatados nas pesquisas de: Sasso (2020) que submeteu grupos de estacas, sapata estaqueada e estaca isolada a carregamentos axiais por meio de provas de carga; Nascimento (2020) que analisou o comportamento de um grupo de estacas sob carregamento lateral a partir dos resultados obtidos em prova de carga e medições de inclinômetro; Bonan *et al.* (2020) que executou estacas isoladas e em grupos com 2 e 4 estacas e submeteu-os a ensaios de provas de carga e Rosendo (2020) que instrumentou estacas isoladas e em grupos com inclinômetros e realizou provas de carga horizontal nos grupos.

Entre 1990 e 2015, alguns pesquisadores instrumentaram estacas pertencentes às fundações estaqueadas e realizaram testes em campo, conforme mostra a Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Pesquisas sobre grupos de estacas via instrumentação

Autor(es)	Tipo de Agrupamento	Localização
Senna Jr & Cintra (1994), Silva & Cintra (1996), Fernandes & Cintra (1997), Rezende & Cintra (1998)	Grupos com 2, 3 e 4 estacas ligadas por blocos rígidos	Campo Experimental da (EESC/USP)
Sales (2000)	Estaca isolada e sapatas estaqueadas	Campo experimental da UnB
Soares (2011)	Grupos de estacas ligado por bloco pré-moldado rígido e Radier estaqueado	João Pessoa/PB
Freitas Neto (2013) e Garcia (2015)	Radiers estaqueados	Campo Experimental da UNICAMP

No campo experimental da Universidade de São Paulo (USP), situado em São Carlos, foram realizadas provas de cargas instrumentadas em grupos de estacas escavadas de pequeno diâmetro. Os grupos possuíam 2, 3 ou 4 estacas, o espaçamento entre elas era de 3 vezes o diâmetro (D) da estaca e o bloco de coroamento era rígido. Os resultados estão discutidos em Senna Jr & Cintra (1994), Silva & Cintra (1996), Fernandes & Cintra (1997), Rezende & Cintra

(1998) e outros.

Senna Jr & Cintra (1994) analisaram a distribuição de carga entre as estacas e a parcela da carga transmitida diretamente ao terreno pelo bloco de coroamento. Os autores concluíram que para um mesmo grupo de estacas, a distribuição de carga entre as estacas pode ser considerada uniforme e a parcela da carga total transmitida ao terreno variou de 8 a 22,5%. Silva & Cintra (1996) analisaram a capacidade de carga dos grupos de estacas e concluíram que a eficiência do grupo varia de 0,9 a 1,09, já incluindo a contribuição do bloco de coroamento essa mesma eficiência aumenta para valores maiores do que 1,0. Fernandes & Cintra (1997) estudaram o efeito da inundação de um solo colapsível na capacidade de carga dos grupos de estacas e verificaram que houve uma redução da capacidade de carga que variou de 25 a 42%. Rezende & Cintra (1998) avaliaram os recalques dos grupos de estacas e concluíram que para qualquer nível de carregamento, considerando uma carga média por estaca, os recalques foram pouco afetados pela interação entre as estacas. Os autores comentam que a constatação pode ser explicada pelo espaçamento entre as estacas (3 vezes o diâmetro).

Para avaliar o desempenho de sapatas estaqueadas na argila porosa de Brasília/DF, Sales (2000) realizou nove provas de carga no Campo Experimental em condição natural de umidade do solo e pré-inundada. Estes testes foram realizados em elementos isolados, associados na forma de grupo ou sapatas estaqueadas com estacas broca escavada manualmente. Após comparar os resultados encontrados, o autor concluiu que o emprego de sapatas estaqueadas na argila porosa de Brasília mostrou uma melhora considerável do desempenho da fundação com relação ao caso de uma sapata isolada, mas também alertou que quaisquer alterações do teor de umidade deve ser corretamente avaliado. Neste mesmo trabalho, Sales (2000) propôs um método para considerar o comportamento das estacas com sua capacidade de carga totalmente mobilizada em sistemas de sapatas estaqueadas (radier estaqueado) com o qual obteve resultados próximos aos dados experimentais analisados.

Soares (2011) analisou o comportamento de três sistemas de fundações (estacas isoladas, grupo de estacas e radier estaqueados) compostos por estacas do tipo *hollow auger* executadas na área litorânea de João Pessoa/PB. Para isso, o autor realizou sete provas de carga estáticas instrumentadas e com base nos resultados encontrados concluiu que: a capacidade de carga do grupo é maior do que a soma das capacidades de carga das estacas individuais; e o recalque do grupo de estacas, sujeito a uma carga média por estaca, é maior do que o da estaca isolada, sob a mesma carga. Com relação ao contato do radier com o solo, o autor verificou que a maior

parte da carga aplicada é absorvida pelo radier e houve um aumento na capacidade de carga do sistema.

No campo experimental da Universidade de Campinas (UNICAMP) foram executados radiers estaqueados compostos de uma, duas, três e quatro estacas (escavadas), espaçadas de 5D (5 vezes o diâmetro das estacas), nas condições sem defeito e com defeitos em algumas estacas. A região danificada da estaca mediu 0,60 m e estava posicionada entre 1,9 e 2,5 m abaixo da cota de arrasamento dos radiers. Os radiers foram submetidos às provas de carga estáticas instrumentadas e os resultados foram discutidos por Freitas Neto (2013) e Garcia (2015).

Freitas Neto (2013) alertou sobre a importância de descobrir o defeito nas estacas no início da obra, pois assim é possível evitar problemas graves na fundação de uma edificação. Garcia (2015) concluiu que a contribuição média devido ao contato radier-solo é igual a 21% e devido às estacas (resistência lateral + resistência de ponta) é 79%, em relação à capacidade total delas.

A partir das conclusões dos autores citados na Tabela 2.2 é fácil perceber que a instrumentação das fundações estaqueadas (grupos, radiers estaqueados ou sapatas estaqueadas) permite prever como ocorre a transferência de uma carga aplicada tanto no elemento de ligação quanto em cada uma das estacas, avaliar as consequências da presença do defeito em uma ou mais estacas, estudar a interação entre as estacas, entre outros. Esse conhecimento pode ser utilizado por engenheiros geotécnicos na elaboração de projetos de fundações, garantindo assim mais economia, segurança e durabilidade para as obras.

Embora os objetivos dos pesquisadores que utilizam os modelos reduzidos, as simulações numéricas ou os ensaios de campo sejam o mesmo, ou seja, avaliar o comportamento de fundações estaqueadas, os ensaios executados *in situ* fornecem resultados mais realistas, uma vez que tanto nos modelos reduzidos quanto nas simulações numéricas é necessário estabelecer simplificações para viabilizá-los. Porém, mesmo sendo a alternativa mais confiável, construir grupos de estacas ou radiers estaqueados, em escala real, com diferentes geometrias e tipos de estacas é uma tarefa bastante onerosa. Além disso, na maioria das vezes as informações disponíveis referem-se a estacas isoladas e, por esse motivo o comportamento de grupos de estacas são previstos a partir do comportamento da estaca isolada.

2.1.2 ESTACAS ISOLADAS

A ABNT (2019) *NBR 6122* define a estaca como o elemento estrutural que transmite a carga advinda da superestrutura ao terreno por meio da sua base (RP) ou pela superfície lateral (RL), ou ainda por uma combinação dessas duas, cuja cota de assentamento, L , deve ser superior ao dobro da menor dimensão em planta, D , e no mínimo igual a 3,0m (Figura 2.2).

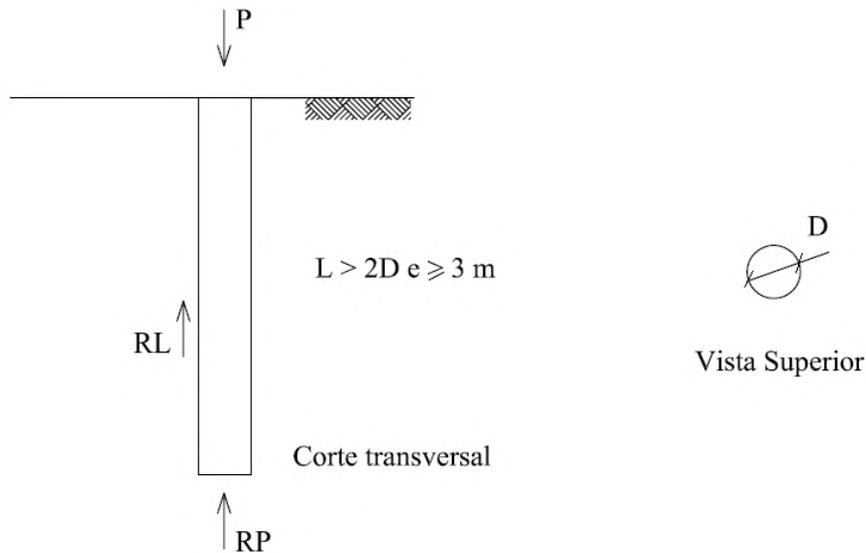


Figura 2.2 – Representação da definição de fundações profundas segundo a ABNT (2019) *NBR 6122*

Diferentes tipos de estacas são desenvolvidas com a finalidade de atender as diferentes condições e solicitações das estruturas. Velloso & Lopes (2010) sugerem três grupos: o primeiro, ao qual pertencem as estacas de deslocamento, está subdividido em grande e pequeno deslocamento; o segundo contemplam as estacas sem deslocamento e o terceiro é denominado de estacas de substituição.

Falconi *et al.* (2019) classificam as estacas em duas categorias, as estacas de deslocamento, aquelas que são introduzidas no terreno sem promover a retirada de solo, e, as estacas escavadas que são perfuradas por um processo qualquer, com remoção de material, com ou sem revestimento, com ou sem a utilização de fluido estabilizante. Das (2014) também classificam as estacas em dois grupos semelhantes à estes: estacas de deslocamento ou cravadas, e, as estacas de não deslocamento ou de perfuração.

Anjos (2006) alerta que a classificação de uma fundação auxilia na escolha do método de cálculo mais adequado para o dimensionamento geotécnico, uma vez que é recorrente o uso

de metodologias apropriadas para estacas de deslocamento sendo aplicada a estacas sem deslocamento ou de deslocamento parcial, e também comenta que o uso de metodologias consagradas é um procedimento corriqueiro quando deveria ser exceção.

Percebe-se que há dificuldades em definir uma classificação unificada para as estacas e que, em uma mesma categoria há estacas de materiais diferentes (estaca pré-moldada e metálica) e metodologias construtivas distintas (escavada com e sem estabilizante). E vale lembrar que embora os métodos usados para o dimensionamento de estacas normalmente não utilizem estas classificações, quando algum tipo de estaca não está disponível nestas metodologias é comum realizar adaptações.

Selecionar o tipo de estaca a ser usado e estimar o comprimento capaz de garantir segurança, funcionalidade e durabilidade para a estrutura são desafios enfrentados pelos engenheiros geotécnicos e exige uma vasta experiência prática e conhecimento do local analisado. Para determinar o comprimento de uma estaca isolada é necessário conhecer a carga admissível (P_a) desse sistema de fundação que normalmente é calculada em função da capacidade de carga (P_r).

De acordo com a ABNT (2019) *NBR 6122*, P_a é a carga máxima aplicada sobre a estaca que atende, com fatores de segurança predeterminados, aos estados limites últimos (ruptura) e de serviço (recalques, vibrações, etc.). A mesma norma sugere um fator de segurança global igual a 2,0 quando a capacidade de carga é determinada por métodos semi-empíricos e igual a 1,6 quando são realizadas provas de carga na fase de elaboração ou adequação do projeto.

Fellenius (2016, 2021) afirma que um projeto de fundação com bons princípios de engenharia deve basear-se principalmente na análise de deformação e recalque, uma vez que as resistências lateral e de ponta se desenvolvem devido ao movimento. O mesmo autor também reprova o uso da capacidade de carga (fator de segurança) para dimensionamento de estacas (isoladas ou em grupos), pois a ruptura de ponta não existe e raramente a resistência lateral é completamente mobilizada.

A capacidade de carga de uma estaca isolada (P_r) é definida por Falconi *et al.* (2019) como a soma das cargas máximas que podem ser suportadas pelo atrito lateral e pela resistência de ponta. O valor de P_r pode ser estimado por métodos estáticos, dinâmicos e prova de carga.

Segundo Velloso & Lopes (2010) nos métodos estáticos presume-se que o peso próprio da estaca e a carga aplicada são equilibrados pela resistência oferecida pelo solo, enquanto que os métodos dinâmicos baseiam-se em uma resposta à cravação da estaca. A prova de carga estática é um ensaio de campo, prescrito pela ABNT (2020a) *NBR 16903*, que auxilia no

controle de qualidade do estaqueamento e na avaliação dos projetos de fundações por estacas.

Os métodos estáticos estão separados em: racionais ou teóricos, quando aplicam a teoria da mecânica dos solos, como é o caso das formulações de Terzaghi (1943), Meyerhof (1953), Berezantzev *et al.* (1961), Berezantzev (1965) e Vesic (1972); e, semi-empíricos, que se baseiam em correlações com ensaios *in situ* de penetração, tais como o SPT (*Standard Penetration Test*), SPT-T (*Standard Penetration Test* com medida de torque), CPT (*Cone Penetration Test*), DMT (*Dilatometric Marchetti Test*) e PMT (*PressureMeter Test*), sendo os mais usuais os métodos de Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978), Teixeira (1996), Antunes & Cabral (1996) e Lobo (2005).

Segundo Falconi *et al.* (2019), a análise da influência dos parâmetros envolvidos no cálculo da capacidade de carga é feita por métodos teóricos, experimentais e ensaios de laboratório, entretanto, a maioria dos parâmetros do solo necessários a essas análises são de difícil obtenção. Por outro lado, continuam os autores, estabelecer correlações entre as tensões correspondentes ao estado limite último e os dados de resistência à penetração de ensaios *in situ* é um procedimento simples. Alledi (2013) enfatizou que os métodos de previsão de capacidade de carga baseados em investigações geotécnicas *in situ* são a principal escolha para estimar o comprimento das estacas e o custo de uma obra, antes da execução de uma estaca piloto.

Velloso & Lopes (2010) relataram que no Brasil a sondagem à percussão (*Standard Penetration Test* - SPT) é a investigação geotécnica mais difundida e realizada. Schnaid & Odebrecht (2012) citam que as vantagens desse ensaio são: simplicidade do equipamento, baixo custo e obtenção de um valor numérico de ensaio que pode ser relacionado por meio de propostas com regras empíricas de projeto.

Os fatos citados acima e as dificuldades na obtenção dos parâmetros de resistência do solo para aplicar os métodos teóricos, explicam o porquê dos projetistas frequentemente recorrerem formulações semi-empíricas fundamentadas em resultados de sondagem à percussão (SPT) para a estimativa da capacidade de carga. Langone (2012) e Amann (2010) criticam o uso indiscriminado dessas formulações, sem que sejam tomados cuidados devidos aos ajustes referentes às características do perfil geotécnico no local de desenvolvimento de um projeto específico.

A Tabela 2.3 apresenta alguns estudos feitos em solos brasileiros e exhibe a comparação entre os resultados adquiridos com os métodos semi-empíricos e aqueles obtidos em ensaios de campo.

Tabela 2.3 – Pesquisas que aplicaram métodos semi-empíricos em estacas isoladas

Autor(es)	Metodologia	Conclusões
Probst <i>et al.</i> (2018)	<ul style="list-style-type: none"> – Estacas hélice contínua instaladas em Uberaba-MG; – Métodos aplicados: Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978) e Antunes & Cabral (1996); – Comparação: Prova de carga estática. 	<ul style="list-style-type: none"> – A diferença percentual para os métodos analisados variam entre 15% a 70% da capacidade de carga.
Massocco (2018)	<ul style="list-style-type: none"> – Estacas escavadas instaladas em Niterói/RJ; – Métodos Aplicados: Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978), Teixeira (1996), Velloso (1981) e Lobo <i>et al.</i> (2009); – Comparação: Prova de carga estática convencional e bidirecionais; 	<ul style="list-style-type: none"> – Décourt & Quaresma (1978) foi o métodos que mais se aproximou da capacidade de carga obtida pelo resultado da prova de carga convencional; – O método de Teixeira (1996) mostrou-se 6% acima dessa capacidade de carga; – A média dos métodos semi-empíricos é aproximadamente 14% abaixo dessa mesma capacidade de carga.
Amann <i>et al.</i> (2018)	<ul style="list-style-type: none"> – 28 Estacas raiz instaladas em diversos locais; – Métodos Aplicados: Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978); – Comparação: Prova de carga estática; 	<ul style="list-style-type: none"> – Através de uma análise estatística o método de Aoki & Velloso (1975) é considerado a favor da segurança; – O método de Décourt & Quaresma (1978) é contra a segurança e deve ser corrigido.
Romanini (2019)	<ul style="list-style-type: none"> – Estaca hélice contínua instaladas em Sinop-MT; – Métodos Aplicados: Décourt & Quaresma (1978); – Comparação: Prova de carga estática. 	<ul style="list-style-type: none"> – O método de Décourt & Quaresma (1978) subestima a carga admissível das estacas; – O erro (relação entre a carga calculada e carga medida na prova de carga) está compreendido entre 1,12 e 2,05 e apresenta um coeficiente de variação igual a 19%.
Carvalho & Santos (2019)	<ul style="list-style-type: none"> – Estaca hélice contínua e pré-moldada instaladas em diversos locais; – Métodos Aplicados: Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978); – Comparação: Prova de carga estática. 	<ul style="list-style-type: none"> – Para as estacas pré-moldadas os métodos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978) ficaram 46% e 37% abaixo da capacidade de carga obtida pela curva carga-recalque, respectivamente; – Para as estacas hélice contínua os mesmos métodos ficaram 34% e 25,86% abaixo da capacidade de carga, respectivamente.

Tabela 2.3 Pesquisas que aplicaram métodos semi-empíricos em estacas isoladas - Cont. . .

Autor(es)	Metodologia	Conclusões
Araujo (2019)	<ul style="list-style-type: none"> – Estacas raiz instaladas em Fortaleza-CE; – Métodos Aplicados: Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978), Antunes & Cabral (1996), Teixeira (1996), BRASFOND (1991) e outros; – Comparação: Prova de carga estática. 	<ul style="list-style-type: none"> – O método de BRASFOND (1991) apresentou a maior probabilidade de encontrar valores próximo ao da prova de carga; – Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978), Antunes & Cabral (1996) exibiram as maiores divergências dos valores das provas de carga.
Pereira <i>et al.</i> (2020)	<ul style="list-style-type: none"> – Estacas pré-moldada de concreto instaladas em Uberlândia-MG; – Métodos Aplicados: Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978) e Teixeira (1996); – Comparação: Prova de carga dinâmica. 	<ul style="list-style-type: none"> – O melhor desempenho foi do métodos de Aoki & Velloso (1975) com 90% dos resultados calculados na região esperada, seguido por Décourt & Quaresma (1978) com 80% e Teixeira (1996) com 70%.
Souza (2020)	<ul style="list-style-type: none"> – Estacas metálicas tipo H, no estado do Paraná; – Métodos Aplicados: Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978); – Comparação: Prova de carga dinâmica. 	<ul style="list-style-type: none"> – A relação entre a capacidade de carga calculada pelo método de Aoki & Velloso (1975) e o valor mobilizado pelas provas de carga dinâmica varia de 0,69 a 1,12; – A mesma relação para o método de Décourt & Quaresma (1978) varia entre 0,73 a 1,22.
Silva (2020b)	<ul style="list-style-type: none"> – Estacas raiz executadas no município Arujá-SP; – Métodos aplicados: Aoki & Velloso (1975), Cabral (1986), BRASFOND (1991); – Comparação: Prova de carga estática e dinâmica. 	<ul style="list-style-type: none"> – O desvio padrão e o coeficiente de variação dos erros apresentam discrepâncias entre os três métodos aplicados; – Os métodos subestimam os valores obtidos pelos ensaios de carregamento estático e dinâmico, entre 20% a 70%.
Carboni (2021)	<ul style="list-style-type: none"> – Estaca hélice contínua executadas em Florianópolis-SC; – Métodos aplicados: Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978) e Antunes & Cabral (1996); – Comparação: dados das fundações executadas. 	<ul style="list-style-type: none"> – O autor recomenda o uso do método Aoki & Velloso (1975) para a obra analisada, porém encontrou uma diferença de 155% ao comparar a metragem de perfuração calculada por esse método com o valor executado.

Dentre as metodologias empregadas pelos autores exibidos na Tabela 2.3 destacam-se os métodos semi-empíricos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978), apesar das limitações quanto aos tipos de estacas e da aplicabilidade ser restrita a regiões para as quais foram desenvolvidos. Analisando as conclusões, percebe-se que as capacidades de cargas calculadas pelos métodos semi-empíricos apresentam elevadas dispersões em relação a capacidade de carga obtida a partir de provas de carga, evidenciando a relevância de ensaios de prova de carga em escala real, executados ainda na fase de elaboração do projeto de um sistema de fundação, e a necessidade de metodologias mais assertivas.

Pereira *et al.* (2020) inferiram que o desempenho dos métodos semiempíricos quando confrontados com provas de carga estáticas e ensaios de carregamento dinâmico é influenciado pelas características da estaca (tipo e geometria), pelas condições geológico-geotécnicas, pela qualidade executiva de ensaios de campo e suas interpretações, pelas particularidades de cada método, etc. Schnaid & Odebrecht (2012) acrescentaram que os coeficientes determinados estatisticamente e aplicados nos métodos semi-empíricos são afetados pelo tipo de prova de carga (estática ou dinâmica), pela definição da ruptura através dos resultados da prova de carga e pelos procedimentos construtivos e seus efeitos nas propriedades e condições do subsolo.

Uma maneira eficiente de aferir a capacidade de carga calculada por meio dos métodos semi-empíricos é realizando a prova de carga estática. Além de fornecer o comportamento da curva carga-recalque do sistema de fundação, quando as estacas são instrumentadas, é possível analisar também a transferência de carga em profundidade. A ABNT (2019) *NBR 6122* recomenda a realização de um ensaio por obra ou uma quantidade de aproximadamente 1% do total das estacas, arredondando para o número inteiro maior.

A prova de carga estática consiste na aplicação de esforços estáticos no topo de uma estaca isolada ou em grupo e no registros dos deslocamentos correspondentes a cada um destes. A ABNT (2020a) *NBR 16903* dispõe de quatro tipos de carregamentos: lento (*SML - Slow Maintained Load*), rápido (*QML - Quick Maintained Load*), misto (lento seguido do rápido) e cíclico.

Maset (2020) e Sestrem (2018) comentaram que os deslocamentos medidos em uma prova de carga são influenciadas pelo tipo de carregamento e que a interpretação dos resultados deve considerar o modo de aplicação das cargas durante a vida útil do estaqueamento. Silva (2011) mencionou que a velocidade do ensaio, em solos com baixa rigidez e permeabilidade, poderá interferir no resultado da curva carga-recalque. Amann (2010) afirmou que a forma da curva é influenciada pela rigidez do sistema estaca-solo e pela velocidade do carregamento (lento, rápido, misto ou cíclico).

Cintra *et al.* (2013) descrevem três possíveis modos de ruptura geotécnica em provas de carga estática:

- Ruptura nítida: quando ocorre a verticalização da curva carga-recalque e as deformações são incessantes mesmo sem acréscimo de carga (Fig.2.3a). A carga que corresponde ao trecho vertical é capacidade de carga (P_r) do sistema de fundação;
- Ruptura física: quando a curva carga-recalque é parte de um gráfico assintótico a uma

reta vertical (Fig.2.3b). Próximo a ruptura os recalques são elevados e tendem ao infinito, por isso a ruptura não é atingida e o valor da capacidade de carga é definido pela assíntota vertical, fornecida por métodos de extrapolação;

- Ruptura convencional: quando a curva carga-recalque se transforma em um segmento linear não vertical (Fig.2.3c), sem qualquer indício de ruptura (nem física, nem nítica) ou de um limite para a mobilização de resistência do sistema de fundação. A capacidade de carga é um valor encontrado a partir de critérios de ruptura convencional.

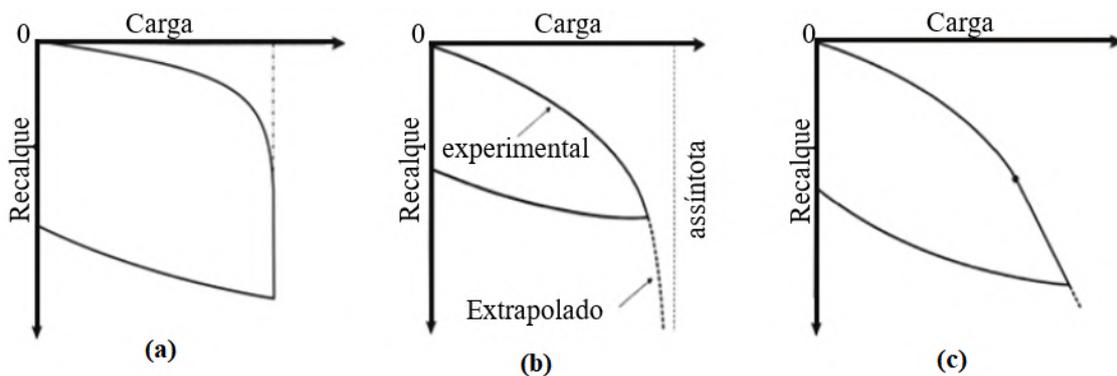


Figura 2.3 – Modos de ruptura: (a) ruptura nítida; (b) ruptura física; (c) ruptura convencional, Cintra *et al.* (2013)

Os conceitos descritos anteriormente se referem a capacidade de carga de um sistema de fundação, porém, é importante lembrar que a transferência de carga ocorre de maneiras diferentes para o fuste e para a ponta. Décourt (2008) afirmou que para as estacas rígidas (curtas) é aceitável que a deformação do topo seja considerada igual a que ocorre na ponta, contudo para as estacas flexíveis (longas) as deformações elásticas representam quase que a totalidade dos recalques medidos e a ponta se quer é mobilizada. Segundo este autor para calcular as deformações elásticas é necessário estabelecer equações matemáticas, tanto para a definição do atrito lateral quanto para a resistência de ponta.

Décourt (1996) amparado no conceito de rigidez associa a capacidade de carga a um valor de rigidez nula, ou seja quando o recalque tende ao infinito. Após aplicar essa metodologia em centenas de casos, Décourt (2006) concluiu que a ruptura física somente poderá ser aproximada em dois casos: mobilização do atrito lateral em todos os tipos de estaca e ruptura física da ponta em estacas de deslocamento.

Anjos (2006) identificou duas vertentes que buscam compreender a parcela lateral da capacidade de carga, a primeira relaciona o deslocamento necessário para a plena mobilização do atrito lateral unitário ao diâmetro do fuste da fundação, e a outra admite que a mobilização

independe do tipo da estaca, do tipo do solo e das dimensões da fundação. Com relação à ponta, este mesmo autor afirmou que deslocamento requerido para total mobilização é largamente dependente do diâmetro na ponta da estaca e do tipo de fundação e acrescenta que a ruptura física para a ponta não tem significado prático, especialmente para estacas de grande diâmetro, pois o deslocamento necessário para mobilizá-la seria excessivo.

A definição da capacidade de carga a partir da curva carga-recalque deve ser baseada em alguma regra matemática e fornecer um valor reproduzível, independente das relações de escala, do julgamento ou da capacidade de visão do intérprete individual. Além disso, é importante avaliar o formato da curva e/ou o comprimento da estaca (Fellenius, 2021).

As curvas carga-recalque nas quais não é possível detectar a ruptura nítida, faz-se necessário aplicar técnicas que auxiliam na interpretação dos resultados. Velloso & Lopes (2010) agrupam essas técnicas em quatro categorias:

1. Critérios baseados em deslocamento absoluto (ou relativo ao diâmetro);
2. Critérios que aplicam uma regra geométrica à curva;
3. Critérios que buscam uma assíntota vertical;
4. Critérios que caracterizam a ruptura pelo soma do encurtamento elástico da estaca com uma porcentagem do diâmetro da ponta.

No primeiro grupo encontra-se o método de Terzaghi (1943) que correlaciona a capacidade de carga convencional a um deslocamento de 10% do diâmetro da estaca. Apesar de bastante utilizado na prática, segundo Likins *et al.* (2012), provém de uma má interpretação de uma recomendação deixada por Terzaghi em 1942, na qual o autor cita que as análises de curvas carga-recalque devem ser realizadas somente quando o recalque máximo na ponta da estaca for maior ou igual a 10% do diâmetro.

Uma das limitações ao se estabelecer um valor absoluto de recalque é o fato de não reconhecer que a mobilização do atrito lateral é diferente da resistência de ponta. De acordo com Vesic (1977a), enquanto o atrito lateral é mobilizado para um deslocamento de apenas 2% do diâmetro, a resistência de ponta necessita de recalques superiores a 10%.

Na segunda categoria enquadram-se os métodos de De Beer (1968), De Beer & Walays (1972) e Butler & Hoy (1977). As desvantagens das construções gráficas é a suscetibilidade ao julgamento individual e a interferência do efeito de estaca na curva carga-recalque (Sestrem, 2018).

Na terceira categoria estão os métodos de Van der Veen (1953), Chin (1970) e Décourt (1996). Velloso & Lopes (2010) e Cintra *et al.* (2013) afirmaram que há dificuldade em aplicá-los nos casos em que a assíntota é inclinada. Alledi (2013) ao avaliar o método de Van der Veen (1953) para estacas hélice contínua constatou que a eficiência depende da carga máxima aplicada e esta, deve ser, no mínimo, 75% da carga estimada pelo método.

Na quarta categoria enquadram-se os métodos de Davisson (1972) e da ABNT (2019) *NBR 6122*. As equações são semelhantes entre si, modificando apenas a parcela referente a deformação na ponta da estaca. A capacidade de carga fornecida por esses métodos é sempre menor do que a capacidade de carga nítida ou física associada a um recalque infinito (Cintra *et al.*, 2013).

Segundo Bessa (2005), a prova de carga estática instrumentada é um ensaio fundamental para se compreender o mecanismo de distribuição de cargas na ponta e ao longo do fuste em estacas, sendo este um comportamento complexo de interação solo-estrutura de difícil modelagem numérica ou analítica. Para Pérez (2014), o alto custo do ensaio, a complexidade do aparelho e a necessidade de técnicos especializados dificultam sua utilização em larga escala.

Na última década foram realizadas muitas provas de carga instrumentadas em estacas isoladas nas diferentes regiões brasileiras. Alguns dos resultados obtidos estão relatados e discutidos em: Silva (2011), França (2011), Alledi (2013), Polido *et al.* (2014), Almeida & Maset (2014), Pérez (2014), Melo (2015), Brandi & Thá (2015), Alencar Junior *et al.* (2015), Pereira (2016), Cruz Junior (2016), Benetti (2016), Nienov (2016), Prununciati (2016), Falconi *et al.* (2016), França (2017).

Nas curvas carga-recalque em que não foi possível detectar a ruptura nítida, os autores aplicaram diferentes metodologias de interpretação, dentre eles destacam-se: Terzaghi (1943), Van der Veen (1953), Décourt (1996), ABNT (2019) *NBR 6122*, Chin (1970). Com o intuito de avaliar a dispersão dos resultados obtidos, foi calculado o coeficiente de variação, que está compreendido entre 5 e 20%, um indício de que os critérios têm forte influência na definição das cargas de ruptura.

Quanto à instrumentação, a maioria destes trabalhos usaram os extensômetros elétricos de resistência (*strains gages*) para medir as deformações específicas e, com isso, conhecer a distribuição de tensões e deformações ao longo do fuste e na ponta das estacas. No Brasil, as técnicas mais comuns para instrumentar as estacas são os medidores de deformação *tell-tale* e extensômetros elétricos, *strains gages*, segundo Albuquerque (2001). Dentre os autores

citados anteriormente, apenas Silva (2011), Melo (2015), Alencar Junior *et al.* (2015) e Nienov (2016) tiveram alguns problemas com a instrumentação das estacas, ora perdendo as leituras ora detectando inconsistência nas medições.

As principais conclusões referentes à instrumentação das estacas realizadas pelos pesquisadores citados anteriormente estão exibidas na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Pesquisas com prova de carga instrumentada em estaca isolada

Autor(es)	Conclusões
Silva (2011)	<ul style="list-style-type: none"> – A metodologia proposta por Camapum de Carvalho <i>et al.</i> (2010), Camapum de Carvalho <i>et al.</i> (2008) é uma ferramenta que identifica o domínio do atrito, ponta e plastificação; – As tensões residuais devem ser consideradas nas análises das provas de cargas instrumentadas realizadas em estacas escavadas, porém não aconselha estimá-las via Unipile.
Alledi (2013)	<ul style="list-style-type: none"> – As estacas hélice contínua transferem a maior parte da carga aplicada no topo por atrito lateral; – Houve uma mobilização progressiva da reação de ponta, desde os primeiros estágios de carregamento, em todas as estacas analisadas.
Pérez (2014)	<ul style="list-style-type: none"> – Nas estacas escavadas a maior parte da carga aplicada no topo foi absorvida pelo atrito lateral; – Verificou que foram necessários pequenos deslocamentos (na ordem de 1% do diâmetro) para a saturação atrito lateral unitário.
Alencar Junior <i>et al.</i> (2015)	<ul style="list-style-type: none"> – A instrumentação com extensômetros elétricos de resistência se mostrou bastante apropriada para medição de deformações em seções em diferentes profundidades da estaca metálica; – Foi possível estimar o encurtamento elástico para cada estágio de carregamento.
Falconi <i>et al.</i> (2016)	<ul style="list-style-type: none"> – Os métodos semi-empíricos usuais de cálculo de capacidade de carga mostram-se bastante conservativos; – A execução de prova de carga estática prévia possibilitou um aumento das cargas de trabalho das estacas em aproximadamente 30%.
França (2017)	<ul style="list-style-type: none"> – O módulo de elasticidade da estaca de concreto com resíduo de borracha (30,2 GPa) é 21,9% menor do que o módulo de elasticidade da estaca com concreto convencional (36,8 GPa); – A estaca de concreto com resíduo de borracha apresenta uma resistência de ponta média 3,84% menor e um atrito lateral unitário médio 9,76% menor, que os apresentados pela estaca de concreto convencional.

É inegável que há ganhos com a instrumentação das estacas. Décourt (2008) reforçou essa afirmação quando relatou que a maioria dos pesquisadores admite que a instrumentação conduz sempre a resultados corretos, enquanto outros métodos estão sub-júdice. Entretanto, o autor continuou, a realidade é que todo e qualquer método deve ser considerados como estando sub-júdice.

Corroborando com Décourt (2008), Silva (2011) lembrou que, na maioria das vezes, a instrumentação é preparada e calibrada em laboratório e, depois disso, é que instala-se a instrumentação e iniciam-se as leituras após o primeiro estágio de carga, desprezando-se o efeito das tensões residuais provenientes do processo de cura do concreto e de outros eventuais fatores como o da sucção.

Fellenius (2021) alerta que desconsiderar o efeito da carga residual na avaliação do resultado de uma prova de carga estática, pode resultar em conclusões equivocadas tais como: a resistência lateral maior do que o valor real e, conseqüentemente, resistência de ponta menor. A seguir há mais detalhes sobre essas cargas.

2.1.3 CARGAS RESIDUAIS

Durante a execução de uma estaca (ou na reconsolidação do solo após a sua instalação), pode ocorrer um "aprisionamento" da estaca ao solo e, assim, surgem as denominadas cargas residuais ou *aprisionadas* - P_{rs} . Trata-se de um atrito negativo que atua no trecho superior da estaca e é equilibrado pela soma entre o atrito positivo na parte inferior e a carga na base, conforme pode ser visto no esquema da Figura 2.4 (Fellenius, 2015; Massad, 1995; Viana da Fonseca & Fernandes, 2014). Percebe-se que a redução na parcela lateral é igual ao acréscimo da parcela de ponta, isso significa que não há influência das cargas residuais na capacidade de carga da estaca.

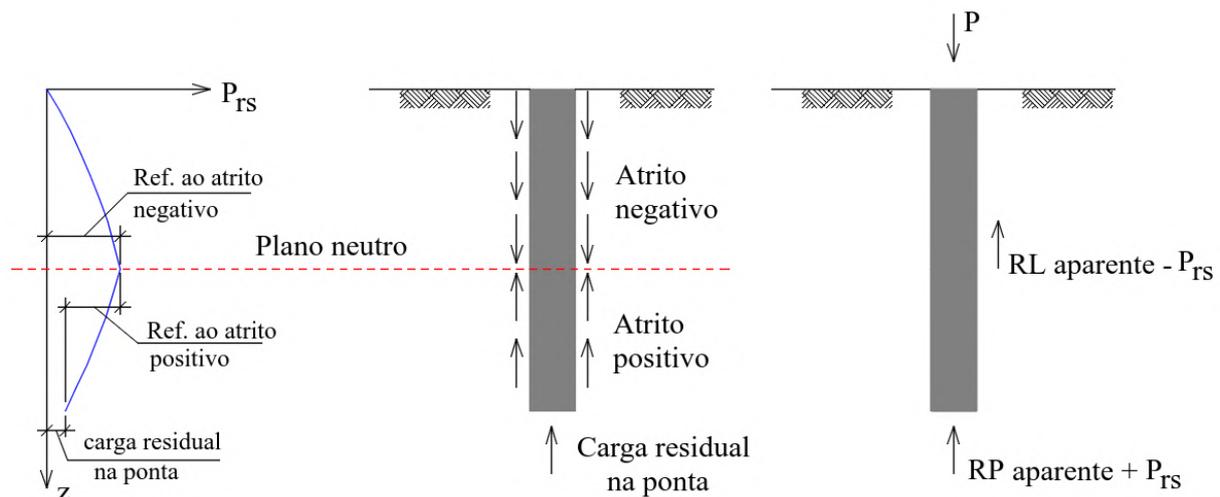


Figura 2.4 – Desenvolvimento teórico da carga residual relatado em Fellenius (2002a), adaptado de (Viana da Fonseca & Fernandes, 2014).

Poulos (1987) examinou a influência das cargas residuais na carga axial de estacas cravadas instaladas em três perfis geotécnicos hipotéticos, argila mole, argila rija e areia medi-

anamente compacta e concluiu que a carga residual na ponta é uma parcela significativa da capacidade de carga da estaca, para os três tipos de solo, sendo os maiores valores encontrados para o solo arenoso e os menores em argila mole. Além disso, o autor aponta que a teoria do efeito das cargas residuais é capaz de prever o comportamento mais realista das estacas do que a teoria convencional que despreza a existência destas.

Rieke & Crowser (1987) analisaram os resultados de várias provas de cargas instrumentadas, tanto à compressão quanto à tração, realizados em estacas metálicas de perfil H e constataram que as cargas residuais já estavam presentes antes da aplicação de qualquer carregamento e não dissiparam após um dos ciclos de tração. Antes disso, outros autores (Briaud & Tucker, 1984; Gregersen *et al.*, 1973; Holloway *et al.*, 1978; Hunter & Davisson, 1969; O'Neill *et al.*, 1982; Vesic, 1977b) já haviam comprovado a existência destas cargas em estacas .

Autores nacionais também se dedicaram às pesquisas sobre essa temática (Costa *et al.*, 1994; Massad, 1992, 1993; Menezes *et al.*, 2005). Após 2010, o interesse pelo tema ainda permanece conforme mostra os estudos de Mascarucci *et al.* (2013), Nie *et al.* (2014), Schiavon *et al.* (2015), Kou *et al.* (2016), Nie *et al.* (2018), Borges *et al.* (2020) e Bartz & Blatz (2022).

Massad (1992) e Massad (1993) apresentaram a generalização de um modelo matemático desenvolvido originalmente para estacas escavadas que permite a incorporação das cargas residuais na interpretação dos resultados de provas de carga. Menezes *et al.* (2005) aplicaram o modelo de Massad (1992) em estacas pré-moldada de concreto e Costa *et al.* (1994) empregaram o método de Darrag & Lovell (1989) para efetuar previsões de tensões residuais em estacas cravadas.

Borges *et al.* (2020) e Mascarucci *et al.* (2013) avaliaram a influencia das tensões residuais, advindas do processo de cura do concreto, no mecanismo de transferência de carga em estacas escavadas por meio de análises numéricas. Todos detectaram alterações no estado de tensão no solo circundante após a concretagem e também que a distribuição do atrito lateral ao longo da profundidade é significativamente afetada pela cura do concreto.

Nie *et al.* (2014) mediram as tensões residuais desenvolvidas após o descarregamento total de uma estaca escavada, submetida a prova de carga estática de compressão até atingir a ruptura do sistema e verificam que a tensão residual é relativamente pequena e tem pouca influência na distribuição das forças axiais quando a estaca suporta o dobro da carga de projeto.

Schiavon *et al.* (2015) executaram quatro ensaios de tração em estacas helicoidais instrumentadas no Brasil. Os resultados indicaram a ocorrência de tensões residuais logo acima

das hélices após a etapa de descarregamento, sendo maior para aquelas com menor resistência lateral.

Kou *et al.* (2016) estudaram o desenvolvimento das forças residuais em estacas tubulares com extremidade aberta cravadas em solos estratificados durante e após as instalações destas. As principais conclusões foram que a força residual aumenta exponencialmente com a profundidade de penetração; após a instalação, a força residual é maior no plano neutro; a força residual diminui com o tempo (de 20 a 32% na ponta da estaca e de 11,3 a 32% no plano neutro, 12 dias após a instalação).

Nie *et al.* (2018) discutiram os efeitos das cargas residuais nos atrito lateral e resistência de ponta tanto em estaca cravadas como escavadas e detectaram que as deformações residuais existem tanto nas estacas cravadas quanto nas perfuradas; ignorar essas deformações resultará em uma relação imprecisa entre a resistência de ponta e a deformação e uma subestimação da capacidade de carga da ponta; as leituras de deformação devem ser feitas imediatamente antes e depois de cada etapa construtiva do estaqueamento e não somente durante a realização do ensaio de prova de carga.

Fellenius (2002b), Nie *et al.* (2018) e Bartz & Blatz (2022) detalharam diversas maneiras para mensurar as cargas residuais em estacas cravadas e escavadas. Fellenius (2002b) sugere a realização de uma prova de carga estática bidirecional (utilizando *O-Cell*). Nie *et al.* (2018) comparam algumas tecnologias usadas para medir as deformações residuais, dentre essas estão os *telltales*; *strain gages* de resistência ou de fio vibratório; sensores de fibra ótica e extensômetros. Por fim, Bartz & Blatz (2022) descrevem procedimentos para superar as limitações do *strain gages* de fio vibratório para medir tensões em estacas metálicas cravadas.

Quando não há registros das cargas residuais é possível corrigir as cargas transferidas, medidas durante a prova de carga estática instrumentada realizada em estacas, com o auxílio de programas como é caso do *Dinexp* e do *Unipile*. O *Dinexp* foi desenvolvido por Costa (1988) para retroanálise de sinais de monitoração (tipo CAPWAP) e previsão de cravabilidade de estacas, considerando a presença das cargas residuais de cravação. Os pormenores sobre o funcionamento deste programa estão em Costa (1994).

O *Unipile* é um programa desenvolvido pelos engenheiros Bengt Fellenius e Pierre Goudreault que permite ao usuário efetuar uma análise da transferência de carga em estaca isolada considerando a presença das cargas residuais. Quito & Danziger (2022); Fellenius (2021); Kania *et al.* (2020); Ochoa (2019); Albuquerque & Garcia (2019); Barbosa *et al.* (2019); Viana

da Fonseca & Fernandes (2014); Silva (2011); Anjos (2006) relatam casos nos quais esta ferramenta foi empregada.

Na maioria dos trabalhos citados, o *Unipile* foi capaz de prever as tensões residuais. A única exceção se deu para as microestacas raiz analisadas por Barbosa *et al.* (2019) que se mostraram inviáveis, seja pela pouca capacidade de carga nas 4 estacas ensaiadas, seja pelo fato da curva carga-recalque estimada não considerar o processo executivo da microestaca.

Na Figura 2.5 estão exibidos os resultados discutidos em Fellenius (2004) e Fellenius (2015) para uma estaca metálica cravada de 406 mm de diâmetro e 45 m de comprimento, instalada em um perfil que possui uma camada arenosa de 10 m assente sob uma camada de argila mole com espessura de 40 m. Observa-se que a curva referente a carga obtida via instrumentação possui um trecho em que não há resistência lateral, compreendido entre 31 m e 45 m de profundidade, ou seja, provavelmente houve erro na medição das cargas. Porém, considerando-se a presença das cargas residuais percebe-se que na realidade a carga na ponta é maior do que o valor aparente e o comportamento da curva se adequa à teoria de que a resistência lateral unitária é proporcional à tensão efetiva do solo.

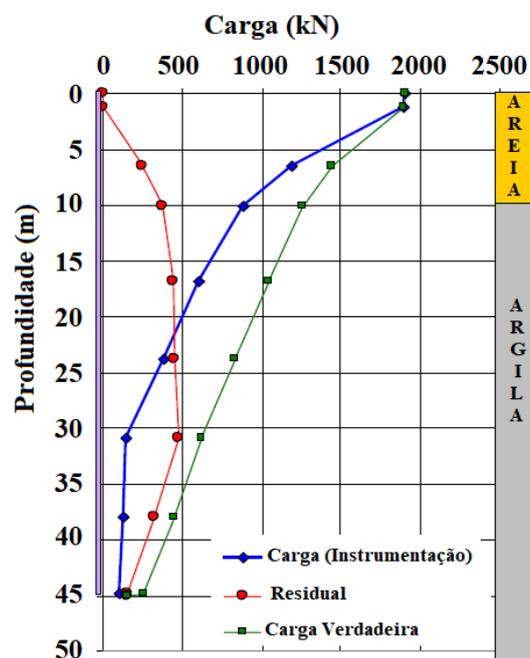


Figura 2.5 – Distribuições de cargas para a estaca metálica, adaptado de Fellenius (2004).

A Figura 2.6 mostra alguns dos resultados fornecidos pelo *Unipile* para diferentes tipos de estacas executadas em locais distintos. Na 2.6a é possível visualizar as distribuições de cargas ao longo da profundidade referentes a uma estaca hélice contínua executada no campo

experimental da UNICAMP avaliada por Anjos (2006). De modo semelhante, Silva (2011) também confeccionou curvas de distribuição para uma estaca hélice contínua, porém construída em Guará/DF, conforme exibido na Figura 2.6b.

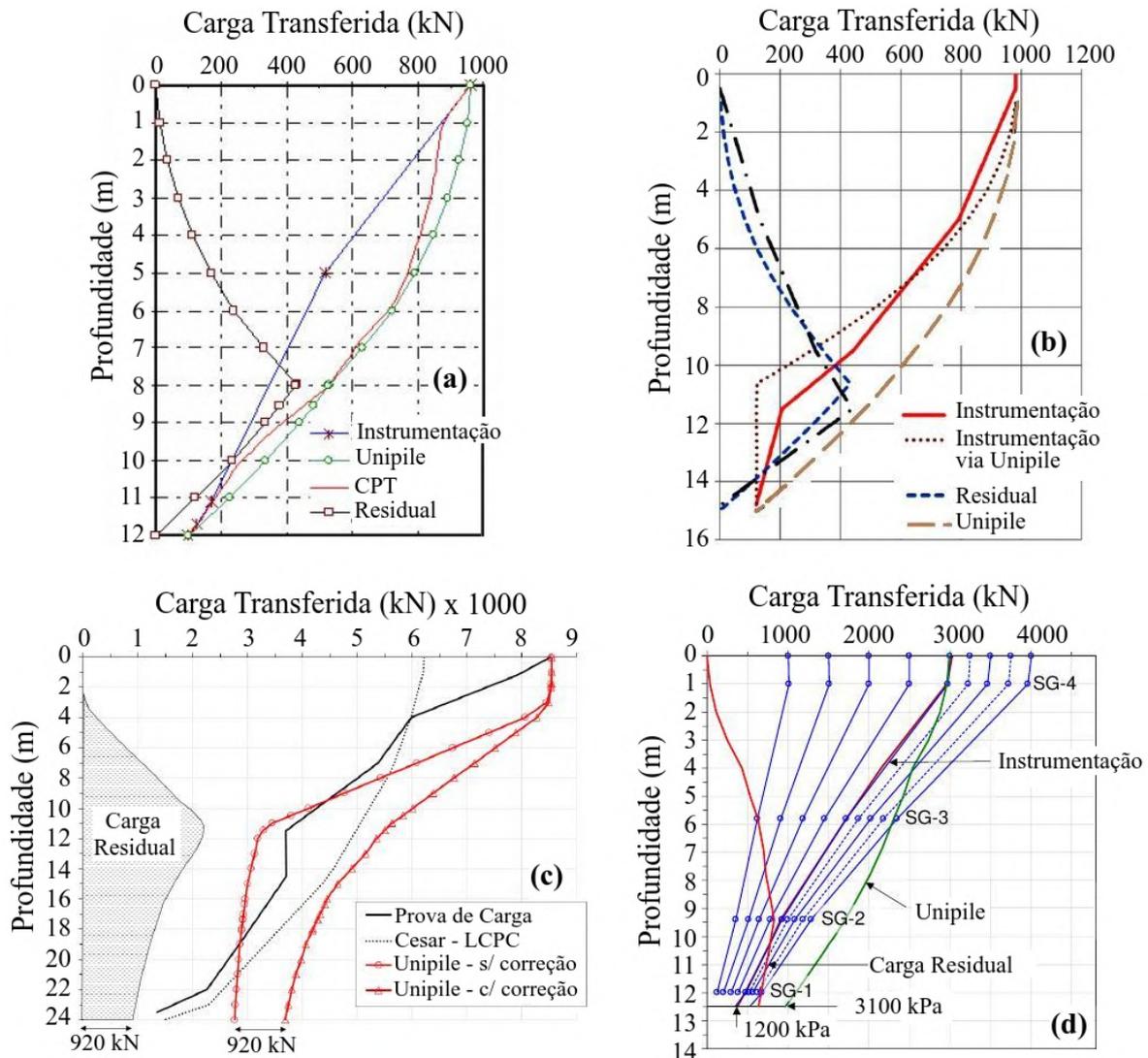


Figura 2.6 – Diagramas carga-profundidade: (a) estaca hélice contínua (Anjos, 2006); (b) estaca hélice contínua (Silva, 2011); (c) estaca escavada (Albuquerque & Garcia, 2019) e (d) estaca hélice contínua (Kania *et al.*, 2020)

A Figura 2.6c apresenta as distribuições de cargas para uma estaca escavada (com 1,0 m de diâmetro) executada no campo experimental de Araquari que foram estudadas por Albuquerque & Garcia (2019). A Figura 2.6d mostra a carga transferida e a carga residual em função da profundidade elaborada por Kania *et al.* (2020) para uma estaca hélice contínua (com 630 mm de diâmetro) executada em Viborg, na Dinamarca.

As divergências observadas entre as curvas correspondentes aos valores medidos na instrumentação das estacas e aqueles fornecidos pelo *Unipile*, evidenciam que, desconsiderar

a força residual pode implicar em erro na avaliação das resistências lateral e de ponta. Por exemplo, na Figura 2.6a as cargas transferidas correspondentes ao *Unipile* são maiores do que as medidas, já na Figura 2.6b percebe-se um ponto de inflexão nas cargas medidas que não está presente nas cargas estimadas pelo *Unipile*.

Apesar dos *softwares* serem importantes ferramentas para a retroanálise de provas de cargas instrumentadas, Silva (2011) não aconselha estimar as cargas residuais sem o real conhecimento da existência de sucção, da química e da mineralogia do solo e do concreto, que podem influenciar os resultados alcançados em campo.

2.1.4 CONSIDERAÇÕES PARCIAIS

A partir da revisão bibliográfica realizada sobre as metodologias empregadas na previsão da capacidade de carga das fundações por estacas é possível constatar que:

- As metodologias usadas na prática da engenharia de fundações para estimar as capacidades de cargas para estacas em grupo ou isoladas apresentam várias limitações;
- Vários aspectos influenciam nos valores de capacidade de carga de um grupo de estacas como por exemplo a quantidade de estacas; a geometria; se há contato entre o elemento de ligação e o solo; o perfil geotécnico e etc.;
- A instrumentação das fundações estaqueadas (grupos, radiers estaqueados ou sapatas estaqueadas) permite uma análise mais realística da transferência de uma carga aplicada tanto no elemento de ligação quanto em cada uma das estacas;
- As eficiências de grupos de estacas nem sempre são iguais a 1,0;
- Há poucas publicações sobre o comportamento de grupos de estacas instrumentadas ao longo da profundidade se compararmos a quantidade de variáveis que necessitam serem investigadas;
- Embora presentes no cotidiano dos projetistas de fundações os resultados obtidos pelos métodos semi-empíricos baseados no SPT divergem bastante dos valores encontrados em provas de cargas;
- As formulações semi-empíricas empregadas para estimar a capacidade de carga de estacas isoladas não consideram a presença do nível d'água; a diversidade de estacas disponíveis; o tipo de carregamento que será aplicado a estaca; a interferência das cargas residuais;

- O programa *Unipile* é capaz de prever as cargas residuais em estacas cravadas e escavadas instaladas em solos homogêneos e estratificados e o programa Dinexp para estacas cravadas;
- Negligenciar as cargas residuais em uma determinada estaca pode ocasionar erros na interpretação dos resultados de uma instrumentação.

Tais fatos evidenciam as dificuldades para se traduzir o mecanismo de transferência de carga de estacas em grupo e/ou isoladas por meio de formulações matemáticas clássicas, uma vez que este fenômeno envolve inúmeras variáveis de naturezas distintas. No entanto, há muitos relatos nos quais as Redes Neurais Artificiais (RNA) foram empregadas como ferramenta de previsibilidade de capacidade de carga de estacas (Benali *et al.*, 2018; Chen *et al.*, 2020; Maizir, 2017; Momeni *et al.*, 2014; Pham *et al.*, 2020; Tarawneh, 2013) e alcançaram resultados satisfatórios.

2.2 REDES NEURAIAS ARTIFICIAIS

As Redes Neurais Artificiais (RNA) são modelos computacionais inspirados na estrutura de uma rede neural biológica e, de modo análogo, possuem as unidades de processamento (neurônios artificiais) que são interligadas por um grande número de interconexões (sinapses artificiais), conforme mostra a Figura 2.7.

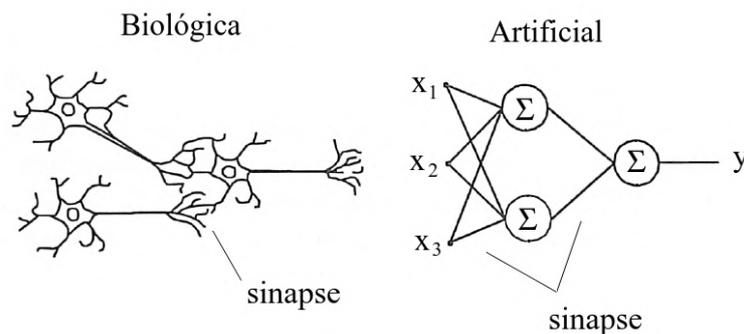


Figura 2.7 – Analogia entre rede neural biológica e artificial, adaptada de (Tafner *et al.*, 1995)

Haykin (2009) cita dois aspectos das redes neurais, são eles: o fato do conhecimento ser adquirido através de um processo de aprendizagem e pelas forças de conexões entre os neurônios (pesos sinápticos) armazenarem o conhecimento adquirido.

Para Braga *et al.* (2011), as redes neurais são sistemas paralelos distribuídos, compostos por unidades de processamento simples (neurônios artificiais) que calculam determinadas

funções matemáticas (normalmente não-lineares). Essas unidades são dispostas em uma ou mais camadas e se conectam por sinapses associadas a pesos, que armazenam o conhecimento adquirido pelo modelo e ponderam a entrada recebida por cada neurônio que compõe a rede.

2.2.1 NEURÔNIO ARTIFICIAL - MODELO MCP

O neurônio artificial é a unidade fundamental de processamento de uma rede neural artificial, a sua concepção proposta por McCulloch e Pitts em 1943 foi baseada no neurônio biológico. Na Figura 2.8 pode ser observada a representação desse neurônio, que é considerado o modelo mais simples e está presente nas diversas arquiteturas das RNA ao lado do neurônio biológico.

Nota-se que os dendritos foram substituídos pelas entradas e os pesos sinápticos simulam as sinapses. Os estímulos recebidos pelas entradas são processados pela função soma (combinação linear) e o limiar de disparo do neurônio foi substituído pela função de ativação. Na Tabela 2.5 estão descritos, resumidamente, cada um dos elementos que compõem o neurônio artificial.

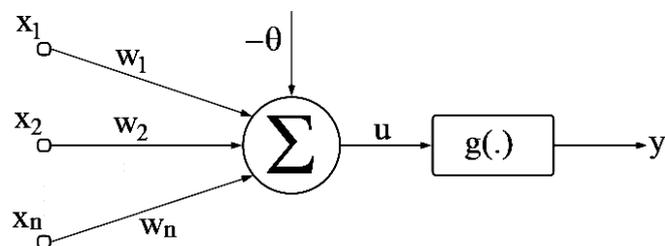


Figura 2.8 – Representação do neurônio artificial, (Silva *et al.*, 2016)

Tabela 2.5 – Elementos básicos de um neurônio artificial - (Silva *et al.*, 2016)

Elemento	Representação	Descrição
Sinais de entrada	x_1, x_2, \dots, x_n	São as variáveis do problema estudado. Cada valor no vetor de entrada corresponde a uma variável pertencente ao conjunto de dados. Por exemplo, x_1 = tipo de estaca; x_2 = comprimento do fuste.
Pesos sinápticos	w_1, w_2, \dots, w_n	São valores calculados com a finalidade de ponderar cada uma das variáveis de entrada. Os pesos sinápticos iniciam com valores aleatórios entre 0 e 1, e são ajustados na fase de treinamento da rede neural.
Combinador linear	Σ	É responsável pelo agrupamento dos produtos entre os sinais de entrada e os pesos sinápticos.
Limiar de ativação	θ	Gera o valor que deve ser atingido pelo combinador linear capaz de produzir uma resposta pelo neurônio.
Potencial de ativação	u	É a diferença entre os valores do combinador linear e do limiar de ativação e determina se o comportamento do neurônio será excitatório ou inibitório.
Função de ativação	$g(\cdot)$	Normaliza a saída do neurônio para valores que possam ser interpretados.
Sinal de saída	y	É o resultado final do processo do neurônio. Pode ser tanto o produto final da análise quanto utilizado por outros neurônios da rede.

Em termos matemáticos, a saída do neurônio é dada pela Equação 2.2:

$$y = g\left(\sum_{i=1}^n w_i \cdot x_i - \theta\right) \quad (2.2)$$

O funcionamento do neurônio artificial inicia com a inserção de um conjunto de valores que representam as variáveis de entrada. Cada uma dessas variáveis é multiplicada pelo seu respectivo peso sináptico. Após isso, calcula-se o potencial de ativação, ou seja, subtrai-se a soma ponderada dos sinais de entrada do limiar de ativação. O valor obtido é aplicado na função de ativação que tem a finalidade de limitar a saída do neurônio a um intervalo aceitável (Silva *et al.*, 2016).

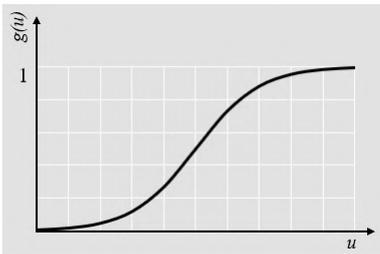
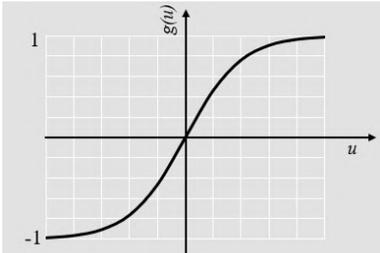
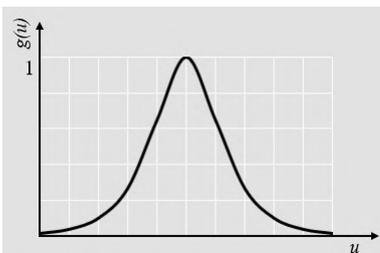
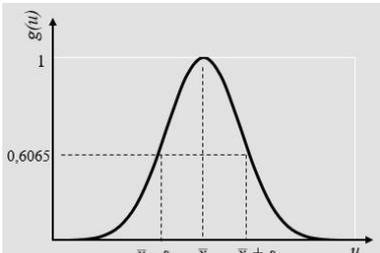
No neurônio de McCulloch & Pitts (1943) a função de ativação, g , é a função limite, isso significa que se a soma ponderada é maior do que um valor limite, θ , a saída do neurônio é igual a 1 e se menor, igual a zero. Outros modelos de neurônios artificiais foram elaborados a partir deste, variando basicamente a função de ativação.

De acordo com Bittencourt (2001), as funções mais usuais são a degrau, a semi-linear e a sigmóide. Silva *et al.* (2016) afirmam que a escolha da função de ativação dependerá do objetivo do modelo final, por exemplo, enquanto a função degrau (parcialmente diferenciável) é mais

adequada para o reconhecimento de padrões, a função linear (totalmente diferenciável) é uma boa alternativa quando se deseja fazer aproximações de funções ou identificar comportamento de processos.

O *software* QNET2000, utilizado nesta tese para desenvolver os modelos neurais, disponibiliza 4 tipos de funções de ativação: sigmóide, tangente hiperbólica, secante hiperbólica e gaussiana. Na Tabela 2.6 estão a equação e a representação gráfica para cada uma delas.

Tabela 2.6 – Funções de ativação disponíveis no programa QNET2000

Função	Equação	Representação Gráfica
Sigmóide	$g(u) = \frac{1}{1+e^{-u}}$	
Tangente hiperbólica	$g(u) = \frac{1-e^{-u}}{1+e^{-u}}$	
Secante hiperbólica	$g(u) = \frac{2}{e^u + e^{-u}}$	
Gaussiana	$g(u) = e^{-\frac{(u-\mu)^2}{2s}}$	

2.2.2 ARQUITETURAS

As conexões entre os neurônios artificiais geram diferentes estruturas, designadas de arquiteturas ou topologias. Haykin (2009) identifica três classes de arquiteturas de rede neural

fundamentalmente diferentes: redes *feedforward* com camada única; redes *feedforward* com múltiplas camadas e redes recorrentes.

De acordo com Braga *et al.* (2011), a rede *feedforward* com camada única (Figura 2.9) é a estrutura mais simples e pode resolver problemas multivariáveis com múltiplas funções acopladas, mesmo com restrições de complexidade. Silva *et al.* (2016) afirma que nesta classe estão o perceptron e o *adaline*.

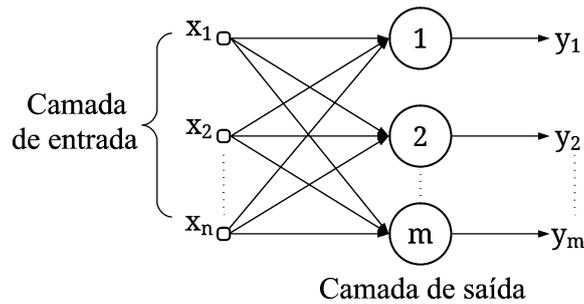


Figura 2.9 – Rede *feedforward* com camada única, adaptada de Silva *et al.* (2016)

A rede *feedforward* com múltiplas camadas (Figura 2.10) difere da estrutura anterior pela presença de uma ou mais camadas ocultas, conferindo a esta uma maior capacidade computacional e universalidade na aproximação de funções contínuas (Braga *et al.*, 2011).

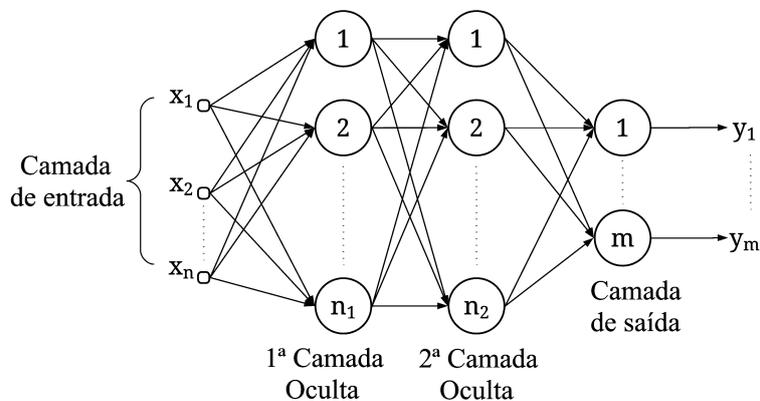


Figura 2.10 – Rede *feedforward* com duas camadas ocultas, adaptada de Silva *et al.* (2016)

Para Haykin (2009), a habilidade dos neurônios ocultos extraírem estatísticas de ordem elevada será valiosa quando a quantidade de pontos na entrada for grande. Os tipos de redes que se enquadram nesta classe são o perceptron multicamadas e as redes de base radial (Silva *et al.*, 2016).

A rede neural recorrente se distingue das demais por possuir pelo menos um laço de realimentação, conforme está exibido na Figura 2.11, na qual observa-se a conexões de realimentação originadas dos neurônios ocultos e dos neurônios de saída. A presença dos laços

de realimentação tem um impacto profundo na capacidade de aprendizagem da rede e no seu desempenho (Haykin, 2009).

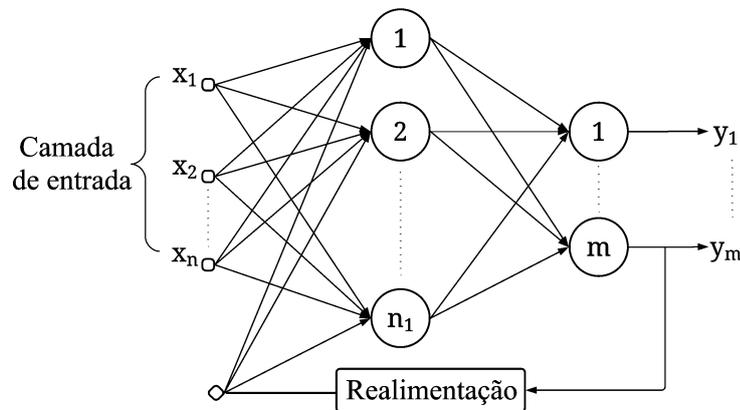


Figura 2.11 – Rede recorrente com camada oculta, adaptada de Silva *et al.* (2016)

2.2.3 PROCESSOS DE APRENDIZAGEM

O poder computacional de uma rede neural está associado à sua estrutura (arquitetura) e à habilidade de aprender e generalizar. A aprendizagem se dá por meio do algoritmo de aprendizagem, cuja função é modificar os pesos sinápticos da rede neural, de forma ordenada, até alcançar o objetivo desejado. Enquanto a generalização é a capacidade de produzir saídas adequadas para entradas que não estavam presentes durante a aprendizagem (também chamada de treinamento) (Haykin, 2009).

Existem vários algoritmos para o treinamento de redes neurais, podendo os mesmos ser agrupados em dois paradigmas principais, o aprendizado supervisionado e o aprendizado não-supervisionado. No aprendizado supervisionado um professor externo (supervisor) é responsável por comparar a saída calculada e a saída desejada. Como a resposta da rede é função dos pesos sinápticos, estes são modificados de forma a aproximar a saída da rede com a saída desejada (Braga *et al.*, 2011).

O aprendizado supervisionado se aplica a problemas em que se deseja obter um mapeamento entre padrões de entrada e saída. Os exemplos mais conhecidos de algoritmos para aprendizado supervisionado são a regra delta (Widrow & Hoff, 1960) e sua generalização para redes de múltiplas camadas, o algoritmo *backpropagation*, desenvolvido por Rumelhart *et al.* (1986).

O aprendizado não-supervisionado não requer saídas desejadas e, por esse motivo, não necessita de professor externo. Durante o treinamento da rede os neurônios são usados como

classificadores e os dados de entrada como elementos para classificação. Esse processo de classificação fica a encargo da rede neural e do seu algoritmo de aprendizado (Tafner *et al.*, 1995).

É empregado em problemas que visam a descoberta de características estatisticamente relevantes nos dados de entrada, como por exemplo, a descoberta de agrupamentos ou classes (Braga *et al.*, 2011). Os modelos mais conhecidos são os mapas auto-organizativos de Kohonen (Kohonen, 1982) e os modelos *Adaptive Resonance Theory* (Carpenter & Grossberg, 1988).

2.2.4 PERCEPTRON MULTICAMADAS - MLP

De acordo com a classificação apresentada na Seção 2.2.2 os perceptrons multicamadas é uma rede neural *feedforward* composta por, no mínimo, três camadas: entrada, oculta (ou intermediária) e saída. Para Braga *et al.* (2011), a função das múltiplas camadas é transformar, sucessivamente, o problema descrito pelo conjunto de dados em uma representação tratável para a camada de saída.

A camada de saída representa o objeto do mundo real e possui um ou mais neurônios. Entre a camada de entrada e a saída podem aparecer as camadas ocultas que não entram em contato com o mundo externo, ou seja, os sinais são passados para outros neurônios obedecendo a determinados preceitos de transferência (Tafner *et al.*, 1995).

Kovács (2006) afirma que presença de camadas ocultas possibilita a esse tipo de rede neural, alcançar diferentes áreas do conhecimento, sendo considerada uma das mais versáteis quanto à aplicabilidade. Já Braga *et al.* (2011) informam que um problema não-linearmente separável pode ser transformado em linearmente separável por meio da camada oculta, criando uma nova disposição interna à rede para os dados de entrada e, assim, a camada de saída resolverá o problema inicial.

Conforme visto anteriormente, no MLP o processo de aprendizagem é supervisionado e o ajuste dos pesos sinápticos e do limiar de cada neurônio é realizado por meio do algoritmo *backpropagation*, também chamado de algoritmo de retropropagação do erro.

(a) O Algoritmo *backpropagation*

O algoritmo *backpropagation* consiste em dois passos, a propagação e a retropropagação. Na propagação, os sinais percorrem as camadas no sentido progressivo e os pesos sinápticos são fixos, produzindo o sinal de saída e o erro. Durante a retropropagação, os erros são propagados

desde a camada de saída até a camada de entrada, ajustando os pesos sinápticos com a finalidade de aproximar, no sentido estatístico, a resposta da rede neural da resposta desejada (Haykin, 2009).

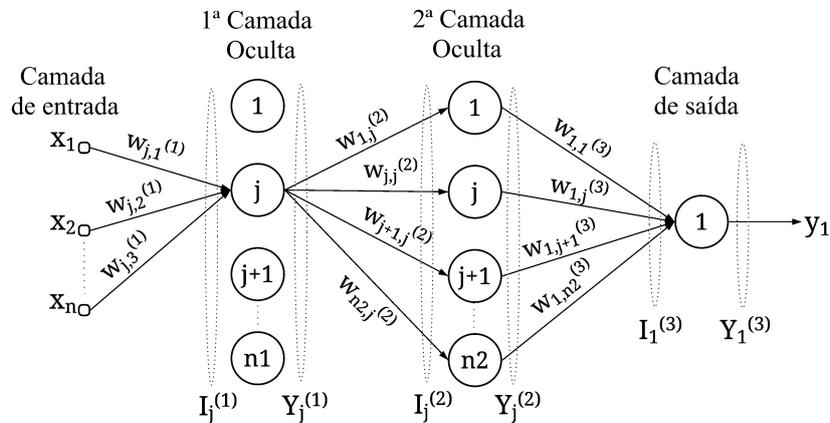


Figura 2.12 – Representação do perceptron multicamadas visando o funcionamento do algoritmo *backpropagation*, adaptada de Silva *et al.* (2016)

Considerando uma rede neural do tipo MLP com duas camadas ocultas e apenas um neurônio na camada de saída (Figura 2.12), um conjunto de treinamento Ψ composto por K amostras pode ser representado pela Equação 2.3:

$$\Psi = (x_i, d_i)_{i=1}^K \quad (2.3)$$

onde, x_i são as entradas e d_i são as respostas desejadas.

Para a propagação dos sinais de entrada até a camada de saída executam-se os seguintes passos Silva *et al.* (2016):

1. Calcula-se os valores de $I_j^{(1)}$ e $Y_j^{(1)}$, definidos por:

$$I_j^{(1)} = \sum_{i=0}^n w_{ji}^{(1)} \cdot x_i \quad (2.4)$$

$$Y_j^{(1)} = g(I_j^{(1)}) \quad (2.5)$$

2. Calcula-se os valores de $I_j^{(2)}$ e $Y_j^{(2)}$, definidos por:

$$I_j^{(2)} = \sum_{i=0}^{n_1} w_{ji}^{(2)} \cdot Y_i^{(1)} \quad (2.6)$$

$$Y_j^{(2)} = g(I_j^{(2)}) \quad (2.7)$$

3. Calcula-se os valores de $I_1^{(3)}$ e $Y_1^{(3)}$, definidos por:

$$I_1^{(3)} = \sum_{i=0}^{n_2} w_{1i}^{(3)} \cdot Y_i^{(2)} \quad (2.8)$$

$$Y_1^{(3)} = g(I_1^{(3)}) \quad (2.9)$$

onde $w_{ji}^{(M)}$ são matrizes que contêm o valor do peso sináptico conectando o j -ésimo neurônio da camada (M) ao i -ésimo neurônio da camada ($M - 1$); $I_j^{(M)}$ são vetores que contêm a entrada ponderada em relação ao j -ésimo neurônio da camada M e $Y_j^{(M)}$ são vetores que contêm a saída do j -ésimo neurônio em relação à camada M .

Conhecendo-se os vetores $Y_1^{(3)}(k)$ e $d_1(k)$, é possível obter o erro quadrático médio EQM referente ao conjunto de treinamento Ψ , através da Equação 2.10.

$$EQM = \frac{1}{k} \sum_{k=1}^k (d_1(k) - Y_1^{(3)}(k))^2 \quad (2.10)$$

O passo seguinte consiste em comparar o valor de EQM e o erro requerido (E_{req}), neste caso tem-se duas situações: a primeira em que $EQM \leq E_{req}$ e então, a rede é considerada treinada (ajustada) ou $EQM > E_{req}$, tornando-se indispensável a retropropagação desse erro para a conclusão da primeira iteração desta rede.

Na retropropagação, a sequência de procedimentos é a seguinte (Silva *et al.*, 2016):

1. Determina-se o gradiente local $\delta_1^{(3)}$, definidor por:

$$\delta_1^{(3)} = (d_1 - Y_1^{(3)}) \cdot g'(I_1^{(3)}) \quad (2.11)$$

2. Ajusta-se o peso $w_{1i}^{(3)}$ através da Equação 2.12

$$w_{1i}^{(3)}(n+1) = w_{1i}^{(3)}(n) + \eta \cdot \delta_1^{(3)} \cdot Y_i^{(2)} \quad (2.12)$$

3. Determina-se o gradiente local $\delta_j^{(2)}$, definidor por:

$$\delta_j^{(2)} = -(\delta_1^{(3)} \cdot w_{1j}^{(3)}) \cdot g'(I_j^{(2)}) \quad (2.13)$$

4. Ajusta-se o peso $w_{ji}^{(2)}$ através da Equação 2.14

$$w_{ji}^{(2)}(n+1) = w_{ji}^{(2)}(n) + \eta \cdot \delta_j^{(2)} \cdot Y_i^{(1)} \quad (2.14)$$

5. Determina-se o gradiente local $\delta_j^{(1)}$, definidor por:

$$\delta_j^{(1)} = -(\delta_j^{(2)} \cdot w_{1j}^{(2)}) \cdot g'(I_j^{(1)}) \quad (2.15)$$

6. Ajusta-se o peso $w_{ji}^{(1)}$ através da Equação 2.16

$$w_{ji}^{(1)}(n+1) = w_{ji}^{(1)}(n) + \eta \cdot \delta_j^{(1)} \cdot x_i \quad (2.16)$$

onde $\delta_j^{(L)}$ é definido como o gradiente local em relação ao j -ésimo neurônio da camada L ; η é a taxa de aprendizagem e n é o número de iterações (um ciclo completo de propagação e retropropagação). Nota-se que a derivada da função de ativação $g'(\cdot)$ está presente na equação do gradiente local, portanto esta função deve ser contínua e diferenciável, como é o caso da função sigmóide.

A taxa de aprendizagem varia entre 0 (zero) e 1 (um) e está relacionada à velocidade com que ocorrem estes ajustes. Isso significa que valores baixos de η refletem em menores variações dos pesos sinápticos e maior tempo de convergência, enquanto que valores elevados representam grandes modificações nos pesos sinápticos entre ciclos consecutivos e acelera o processo de aprendizagem. Neste último caso, é necessário ter cautela uma vez que a rede neural pode tornar-se oscilatória (Haykin, 2009).

Para tornar o processo de convergência mais eficiente e reduzir essas oscilações decorrentes da taxa de aprendizagem, Rumelhart *et al.* (1986) modificaram a regra delta e incluíram o parâmetro *momentum* (α) no ajuste dos pesos sinápticos, o que resultou na seguinte expressão:

$$w_{ji}^{(L)}(n+1) = w_{ji}^{(L)}(n) + \alpha \cdot (w_{ji}^{(L)}(n) - w_{ji}^{(L)}(n-1)) + \eta \cdot \delta_j^{(L)} \cdot Y_i^{(L-1)} \quad (2.17)$$

Outras alternativas de reduzir o tempo de convergência e diminuir o esforço computacional do algoritmo *backpropagation* foram elaboradas, dentre elas estão o método *resilient-propagation* (Riedmiller & Braun, 1993) e o algoritmo de *Levenberg-Marquardt* que, de acordo com Hagan & Menhaj (1994), treinou redes MLP até 100 vezes mais rápido do que o algoritmo *backpropagation* convencional.

2.2.5 MODELAGEM COM REDES MLP

A modelagem com redes MLP geralmente passa por 7 etapas distintas, conforme ilustrado na Figura 2.13. Inicialmente faz-se a coleta de dados, depois determinam-se as variáveis do modelo e, a partir disso, elaboram-se um conjunto de dados (que passa por um tratamento - normalização e separação). Esse conjunto é apresentado a uma arquitetura candidata, que irá

extrair dele as características necessárias (fase de treinamento) e então reproduzir as respostas do problema (etapa de validação). Mais detalhes serão apresentados a seguir.

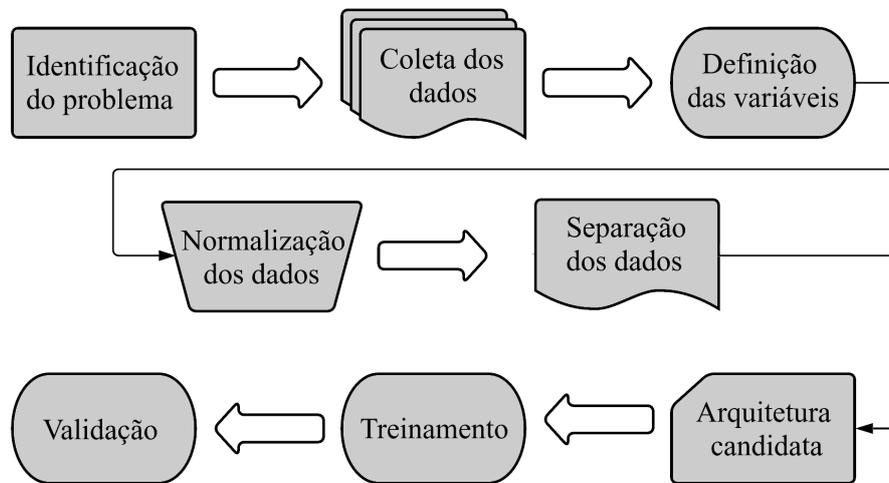


Figura 2.13 – Representação das etapas de modelagem por redes neurais

(a) Coleta de dados

Diante da descoberta de um problema e supondo que as redes MLP são capazes de solucioná-lo, deve-se buscar as informações disponíveis (de preferência de fácil acesso para o usuário) relacionadas a ele, assim sendo, torna-se indispensável o conhecimento prévio do fenômeno estudado.

Uma das dificuldades quando se modela com RNA é encontrar a quantidade e a qualidade de dados adequadas para cada problema, uma vez que interferem diretamente nos resultados. Isso ocorre porque não existem regras quanto a quantidade ideal e não se pode garantir a qualidade das informações coletadas.

(b) Definição das variáveis

As variáveis de entrada e de saída de um modelo neural são escolhidas com base no conhecimento do pesquisador sobre o problema e nas informações coletadas. Após isso, calculam-se os valores para cada uma delas e confecciona-se o conjunto de dados (uma matriz $\text{variáveis} \times \text{valores}$).

Silva *et al.* (2016) e Haykin (2009) recomendam utilizar técnicas estatísticas que apontem as redundâncias entre as variáveis de entrada, pois ao eliminar aquelas que são desnecessárias, a complexidade dimensional da rede neural diminui e, conseqüentemente, melhora o desempe-

no do treinamento. Duas destas técnicas foram usadas por pesquisadores da engenharia geotécnica, a técnica *Principal Component Analysis* - PCA (Benali *et al.*, 2017; Benali *et al.*, 2018) e a regressão simples (Darbor *et al.*, 2019; Kardani *et al.*, 2020; Souza *et al.*, 2020).

Ainda neste contexto, é importante averiguar se a amplitude das variáveis cobre adequadamente todas as situações possíveis do fenômeno estudado, uma vez que as RNA realizam apenas interpolações não-lineares (De Granrut *et al.*, 2019). Em contrapartida, se houver grandes diferenças entre o valor máximo e o mínimo, o comportamento da sua distribuição de frequência poderá afetar a aplicabilidade dos modelos neurais que serão desenvolvidos.

(c) Normalização dos dados

Sabendo que as respostas fornecidas pelas redes neurais pertencem ao domínio da função de ativação adotada e, raramente, as faixas de variação correspondentes a cada uma destas variáveis se enquadram neste domínio, faz-se necessário normalizá-las.

As metodologias usadas, constantemente, para normalizar os dados são o Teorema de Tales; a normalização estatística e a normalização simples (Zhang *et al.*, 1998). As equações e as referências de cada uma delas são exibidas na Tabela 2.7, onde v_n representa a variável normalizada e v_0 a variável original, v_{min} , v_{max} , \bar{x} e s são os valores mínimo, máximo, média e desvio padrão referente a cada variável pertencente ao conjunto de dados, respectivamente.

Tabela 2.7 – Técnicas de normalização empregadas em RNA

Técnica de Normalização	Fonte	Equação
Teorema de Tales para $v_n \in [a, b]$	Silva <i>et al.</i> (2016)	$v_n = (b - a) \cdot \left(\frac{v_0 - v_{min}}{v_{max} - v_{min}} \right) + a$
Normalização estatística	Bishop (1995)	$v_n = \frac{x_0 - \bar{x}}{s}$
Normalização simples	Lachtermacher & Fuller (1995)	$v_n = \frac{v_0}{v_{max}}$

Silva *et al.* (2016) afirmam que normalizar as variáveis de entrada e de saída evita as regiões de saturação das funções de ativação e melhora o desempenho de treinamento. Bishop (1995) afirma que a normalização é indispensável quando as variáveis possuem valores típicos que diferem em várias ordens de grandeza e podem não refletir sua importância relativa na determinação das saídas.

Vale lembrar que a mesma equação elegida para normalizar as variáveis deve ser usada para desnormalizar as respostas fornecidas pelo modelo neural desenvolvido visando convertê-

las em valores pertencente ao domínio da aplicação.

(d) Separação dos dados

É comum em modelagens com redes MLP separar, aleatoriamente, o conjunto de dados em duas partes, um subconjunto para treinar a arquitetura candidata (ajuste de pesos sinápticos) e outro para avaliar o processo de aprendizagem. De acordo com Shahin (2013) esse procedimento é crucial para a generalização do modelo que, por sua vez, está compreendida na faixa de variação dos dados empregados no treinamento.

Swingler (1996) sugere que 70% do conjunto de dados sejam utilizados para a fase de treinamento e 30% para validação. Silva *et al.* (2016) recomendam cerca de 60 a 90% para o treinamento e o restante para validação. Em várias aplicações de redes MLP na engenharia geotécnica, a separação dos dados foi realizada de forma arbitrária, porém Tokar & Johnson (1999) comprovam que o modo como os dados são segregados impacta fortemente nos resultados obtidos.

Outra maneira de separar os dados é com base no método *early stopping* (Haykin, 2009), no qual o conjunto de dados deve ser fragmentado em três partes: treinamento, teste e validação. Nesse método os subconjuntos de treinamento e validação possuem a mesma finalidade da alternativa anterior, enquanto o subconjunto de teste é utilizado para avaliar o desempenho do modelo em vários estágios do processo de aprendizagem.

Shahin *et al.* (2004) investigaram a repercussão de diferentes proporções para os três subconjuntos no desempenho do modelo que prever recalques em fundações superficiais e concluíram que o melhor resultado foi obtido para uma proporção de 56, 24 e 20% correspondentes as fases de treinamento, teste e validação, respectivamente. Maizir (2017), Kordjazi *et al.* (2015) e Tarawneh (2013) usaram uma proporção de 70, 15 e 15% para desenvolver modelos neurais que estimam a capacidade de carga em estacas isoladas.

Nas situações em que há poucos dados disponíveis, Masters (1993) recomenda aplicar o método *Leave-k-out*. Consiste em remover uma pequena quantidade de dados, normalmente um dos casos estudados, e utilizar o restante para o treinamento da rede. Em seguida os casos retirados são validados e analisados. Este processo é repetido, porém modificando o conjunto de validação, até se chegar ao modelo "ideal".

Independente da metodologia empregada para segregar o conjunto de dados, vale destacar que para desenvolver bons modelos é fundamental que os padrões detectados nos dados

estejam reproduzidos no subconjunto de treinamento, isso inclui também a inserção dos valores máximos e mínimos. Tafner *et al.* (1995) afirma que "se desejamos uma rede capaz de aprender fatos e generalizá-los devemos elaborar um conjunto de treinamento que propicie isso".

(e) Arquiteturas candidatas

Conforme visto no item 2.2.2, a arquitetura de uma rede MLP possui três tipos de camadas: a camada de entrada, as camadas ocultas e a camada de saída. Sabendo que cada neurônio da camada de entrada recebe uma das variáveis de entrada do modelo e na camada de saída ocorre o mesmo, porém com as variáveis que pretende-se calcular, é fácil notar que as únicas informações, até então desconhecidas, são a quantidade de camadas ocultas e de neurônios em cada uma delas.

Tafner *et al.* (1995) comenta que não existe regra para definir o número de camadas ocultas e a quantidade de neurônio em cada uma delas. Silva *et al.* (2016) enfatiza que acrescentar, de forma indiscriminada, camadas ocultas e/ou neurônios não asseguram uma melhoria na generalização do MLP, ao invés disso, pode acarretar sobreajuste (*overfitting*), ou seja, a rede grava as peculiaridades e ruídos e perde a sua capacidade de generalização.

Segundo Vujii *et al.* (2016) muitos problemas de diferentes áreas podem ser resolvido somente com uma camada oculta. Vários autores corroboram com essa afirmativa e disponibilizam formulações que permitem determinar a quantidade ideal de neurônios dessa camada, dentre eles estão Li *et al.* (1995), Tamura & Tateishi (1997), Xu & Chen (2008), Shibata & Ikeda (2009), Hunter *et al.* (2012), Sheela & Deepa (2013).

De outro lado, Thomas *et al.* (2017) propõem um método que permite comparar empiricamente os resultados de redes MLP, neurônio por neurônio pertencentes as camadas ocultas, aplica-o em dez conjuntos de dados e concluem que as redes com duas camadas ocultas são melhores generalizadoras em nove dos dez casos do que aquelas com apenas uma.

Embora as descobertas de muitos autores auxiliem os desenvolvedores de modelos neurais na definição de uma arquitetura para o MLP, trata-se de uma tarefa desafiadora que exige uma avaliação minuciosa de diferentes configurações e, portanto, gasta-se bastante tempo.

(f) Treinamento

Nessa etapa da modelagem uma das arquiteturas candidatas é submetida ao processo de aprendizagem supervisionado com o algoritmo escolhido. Levando em conta que nesta pesquisa

será utilizado o algoritmo *backpropagation*, o conteúdo exposto a seguir é sobre o mesmo.

Sabendo que o modo de operação deste algoritmo está relacionado diretamente com o passo-a-passo do treinamento de uma rede neural é possível resumí-lo através das ações sintetizadas no fluxograma abaixo (Figura 2.14).

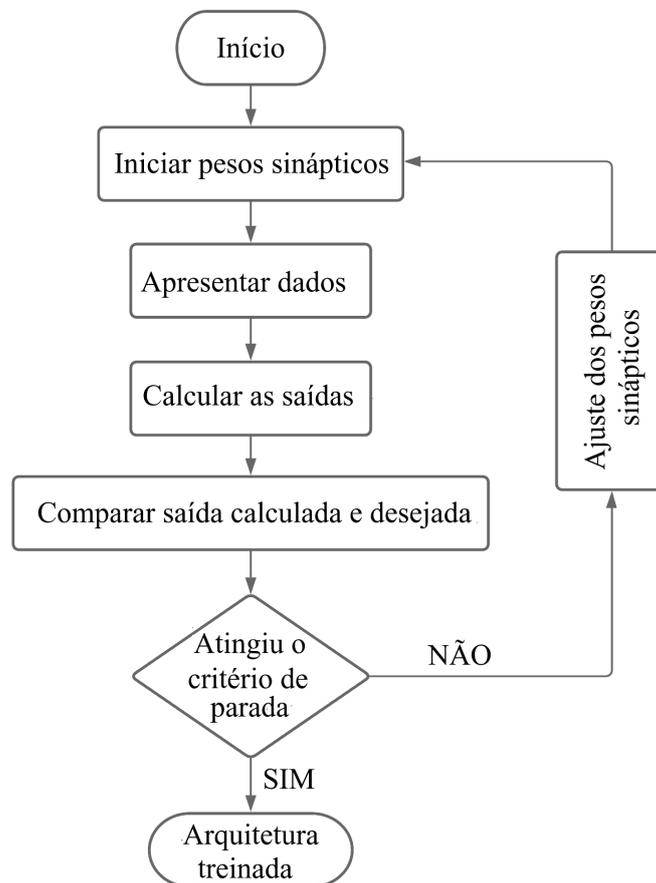


Figura 2.14 – Fluxograma do treinamento de uma rede MLP, adaptado de Silva *et al.* (2016)

Os ajustes dos pesos sinápticos necessitam de dois parâmetros, a taxa de aprendizagem (η) e o momentum (α). Silva *et al.* (2016) recomendam aplicar $0,05 < \eta < 0,75$ e $0 < \alpha < 0,9$. Shahin *et al.* (2004) avaliaram o desempenho de diversas combinações para η e α em um modelo de previsão de recalques em fundações superficiais e concluíram que as melhores respostas foram obtidas quando $\alpha = 0,8$ e $\eta = 0,2$.

Outros pesquisadores que também usaram as redes MLP para estudar problemas relacionados a engenharia de fundações (Amâncio, 2013; Araújo *et al.*, 2016; Dantas Neto *et al.*, 2014; Silveira, 2014) adotaram $\alpha = 0,8$ e $0,01 \leq \eta \leq 0,30$, que são os mesmos valores adotados em todos os modelos que serão desenvolvidos nesta tese.

Além desses parâmetros, é obrigatório escolher as funções de ativação das camadas

ocultas e de saída, antes de iniciar o treinamento. Em estudos sobre fundações por estacas é comum utilizar a função sigmóide em pelo menos uma dessas camadas, como pode ser confirmado nos estudos de Dantas Neto *et al.* (2014), Maizir *et al.* (2015), Momeni *et al.* (2015), Araújo *et al.* (2016), Maizir (2017), Nejad & Jaksa (2017), Pham *et al.* (2020).

Após definir os parâmetros e as funções de ativação, o processo de aprendizagem é iniciado, mas surge o seguinte questionamento: - Qual o momento mais adequado para interrompê-lo? Tafner *et al.* (1995) alertam que se a cada novo ciclo (propagação e retropropagação) a rede neural modifica algo, a melhor resposta pode surgir a qualquer momento, sendo assim, insistir no treinamento poderá desvirtuar todo o conhecimento já adquirido.

Haykin (2009) declara que não há garantia de convergência no algoritmo *backpropagation* assim como não existem regras bem definidas para interromper sua operação. Entretanto, Silva *et al.* (2016) e Kovács (2006) disponibilizam critérios razoáveis que podem ser úteis:

- Quando a diferença entre os erros quadráticos médios entre dois ciclos (iterações) sucessivos for inferior ao valor requerido;
- Quando atingir a quantidade máxima de iterações;
- Uma combinação dos dois anteriores.

Kovács (2006) enfatiza que se a precisão requerida é inalcançável, o treinamento nunca cessará, por outro lado, dependendo da quantidade máxima de iteração escolhida, o algoritmo poderá cessar antes mesmo de alcançar o valor mínimo.

Haykin (2009) afirma que durante o processo de aprendizagem de uma rede MLP o erro quadrático médio diminui a medida em que aumenta o número de iteração até atingir um valor mínimo, porém, quando essa mesma rede é submetida a fase de teste, o erro quadrático médio diminui até um ponto de mínimo e, a partir daí cresce com o aumento do número de iteração (Figura 2.15).

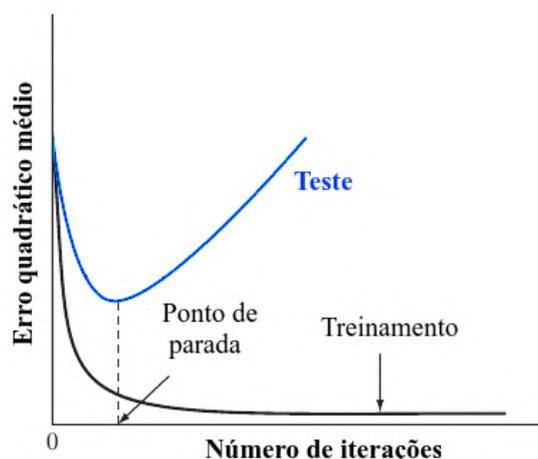


Figura 2.15 – Representação do critério de parada para uma rede MLP, Haykin (2009)

O mesmo autor sugere que o treinamento deve ser interrompido quando se chega no ponto de mínimo da curva referente a fase de teste (método *early stopping*), uma vez que essa inversão de sentido denota o início do *overfitting*. Vários autores (Benali *et al.*, 2018; Kordjazi *et al.*, 2015; Maizir, 2017; Nejad & Jaksa, 2011, 2017; Tarawneh, 2013; Wardani *et al.*, 2013) demonstram que esse método é apropriado para modelos neurais relacionados a capacidade de carga e recalque em estacas isoladas.

É importante ressaltar que interromper o treinamento de uma arquitetura candidata com base no método *early stopping* não implica que ela seja a mais adequada para solucionar o problema estudado, é indispensável submetê-la a etapa de validação.

(g) Validação

Trata-se de um procedimento em que as arquiteturas treinadas são submetidas ao conjunto de dados separado especialmente para aferir a qualidade do ajuste, isso significa que essas informações não foram usadas na construção do modelo (etapas de treinamento e teste).

Shahin (2013) menciona que as medidas de ajuste frequentemente usadas para avaliar o desempenho de predição de modelos de RNA são o coeficiente de correlação (Equação 2.18); a raiz quadrada do erro quadrático médio (Equação 2.19) e o erro médio absoluto (Equação 2.20).

$$R = \frac{\sum_{i=1}^K (d_i - \bar{d})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^K (d_i - \bar{d})^2 \sum_{i=1}^K (y_i - \bar{y})^2}} \quad (2.18)$$

$$REQM = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^K (d_i - y_i)^2}{K}} \quad (2.19)$$

$$EMA = \frac{1}{K} \sum_{i=1}^K |d_i - y_i| \quad (2.20)$$

onde K é a quantidade de amostras (entrada-saída) pertencente ao conjunto de validação; d_i e y_i são as saídas desejadas e previstas, respectivamente; e \bar{d} e \bar{y} são as médias das saídas desejadas e previstas, respectivamente.

Os valores de $|R|$ estão compreendidos entre 0 e 1,0 e denota quão forte é a correlação entre a saída desejada e a prevista. De acordo com Smith (1986) se $|R| < 0,2$ a correlação entre duas variáveis é fraca; se $0,2 < |R| < 0,8$ indica que existe uma correlação entre elas; e quando $|R| > 0,8$ significa que a correlação é forte.

Das & Sivakugan (2010) e Pessoa *et al.* (2021) ressaltam que o coeficiente de correlação, embora amplamente utilizado em problemas de engenharia geotécnica, pode levar a conclusões equivocadas, visto que valores previstos e desejados podem ser correlacionados mesmo em modelos que superestimam ou subestimam a variável desejada.

Por outro lado, Elshorbagy *et al.* (2010) acreditam que as quatro métricas (a raiz do erro quadrático médio; erro médio relativo absoluto, erro médio absoluto e o coeficiente de correlação) juntamente com a comparação entre os valores de saída desejados e previstos, são suficientes para revelar as diferenças significativas entre as várias técnicas de modelagem em relação à sua precisão de previsão.

Tabela 2.8 – Indicadores de avaliação de desempenho

Fonte	Indicadores
Ferchat <i>et al.</i> (2021)	Erro quadrático médio, erro percentual médio
Benali <i>et al.</i> (2021)	Coeficiente de determinação ⁽¹⁾ , média, desvio padrão e probabilidade de previsão
Pessoa <i>et al.</i> (2021)	Coeficiente de correlação e erro quadrático médio
Liang <i>et al.</i> (2020) e Pham <i>et al.</i> (2020)	Coeficiente de determinação ⁽¹⁾ , raiz quadrada do erro quadrático médio e o erro médio absoluto
Rabiei & Choobbasti (2020)	Coeficiente de correlação, raiz quadrada do erro quadrático médio e o erro médio absoluto
Kardani <i>et al.</i> (2020)	Coeficiente de determinação ⁽¹⁾ , raiz quadrada do erro quadrático médio e variância contabilizada

(1) É obtido elevando-se o coeficiente de correlação ao quadrado, R^2 .

A Tabela 2.8 mostra estudos mais recentes que empregaram o MLP na previsão de capacidade de carga e recalques em estacas e os indicadores estatísticos usados para análise das

performance dos modelos propostos. Percebe-se que as métricas mais recorrentes são semelhantes às aquelas citadas por Shahin (2013).

2.2.6 APLICAÇÃO DE RNA NA GEOTECNIA

Na última década a aplicação das RNA para solucionar problemas que envolvem inúmeras variáveis têm sido cada vez mais comum. Segundo Bittencourt (2001), esse interesse advém de vários fatores, entre eles se destacam o bom desempenho em tarefas mal definidas, da qual não se sabe uma maneira explícita sobre como encontrar a solução e a sua elevada imunidade ao ruído. Moayedi *et al.* (2020) acreditam que o modelo baseado em RNA, por ser fácil de usar e economizar tempo, é uma boa alternativa ao MEF e à modelagem matemática convencional.

Montoya (2018) menciona que as aplicações de RNA em engenharia civil iniciaram no final da década de 80 e ao longo dos anos alcançaram vários campos, sendo alguns desses, a otimização de processos; previsão de ameaça sísmica; classificação de sinais provenientes de testes não destrutivos; estimativa de custos; engenharia de transporte; análise estrutural; tratamento de águas; recuperação de aquíferos; previsão de vazões; avaliação do potencial de liquefação de solos.

Na Engenharia Geotécnica as redes neurais artificiais têm sido usadas com sucesso para modelar vários aspectos (capacidade de carga em estacas, classificação dos solos, recalques, estabilidade de taludes, projetos de túneis, permeabilidade do solo e condutividade hidráulica, compactação do solo e outros). Embora seja uma ferramenta promissora, possuem algumas deficiências que merecem atenção, incluindo a transparência do modelo e extração do conhecimento, extrapolação e incerteza (Shahin, 2013; Shahin *et al.*, 2001, 2008, 2009).

Shahin (2016) forneceu uma visão geral sobre as aplicações de três técnicas de Inteligência Artificial - redes neurais artificiais, programação genética e regressão polinomial evolutiva - nos problemas de fundações por estacas. Fatehnia & Amirinia (2018) disponibilizam uma revisão de casos em que a programação genética e as redes neurais foram empregadas para estimar a capacidade de carga de estacas e notaram que nas RNAs as variáveis de entrada mais adotadas foram o comprimento, o diâmetro e a área da seção transversal das estacas e com menor repetição o histórico de carregamento.

Moayedi *et al.* (2020) realizaram uma revisão sistemática com base em 196 artigos, que relatam problemas geotécnicos resolvidos por RNA, e verificam que essa técnica encontra-se bem estabelecida na modelagem de deflexão de muros de arrimo, escavação, comportamento

do solo, estruturas de contenção, previsão da capacidade de carga de estacas (tanto atrito lateral quanto de ponta), recalques estabilidade de taludes, mapeamento de suscetibilidade a deslizamentos e classificação de solos.

Ebid (2021) coletaram 626 artigos e teses publicados no período de 1984 a 2019 que usaram técnicas de IA em engenharia geotécnica e detectam que a quantidade de publicação aumenta quase que exponencialmente em função do tempo; as RNA são as técnicas mais utilizadas e por fim o assunto mais recorrente (com cerca de 30% das pesquisas) é a correlação de propriedades de solos e rochas.

(a) Perceptrons Multicamadas na Geotecnia

De acordo com Silva *et al.* (2016), os perceptrons multicamadas podem ser considerados o tipo de RNA mais utilizado na solução dos problemas de engenharia. Esse fato foi confirmado por Zhang *et al.* (2021) que, após uma revisão bibliográfica sobre algumas técnicas de *Deep Learning* aplicadas na engenharia geotécnica, descobriram que as redes neurais MLP, as Recorrentes (RNR), as Convolucionais (RNC) e as Adversárias Generativas (RAG) são as mais populares entre as publicações, sendo a maioria (43%) correspondente as MLP, conforme mostra a Figura 2.16.

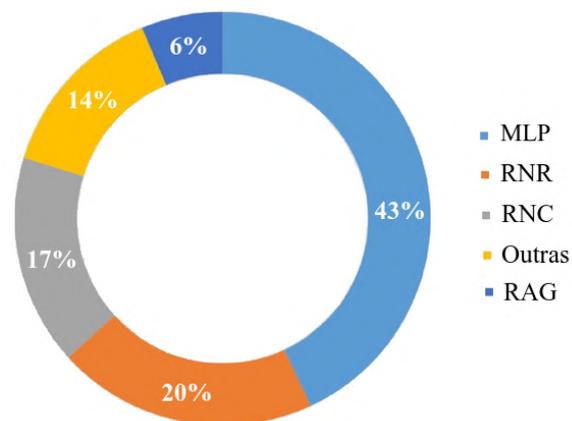


Figura 2.16 – Técnicas de DL aplicadas

A Tabela 2.9 mostra algumas das pesquisas, realizadas nos últimos anos, nas quais os perceptrons multicamadas foram usados em diferentes ramos da Geotecnia e alcançaram resultados satisfatórios.

Tabela 2.9 – Aplicação dos perceptrons multicamadas em problemas geotécnicos.

Autor(es)	Objetivos
Kim <i>et al.</i> (2001)	Estimar a capacidade de carga horizontal de estacas tubulares (tubos de aço) isoladas e em grupo
Hanna <i>et al.</i> (2004)	Estipular a eficiência de grupos de estacas (escavadas, cravadas e injetadas)
Nejad & Jaksa (2011)	Avaliar o comportamento carga-recalque para estacas carregadas verticalmente
Mahdevari & Torabi (2012)	Prever a convergência em túneis
Baziar <i>et al.</i> (2012)	Determinar a resistência lateral de estacas
Tarawneh (2013)	Estimar a capacidade de carga para estacas tubulares
Wardani <i>et al.</i> (2013)	Calcular a capacidade de carga de estacas isoladas
Momeni <i>et al.</i> (2014)	Predizer a capacidade de carga de estacas pré-moldadas de concreto
Dantas Neto <i>et al.</i> (2014)	Prever recalques de estacas hélice contínua, metálica e escavada
Shahin (2014)	Fornecer as curvas carga-recalque para estacas metálicas sujeitas a carga axial
Momeni <i>et al.</i> (2015)	Estimar as carga lateral, carga última lateral e de ponta em estacas pré-moldada de concreto
Tizpa <i>et al.</i> (2015)	Determinar os parâmetros de compactação, permeabilidade e resistência ao cisalhamento do solo
Araújo <i>et al.</i> (2016)	Estimar recalques de estacas hélice contínua, metálica e escavada
Parsaie (2016)	Prever o coeficiente de descarga de vertedouro lateral
Kiran <i>et al.</i> (2016)	Estipular a resistência ao cisalhamento do solo
Lai <i>et al.</i> (2016)	Calcular a deformação do maciço rochoso devido a escavação de túneis
Dantas Neto <i>et al.</i> (2017)	Estudar o comportamento do cisalhamento nas discontinuidades rochosas
Pham <i>et al.</i> (2017)	Avaliar a suscetibilidade a deslizamentos de terra na área do Himalaia (Índia)
Maizir (2017)	Prever a capacidade de carga lateral de estacas cravadas
Benali <i>et al.</i> (2017)	Estimar a capacidade de carga para estacas cravadas
Nejad & Jaksa (2017)	Disponibilizar o comportamento carga-recalque de estacas (cravada ou escavada / concreto, aço ou mista)
Ebtehaj <i>et al.</i> (2018)	Estipular a profundidade afetada pela erosão em grupos de estacas instaladas em regiões costeiras submetidas ao fluxo da água
Tsiaousi <i>et al.</i> (2018)	Interpretar a estratigrafia do solo e estimar os parâmetros fornecidos durante o ensaio CPT
Benali <i>et al.</i> (2018)	Fornecer valores mais preciso da capacidade de carga axial de estacas cravadas

Tabela 2.9 Aplicação dos perceptrons multicamadas em problemas geotécnicos - Cont. . .

Autor(es)	Objetivos
Franza <i>et al.</i> (2018)	Capturar as tendências das funções de impedância de grupos de estacas inclinadas
Singh <i>et al.</i> (2019)	Estimar a capacidade de carga oblíqua de grupos confeccionados com estacas inclinadas
Darbor <i>et al.</i> (2019)	Prever a eficiência da perfuração rotativa de rochas
De Granrut <i>et al.</i> (2019)	Auxiliar no diagnóstico da interface rocha-concreto de barragens em arco por meio da interpretação dos níveis piezométricos
El Yacoubi <i>et al.</i> (2019)	Investigar a correlação entre o conteúdo digital das imagens de satélite e as características relacionadas a vulnerabilidade do solo
Rabiei & Choobasti (2020)	Identificar diferentes comportamentos de radier estaqueado
Pessoa <i>et al.</i> (2021)	Fornecer a capacidade de carga de estacas cravadas
Wang <i>et al.</i> (2021)	Presumir o fator de segurança de uma encosta puramente coesiva
Lee <i>et al.</i> (2021)	Calcular a probabilidade temporal de deslizamentos extremos provocados por chuvas
Moreira <i>et al.</i> (2021)	Predizer a capacidade de carga em estacas do tipo hélice contínua
Jesus <i>et al.</i> (2022)	Prever a capacidade de carga de estacas carregadas axialmente à compressão.
Pham <i>et al.</i> (2022)	Estimar a capacidade de carga de estacas escavadas

É fácil perceber que várias subáreas da Geotecnia foram atendidas pelas redes MLP, dentre essas estão a estabilidade de taludes; túneis; os ensaios de campo e de laboratório (em solos ou rochas); as fundações e as barragens, isso demonstra a amplitude da aplicabilidade desta ferramenta. Propositadamente, a maioria dos trabalhos referem-se as fundações por estacas que é o tema central desta tese.

Analisando-se as pesquisas com foco no comportamento de grupos de estacas, nota-se que existem poucos trabalhos publicados e há dificuldades na obtenção de informações (mais próximas da realidade no campo) que possibilitem o desenvolvimento dos modelos neurais, uma vez que as variáveis de entrada ora são confeccionadas a partir dos resultados adquiridos em MEF, ora advêm de valores adquiridos através dos modelos reduzidos concebidos em laboratório.

Prosseguindo neste contexto, o modelo neural proposto por Hanna *et al.* (2004), que calcula a eficiência de grupos de estacas, possui as seguintes variáveis de entrada: diâmetro, comprimento, espaçamento e disposição das estacas; efeito da instalação da estaca (escavada,

cravada e tracionada); condição do bloco de coroamento (com e sem contato com o solo), compactidade do solo e tipo de carregamento (compressão ou tração). O coeficiente de determinação ($R^2 = 0,72$) deste modelo é maior do que aqueles referentes aos métodos convencionais.

Por outro lado, com relação a capacidade de carga de estacas isoladas submetidas a carregamentos verticais, há bastante estudos realizados. As informações consideradas relevantes para elaboração desta tese estão resumidas na Tabela 2.10, são elas, a quantidade de dados utilizados nas modelagens; as principais variáveis de entrada adotadas e o coeficiente de determinação dos modelos propostos.

Tabela 2.10 – Modelos neurais relativos a capacidade de carga de estacas isoladas

Autor(es)	Dados	Variáveis de Entrada	R^2
Baziar <i>et al.</i> (2012)	65	D, L, V_{cpt}	0,923
Tarawneh (2013)	104	D, L, T_{solo} , σ , t	0,96
Wardani <i>et al.</i> (2013)	-	D, L, V_{spt}	0,695
Momeni <i>et al.</i> (2014)	50	W, H, A, L	0,73
Momeni <i>et al.</i> (2015)	36	L, D, A, V_{spt}	0,941, 0,936 e 0,951
Maizir (2017)	200	D, L, W, H, EMX	0,9
Benali <i>et al.</i> (2017)	415	D, V_{spt} , M_{estaca} , M_{const}	0,95
Benali <i>et al.</i> (2018)	260	D, V_{spt} , M_{estaca} , M_{const}	0,96
Pessoa <i>et al.</i> (2021)	233	W, H, L, D, E	0,96
Moreira <i>et al.</i> (2021)	95	D, L, U, A, V_{spt}	-
Jesus <i>et al.</i> (2022)	349	L, A, V_{spt}	0,81
Pham <i>et al.</i> (2022)	75	D, L, V_{spt} , R_{mat}	0,948

D: diâmetro da estaca; L: comprimento da estaca; A: área da seção transversal da estaca; U: perímetro da estaca; V_{cpt} : valores do ensaio CPT; V_{spt} : valores do ensaio SPT; T_{solo} : tipo de solo; t: tempo; σ : tensão vertical; W: peso do martelo; H: altura de queda; EMX: energia transferida; M_{estaca} : Material da estaca; M_{const} : método de instalação; E: módulo de elasticidade da estaca; R_{mat} : resistência dos materiais.

Primeiramente é importante ressaltar que as conclusões de Jesus *et al.* (2022) apontam para um fato inusitado de que os erros percentuais na etapa de validação foram muito elevados, atingindo 500%, embora os coeficientes de determinação apontassem para uma boa concordância entre valores medidos e os calculados.

A respeito da quantidade de dados utilizadas para desenvolver os modelos neurais propostos observa-se uma variação entre 36 e 415, enquanto que a maioria dos coeficientes de determinação estão acima de 0,9. Isso demonstra que ainda é um desafio para os pesquisadores

da área de RNA descobrir a quantidade de dados adequada para cada problema estudado.

Nota-se que as variáveis de entrada mais repetidas são relacionadas com a geometria das estacas (diâmetro, comprimento, área) e com os resultados adquiridos em ensaios de campo. Porém, há variáveis que influenciam no mecanismo de transferência de carga que não foram consideradas pelos autores, como é caso dos solos estratificados, da presença do nível d'água, os diferentes tipos de estacas, a presença das cargas residuais, e outras.

Os modelos desenvolvidos nos trabalhos citados na Tabela 2.10 estimam a capacidade de carga e/ou as parcelas (lateral e de ponta) desta, ou seja, não permitem conhecer a variação da carga lateral ao longo da profundidade da estaca, corriqueiramente calculada pelas equações propostas nos métodos semi-empíricos baseados no SPT (Antunes & Cabral, 1996; Aoki & Velloso, 1975; Décourt & Quaresma, 1978; Teixeira, 1996) que fornecem valores bastante dispersos.

Perante os indícios de que o perceptron multicamada é aplicável na previsão do comportamento de estacas (isoladas e em grupo) a partir de variáveis relativamente simples e de fácil obtenção, pretende-se utilizar esta ferramenta para estimar a capacidade de carga de estacas isoladas e em grupo de modo a contemplar solos estratificados, diferentes tipos de estacas, duas velocidades de carregamento, considerando a presença das cargas residuais nas estacas isoladas e do nível d'água. Além disso, a partir dos modelos propostos será possível confeccionar as curvas carga lateral x profundidade para estacas isoladas.

3 BANCOS DE DADOS

Após estabelecer o problema, foi realizada a coleta dos dados que podem influenciar as grandezas que pretende-se estimar, ou seja, as parcelas lateral e de ponta da capacidade de carga (ou carga última) para as estacas isoladas e a capacidade de carga para os grupos de estacas. Por se tratarem de grandezas distintas, foram necessários dois bancos de dados, motivo pelo qual este capítulo está dividido em duas partes: a primeira descreve os procedimentos realizados para obtenção do banco de dados usados nos modelos desenvolvidos para as estacas isoladas e o segundo para os grupos de estacas.

3.1 BANCO DE DADOS PARA OS MODELOS DE ESTACAS ISOLADAS

Antes de coletar os dados é necessário analisar o mecanismo de transferência de carga em estacas isoladas para então compreender as variáveis que interferem neste fenômeno. Sabe-se que a transferência da carga aplicada no topo de uma estaca isolada para o terreno acontece por meio das resistências do fuste (r_L) e da base (r_P), de modo que haja equilíbrio entre as forças solicitantes e resistentes. Vários autores que pesquisaram sobre esse processo [Pereira (2020), Rolim Neto (2018), Amann (2010), Marques (2004), Ferreira (1998), Vesic (1977a)] apontam que o mesmo é influenciado por diversos fatores, podendo-se citar a geometria da estaca, o tipo de estaca, o processo de instalação, o estado de tensões iniciais do solo, o nível d'água e outros.

Um dos experimentos bastante praticado para estudar a interação solo-estaca e obter a capacidade de carga de uma estaca é a prova de carga estática com instrumentação ao longo do seu comprimento. Os métodos teóricos e semi-empíricos [Terzaghi (1943), Meyerhof (1953), Berezantzev *et al.* (1961), Berezantzev (1965), Vesic (1972), Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978), Antunes & Cabral (1996), Teixeira (1996)] também são empregados para determinar a capacidade de carga em estacas isoladas. Analisando-se as equações propostas nestes métodos, percebe-se que as variáveis de entrada se enquadram basicamente em características das estacas (geometria, tipo); resistência do solo (coesão e ângulo de atrito); tipo de solo (obtido em ensaios de caracterização ou em análise táctil-visual) e dados adquiridos *in loco* (índice de resistência à penetração, N).

Ademais, alguns autores que utilizaram as redes MLP para prevê a capacidade de carga de estacas isoladas (Benali *et al.*, 2018; Chen *et al.*, 2020; Maizir, 2017; Momeni *et al.*, 2014, 2015) desenvolveram modelos neurais cujas variáveis de entrada são relacionadas apenas à

geometria da estaca e aos dados extraídos de ensaios de campo (sondagem SPT, CPT, Prova de Carga Dinâmica, Prova de Carga Estática).

Diante desse contexto, optou-se por adotar como possíveis variáveis dos modelos neurais que estimaram as parcelas lateral e de ponta da capacidade de carga de estacas isoladas as informações adquiridas em resultados de provas de carga estática instrumentada ao longo do comprimento e de sondagens SPT. Estas informações foram coletadas em vários autores, a saber: Albuquerque (1996); Albuquerque (2001); Garcia (2006); Nogueira (2004); Pérez (2014); Murcheti (2008); Schulze (2013); Ferreira (1998); Menezes (1997); França (2017); Souza (2001); ABEF (1989); França (2011); Falconi & Perez (2008a) Falconi & Perez (2008b); Almeida & Maset (2014); Falconi *et al.* (2016); Mantilla *et al.* (1994); Carneiro (1999); Carvalho *et al.* (1991); Prununciati (2016); Lopes (1986); Polido *et al.* (2014); Polido *et al.* (2000); Cruz Junior (2016); Guimarães (2002); Soares (2004); Silva (2011); Marques (2004); Sandalla Neto *et al.* (1998); Alencar Junior *et al.* (2015); Soares (2006); Melo (2015); Benetti (2016); Pereira (2016); Nienov (2016); Alledi (2013) e Brandi & Thá (2015). Essa etapa foi encerrada com um total de 120 estacas isoladas.

3.1.1 DESCRIÇÃO DOS DADOS COLETADOS PARA OS MODELOS DE ESTACAS ISOLADAS

Para cada uma das 120 estacas isoladas foram coletadas as seguintes informações: localização; perfil geotécnico (com identificação do nível d'água); tipo de estaca; diâmetro e comprimento (total e embutido); curva carga-recalque (Figura A.1); o tipo de carregamento aplicado na prova de carga estática; as cargas transferidas pelos carregamentos aplicados na estaca (Figura A.2) e o módulo de elasticidade da estaca (determinado na instrumentação ou na ausência deste, o módulo de elasticidade do material da estaca).

Os dados gerais estão sintetizados na Tabela 3.1 e são o código de cada estaca; as referências pesquisadas; a localização; o tipo de estaca (TE); o diâmetro (D); o comprimento total (L); o comprimento embutido (L_e); o módulo de elasticidade da estaca (E); o tipo de carregamento aplicado na prova de carga estática (TC); a carga última ($P_{últ}$) e o recalque máximo ($w_{máx}$). Importante ressaltar que os parâmetros de resistência do solo (coesão e ângulo de atrito) não foram encontrados para todas as estacas e por isso não foram incluídos. Os códigos das estacas foram elaborados usando a letra E, para designar o termo *estaca* associada ao valor numérico em ordem crescente.

Tabela 3.1 – Dados gerais referentes as 120 estacas isoladas coletadas

Cód.	Referência	Localização	TE	D (mm)	L (m)	L _e	E (MPa)	TC	P _{útil} (kN)	w _{máx} (mm)
E001	Albuquerque (1996)	Campinas, SP	Pré-moldada	180	14,00	13,00	24.398	SML	262	54,13
E002	Albuquerque (2001)	Campinas, SP	Escavada	400	12,00	11,40	20.800	SML	684	112,48
E003	Albuquerque (2001)	Campinas, SP	Escavada	400	12,00	11,40	19.400	SML	670	107,70
E004	Albuquerque (2001)	Campinas, SP	Escavada	400	12,00	11,40	21.800	QML	717	71,19
E005	Albuquerque (2001)	Campinas, SP	Escavada	400	12,00	11,40	19.300	SML	693	65,94
E006	Albuquerque (2001)	Campinas, SP	Escavada	400	12,00	11,40	18.200	QML	771	65,43
E007	Albuquerque (2001)	Campinas, SP	Hélice Contínua	400	12,00	11,40	23.000	SML	960	80,24
E008	Albuquerque (2001)	Campinas, SP	Hélice Contínua	400	12,00	11,40	24.200	QML	810	70,48
E009	Albuquerque (2001)	Campinas, SP	Hélice Contínua	400	12,00	11,40	22.200	SML	975	85,62
E010	Albuquerque (2001)	Campinas, SP	Hélice Contínua	400	12,00	11,40	21.100	QML	915	62,77
E011	Albuquerque (2001)	Campinas, SP	Hélice Contínua	400	12,00	11,40	15.200	SML	720	88,23
E012	Albuquerque (2001)	Campinas, SP	Hélice Contínua	400	12,00	11,40	11.200	QML	683	62,09
E013	Albuquerque (2001)	Campinas, SP	Ômega	360	12,00	11,40	28.100	SML	1545	64,57
E014	Albuquerque (2001)	Campinas, SP	Ômega	360	12,00	11,40	29.700	QML	1320	60,75
E015	Albuquerque (2001)	Campinas, SP	Ômega	360	12,00	11,40	35.700	SML	1420	61,83
E016	Albuquerque (2001)	Campinas, SP	Ômega	360	12,00	11,40	45.700	QML	1235	62,28
E017	Garcia (2006)	Campinas, SP	Raiz	310	23,00	22,40	33.400	SML	2000	29,76
E018	Nogueira (2004)	Campinas, SP	Raiz	400	12,00	11,40	21.400	SML	980	48,77
E019	Nogueira (2004)	Campinas, SP	Raiz	400	12,00	11,40	15.000	SML	980	55,42
E020	Nogueira (2004)	Campinas, SP	Raiz	400	12,00	11,40	17.200	SML	980	54,96
E021	Pérez (2014)	Campinas, SP	Escavada	250	5,00	5,00	35.470	SML	180	45,61
E022	Pérez (2014)	Campinas, SP	Escavada	300	5,00	5,00	32.540	SML	210	45,64
E023	Pérez (2014)	Campinas, SP	Escavada	400	5,00	5,00	37.390	SML	240	40,67
E024	Mucheti (2008)	Campinas, SP	Hélice Contínua segmentada	300	12,00	11,60	29.900	SML	796	42,20
E025	Mucheti (2008)	Campinas, SP	Hélice Contínua segmentada	300	12,00	11,60	35.300	QML	695	34,20
E026	Schulze (2013)	Campinas, SP	Escavada	250	5,00	5,00	36.000	SML	180	45,61
E027	Ferreira (1998)	Bauru, SP	Apiloada	250	4,00	3,50	27.300	SML	172	56,26
E028	Ferreira (1998)	Bauru, SP	Apiloada	250	7,00	6,50	28.200	SML	336	57,43
E029	Ferreira (1998)	Bauru, SP	Apiloada	250	10,00	9,50	26.300	SML	672	53,10
E030	Ferreira (1998)	Bauru, SP	Apiloada	250	10,00	9,50	25.700	SML	400	51,60

Tabela 3.1 - Dados gerais referentes as 120 estacas isoladas coletadas (Continuação...)

Cód.	Referência	Localização	TE	D (mm)	L (m)	L _e	E (MPa)	TC	P _{útil} (kN)	w _{máx} (mm)
E031	Menezes (1997)	Ilha Solteira, SP	Pré-moldada	192	12,00	11,40	31.628	SML	270	44,50
E032	Menezes (1997)	Ilha Solteira, SP	Pré-moldada	192	12,00	11,40	27.129	SML	240	42,30
E033	Menezes (1997)	Ilha Solteira, SP	Pré-moldada	192	12,00	11,40	27.827	SML	180	44,20
E034	França (2017)	Ilha Solteira, SP	Escavada	300	6,00	5,70	27.170	QML	250	133,27
E035	França (2017)	Ilha Solteira, SP	Escavada	300	6,00	5,70	27.170	QML	260	135,52
E036	França (2017)	Ilha Solteira, SP	Escavada	300	6,00	5,70	27.170	QML	250	129,41
E037	França (2017)	Ilha Solteira, SP	Escavada	300	6,00	5,70	33.102	QML	240	130,22
E038	França (2017)	Ilha Solteira, SP	Escavada	300	6,00	5,70	33.102	QML	230	129,22
E039	França (2017)	Ilha Solteira, SP	Escavada	300	6,00	5,70	33.102	QML	230	124,86
E040	Souza (2001)	São Paulo, SP	Piloto	88,9	4,20	4,20	205.000	QML	68	40,20
E041	Souza (2001)	São Paulo, SP	Piloto	88,9	4,20	4,20	205.000	QML	66	41,15
E042	Souza (2001)	São Paulo, SP	Piloto	88,9	6,98	6,98	205.000	QML	129	41,63
E043	Souza (2001)	Ilha Solteira, SP	Piloto	88,9	9,15	9,15	205.000	QML	61	42,40
E044	Souza (2001)	Ilha Solteira, SP	Piloto	88,9	9,15	9,15	205.000	QML	61	42,34
E045	Souza (2001)	Ilha Solteira, SP	Piloto	88,9	9,15	9,15	205.000	QML	58	46,73
E046	Souza (2001)	São Carlos, SP	Piloto	88,9	6,58	6,58	205.000	QML	51	39,87
E047	Souza (2001)	São Carlos, SP	Piloto	88,9	6,58	6,58	205.000	QML	51	41,14
E048	Souza (2001)	São Carlos, SP	Piloto	88,9	6,58	6,58	205.000	QML	52	41,16
E049	ABEF (1989)	São Paulo, SP	Hélice Contínua	350	7,50	6,70	23.906	SML	480	14,39
E050	ABEF (1989)	São Paulo, SP	Hélice Contínua	350	7,50	6,70	23.906	QML	640	48,01
E051	ABEF (1989)	São Paulo, SP	Barrete	917	7,50	7,00	21.818	SML	3000	64,54
E052	ABEF (1989)	São Paulo, SP	Barrete	917	7,50	7,00	21.818	QML	5000	112,18
E053	ABEF (1989)	São Paulo, SP	Micro-estaca	127	7,00	6,50	32.366	SML	750	7,09
E054	ABEF (1989)	São Paulo, SP	Micro-estaca	127	7,00	6,50	32.366	QML	900	7,38
E055	ABEF (1989)	São Paulo, SP	Escavada	700	7,50	6,60	24.050	QML	2240	178,87
E056	ABEF (1989)	São Paulo, SP	Pré-Moldada	500	7,50	6,00	23.937	SML	2100	4,64
E057	ABEF (1989)	São Paulo, SP	Pré-Moldada	500	7,50	6,00	23.937	QML	3200	7,76
E058	França (2011)	Osasco, SP	Escavada	1200	22,70	19,20	34.500	SML	8800	52,77
E059	França (2011)	Osasco, SP	Escavada	1200	29,70	27,50	28.300	SML	11000	43,12
E060	França (2011)	Osasco, SP	Escavada	1200	29,80	29,80	32.700	SML	11140	34,07
E061	Falconi & Perez (2008a)	Santos, SP	Metálica	343	49,00	49,00	205.000	QML	3490	54,49

Tabela 3.1 - Dados gerais referentes as 120 estacas isoladas coletadas (Continuação...)

Cód.	Referência	Localização	TE	D (mm)	L (m)	L _e	E (MPa)	TC	P _{últ} (kN)	w _{máx} (mm)
E062	Falconi & Perez (2008b)	Santos, SP	Metálica	345	51,00	51,00	205.000	QML	3510	55,21
E063	Almeida & Maset (2014)	Santos, SP	Escavada	1000	54,00	54,00	21.287	SML	10140	18,13
E064	Almeida & Maset (2014)	Santos, SP	Escavada	1000	57,50	57,50	21.287	SML	6370	9,35
E065	Almeida & Maset (2014)	Santos, SP	Escavada	1000	57,00	57,00	21.287	SML	7600	21,30
E066	Almeida & Maset (2014)	Santos, SP	Escavada	1000	60,00	60,00	21.287	SML	8000	10,36
E067	Falconi <i>et al.</i> (2016)	Santos, SP	Escavada	1000	58,00	56,50	25.000	SML	8120	15,70
E068	Mantilla <i>et al.</i> (1994)	São Carlos, SP	Escavada	350	10,00	9,40	30.736	SML	645	45,85
E069	Mantilla <i>et al.</i> (1994)	São Carlos, SP	Escavada	400	10,00	9,40	30.736	SML	724	44,90
E070	Mantilla <i>et al.</i> (1994)	São Carlos, SP	Escavada	500	10,00	9,40	26.840	SML	911	63,73
E071	Carneiro (1999)	São Carlos, SP	Tubulão	600	8,00	7,75	23.000	SML	560	63,74
E072	Carneiro (1999)	São Carlos, SP	Tubulão	600	8,00	7,75	23.000	SML	600	121,40
E073	Carvalho <i>et al.</i> (1991)	São Carlos, SP	Raiz	250	16,00	15,50	24.800	SML	1050	39,67
E074	Prunnciati (2016)	Itatiba, SP	Hélice Contínua	700	14,75	14,25	25.000	SML	3850	75,38
E075	Prunnciati (2016)	Itatiba, SP	Hélice Contínua	600	12,85	12,35	25.000	SML	2571	76,32
E076	Prunnciati (2016)	Itatiba, SP	Hélice Contínua	700	21,80	20,60	25.000	SML	3889	70,50
E077	Lopes (1986)	Rio de Janeiro, RJ	Escavada	670	24,00	22,00	20.000	SML	2250	62,80
E078	Polido <i>et al.</i> (2014)	Rio de Janeiro, RJ	Ecopile	460	17,75	16,85	31.931	SML	2200	49,93
E079	Polido <i>et al.</i> (2000)	Rio de Janeiro, RJ	Injetada	400	18,00	12,00	45.870	SML	500	27,90
E080	Polido <i>et al.</i> (2000)	Rio de Janeiro, RJ	Injetada	400	18,40	12,00	45.870	SML	405	16,01
E081	Cruz Junior (2016)	Goiania, GO	Raiz	310	12,00	11,50	23.250	SML	1036	5,36
E082	Guimarães (2002)	Brasília, DF	Escavada	300	7,65	7,25	21.200	SML	270	16,10
E083	Soares (2004)	Brasília, DF	Hélice Contínua	400	18,50	18,00	25.000	SML	1100	23,02
E084	Soares (2004)	Taguatinga, DF	Escavada	1200	19,80	19,30	30.000	SML	2000	7,05
E085	Soares (2004)	Taguatinga, DF	Escavada	600	13,40	12,90	30.000	SML	2686	7,07
E086	Silva (2011)	Guará, DF	Hélice Contínua	400	15,12	14,62	25.000	SML	981	53,55
E087	Silva (2011)	Guará, DF	Hélice Contínua	400	15,30	14,80	25.000	SML	1477	39,84
E088	Silva (2011)	Brasília, DF	Hélice Contínua	800	17,50	16,50	25.000	SML	1770	61,75
E089	Silva (2011)	Brasília, DF	Hélice Contínua	800	17,50	16,90	25.000	SML	1970	20,44
E090	Silva (2011)	Brasília, DF	Hélice Contínua	800	14,80	13,80	25.000	SML	1975	6,13
E091	Silva (2011)	Brasília, DF	Hélice Contínua	800	16,60	15,60	25.000	SML	1970	16,68
E092	Marques (2004)	Maceió, AL	Escavada	312	9,20	8,70	21.000	SML	209	41,70

Tabela 3.1 - Dados gerais referentes as 120 estacas isoladas coletadas (Continuação...)

Cód.	Referência	Localização	TE	D (mm)	L (m)	L _e	E (MPa)	TC	P _{lít} (kN)	w _{máx} (mm)
E093	Marques (2004)	Maceió, AL	Escavada	312	9,20	8,70	21.500	QML	245	99,70
E094	Marques (2004)	Maceió, AL	Escavada	338	9,20	8,20	20.900	SML	389	95,62
E095	Marques (2004)	Maceió, AL	Escavada	338	9,20	8,20	20.900	QML	451	94,30
E096	Marques (2004)	Maceió, AL	Escavada	333	9,15	8,65	19.500	SML	646	94,97
E097	Marques (2004)	Maceió, AL	Escavada	333	9,15	8,65	19.300	QML	690	87,15
E098	Marques (2004)	Maceió, AL	Escavada	335	9,30	8,80	23.100	SML	730	88,38
E099	Marques (2004)	Maceió, AL	Escavada	335	9,30	8,80	24.500	QML	910	93,76
E100	Marques (2004)	Maceió, AL	Escavada	321	9,30	8,70	20.600	SML	731	95,07
E101	Marques (2004)	Maceió, AL	Escavada	321	9,30	8,70	21.400	QML	842	97,49
E102	Sandalla Neto <i>et al.</i> (1998)	EMBRAPA, PA	Injetada	250	6,00	5,50	25.600	SML	100	3,14
E103	Sandalla Neto <i>et al.</i> (1998)	EMBRAPA, PA	Injetada	300	6,00	5,50	25.600	SML	150	3,72
E104	Sandalla Neto <i>et al.</i> (1998)	EMBRAPA, PA	Injetada	340	6,00	5,50	25.600	SML	240	2,75
E105	Alencar Junior <i>et al.</i> (2015)	Belém, PA	Metálica	341	30,00	29,00	204.800	SML	2250	20,83
E106	Soares (2006)	Recife, PE	Pré-Moldada	350	11,20	9,70	22.430	QML	133	12,30
E107	Soares (2006)	Recife, PE	Pré-Moldada	350	11,20	9,70	22.450	QML	129	36,94
E108	Melo (2015)	Recife, PE	Mista	442	33,05	32,35	43.500	SML	3400	20,34
E109	Melo (2015)	Recife, PE	Pré-moldada	500	18,96	18,00	46.000	SML	2000	9,30
E110	Benetti (2016)	Araucária, PR	Hélice Contínua	500	9,60	8,60	28.600	SML	1688	92,25
E111	Pereira (2016)	Araquari, SC	Escavada	700	15,70	14,30	50.000	SML	2968	70,40
E112	Nienov (2016)	Araquari, SC	Escavada	1000	22,47	22,47	26.000	SML	6833	39,17
E113	Nienov (2016)	Araquari, SC	Escavada	1000	23,05	23,05	40.000	SML	4258	59,85
E114	Alledi (2013)	Vitória, ES	Hélice Contínua	400	7,70	7,10	27.100	SML	720	41,99
E115	Alledi (2013)	Vitória, ES	Hélice Contínua	400	11,85	11,25	24.000	SML	1100	69,97
E116	Alledi (2013)	Vitória, ES	Hélice Contínua	400	14,95	14,30	35.000	SML	1900	7,58
E117	Alledi (2013)	Vitória, ES	Hélice Contínua	400	23,65	23,00	26.600	SML	1500	9,80
E118	Alledi (2013)	Serra, ES	Hélice Contínua	400	15,80	15,10	21.400	SML	1800	23,38
E119	Alledi (2013)	Serra, ES	Hélice Contínua	400	16,80	16,50	21.500	SML	2400	15,54
E120	Brandi & Thá (2015)	Curitiba, PR	Hélice Contínua	600	11,12	8,80	31.440	SML	3476	25,83

As estacas estão localizadas em diferentes regiões brasileiras, conforme ilustra a Figura 3.1. Nota-se que todas as regiões brasileiras foram contempladas, sendo a região Sudeste àquela que concentra a maioria (86 estacas), enquanto as regiões Norte e Sul possuem as menores quantidades, ou seja, 4 e 5 estacas, respectivamente. Para as regiões Centro-Oeste e Nordeste, esse número é ligeiramente superior a 10 estacas.

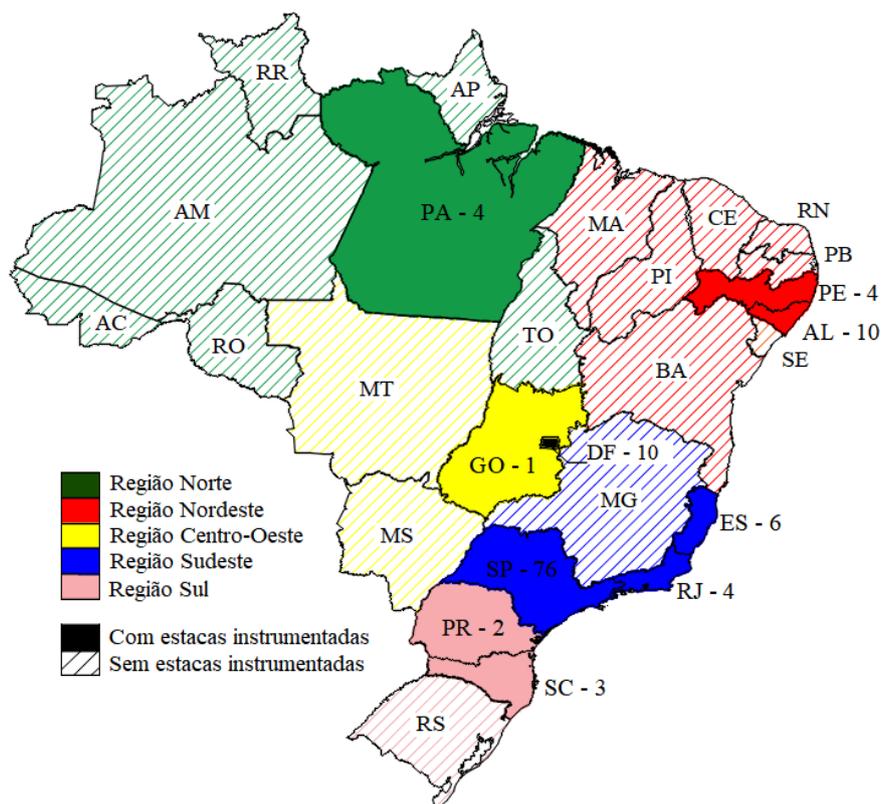


Figura 3.1 – Localização das 120 estacas isoladas coletadas.

Com relação aos tipos de estacas (TE), foram detectadas 16 designações diferentes dadas pelos autores dos trabalhos pesquisados. Os tubulões referentes aos códigos E060 e E061 foram escavados com perfuratriz e a base não foi alargada, motivo pelo qual foram inseridos no banco de dados, uma vez que este procedimento se assemelha à metodologia construtiva da estaca escavada convencional.

A Figura 3.2 mostra a distribuição destas estacas no banco de dados. Observa-se que a maioria, 26% e 22%, corresponde às estacas escavada e hélice contínua, respectivamente. Em seguida tem-se as estacas pilotos, pré-moldada e escavada com bulbos com 8, 8 e 7%, nesta ordem e todas as demais possuem porcentagens menores do que 6%.

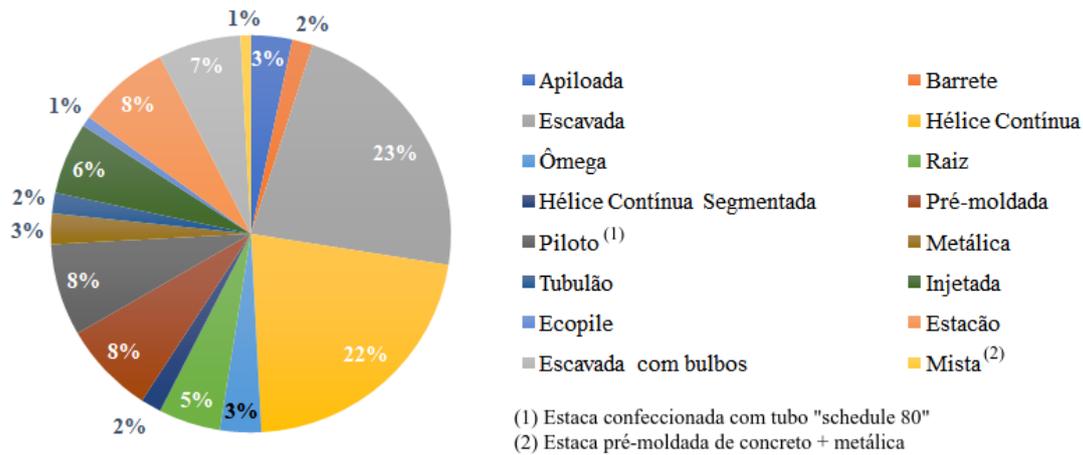


Figura 3.2 – Distribuição dos tipos de estacas (fornecidas pelos autores pesquisados) para o banco de dados composto por 120 estacas isoladas.

Com relação ao diâmetro das estacas, ao se deparar com diferentes formatos de seções, fizeram-se as seguintes simplificações:

- Para as estacas E001 a E030; E034 a E039; E049 e E050; E055; E058 a E060; E063 a E078; E081 a E091; E110 a E120 que possuem seção circular, foram adotados os diâmetros nominais;
- Para as estacas E031, E032 e E033, que apresentam seção quadrada de (17x17) cm, foi considerado que o diâmetro era igual a 192 mm, que corresponde ao diâmetro de uma circunferência com área igual à da seção da estaca. O mesmo procedimento foi repetido para as estacas barretes E051 e E052, cuja seção possui formato retangular com dimensões de 165x40 cm;
- Para as estacas pilotos E040 a E048 foi adotado o diâmetro externo do tubo de aço carbono Schedule 80, pois é este que está em contato com o solo;
- Para a micro-estaca injetada E053 e E054 foi adotado o diâmetro externo do equipamento, pois nenhuma informação sobre o diâmetro acabado foi encontrado;
- Para as estacas pré-moldadas de concreto centrifugado E056 e E057 que possuem uma seção vazada circular com diâmetro externo igual a 500mm e interno de 320 mm, foi adotado o diâmetro externo;
- As estacas metálicas E061 e E062 são constituídas por três e quatro perfis metálicos laminados distintos, conforme mostram as Tabelas 3.2 e 3.3. Por tratar-se de elementos com comprimentos diferentes, primeiramente calculou-se a média ponderada das áreas circunscritas destes, e, a partir do valor encontrado, determinou-se a circunfe-

rência com área equivalente e, conseqüentemente, o diâmetro. A área circunscrita adotada pode ser visualizada na Figura 3.3 e acata a sugestão de Falconi & Perez (2008a) e Falconi & Perez (2008b);

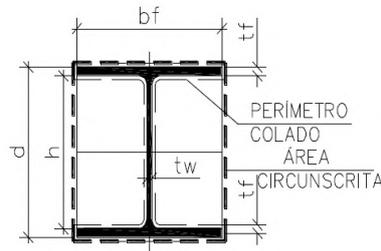


Figura 3.3 – Geometria (área e perímetro) adotada para estacas metálicas E061, E062, E105 e E108, (Falconi & Perez, 2008a)

Tabela 3.2 – Características geométricas da estaca metálica E061, (Falconi & Perez, 2008a)

Perfil	Comp. (m)	d (mm)	h (mm)	bf (mm)	Espessura		Perímetro Colado (cm)	Área Circunscrita (cm ²)
					t _w (mm)	t _f (mm)		
W 310x97	13	308	277	305	9,9	15,4	179	939,5
HP 310x93	12	303	277	308	13,1	13,1	177	933,2
HP 310x79	24	299	277	306	11	11	177	915

Tabela 3.3 – Características geométricas da estaca metálica E062, (Falconi & Perez, 2008a)

Perfil	Comp. (m)	d (mm)	h (mm)	bf (mm)	Espessura		Perímetro Colado (cm)	Área Circunscrita (cm ²)
					t _w (mm)	t _f (mm)		
W 310x107	15	311	277	306	10,9	17,0	182	951,7
HP 310x97	12	308	277	305	9,9	15,4	179	939,5
HP 310x93	12	303	277	308	13,1	13,1	177	933,2
HP 310x79	12	299	277	306	11,0	11,0	177	915,0

- Para as estacas tubadas manchetadas e injetadas a alta pressão E079 e E080 foram adotados os diâmetros acabados fornecidos por Polido *et al.* (2000);
- Para as estacas escavadas com e sem bulbos E092 a E101 adotou-se o diâmetro médio do fuste determinado por Marques (2004) com base em medições realizadas após a extração destas;
- Para as estacas E102, E103 e E104 os diâmetros adotados foram obtidos por Sandalla Neto *et al.* (1998) a partir do volume de calda de cimento injetada, refere-se ao diâmetro acabado;
- Para as estacas pré-moldadas de concreto centrifugado E106 e E107 que possuem uma seção vazada de formato circular com diâmetro externo igual a 350mm e espessura da parede igual a 70 mm, foi adotado o diâmetro externo;

- Para a estaca metálicas E105 constituída por perfis metálicos do tipo HP310x79, repetiu-se o mesmo procedimento aplicado as estacas E061 e E062 para calcular o diâmetro a partir da área circunscrita;
- A estaca mista E108 é composta por dois tipos de materiais: o concreto armado centrifugado e o perfil do tipo HP310x79, neste caso, o diâmetro adotado foi a média aritmética entre o valor o diâmetro externo da estaca pré-moldada de concreto e o diâmetro equivalente da estaca metálica.

A geometria das estacas foi analisada por meio dos histogramas do diâmetro e dos comprimentos total e embutido que estão exibidos nas Figuras 3.4 e 3.5, respectivamente. Os comprimentos total (L) e embutido (L_e) variam de 3,5 a 60 m e, de acordo com a Figura 3.4, percebe-se que os histogramas são semelhantes. Isso ocorre porque a diferença entre esses comprimentos é somente devido à escavação do trecho inicial da estaca, executada normalmente para a instalação do *strain gage* usado para determinar o módulo de elasticidade do sistema estaca-solo, como fez e recomenda Albuquerque (2001).

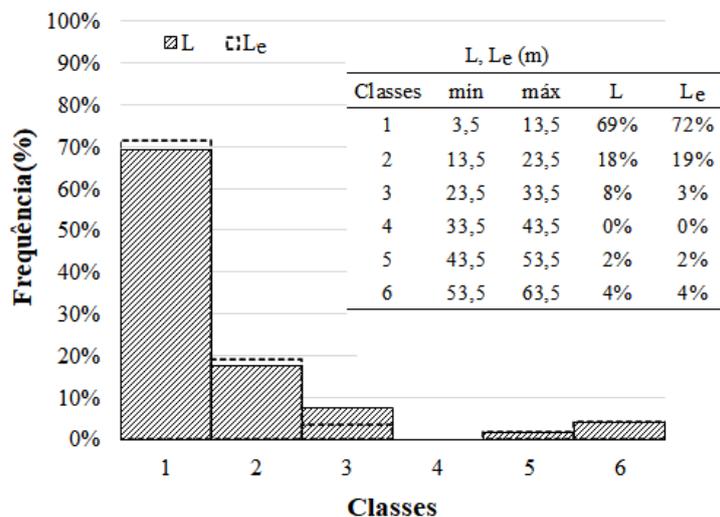


Figura 3.4 – Histogramas referentes aos comprimentos das estacas para o banco de dados composto por 120 estacas isoladas.

Além disso, nota-se também que a maioria das estacas, em torno de 70%, possuem comprimentos (total e embutido) variando entre 3,5 e 13,5 m, em seguida tem-se 18 e 19% para o intervalo de 13,5 a 23,5 m e os comprimentos maiores do que 23,5 apresentam porcentagens menores ou iguais a 8%. Nenhuma estaca possui comprimento total ou embutido entre 33,5 e 43,5 m.

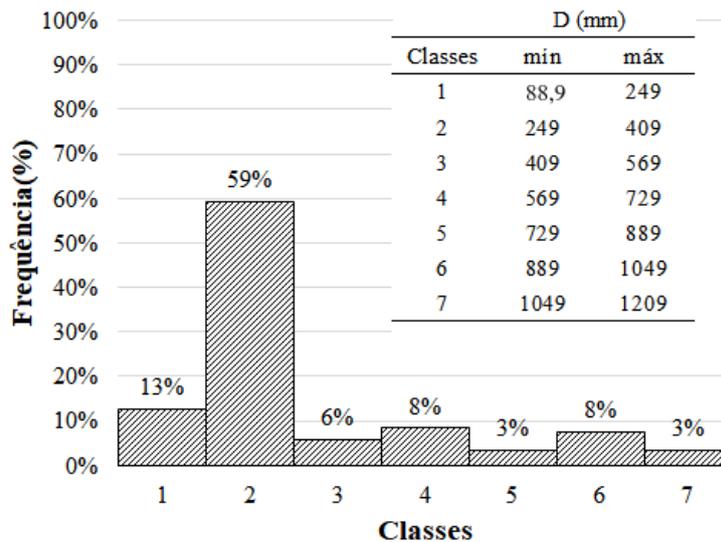


Figura 3.5 – Histogramas referentes aos diâmetros das estacas para o banco de dados composto por 120 estacas isoladas.

Os diâmetros das estacas estão compreendidos entre 88,9 e 1200 mm, porém, conforme mostra a Figura 3.5, cerca de 59% estão no intervalo de 249 e 409 mm, 13% são menores do que 249 mm e os demais alcançaram porcentagens entre 3 e 8%.

O módulo de elasticidade das estacas, E , exposto na Tabela 3.1 é o valor fornecido a partir das provas de cargas estáticas instrumentadas (na seção de referência), porém, esta informação nem sempre estava disponível e, somente nestes casos, decidiu-se adotar o módulo de elasticidade do material da estaca.

A carga última, $P_{\text{últ}}$, e o recalque máximo, $w_{\text{máx}}$, formam o par ordenado do último ponto das curvas carga-recalque. Quanto ao tipo de carregamento, vale ressaltar que:

- As duplas E003 e E004, E005 e E006, E007 e E008, E009 e E010, E011 e E012, E013 e E014, E015 e E016, E024 e E025, E049 e E050, E051 e E052, E053 e E054, E056 e E057, E092 e E093, E094 e E095, E096 e E097, E098 e E099, E0100 e E0101, referem-se ao mesmo elemento geotécnico que foi submetido a 2 tipos de carregamentos (SML e QML), respectivamente;
- As estacas E001, E002, E017 a E023, E026 a E033, E058 a E060, E063 a E091, E102 a E105 e E108 a E120 foram submetidas somente ao carregamento lento (SML);
- As estacas E034 a E048, E055, E061, E062, E106 e E107 foram submetidas somente ao carregamento rápido (QML).

3.1.2 TRATAMENTO DOS DADOS COLETADOS PARA OS MODELOS DE ESTACAS ISOLADAS

Como um dos objetivos desta pesquisa é desenvolver modelos neurais capazes de estimar as parcelas da capacidade de carga para estacas isoladas, é necessário avaliar se as estacas pertencentes ao banco de dados coletado alcançaram à ruptura nítida, à física ou à convencional. Para isso fez-se uma análise do comportamento da curva carga-recalque por diferentes metodologias de interpretação e, comparando-se os resultados obtidos com a carga máxima aplicada durante a prova de carga estática, foi possível excluir do banco de dados àquelas que não atingiram sequer a ruptura convencional.

Os métodos aplicados nessa análise foram: Van der Veen (1953); ABNT (2019); Davison (1972) e Terzaghi (1943). A Figura 3.6 exibe os gráficos obtidos para a estaca E005. Vale ressaltar que esse procedimento foi repetido para as demais estacas e os resultados podem ser visualizados por meio das Figuras A.3 e A.4.

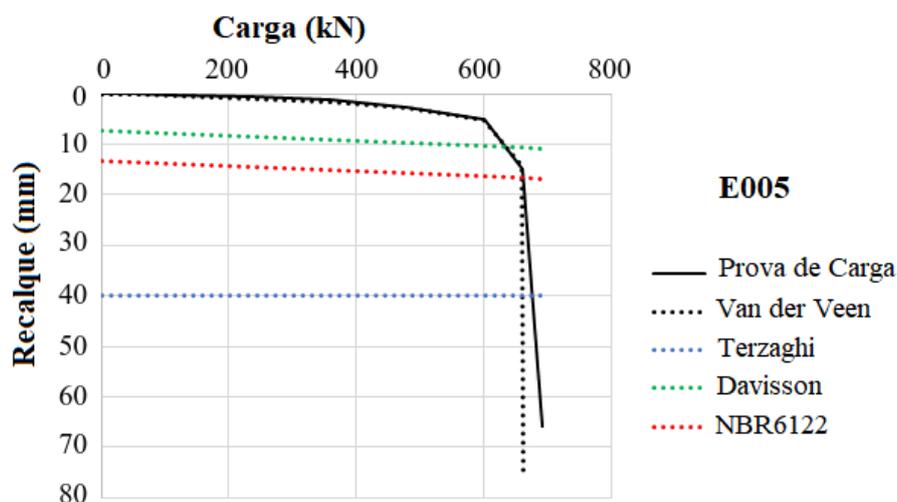


Figura 3.6 – Curvas carga-recalque para a estaca E005.

Para aplicar o método de Van der Veen (1953) foi desconsiderado o último ponto de todas as curvas carga-recalque com a finalidade de averiguar a proximidade entre a capacidade de carga convencional e a carga última aplicada durante a prova de carga estática. Após confrontar os resultados alcançados para as 120 estacas com àqueles fornecidos pelo ensaio de campo foi possível identificar que:

- Não foi possível aplicar o método de Van der Veen (1953) para as estacas E018, E034, E035, E036, E037, E038 e E039. A Figura 3.7 mostra um desses casos;

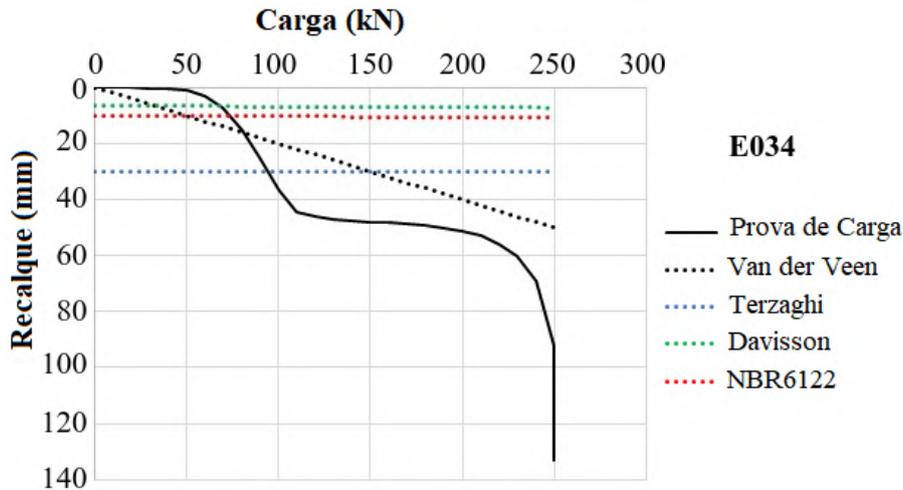


Figura 3.7 – Curvas carga-recalque para a estaca E034.

- O formato das curvas carga-recalque se enquadram como parte do gráfico assintótico elaborado a partir da capacidade de carga convencional encontrada pelo método de Van der Veen (1953) portanto, seguindo a definição dada por Cintra *et al.* (2013) é possível afirmar que as estacas E001 a E009; E011 a E015; E019 a E022; E026 a E033; E040 a E052; E055; E058 a E060; E068 a E079; E083; E086 a E089; E091; E092; E094 a E098; E100 a E104; E107; E110 a E112 e E115 apresentam ruptura física. A Figura 3.8 mostra um desses casos;

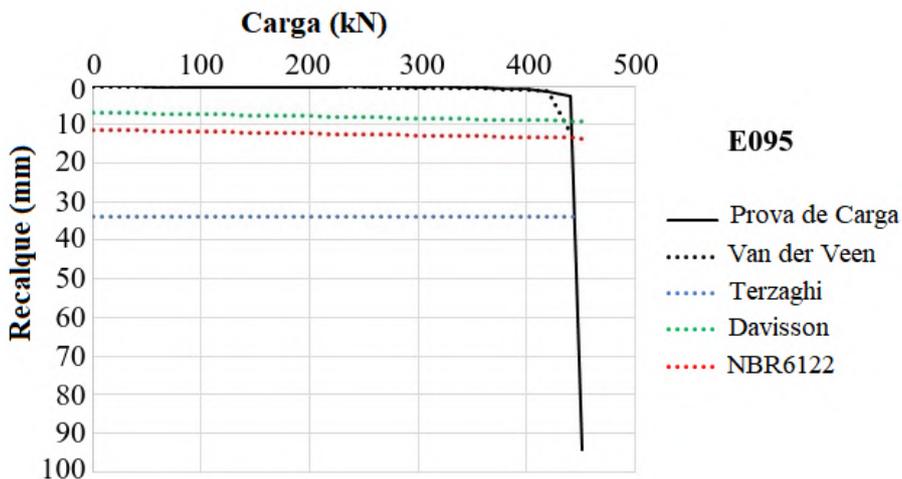


Figura 3.8 – Curvas carga-recalque para a estaca E095.

- Para as estacas E024, E053, E054, E057, E061, E062, E066, E067, E093, E105, E109, E117 e E118, a relação entre a carga última e a capacidade de carga convencional encontrada pelo método de Van der Veen (1953) é maior do que 1,25, podendo indicar que o ensaio foi interrompido prematuramente ou o método de Van der Veen (1953)

não é recomendável. A Figura 3.9 mostra um desses casos;

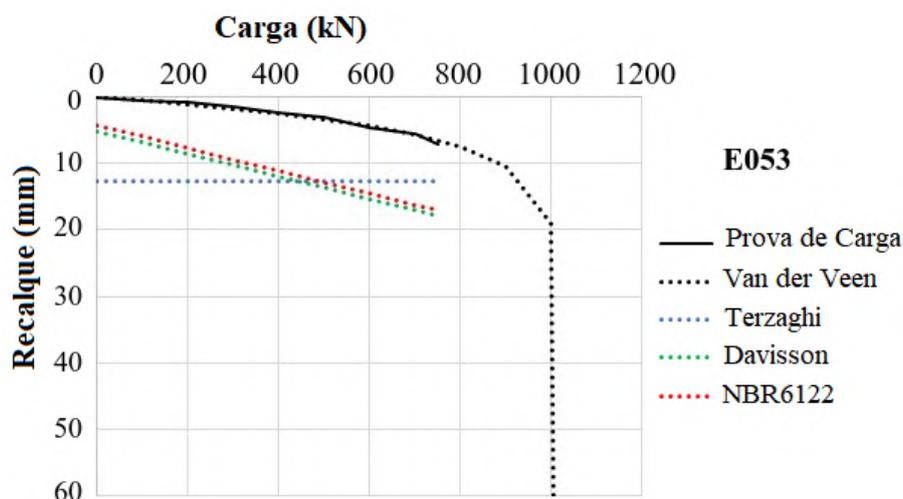


Figura 3.9 – Curvas carga-recalque para a estaca E053.

- Embora as estacas E010, E016, E023, E024, E025, E093, E099, E113 e E114 não estejam incluídas no grupo daquelas que apresentaram a ruptura física, os recalques máximos medidos nessas estacas ultrapassaram 30mm, valor que pode ser considerado elevado. A Figura 3.10 mostra um desses casos;

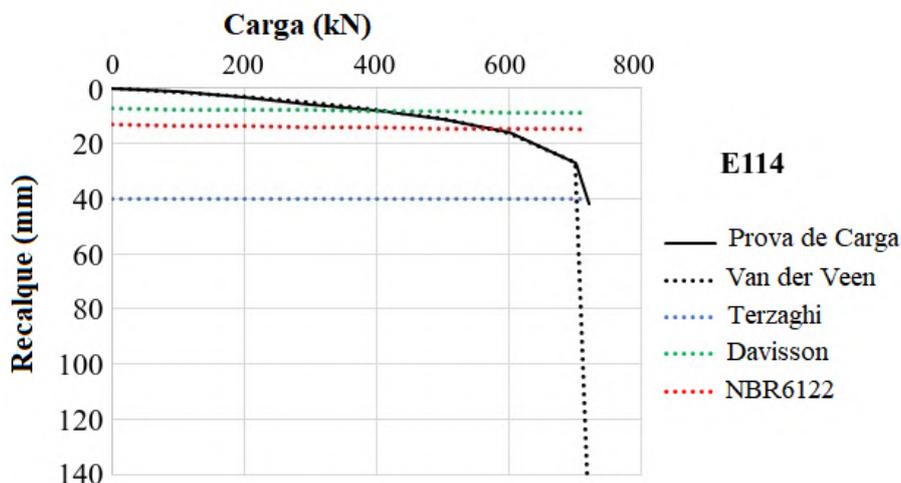


Figura 3.10 – Curvas carga-recalque para a estaca E114.

- Além do recalque máximo superior a 30 mm, no trecho final da curva carga-recalque das estacas E010, E016, E023, E024, E025, E093 e E099 observa-se que ocorre um pequeno acréscimo de carga e uma grande variação no recalque, caracterizando, segundo Cintra *et al.* (2013), a ruptura nítida. A Figura 3.11 mostra um desses casos;

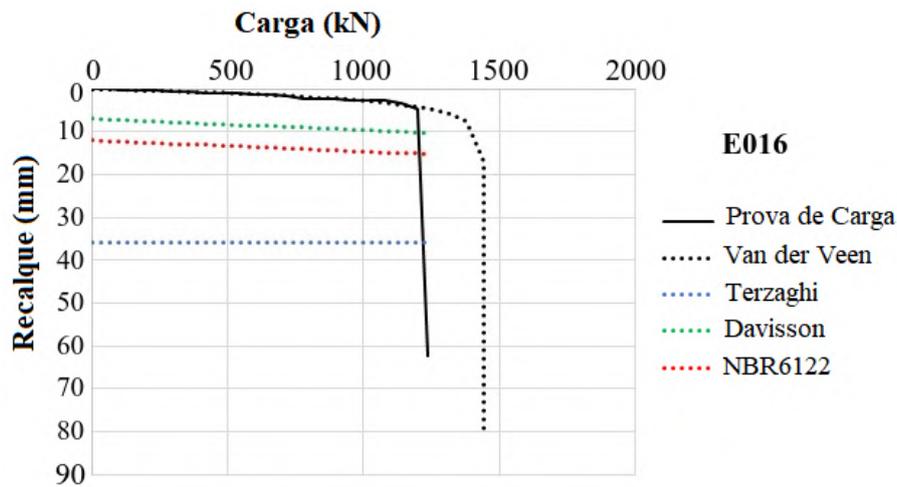


Figura 3.11 – Curvas carga-recalque para a estaca E016.

É importante ressaltar que a maioria das estacas foram submetidas a um carregamento máximo de, no mínimo, 2 vezes o valor da carga de trabalho, conforme exigência da ABNT (2020a).

Diante das limitações e das divergências encontradas, optou-se por empregar os métodos de Terzaghi (1943), Davisson (1972) e da ABNT (2019) para avaliar as cargas de ruptura convencionais. Comparando-se esses valores e a carga última da prova de carga estática constatou-se que:

- As estacas E053, E054, E056, E057, E059, E060, E063, E064 a E067, E081, E084, E085, E089, E090, E091, E102 a E104, E108, E109, E116, E117, E119 não atingiram a ruptura convencional sugerida pelo método da ABNT (2019), conforme mostra a Figura 3.12;

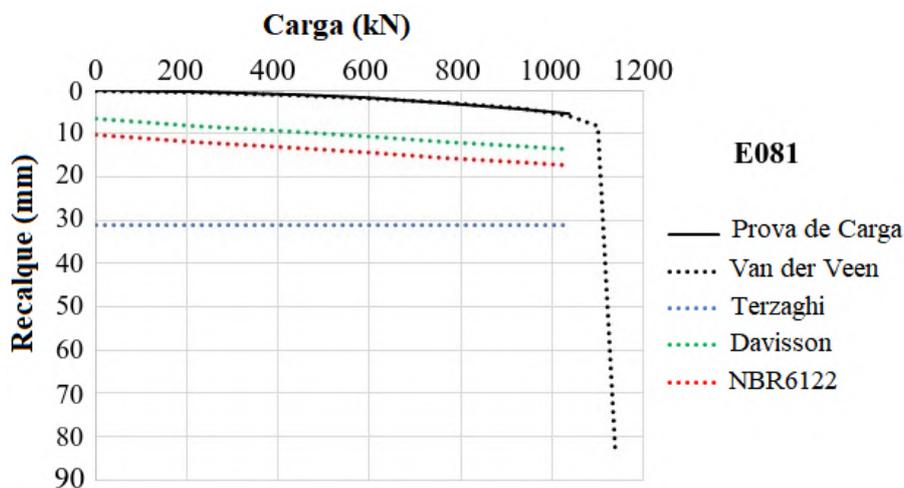


Figura 3.12 – Curvas carga-recalque para a estaca E081.

- Sabendo que a equação referente ao método de Davisson (1972) é semelhante a da ABNT (2019), e por isso, a diferença entre os recalques calculados por estes métodos é constante, efetuou-se a subtração entre eles e encontraram-se valores entre 0,5 e 26 mm (em valores absolutos);
- Embora seja esperado que o método de Davisson (1972) resulte em valores menores do que o método da ABNT (2019), as estacas E040 a E048, E053 e E054, que apresentam diâmetros entre 88,9 e 127mm, contrariam esta afirmativa. Um desses casos está apresentado na Figura 3.13;

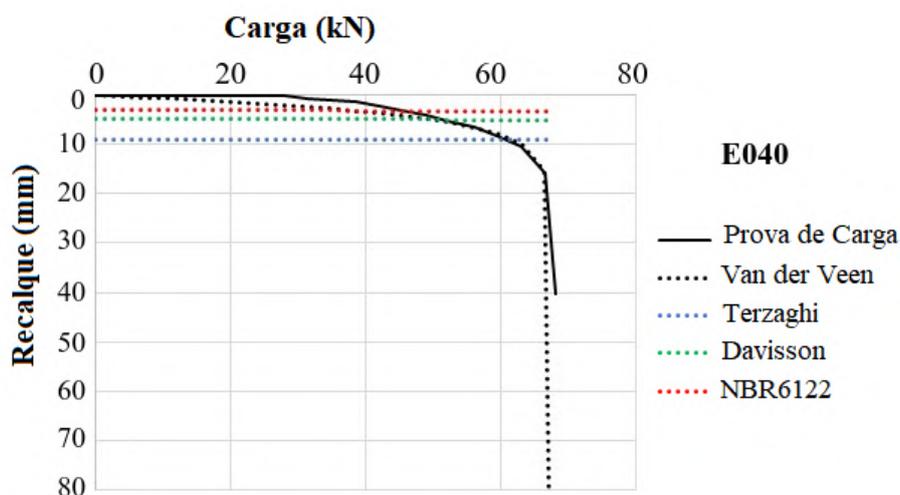


Figura 3.13 – Curvas carga-recalque para a estaca E040.

- Considerando o método de Davisson (1972), as estacas E053, E054, E056, E057, E060, E063, E064 a E067, E081, E084, E085, E090, E102 a E104, E108, E109, E116, E117, E119 não atingiram a ruptura convencional, diferindo do método da ABNT (2019) somente pela saída das estacas E059, E089 e E091. Um desses casos está apresentado na Figura 3.14;

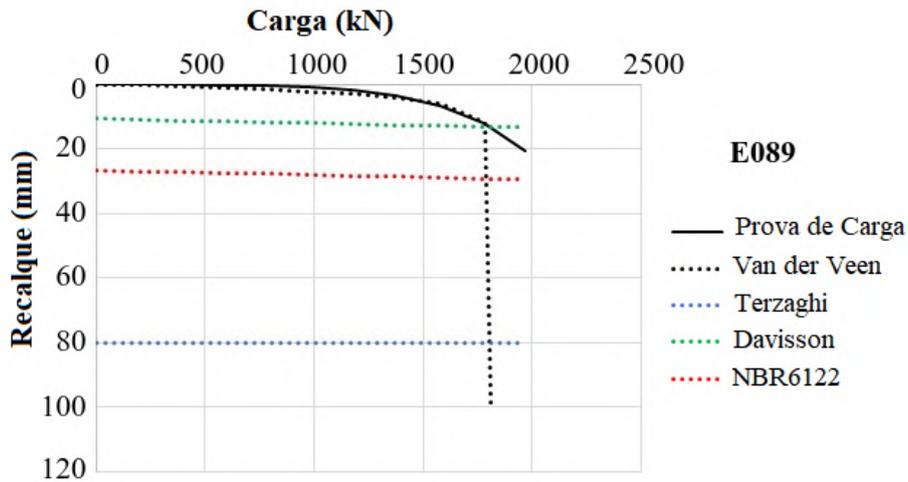


Figura 3.14 – Curvas carga-recalque para a estaca E089.

- De acordo com o critério de Terzaghi (1943), as estacas E049, E051, E053, E054, E056 a E060, E063 a E067, E077, E079 a E085, E087 a E091, E102 a E106, E108, E109, E112, E113, E116 a E120 não atingiram a ruptura convencional. Um desses casos está apresentado na Figura 3.15;

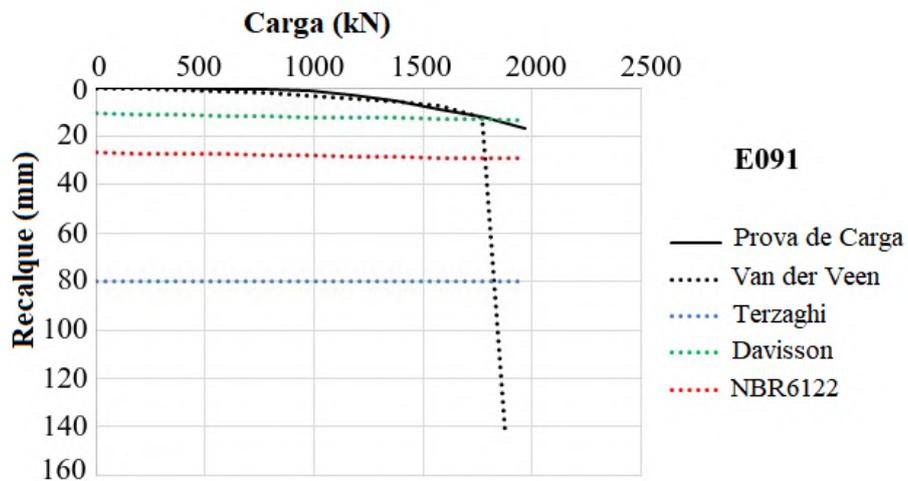


Figura 3.15 – Curvas carga-recalque para a estaca E091.

- Embora as estacas E051, E058, E059, E060, E088, E112 e E113 não tenham alcançado o recalque de 10% do diâmetro, os recalques máximos medidos nessas estacas ultrapassaram 30mm (em uma edificação pode ser considerado elevado). Um desses casos está apresentado na Figura 3.16;

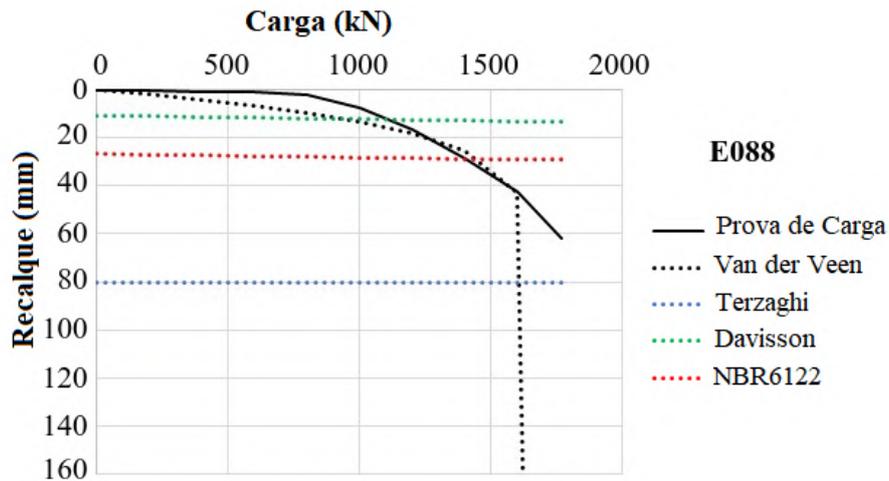


Figura 3.16 – Curvas carga-recalque para a estaca E088.

Tendo em vista as semelhanças entre os resultados encontrados com método da ABNT (2019) e aqueles obtidos pelo método de Davisson (1972) e, percebendo-se as limitações do método de Terzaghi (1943) com relação a estacas de grande diâmetro, optou-se por remover do banco de dados coletados as 25 estacas que não atingiram a capacidade de carga convencional estipulada pela norma ABNT (2019) (053, E054, E056, E057, E059, E060, E063, E064 a E067, E081, E084, E085, E089, E090, E091, E102 a E104, E108, E109, E116, E117, E119). Desta forma, o banco de dados filtrado ficou com 95 estacas, que constitui uma quantidade aceitável para o treinamento de redes neurais, quando comparada aos trabalhos de Araújo (2015), Maizir (2017), Benali *et al.* (2018) e Delazzeri (2018).

As curvas carga-recalque de cada uma das 95 estacas podem ser encontradas por meio da Figura A.5. Na Tabela 3.4 estão exibidas as mesmas informações gerais apresentadas para as 120 estacas, porém com os códigos atualizados para as 95 estacas.

Tabela 3.4 – Dados gerais referentes as 95 estacas isoladas coletadas

Cód.	Referência	Localização	TE	D (mm)	L (m)	L _e	E (MPa)	TC	P _{ult} (kN)	w _{máx} (mm)
E01	Albuquerque (1996)	Campinas, SP	Pré-moldada	180	14,00	13,00	24.398	SML	262	54,13
E02	Albuquerque (2001)	Campinas, SP	Escavada	400	12,00	11,40	20.800	SML	684	112,48
E03	Albuquerque (2001)	Campinas, SP	Escavada	400	12,00	11,40	19.400	SML	670	107,70
E04	Albuquerque (2001)	Campinas, SP	Escavada	400	12,00	11,40	21.800	QML	717	71,19
E05	Albuquerque (2001)	Campinas, SP	Escavada	400	12,00	11,40	19.300	SML	693	65,94
E06	Albuquerque (2001)	Campinas, SP	Escavada	400	12,00	11,40	18.200	QML	771	65,43
E07	Albuquerque (2001)	Campinas, SP	Hélice Contínua	400	12,00	11,40	23.000	SML	960	80,24
E08	Albuquerque (2001)	Campinas, SP	Hélice Contínua	400	12,00	11,40	24.200	QML	810	70,48
E09	Albuquerque (2001)	Campinas, SP	Hélice Contínua	400	12,00	11,40	22.200	SML	975	85,62
E10	Albuquerque (2001)	Campinas, SP	Hélice Contínua	400	12,00	11,40	21.100	QML	915	62,77
E11	Albuquerque (2001)	Campinas, SP	Hélice Contínua	400	12,00	11,40	15.200	SML	720	88,23
E12	Albuquerque (2001)	Campinas, SP	Hélice Contínua	400	12,00	11,40	11.200	QML	683	62,09
E13	Albuquerque (2001)	Campinas, SP	Ômega	360	12,00	11,40	28.100	SML	1545	64,57
E14	Albuquerque (2001)	Campinas, SP	Ômega	360	12,00	11,40	29.700	QML	1320	60,75
E15	Albuquerque (2001)	Campinas, SP	Ômega	360	12,00	11,40	35.700	SML	1420	61,83
E16	Albuquerque (2001)	Campinas, SP	Ômega	360	12,00	11,40	45.700	QML	1235	62,28
E17	Garcia (2006)	Campinas, SP	Raiz	310	23,00	22,40	33.400	SML	2000	29,76
E18	Nogueira (2004)	Campinas, SP	Raiz	400	12,00	11,40	21.400	SML	980	48,77
E19	Nogueira (2004)	Campinas, SP	Raiz	400	12,00	11,40	15.000	SML	980	55,42
E20	Nogueira (2004)	Campinas, SP	Raiz	400	12,00	11,40	17.200	SML	980	54,96
E21	Pérez (2014)	Campinas, SP	Escavada	250	5,00	5,00	35.470	SML	180	45,61
E22	Pérez (2014)	Campinas, SP	Escavada	300	5,00	5,00	32.540	SML	210	45,64
E23	Pérez (2014)	Campinas, SP	Escavada	400	5,00	5,00	37.390	SML	240	40,67
E24	Mucheti (2008)	Campinas, SP	Hélice Contínua segmentada	300	12,00	11,60	29.900	SML	796	42,20
E25	Mucheti (2008)	Campinas, SP	Hélice Contínua segmentada	300	12,00	11,60	35.300	QML	695	34,20
E26	Schulze (2013)	Campinas, SP	Escavada	250	5,00	5,00	36.000	SML	180	45,61
E27	Ferreira (1998)	Bauru, SP	Apiloada	250	4,00	3,50	27.300	SML	172	56,26
E28	Ferreira (1998)	Bauru, SP	Apiloada	250	7,00	6,50	28.200	SML	336	57,43
E29	Ferreira (1998)	Bauru, SP	Apiloada	250	10,00	9,50	26.300	SML	672	53,10
E30	Ferreira (1998)	Bauru, SP	Apiloada	250	10,00	9,50	25.700	SML	400	51,60
E31	Menezes (1997)	Ilha Solteira, SP	Pré-moldada	192	12,00	11,40	31.628	SML	270	44,50
E32	Menezes (1997)	Ilha Solteira, SP	Pré-moldada	192	12,00	11,40	27.129	SML	240	42,30
E33	Menezes (1997)	Ilha Solteira, SP	Pré-moldada	192	12,00	11,40	27.827	SML	180	44,20

Tabela 3.4 - Dados gerais referentes as 95 estacas isoladas coletadas (Continuação...)

Cód.	Referência	Localização	TE	D (mm)	L (m)	L _e	E (MPa)	TC	P _{ult} (kN)	w _{máx} (mm)
E34	França (2017)	Ilha Solteira, SP	Escavada	300	6,00	5,70	27.170	QML	250	133,27
E35	França (2017)	Ilha Solteira, SP	Escavada	300	6,00	5,70	27.170	QML	260	135,52
E36	França (2017)	Ilha Solteira, SP	Escavada	300	6,00	5,70	27.170	QML	250	129,41
E37	França (2017)	Ilha Solteira, SP	Escavada	300	6,00	5,70	33.102	QML	240	130,22
E38	França (2017)	Ilha Solteira, SP	Escavada	300	6,00	5,70	33.102	QML	230	129,22
E39	França (2017)	Ilha Solteira, SP	Escavada	300	6,00	5,70	33.102	QML	230	124,86
E40	Souza (2001)	São Paulo, SP	Piloto	88,9	4,20	4,20	205.000	QML	68	40,20
E41	Souza (2001)	São Paulo, SP	Piloto	88,9	4,20	4,20	205.000	QML	66	41,15
E42	Souza (2001)	São Paulo, SP	Piloto	88,9	6,98	6,98	205.000	QML	129	41,63
E43	Souza (2001)	Ilha Solteira, SP	Piloto	88,9	9,15	9,15	205.000	QML	61	42,40
E44	Souza (2001)	Ilha Solteira, SP	Piloto	88,9	9,15	9,15	205.000	QML	61	42,34
E45	Souza (2001)	Ilha Solteira, SP	Piloto	88,9	9,15	9,15	205.000	QML	58	46,73
E46	Souza (2001)	São Carlos, SP	Piloto	88,9	6,58	6,58	205.000	QML	51	39,87
E47	Souza (2001)	São Carlos, SP	Piloto	88,9	6,58	6,58	205.000	QML	51	41,14
E48	Souza (2001)	São Carlos, SP	Piloto	88,9	6,58	6,58	205.000	QML	52	41,16
E49	ABEF (1989)	São Paulo, SP	Hélice Contínua	350	7,50	6,70	23.906	SML	480	14,39
E50	ABEF (1989)	São Paulo, SP	Hélice Contínua	350	7,50	6,70	23.906	QML	640	48,01
E51	ABEF (1989)	São Paulo, SP	Barrete	917	7,50	7,00	21.818	SML	3000	64,54
E52	ABEF (1989)	São Paulo, SP	Barrete	917	7,50	7,00	21.818	QML	5000	112,18
E53	ABEF (1989)	São Paulo, SP	Escavada	700	7,50	6,60	24.050	QML	2240	178,87
E54	França (2011)	Osasco, SP	Escavada	1200	22,70	19,20	34.500	SML	8800	52,77
E55	Falconi & Perez (2008a)	Santos, SP	Metálica	343	49,00	49,00	205.000	QML	3490	54,49
E56	Falconi & Perez (2008b)	Santos, SP	Metálica	345	51,00	51,00	205.000	QML	3510	55,21
E57	Mantilla <i>et al.</i> (1994)	São Carlos, SP	Escavada	350	10,00	9,40	30.736	SML	645	45,85
E58	Mantilla <i>et al.</i> (1994)	São Carlos, SP	Escavada	400	10,00	9,40	30.736	SML	724	44,90
E59	Mantilla <i>et al.</i> (1994)	São Carlos, SP	Escavada	500	10,00	9,40	26.840	SML	911	63,73
E60	Carneiro (1999)	São Carlos, SP	Tubulão	600	8,00	7,75	23.000	SML	560	63,74
E61	Carneiro (1999)	São Carlos, SP	Tubulão	600	8,00	7,75	23.000	SML	600	121,40
E62	Carvalho <i>et al.</i> (1991)	São Carlos, SP	Raiz	250	16,00	15,50	24.800	SML	1050	39,67
E63	Pruniciati (2016)	Itatiba, SP	Hélice Contínua	700	14,75	14,25	25.000	SML	3850	75,38
E64	Pruniciati (2016)	Itatiba, SP	Hélice Contínua	600	12,85	12,35	25.000	SML	2571	76,32
E65	Pruniciati (2016)	Itatiba, SP	Hélice Contínua	700	21,80	20,60	25.000	SML	3889	70,50
E66	Lopes (1986)	Rio de Janeiro, RJ	Escavada	670	24,00	22,00	20.000	SML	2250	62,80
E67	Polido <i>et al.</i> (2014)	Rio de Janeiro, RJ	Ecopile	460	17,75	16,85	31.931	SML	2200	49,93

Tabela 3.4 - Dados gerais referentes as 95 estacas isoladas coletadas (Continuação...)

Cód.	Referência	Localização	TE	D (mm)	L (m)	L _e	E (MPa)	TC	P _{ult} (kN)	w _{máx} (mm)
E68	Polido <i>et al.</i> (2000)	Rio de Janeiro, RJ	Injetada	400	18,00	12,00	45.870	SML	500	27,90
E69	Polido <i>et al.</i> (2000)	Rio de Janeiro, RJ	Injetada	400	18,40	12,00	45.870	SML	405	16,01
E70	Guimarães (2002)	Brasília, DF	Escavada	300	7,65	7,25	21.200	SML	270	16,10
E71	Soares (2004)	Brasília, DF	Hélice Contínua	400	18,50	18,00	25.000	SML	1100	23,02
E72	Silva (2011)	Guará, DF	Hélice Contínua	400	15,12	14,62	25.000	SML	981	53,55
E73	Silva (2011)	Guará, DF	Hélice Contínua	400	15,30	14,80	25.000	SML	1477	39,84
E74	Silva (2011)	Brasília, DF	Hélice Contínua	800	17,50	16,50	25.000	SML	1770	61,75
E75	Marques (2004)	Maceió, AL	Escavada	312	9,20	8,70	21.000	SML	209	41,70
E76	Marques (2004)	Maceió, AL	Escavada	312	9,20	8,70	21.500	QML	245	99,70
E77	Marques (2004)	Maceió, AL	Escavada	338	9,20	8,20	20.900	SML	389	95,62
E78	Marques (2004)	Maceió, AL	Escavada	338	9,20	8,20	20.900	QML	451	94,30
E79	Marques (2004)	Maceió, AL	Escavada	333	9,15	8,65	19.500	SML	646	94,97
E80	Marques (2004)	Maceió, AL	Escavada	333	9,15	8,65	19.300	QML	690	87,15
E81	Marques (2004)	Maceió, AL	Escavada	335	9,30	8,80	23.100	SML	730	88,38
E82	Marques (2004)	Maceió, AL	Escavada	335	9,30	8,80	24.500	QML	910	93,76
E83	Marques (2004)	Maceió, AL	Escavada	321	9,30	8,70	20.600	SML	731	95,07
E84	Marques (2004)	Maceió, AL	Escavada	321	9,30	8,70	21.400	QML	842	97,49
E85	Alencar Junior <i>et al.</i> (2015)	Belém, PA	Metálica	341	30,00	29,00	204.800	SML	2250	20,83
E86	Soares (2006)	Recife, PE	Pré-Moldada	350	11,20	9,70	22.430	QML	133	12,30
E87	Soares (2006)	Recife, PE	Pré-Moldada	350	11,20	9,70	22.450	QML	129	36,94
E88	Benetti (2016)	Araucária, PR	Hélice Contínua	500	9,60	8,60	28.600	SML	1688	92,25
E89	Pereira (2016)	Araquari, SC	Escavada	700	15,70	14,30	50.000	SML	2968	70,40
E90	Nienov (2016)	Araquari, SC	Escavada	1000	22,47	22,47	26.000	SML	6833	39,17
E91	Nienov (2016)	Araquari, SC	Escavada	1000	23,05	23,05	40.000	SML	4258	59,85
E92	Alledi (2013)	Vitória, ES	Hélice Contínua	400	7,70	7,10	27.100	SML	720	41,99
E93	Alledi (2013)	Vitória, ES	Hélice Contínua	400	11,85	11,25	24.000	SML	1100	69,97
E94	Alledi (2013)	Serra, ES	Hélice Contínua	400	15,80	15,10	21.400	SML	1800	23,38
E95	Brandi & Thá (2015)	Curitiba, PR	Hélice Contínua	600	11,12	8,80	31.440	SML	3476	25,83

As principais consequências dessa remoção ao banco de dados coletados foram:

- Quanto a localização: houve uma redução de 14 estacas na região Sudeste, 6 ao Centro-Oeste, 3 ao Norte e 2 ao Nordeste, porém não modificou o fato de todas as regiões brasileiras continuarem sendo contempladas;
- Quanto aos tipos de estacas: houve uma redução de 3 estacas escavadas; 6 estacas hélice contínua; 3 pré-moldadas; 5 injetadas; 1 estaca raiz; 1 mista e 6 estacões. Devido à saída da estaca mista agora são 15 tipos de estacas;
- Quanto à geometria das estacas: o diâmetro prossegue variando entre 88,9 a 1200 mm e os comprimentos mínimos total e embutido permaneceram 4 e 3,5 m, respectivamente. A única mudança ocorreu para o comprimento máximo, que diminuiu de 60 para 51 m, tanto para o comprimento total como para o embutido.
- Quanto ao tipo de carregamento: foram retirados 23 ensaios SML e 2 ensaios QML.

3.1.3 APRESENTAÇÃO DOS DADOS UTILIZADOS NOS MODELOS DE ESTACAS ISOLADAS

O banco de dados filtrado que foi usado para desenvolver os modelos neurais de previsão das parcelas lateral e de ponta da capacidade de carga para estacas isoladas é composto por 95 estacas localizadas em diferentes regiões brasileira, conforme ilustrado na Figura 3.17.

Nota-se que as cinco regiões brasileiras foram contempladas, sendo a região Sudeste aquela que concentra a maioria (72 estacas), enquanto as regiões Norte, Centro-Oeste e Sul possuem as menores quantidades, ou seja, 1, 5 e 5 estacas, respectivamente. A região Nordeste possui 12 estacas. Esse fato proporciona aos modelos desenvolvidos a diversidade de perfis geotécnicos apontada por alguns autores (Amann, 2010; Langone, 2012) como uma limitação dos métodos semi-empíricos.

Os 15 tipos de estacas designados pelos autores dos trabalhos pesquisados estão distribuídos conforme mostra a Figura 3.18. Observa-se que a maioria, 25% e 21%, corresponde às estacas escavadas e hélice contínua, respectivamente. Em seguida tem-se as estacas pilotos, pré-moldada e escavadas com bulbos com 10, 7 e 9%, nesta ordem e as demais com porcentagens menores do que 5%.

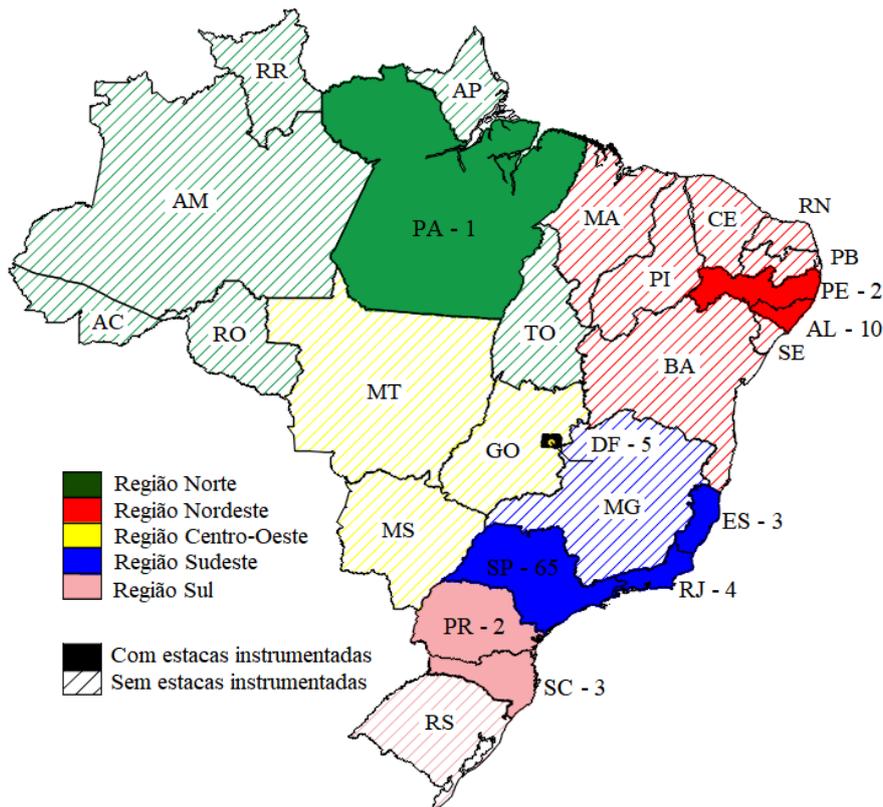


Figura 3.17 – Localização das 95 estacas isoladas coletadas.

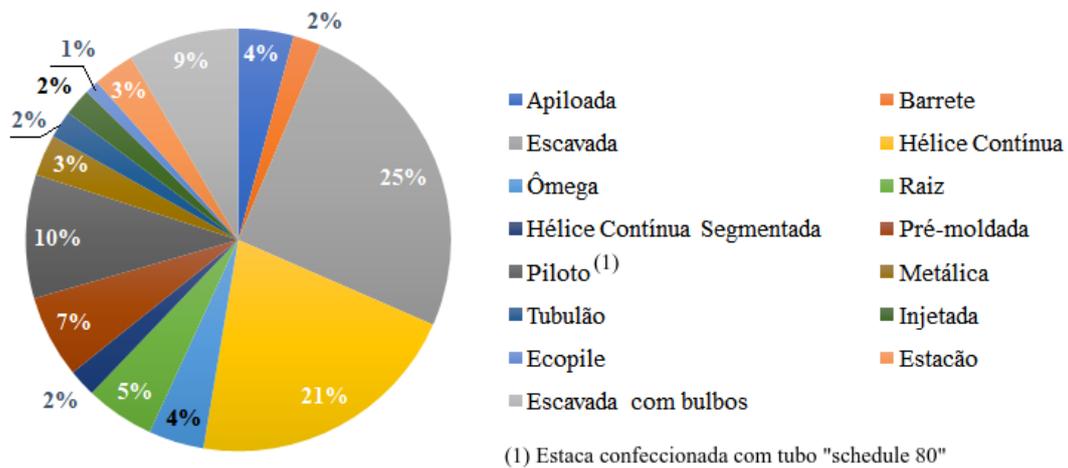


Figura 3.18 – Distribuição dos tipos de estacas (classificação dada pelos autores pesquisados) para o banco de dados composto por 95 estacas isoladas.

Para analisar a geometria das estacas foi repetido o mesmo procedimento realizado no banco de dados coletados, ou seja, foram confeccionados dois histogramas, um para os comprimentos (total e embutido) (Figura 3.19) e outro para os diâmetros das estacas (Figura 3.20). Os comprimentos total e embutido estão compreendidos entre 3,5 e 51 m, sendo que aproximadamente 80% das estacas são abaixo de 13,5 m, em torno de 16% esses comprimentos variam entre

13,5 e 23,5 e as estacas com comprimentos (total e embutido) maiores do que 43,5 alcançaram apenas 2%.

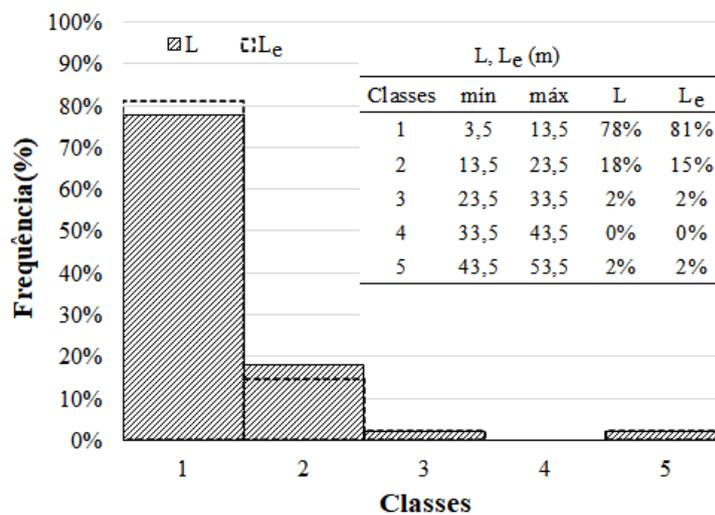


Figura 3.19 – Histogramas referentes aos comprimentos das estacas para o banco de dados composto por 95 estacas isoladas.

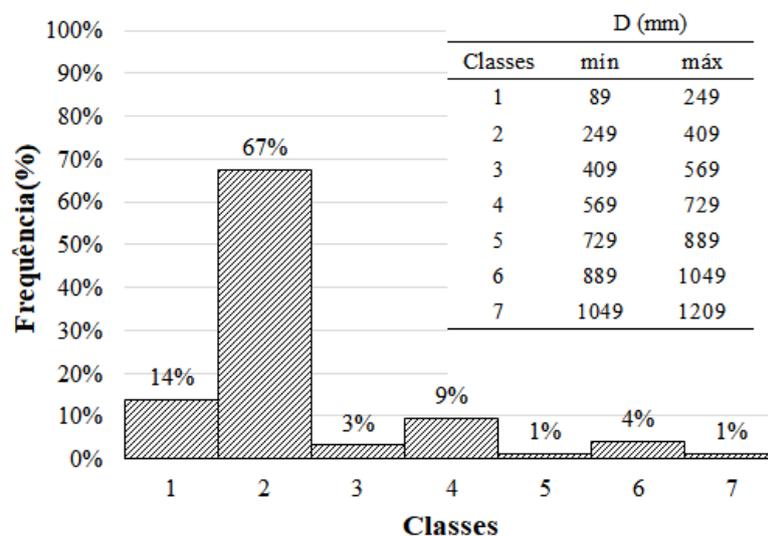


Figura 3.20 – Histogramas referentes aos diâmetros das estacas para o banco de dados composto por 95 estacas isoladas.

Os diâmetros das estacas variam de 88,9 a 1200 mm e de acordo com a Figura 3.20, para a maioria das estacas, 67%, estão entre 249 e 409 mm, para 14% são menores do que 249 mm, para 9% estão entre 569 e 729 mm e as estacas com grandes diâmetros alcançaram 5%.

Ao examinar os perfis geotécnicos (Figura A.6) constatou-se que:

- 29 estacas (E27 a E39, E43 a E48, E57 a E59, E60, E61, E89 a E93) estão inseridas em solos arenosos;

- As estacas E49 a E53; E65; E68 e E69 estão inseridas em siltes;
- Somente a estaca E074 está inserida em argila;
- As estacas E1 a E26, E40 a E42, E54 a E56, E62 a E64, E66, E67, E70 a E73, E75 a E88, E94 e E95 foram construídas em solos estratificados;
- Em 40 estacas (E01, E18 a E45, E49 a E53, E66, E68 a E70, E88 e E95) não foi detectado a presença do nível d'água;
- Nas estacas E02 a E16, E46 a E48, o nível d'água estava abaixo da cota de apoio das estacas;
- Para todas as estacas o nível do terreno coincide com o início do fuste das estacas, as duas exceções são as estaca E54 e E95 nas quais que foram executadas escavações 3,5 e 3,96 m, respectivamente, alterando o estado de tensões inicial dos solos onde estas estacas foram instaladas.

3.2 BANCO DE DADOS PARA OS MODELOS DE GRUPOS DE ESTACAS

Na modelagem com grupos de estacas o objetivo foi desenvolver um modelo neural capaz de estimar a capacidade de carga fornecida pelo método de Terzaghi, 1943. A escolha desta inclusão se deve ao fato de que a capacidade de carga de um grupo de estacas é, na maioria das vezes, calculada em função da capacidade de carga de uma estaca isolada e do coeficiente empírico de eficiência do grupo (Equação 2.1).

Uma das variáveis de entrada deste modelo foi a capacidade de carga fornecida pelos modelos neurais desenvolvidos para estacas isoladas. Este fato traz consigo a necessidade de conhecer os dados necessários para estimar a carga por meio dos modelos das estacas isoladas, que são as características das estacas (geometria, tipo); o perfil geotécnico (incluindo o índice de resistência do ensaio SPT) e o tipo de carregamento aplicado na prova de carga estática.

Além dessas informações optou-se por incluir também as características dos grupos (disposição e distância eixo a eixo das estacas) e a condição do elemento de ligação das estacas (com ou sem contato com o solo) como variáveis de entrada, uma vez que as variáveis das formulações empíricas empregadas para determinar coeficiente empírico de eficiência do grupo se enquadram basicamente em geometria do grupo (quantidade, diâmetro, comprimento e espaçamento entre os eixos das estacas); tipo de elemento de ligação das estacas (sapata, radier ou bloco de coroamento) e outros.

As informações citadas anteriormente foram coletadas em resultados de provas de carga

estática executadas em grupos de estacas e de sondagens à percussão SPT. Essas informações foram retiradas de Silva & Cintra (1996); Sales (2000); Anjos (2006); Janda *et al.* (2009); Soares (2011); Pezo (2013); Bolaños (2013) e Garcia (2015).

O banco de dados que foi usado para desenvolver o modelo neural de previsão da capacidade de carga para grupos de estacas é composto por 60 itens e as características gerais estão resumidas na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Dados gerais referentes aos 60 grupos de estacas coletados

Cód.	Referência	Localização	TE	D (mm)	L (m)	L _e	TC	GE
G01	Silva & Cintra (1996)	São Carlos, SP	Escavada Convencional	250	6,5	6,0	QML	2x1
G02	Silva & Cintra (1996)	São Carlos, SP	Escavada Convencional	250	6,5	6,0	QML	3x1
G03	Silva & Cintra (1996)	São Carlos, SP	Escavada Convencional	250	6,5	6,0	QML	3*
G04	Silva & Cintra (1996)	São Carlos, SP	Escavada Convencional	250	6,5	6,0	QML	2x2
G05	Silva & Cintra (1996)	São Carlos, SP	Escavada Convencional	250	6,5	6,0	QML	2x1
G06	Silva & Cintra (1996)	São Carlos, SP	Escavada Convencional	250	6,5	6,0	QML	3x1
G07	Silva & Cintra (1996)	São Carlos, SP	Escavada Convencional	250	6,5	6,0	QML	3*
G08	Silva & Cintra (1996)	São Carlos, SP	Escavada Convencional	250	6,5	6,0	QML	2x2
G09	Sales (2000)	Brasília, DF	Escavada Convencional	150	5,0	5,0	QML	2x2
G10	Sales (2000)	Brasília, DF	Escavada Convencional	150	5,0	5,0	QML	2x2
G11	Sales (2000)	Brasília, DF	Escavada Convencional	150	5,0	5,0	QML	2x2
G12	Anjos (2006)	Brasília, DF	Hélice Contínua	300	8,0	7,75	SML	2x1
G13	Anjos (2006)	Brasília, DF	Hélice Contínua	300	8,0	7,75	SML	3*
G14	Janda <i>et al.</i> (2009)	Brasília, DF	Hélice Contínua	300	8,0	7,75	SML	2x1
G15	Janda <i>et al.</i> (2009)	Brasília, DF	Hélice Contínua	300	8,0	7,75	SML	3*
G16	Soares (2011)	Joao Pessoa, PB	<i>Hollow Auger</i>	300	5,0	4,5	SML	2x1
G17	Soares (2011)	Joao Pessoa, PB	<i>Hollow Auger</i>	300	5,0	4,5	SML	2x2
G18	Soares (2011)	Joao Pessoa, PB	<i>Hollow Auger</i>	300	5,0	4,5	SML	2x1
G19	Soares (2011)	Joao Pessoa, PB	<i>Hollow Auger</i>	300	5,0	4,5	SML	2x2
G20	Pezo (2013)	Joao Pessoa, PB	<i>Hollow Auger</i>	300	5,0	5,0	SML	2x2
G21	Pezo (2013)	Joao Pessoa, PB	<i>Hollow Auger</i>	300	10,0	10,0	SML	2x2
G22	Pezo (2013)	Joao Pessoa, PB	<i>Hollow Auger</i>	300	12,0	12,0	SML	2x2
G23	Pezo (2013)	Joao Pessoa, PB	<i>Hollow Auger</i>	500	5,0	5,0	SML	2x2
G24	Pezo (2013)	Joao Pessoa, PB	<i>Hollow Auger</i>	500	10,0	10,0	SML	2x2
G25	Pezo (2013)	Joao Pessoa, PB	<i>Hollow Auger</i>	500	12,0	12,0	SML	2x2
G26	Pezo (2013)	Joao Pessoa, PB	<i>Hollow Auger</i>	300	5,0	5,0	SML	3x3
G27	Pezo (2013)	Joao Pessoa, PB	<i>Hollow Auger</i>	300	10,0	10,0	SML	3x3
G28	Pezo (2013)	Joao Pessoa, PB	<i>Hollow Auger</i>	300	12,0	12,0	SML	3x3
G29	Pezo (2013)	Joao Pessoa, PB	<i>Hollow Auger</i>	500	5,0	5,0	SML	3x3
G30	Pezo (2013)	Joao Pessoa, PB	<i>Hollow Auger</i>	500	10,0	10,0	SML	3x3
G31	Pezo (2013)	Joao Pessoa, PB	<i>Hollow Auger</i>	500	12,0	12,0	SML	3x3
G32	Pezo (2013)	Joao Pessoa, PB	<i>Hollow Auger</i>	300	5,0	5,0	SML	4x4

Tabela 3.5 - Dados gerais referentes aos 60 grupos de estacas coletados (Continuação...)

Cód.	Referência	Localização	TE	D (mm)	L (m)	L _c (m)	TC	GE
G33	Pezo (2013)	Joao Pessoa, PB	<i>Hollow Auger</i>	300	10,0	10,0	SML	4x4
G34	Pezo (2013)	Joao Pessoa, PB	<i>Hollow Auger</i>	300	12,0	12,0	SML	4x4
G35	Pezo (2013)	Joao Pessoa, PB	<i>Hollow Auger</i>	500	5,0	5,0	SML	4x4
G36	Pezo (2013)	Joao Pessoa, PB	<i>Hollow Auger</i>	500	10,0	10,0	SML	4x4
G37	Pezo (2013)	Joao Pessoa, PB	<i>Hollow Auger</i>	500	12,0	12,0	SML	4x4
G38	Pezo (2013)	Joao Pessoa, PB	<i>Hollow Auger</i>	300	5,0	5,0	SML	5x5
G39	Pezo (2013)	Joao Pessoa, PB	<i>Hollow Auger</i>	300	10,0	10,0	SML	5x5
G40	Pezo (2013)	Joao Pessoa, PB	<i>Hollow Auger</i>	300	12,0	12,0	SML	5x5
G41	Pezo (2013)	Joao Pessoa, PB	<i>Hollow Auger</i>	500	5,0	5,0	SML	5x5
G42	Pezo (2013)	Joao Pessoa, PB	<i>Hollow Auger</i>	500	10,0	10,0	SML	5x5
G43	Pezo (2013)	Joao Pessoa, PB	<i>Hollow Auger</i>	500	12,0	12,0	SML	5x5
G44	Bolaños (2013)	Guará, DF	<i>Alluvial Anker</i>	130	8,0	8,0	SML	2x1
G45	Bolaños (2013)	Guará, DF	<i>Alluvial Anker</i>	130	8,0	8,0	SML	2x1
G46	Bolaños (2013)	Guará, DF	<i>Alluvial Anker</i>	130	8,0	8,0	SML	3x1
G47	Bolaños (2013)	Guará, DF	<i>Alluvial Anker</i>	130	8,0	8,0	SML	3x1
G48	Bolaños (2013)	Guará, DF	<i>Alluvial Anker</i>	130	8,0	8,0	SML	3*
G49	Bolaños (2013)	Guará, DF	<i>Alluvial Anker</i>	130	8,0	8,0	SML	2x2
G50	Bolaños (2013)	Guará, DF	<i>Alluvial Anker</i>	130	8,0	8,0	SML	2x2
G51	Bolaños (2013)	Guará, DF	<i>Alluvial Anker</i>	130	8,0	8,0	SML	5*
G52	Bolaños (2013)	Guará, DF	<i>Alluvial Anker</i>	130	8,0	8,0	SML	5*
G53	Bolaños (2013)	Guará, DF	<i>Alluvial Anker</i>	130	8,0	8,0	SML	3x2
G54	Bolaños (2013)	Guará, DF	<i>Alluvial Anker</i>	130	8,0	8,0	SML	3x2
G55	Garcia (2015)	Campinas, SP	Escavada Convencional	250	5,0	5,0	SML	2x1
G56	Garcia (2015)	Campinas, SP	Escavada Convencional	250	5,0	5,0	SML	3*
G57	Garcia (2015)	Campinas, SP	Escavada Convencional	250	5,0	5,0	SML	2x2
G58	Garcia (2015)	Campinas, SP	Escavada Convencional	250	5,0	5,0	SML	2x1
G59	Garcia (2015)	Campinas, SP	Escavada Convencional	250	5,0	5,0	SML	3*
G60	Garcia (2015)	Campinas, SP	Escavada Convencional	250	5,0	5,0	SML	2x2

Notas: 3* triangular, 5* pentagonal

Para elaborar os códigos dos grupos repetiu-se o mesmo procedimento feito para os códigos das estacas, alterando a letra E pela letra G, para designar o termo *grupo*.

A localização dos grupos de estacas utilizados neste estudo está ilustrada na Figura 3.21 na qual observa-se que 28 grupos estão no Estado da Paraíba, 18 no Distrito Federal e 14 no Estado de São Paulo. Estas localizações se encaixam nas regiões brasileiras contempladas no banco de dados composto pelas estacas isoladas, fato fundamental para a determinação da capacidade de carga das estacas pertencentes aos grupos (fornecidas pelos modelos neurais) utilizada como variável de entrada nos modelos neurais que serão desenvolvidos para os grupos de estacas.

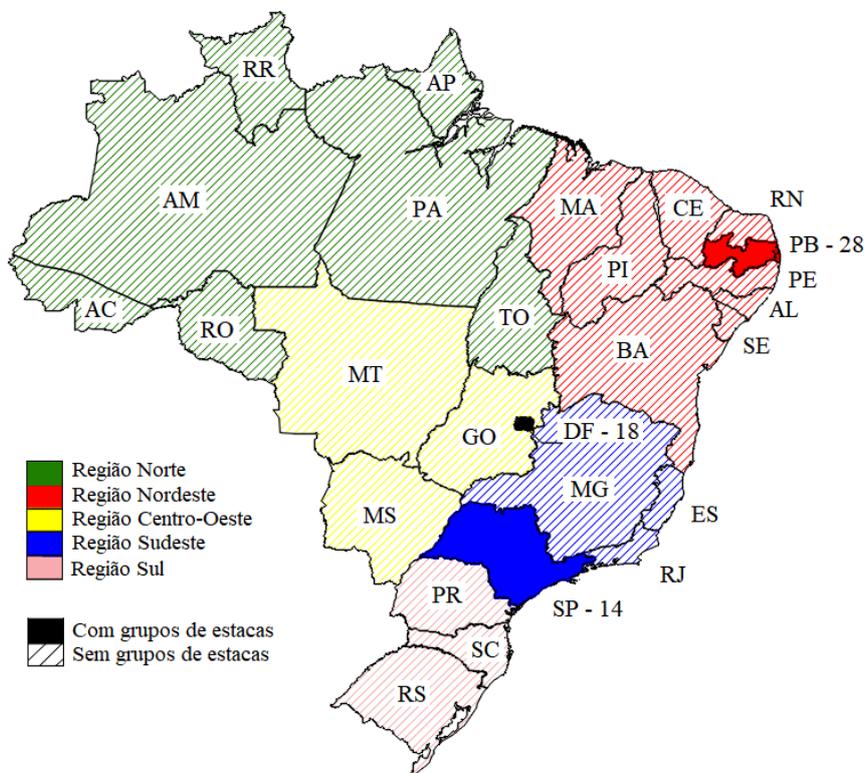


Figura 3.21 – Localização dos 60 grupos de estacas.

Ao examinar os perfis geotécnicos (Figura A.7) onde foram instalados os grupos de estacas constatou-se que:

- 8 grupos de estacas (G01 a G08) estão inseridos em solos arenosos;
- Os grupos de estacas G09 a G11 estão inseridas em solos argilosos;
- Os grupos de estacas G12 a G60 foram construídos em solos estratificados;
- Em 20 grupos de estacas (G01 a G15, G55 a G60) não foi detectado a presença do nível d'água;

Com relação aos tipos de estacas (TE), foram encontradas 4 designações diferentes e estão distribuídas de acordo com a Figura 3.22. Observa-se que a maioria, 47%, corresponde às estacas *hollow auger* e a minoria é estaca hélice contínua, com apenas 7%. Com valores intermediários tem-se as estacas escavadas com 28% e as estacas *alluvial anker* com 18%.

As estacas escavadas e hélice contínua são fundações bastante disseminados e estão presentes no banco de dados das estacas isoladas, porém as estacas *alluvial anker* e *hollow auger* possuem técnicas construtivas novas e há poucas pesquisas científicas sobre seus comportamentos.

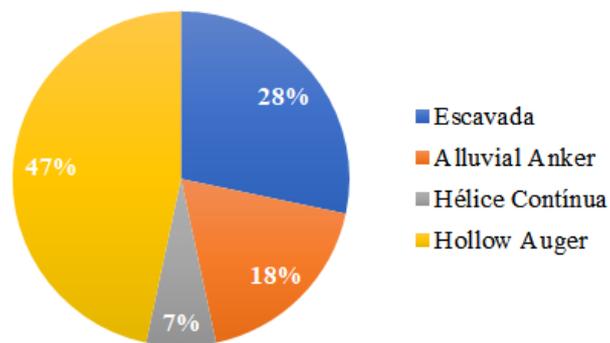


Figura 3.22 – Distribuição dos tipos de estacas para o banco de dados composto por 60 grupos de estacas.

A estaca de pequeno diâmetro *alluvial anker* é composta por um tubo de aço sem costura ($2\frac{1}{2}$ " de diâmetro) e o comprimento deve ser 50 cm superior à cota de apoio. É instalada no solo com auxílio de uma perfuratriz sob altíssima rotação, com injeção simultânea da calda de cimento. Outra maneira de executar esta etapa é utilizando água como fluido refrigerante e de limpeza, para depois da perfuração, injetar-se a calda de cimento (Bolaños, 2013).

Barreto (2005) define a estaca *hollow auger* como um tipo de fundação profunda, moldada *in loco*, cujo processo construtivo consiste na introdução de pequenos segmentos de trado (variando de 1,0 a 2,0 m) no terreno até alcançar a cota de apoio da estaca. O mesmo autor cita que esse processo difere da estaca hélice contínua nos seguintes aspectos: uso do trado segmentado; concreto não pressurizado e lançado do nível do terreno; tubo central com diâmetro interno maior e ausência de monitoramento durante o processo.

Assim como foi feito para o banco de dados das estacas isoladas, o diâmetro e o comprimento embutido das estacas que compõem os grupos estudados também são analisados com base nos histogramas exibidos nas Figuras 3.23 e 3.24.

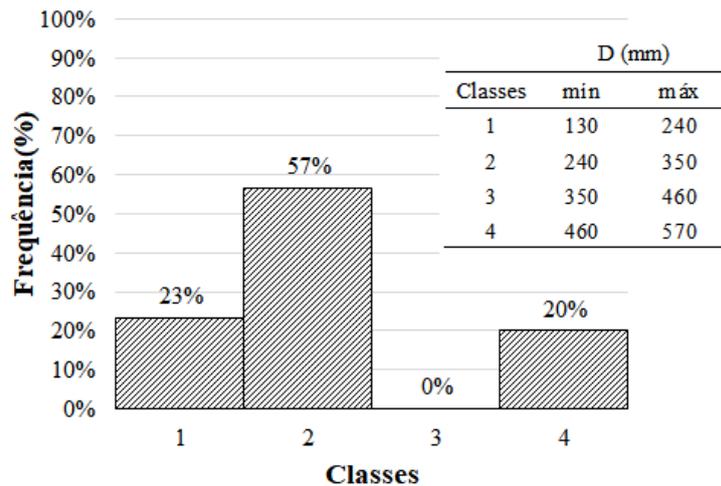


Figura 3.23 – Histograma referente aos diâmetros das estacas que compõem os 60 grupos.

Os diâmetros das estacas que compõem os grupos estão compreendidos entre 130 e 500 mm, entretanto, conforme mostra a Figura 3.23, em 23% das estacas são menores do que 240 mm, a maioria, cerca de 57%, estão no intervalo de 240 a 350 mm, e 20% são maiores do que 460 e menores do que 570 mm. O intervalo correspondente a maior porcentagem das estacas que compõem os grupos se encaixa na "Classe 2" do histograma das estacas isoladas apresentado na Figura 3.20, que também possui a maior porcentagem.

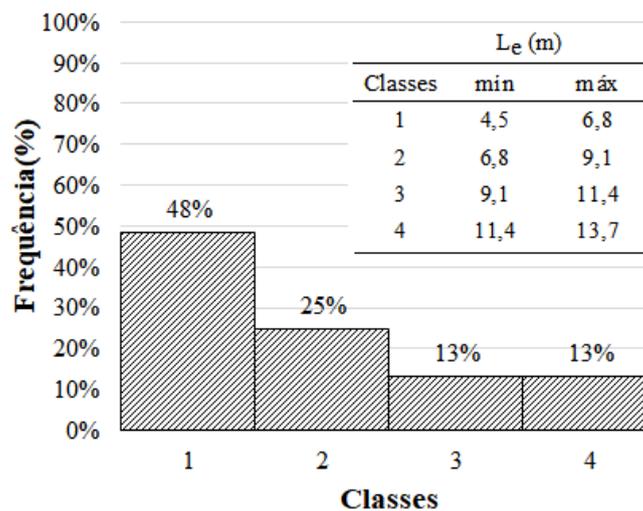


Figura 3.24 – Histograma referente aos comprimentos das estacas que compõem os 60 grupos.

Os comprimentos embutidos estão compreendidos entre 5,0 e 12 m e distribuídos de acordo com a Figura 3.24. Nota-se que em 48% das estacas os comprimentos são menores do que 6,8 m, em 28% estão compreendidos entre 6,8 e 9,1 m e para 26% são maiores do que 9,1

e menores do que 13,7 m. Os valores dos comprimentos das estacas que compõem os grupos pertencem a "Classe 1" do histograma referente as estacas isoladas exibido na Figura 3.19.

Todos os grupos de estacas foram submetidos a provas de cargas estáticas, porém, em 82% o carregamento foi do tipo lento (SML) e em 18% foi do tipo rápido (QML).

Na última coluna da Tabela 3.5, denominada de "GE", estão as nomenclaturas usadas para representar as geometrias dos elementos de ligação das estacas (bloco de coramento, radier ou sapata) que são basicamente cinco: linear (2x1, 3x1); quadrada (2x2, 3x3, 4x4 e 5x5), retângular (3x2), triangular (3*) e pentagonal (5*).

4 DESENVOLVIMENTO DOS MODELOS NEURAIIS

Este capítulo contém a descrição dos procedimentos realizados para desenvolver os modelos neurais propostos neste trabalho e está dividido em 4 seções: definição das variáveis; definição dos conjuntos entrada-saída; tratamento de dados; treinamento e validação.

4.1 DEFINIÇÕES DE VARIÁVEIS

A definição das variáveis foi baseada nos dados coletados e, buscando facilitar a compreensão do leitor, optou-se por apresentar inicialmente as variáveis de saída; em seguida, as variáveis de entrada escolhidas para os modelos neurais das estacas isoladas e, por fim, as variáveis de entrada selecionadas para os modelos neurais dos grupos.

4.1.1 VARIÁVEIS DE SAÍDA

Em consonância com os problemas apresentados na revisão bibliográfica e diante das informações disponíveis no banco de dados, as variáveis de saída são: as parcelas lateral e de ponta da capacidade de carga de estacas isoladas (RL_A e RP_A); as parcelas lateral e de ponta da capacidade de carga de estacas isoladas incluindo o efeito das cargas residuais (RL_V e RP_V) e a capacidade de carga para grupos de estacas (P_g).

As parcelas lateral e de ponta da capacidade de carga de estacas isoladas serão denominadas daqui em diante de carga lateral e de ponta aparente, enquanto que as parcelas lateral e de ponta da capacidade de carga de estacas isoladas - incluindo o efeito das cargas residuais - serão chamadas de "verdadeira". Essa nomenclatura é baseada em Fellenius (2021), e como o método deste autor foi o único utilizado neste trabalho, decidiu-se utilizá-la.

(a) Cargas Lateral e de Ponta Aparentes

As cargas lateral e de ponta aparentes foram obtidas a partir da instrumentação das estacas, pois quando instrumenta-se uma estaca em diferentes níveis mede-se a deformação específica provocada por um carregamento em uma seção transversal da estaca. Admitindo-se a validade da Lei de Hooke, a carga transferida (P_t) em uma profundidade z é dada por:

$$P_t(z) = E.\varepsilon.A \quad (4.1)$$

onde ε é a deformação específica medida e E o módulo de elasticidade da estaca, na maioria

das vezes, determinado para a seção de referência.

De posse dos valores alcançados com a equação (4.1) é possível elaborar o diagrama carga transferida \times profundidade e de resistência lateral aparente, que estão representados nas Figuras 4.1b e 4.1c, respectivamente. É importante ressaltar que ambos referem-se à situação de uma distribuição uniforme de resistência lateral proposta por Vesic (1977a).

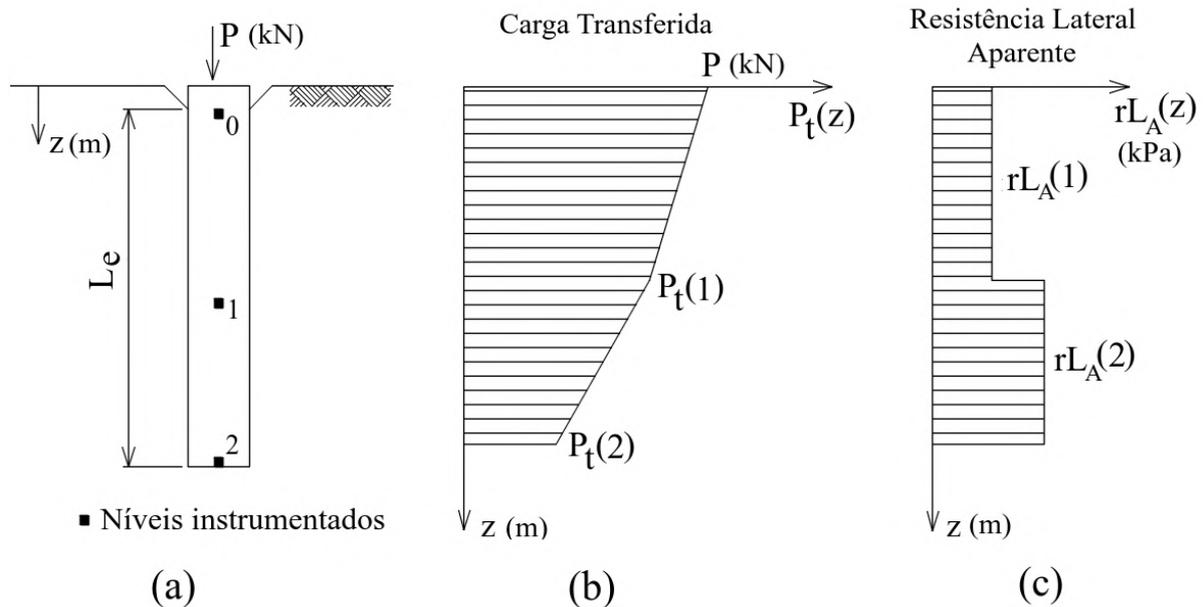


Figura 4.1 – (a) Níveis instrumentados; (b) Diagrama carga transferida \times profundidade e (c) Diagrama de resistência lateral aparente, adaptada de Vesic (1977a).

A resistência lateral aparente, $rL_A(z)$, considerada uniforme entre os níveis instrumentados, pode ser calculada pela Expressão (4.2) sugerida por Velloso & Lopes (2010).

$$rL_A(z) = -\frac{1}{U} \frac{dP_t(z)}{dz}, \text{ em kPa} \quad (4.2)$$

onde U é o perímetro da estaca em m.

Resolvendo a derivada $dP_t(z)$, chega-se a:

$$rL_A(z) = -\frac{1}{U} \frac{[P_t(z_i) - P_t(z_{i-1})]}{[(z_i) - (z_{i-1})]} \quad (4.3)$$

A resistência e a carga lateral aparente, RL_A , se relacionam por:

$$RL_A = U \sum (rL_A \cdot \Delta L), \text{ em kN} \quad (4.4)$$

onde ΔL é a altura do trecho analisado, em m.

Durante a coleta dos dados foram encontrados os diagramas carga transferida \times profundidade para todos os carregamentos aplicados durante as provas de cargas estáticas executadas

em cada uma das 95 estacas instrumentadas utilizadas neste estudo. Porém, interessa somente aqueles correspondentes ao último carregamento aplicado no ensaio da estaca, pois se trata de uma análise em termos de capacidade de carga. Na Figura 4.2 está exibido um dos 95 diagramas elaborados, os demais podem ser vistos por meio da Figura A.8.

Os pontos destacados na Figura 4.2 referem-se aos níveis instrumentados, que no caso da estaca E62 foram quatro, nas demais estacas essa quantidade variou entre 2 e 8. Nas estacas que foram instrumentadas em somente dois níveis, pelo menos um deles está próximo à ponta.

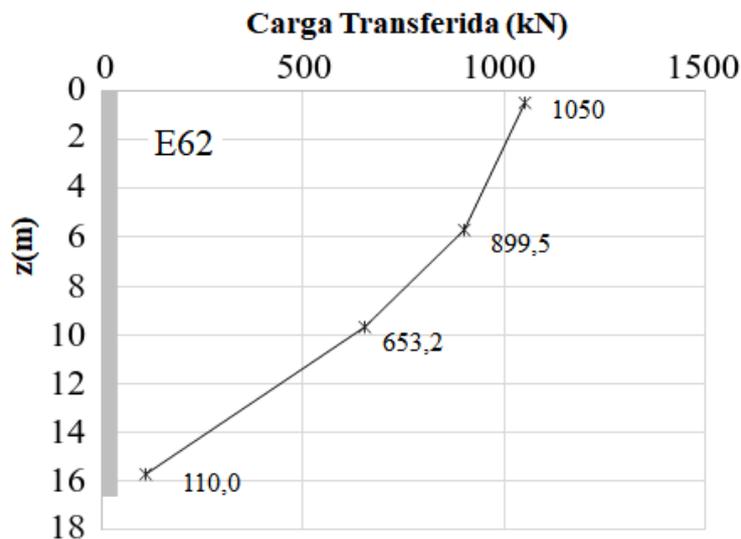


Figura 4.2 – Diagrama carga transferida \times profundidade para a estaca E62

Para cada estaca pertencente ao banco de dados filtrado calculou-se a carga lateral aparente (RL_A) em diferentes níveis de profundidade através das Equações 4.2, 4.3 e 4.4. Com os valores obtidos foram traçados os gráficos RL_A (kN) \times z(m) similares ao exposto na Figura 4.3b que estão discutidos no Capítulo 5.

As profundidades indicadas na Figura 4.3b também estão representadas no perfil geotécnico exibido na Figura 4.3a e correspondem aos níveis instrumentados (símbolo vermelho), profundidades relativas a resistência à penetração do solo (medida a cada metro - símbolo verde) e profundidades em que há mudança no tipo de solo (símbolo azul).

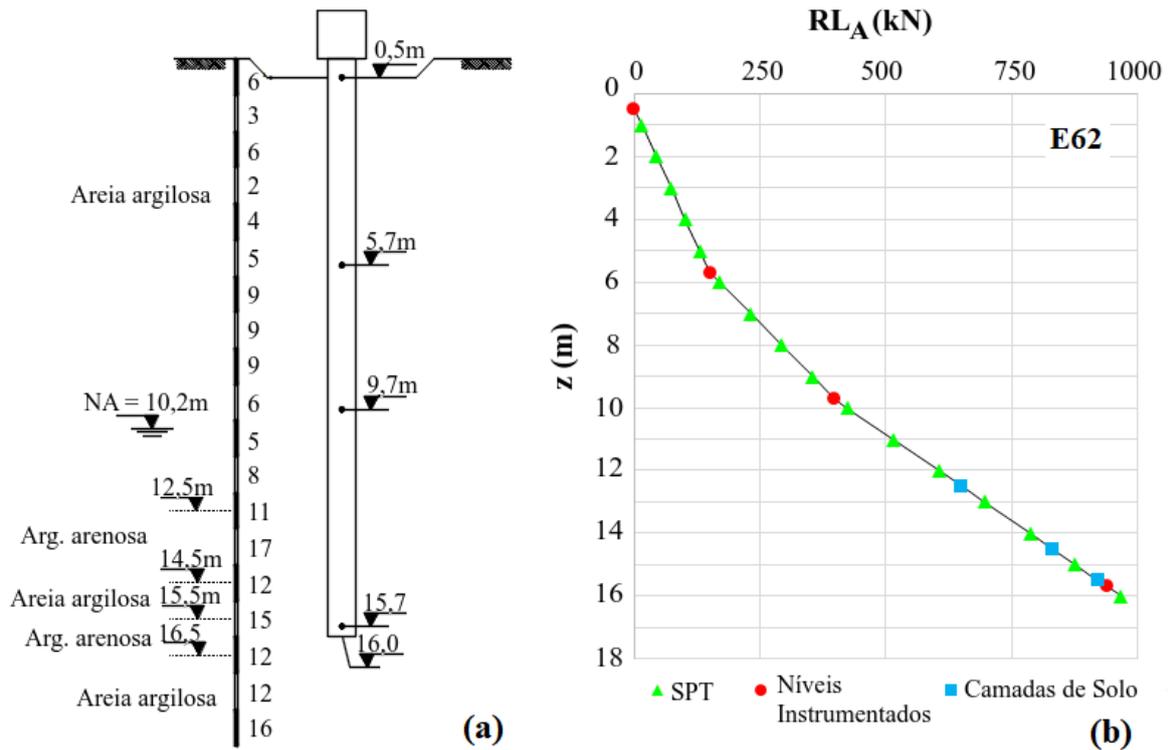


Figura 4.3 – (a) Perfil geotécnico e (b) curva RL_A (kN) \times z (m) da estaca E62.

A carga de ponta aparente, RP_A em kN, é igual a carga transferida quando $z = L_e$. Nos casos em que as estacas não foram instrumentadas na ponta ou ocorreram problemas no equipamento instalado neste nível durante a aplicação das cargas, optou-se por prolongar o último segmento da estaca até atingir a ponta, conforme mostra a Figura 4.4. Ressalta-se que as extrapolações correspondem à menos de 12% do comprimento total das estacas.

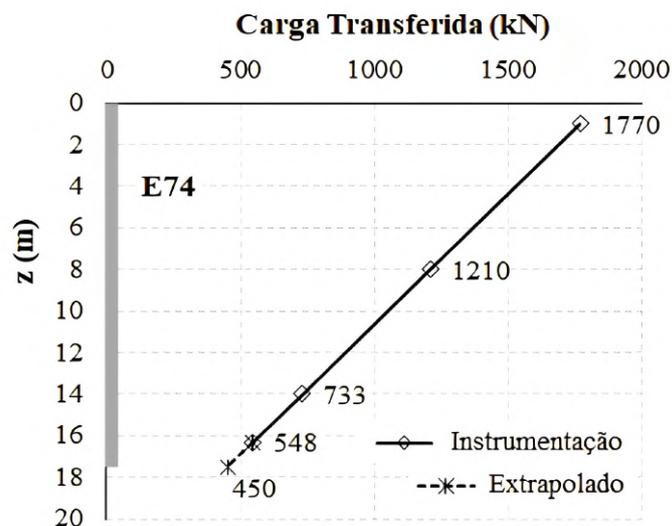


Figura 4.4 – Diagrama carga transferida \times profundidade "corrigido" da estaca E74

(b) Carga Lateral e de Ponta "Verdadeiras"

A princípio, as cargas lateral e de ponta "verdadeiras" seriam calculadas com o auxílio do programa *Unipile 5.0*, no qual os resultados obtidos com a instrumentação das estacas podem ser corrigidos pelo método estático descrito em Fellenius (2021).

De acordo com Fellenius (2021), as resistências lateral e de ponta mobilizadas por uma carga aplicada são proporcionais à tensão efetiva do solo e podem ser obtidas por meio das equações (4.5) e (4.6), respectivamente.

$$rL_V = c' + \beta \sigma'_z, \text{ em kPa} \quad (4.5)$$

onde, c' é a coesão efetiva, em kPa; β é o coeficiente de Bjerrum-Burland, Tabela 4.1; σ'_z é a tensão vertical efetiva do solo, em kPa.

A Tabela 4.1 apresenta o intervalo de variação para os coeficientes β em função do tipo de solo, adquiridos por Fellenius (2008) para diferentes casos históricos. Segundo Fellenius (2021), o coeficiente β varia com a graduação do solo, composição mineralógica, densidade, histórico de deposição (gênese), formato dos grãos, método construtivo das estacas, etc.

Tabela 4.1 – Coeficientes de Bjerrum-Burland β - Fellenius (2021)

Tipo de Solo	ϕ - Ângulo de atrito (°)	β
Argila	25 - 30	0,15 - 0,35
Silte	28 - 34	0,25 - 0,50
Areia	32 - 40	0,30 - 0,90
Pedregulho	35 - 45	0,35 - 0,80

Geralmente a coesão efetiva não é inserida nas análises, porém Fellenius (2021) avisa que essa simplificação ignora a rotação das tensões principais, o deslocamento relativo, e outros aspectos. Sendo assim, para Fellenius (2021) a resistência lateral, rL_V , deve estar sempre associada a um deslocamento entre a estaca e o solo adjacente.

$$rP_V = N_P \sigma'_{z=L_e}, \text{ em kPa} \quad (4.6)$$

onde, N_P é o coeficiente de resistência da base, Tabela 4.2; L_e é o comprimento embutido da estaca; $\sigma'_{z=L_e}$ é a tensão vertical efetiva do solo na cota de apoio da base da estaca, em kPa.

A Tabela 4.2 mostra a faixa de valores do coeficiente N_P correspondente aos quatro tipos básicos de solo. Fellenius (2021) relata que o valor deste coeficiente não tem relação alguma com o fator de capacidade de carga referente à sobrecarga N_q . Além disso acrescenta que o coeficiente N_P é melhor determinado por meio de retroanálises de ensaios de campo.

Tabela 4.2 – Faixa de variação de (N_p) - Fellenius (2021)

Tipo de Solo	ϕ - Ângulo de atrito (°)	N_p
Argila	25 - 30	3 - 30
Silte	28 - 34	20 - 40
Areia	32 - 40	30 - 150
Pedregulho	35 - 45	60 - 300

É importante salientar que essa metodologia encontrada em Fellenius (2021) é similar à métodos estáticos mais antigos, como é o caso do método β (Burland, 1973), do método α (Tomlinson, 1957, 1994) e do método λ (Vjajayvergiya & Focht, 1972).

Tendo em vista a quantidade de estacas (95) que compõem o conjunto de dados e o tempo gasto com as retroanálises, optou-se por automatizar os processos executados pelo *software Unipile* por meio de uma rotina computacional. Essa rotina foi elaborada usando a linguagem de programação "Julia", e emprega o algoritmo de otimização PSO (*Particle Swarm Optimization*) para determinar o coeficiente β pertencente a Equação (4.5). Mais detalhes estão disponíveis na Figura A.9.

Os valores de β foram inseridos na Equação (4.5) e assim, encontrou-se a resistência lateral "verdadeira". De posse desses resultados e da Equação (4.4) foi possível calcular a carga lateral "verdadeira". Por outro lado, a carga de ponta "verdadeira", RP_V em kN, é igual a carga transferida quando $z = L_e$.

Em seguida, para determinar as cargas residuais admitiu-se que:

- A carga lateral "verdadeira" é igual a metade da carga lateral aparente, conforme mostra a Figura 4.5;
- No trecho superior da estaca, a carga residual deve aproximar-se da carga lateral "verdadeira", indicando que as cargas residuais foram totalmente mobilizadas;
- No trecho inferior, especialmente na base da estaca, a carga residual é igual a diferença entre a carga transferida "verdadeira" e aparente.

Estas suposições foram retratadas em Fellenius (2002b), onde a metodologia proposta para determinar as cargas residuais a partir da instrumentação de estacas (método unificado) está detalhada.

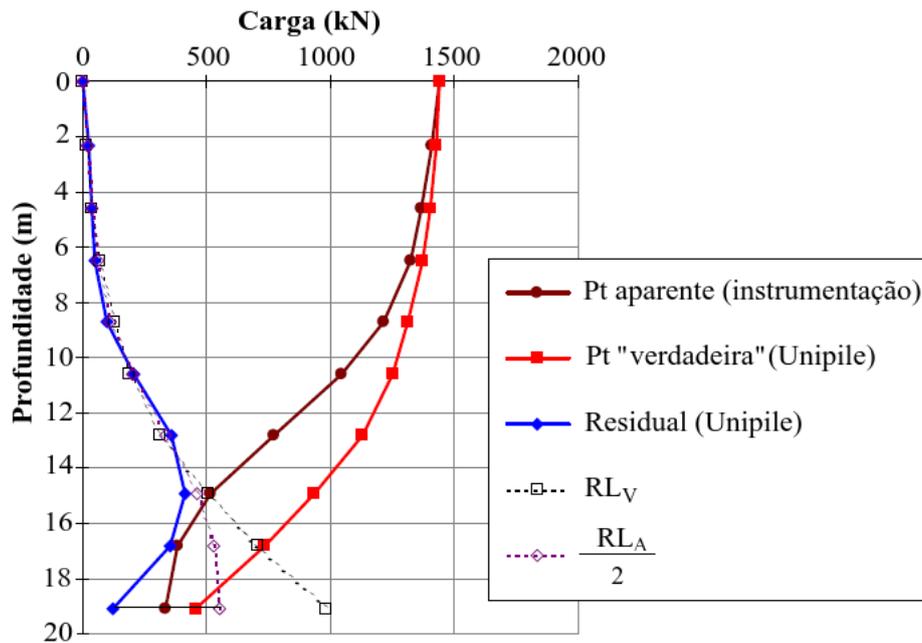


Figura 4.5 – Diagramas carga-profundidade, adaptado de Fellenius (2002b)

Com os valores da carga lateral "verdadeira" (RL_V), da carga residual e da carga transferida medida na instrumentação das estacas foram confeccionados gráficos semelhantes aos exibidos na Figura 4.5 para as 95 estacas, sendo suas análises apresentadas no Capítulo 5.

(c) Capacidade de Carga - Grupos de Estacas

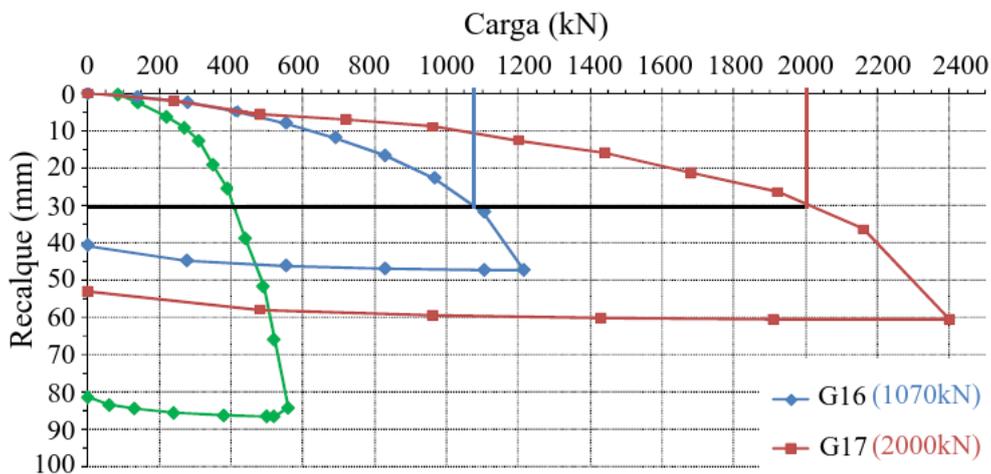


Figura 4.6 – Curva carga \times recalque para os grupos G16 e G17, Soares (2011).

A capacidade de carga dos grupos de estacas, P_g , foi encontrada por meio do método de Terzaghi (1943), ou seja, é o valor da carga que corresponde a um deslocamento igual a 10% do diâmetro das estacas. Essa capacidade de carga pode ser adquirida diretamente na curva carga

x recalque elaborada com os resultados de uma prova de carga estática executada no grupo de estacas, conforme mostrado na Figura 4.6.

A escolha pela metodologia de Terzaghi (1943) se deve ao fato de alguns grupos apresentarem ruptura nítida para recalques correspondentes à 10% do diâmetro das estacas (G01 a G08) e, naqueles casos em que não houve ruptura nítida, geralmente o recalque máximo era próximo a 10% do diâmetro das estacas (G44 a G54).

4.1.2 VARIÁVEIS DE ENTRADA (ESTACAS ISOLADAS)

A escolha das variáveis de entrada usadas nos modelos das estacas isoladas foi norteada pelas equações dos métodos semi-empíricos, pelas variáveis de entrada empregadas por Pham *et al.* (2020), Chen *et al.* (2020), Benali *et al.*, 2018, Maizir (2017), Momeni *et al.* (2015) e Momeni *et al.* (2014) na previsão da capacidade de carga em estaca isolada e pela disponibilidade das informações contidas no banco de dados filtrado (Item 3.1.3). Na Tabela 4.3 está exibida cada uma delas e o modo como foram adquiridas.

Tabela 4.3 – Aquisição das variáveis de entrada usadas nos modelos neurais referentes as estacas isoladas.

	Variáveis de entrada	Aquisição
Geometria da estaca	Diâmetro (D) e Comprimento (L e L_c)	Prova de carga estática
Tipo de Estaca	TE1 e TE2	Prova de carga estática
Índice do Solo	NF_{ac} , NP1, NP2 e NP3	Sondagem à percussão
Tipo de Solo	$\%Ar_{ac}$, $\%Sil_{ac}$ e $\%Arg_{ac}$ G_{Ar} , G_{Sil} e G_{Arg} S	Sondagem à percussão
Nível d'água	NA	Sondagem à percussão
Tipo de Carregamento	SML e QML	Prova de carga estática

(a) Tipo de Estaca - TE

O tipo de estaca foi incluído nos modelos desenvolvidos de duas maneiras; a primeira, TE1, baseada na classificação feita por Velloso & Lopes (2010), que contém 4 (quatro) categorias e a segunda, TE2, separando os tipos de estacas pelo material de constituição (concreto pré-moldado e metálica) ou agregando aquelas com metodologias construtivas semelhantes, como é o caso das micro-estacas e estacas raiz, que contém 7 (sete) categorias.

Nas quatro categorias sugeridas por Velloso & Lopes (2010) tem-se as estacas de grande deslocamento (Franki, pré-moldada de concreto, micro-estacas, madeira), de pequeno deslocamento (perfis de aço, tubo de aço de ponta aberta), as estacas sem deslocamento (estaca raiz) e

as estacas de substituição (hélice contínua, strauss, escavada sem revestimento ou com uso de lama betonítica).

As sete categorias adotadas pela autora deste trabalho contemplam as estacas cravadas (de concreto pré-moldado ou metálica), as estacas injetadas (micro-estacas e estacas raiz), as estacas escavadas com deslocamento (moldadas *in loco* e a escavação causa perturbações no solo - Franki, apiloadada, ômega), as estacas hélice contínua, as estacas escavadas convencional (escavação à trado ou manual), escavada com estabilizante (escavação com uso de lama betonítica ou polímeros - "estacões").

Por se tratar de variáveis qualitativas, foi necessário atribuir um valor para cada uma delas. Os valores adotados para a classificação feita por Velloso & Lopes (2010) estão exibidos na Tabela 4.4 e àqueles relativos a proposta feita pela autora deste trabalho, na Tabela 4.5.

Tabela 4.4 – Valores adotados para a variável TE1.

Tipo de Estaca	Valor
Deslocamento Grande	1
Deslocamento Pequeno	2
Substituição	3
Sem Deslocamento	4

Tabela 4.5 – Valores adotados para a variável TE2.

Tipo de Estaca	Valor
Cravada de Concreto	1
Cravada Metálica	2
Injetadas	3
Escavada com deslocamento	4
Hélice Contínua	5
Escavada Convencional	6
Escavada com estabilizante	7

Como a finalidade de analisar como estão distribuídos os tipos de estacas adotados nas variáveis TE1 e TE2 em relação ao banco de dados foram confeccionados os gráficos expostos nas Figuras 4.7 e 4.8. A primeira (Figura 4.7) mostra a distribuição dos tipos de estacas adotados para a variável TE1 no qual percebe-se que a maioria, 63%, são estacas de substituição, 17% são estacas com deslocamento pequeno, 14% com grande deslocamento e apenas 6% são estacas sem deslocamento.

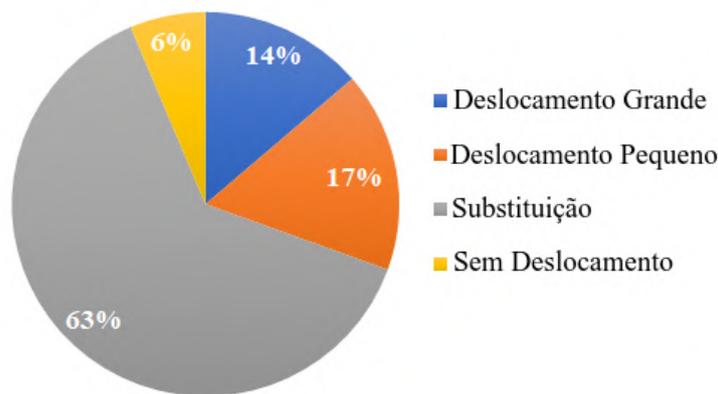


Figura 4.7 – Distribuição dos tipos de estacas TE1 para as 95 estacas.

Já a segunda (Figura 4.8), apresenta a distribuição dos tipos de estacas adotados para a variável TE2 no qual observa-se que as maiores porcentagens, 23 e 22%, pertencem às estacas hélice contínua e escavada convencional, respectivamente, e as menores, 6% e 7%, às estacas cravada de concreto e injetadas. Nas porcentagens intermediárias estão as escavadas com deslocamento, escavadas com estabilizante e a cravadas metálicas. Comparando-se os dois gráficos nota-se que os tipos adotados para a variável TE2 estão distribuídos de maneira mais uniforme do que os tipos adotados para a variável TE1.

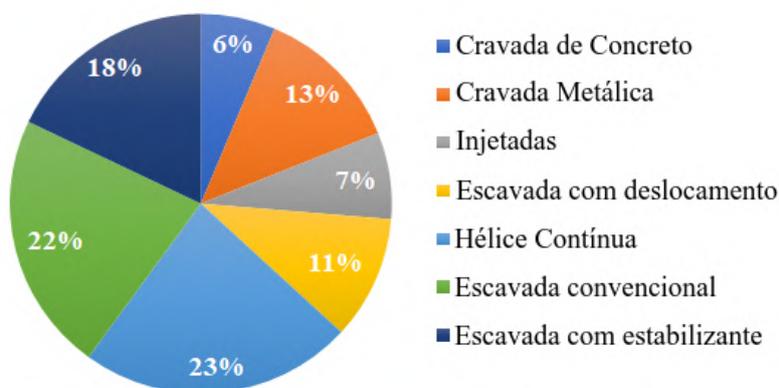


Figura 4.8 – Distribuição dos tipos de estacas TE2 para as 95 estacas.

(b) Geometria da Estaca

A determinação da geometria (diâmetro e comprimento) das fundações por estacas é de responsabilidade do engenheiro geotécnico. Assim sendo, com o intuito de conhecer a geometria das estacas utilizadas para desenvolver os modelos neurais, foram elaboradas as Tabelas 4.6 e 4.7 que mostram o intervalo de variação tanto para o diâmetro como para o comprimento embutido, em função dos tipos de estacas relacionados às variáveis de entrada TE1 e TE2, respectivamente.

Tabela 4.6 – Geometria das estacas correspondente aos tipos de estacas TE1.

Tipo de estaca	D (mm)		L _e (m)	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
Com Deslocamento (Grande)	180	460	3,5	19,2
Com Deslocamento (Pequeno)	89	360	5,7	16,9
de Substituição	250	670	6,6	11,4
Sem Deslocamento	250	1200	4,2	51,0

Tabela 4.7 – Geometria das estacas correspondente aos tipos de estacas TE2.

Tipo de estaca	D (mm)		L _e (m)	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
Cravada Concreto	180	350	3,5	19,2
Cravada Metálica	89	345	8,8	16,9
Injetadas	250	400	6,6	11,4
Escavada com deslocamento	250	670	5,7	11,4
Hélice Contínua	300	800	5,0	51,0
Escavada Convencional	250	600	4,2	11,4
Escavada com estabilizante	312	1200	11,4	22,0

(c) Índice de resistência do solo na sondagem SPT

O índice, N, também conhecido como o índice de resistência à penetração, é o número de golpes para a penetração dos últimos 30 cm no ensaio SPT, medido a cada metro de profundidade. Assim como Teixeira (1996) optou-se por limitar o valor máximo de N, porém para 50 golpes/30cm. A seguir é apresentada a descrição dos procedimentos realizados para definir e determinar as variáveis que representam o solo nos modelos desenvolvidos neste trabalho.

Considerando que a carga lateral é um valor acumulado ao longo do comprimento da estaca, entende-se que o índice de resistência do solo usado nos modelos que estimam o valor desta carga, também deve ser. Sendo assim, a variável NF_{ac} que representa o solo ao longo do comprimento da estaca, pode ser obtida pela seguinte Equação:

$$NF_{ac} = \sum_{i=1}^n (N \cdot \Delta L) \quad (4.7)$$

onde: n é a quantidade de trechos da estaca e ΔL é a altura do trecho da estaca.

De outro modo, as variáveis NP1, NP2 e NP3 foram calculadas em função de N, sendo: NP1 o valor de N que corresponde a camada logo abaixo da base da estaca; NP2 a média aritmética de 3 valores de N correspondentes à camada anterior a base, a camada onde está a base da estaca e a camada que está abaixo da base; NP3 o valor médio de N no intervalo entre

quatro diâmetros acima da base e um diâmetro abaixo. Vale ressaltar que estas definições advêm de métodos semi-empíricos já consagrados (Aoki & Velloso, 1975; Décourt & Quaresma, 1978; Teixeira, 1996).

(d) Tipo de Solo

Assim como o índice N, os tipos de solos encontrados nos perfis geotécnicos das estacas advêm da sondagem à percussão. A classificação destes solos é feita a partir de uma análise tátil-visual das amostras de solo retiradas durante o ensaio, e deve obedecer às recomendações da ABNT (2020b).

A seguir estão descritos os processos efetuados para definir e determinar as variáveis de entrada que irão representar o tipo de solo nos modelos desenvolvidos, porém antes de defini-las, é importante saber que:

- Embora alguns trabalhos disponibilizem resultados de ensaios de laboratório, inclusive as análises granulométricas, optou-se por não incluir estes dados, por se tratar de procedimentos nem sempre efetuados na prática;
- Nos perfis geotécnicos foram detectados três tipos de solo: areia, silte e argila, em diferentes proporções e combinações.

Nos modelos que estimam a carga lateral ("verdadeira" ou aparente), as três variáveis usadas para representar o tipo de solo $\%Ar_{ac}$, $\%Sil_{ac}$ e $\%Arg_{ac}$ foram inspiradas nas propostas de Araújo (2015), que determina o tipo de solo pela relação entre a espessura da camada e o comprimento total da estaca. Neste trabalho propõem-se acumular essas variáveis em função da profundidade e, por este motivo, dividiu-se a espessura da camada de solo pelo comprimento parcial da estaca, conforme descrevem as Equações (4.8), (4.9) e (4.10).

$$\%Ar_{ac} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta L_{Ar}}{\Delta L} \quad (4.8)$$

$$\%Sil_{ac} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta L_{Sil}}{\Delta L} \quad (4.9)$$

$$\%Arg_{ac} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta L_{Arg}}{\Delta L} \quad (4.10)$$

onde, $\%Ar_{ac}$, $\%Sil_{ac}$ e $\%Arg_{ac}$ são as parcelas de areia, silte e argila acumuladas até o trecho n da estaca, respectivamente; ΔL_{Ar} , ΔL_{Sil} e ΔL_{Arg} são os comprimentos do trechos referentes a areia, silte e argila, respectivamente, em m.

Normalmente a ponta das estacas está assente sobre um único tipo de solo, portanto, neste caso não é correto acumular a variável que irá representar o tipo desse solo. Analisando-se as informações disponíveis e o modo como o tipo de solo é considerado nos métodos semi-empíricos e nos modelos de RNA, encontrou-se 2 (duas) maneiras distintas para retratar essa variável:

1) Valores percentuais para cada tipo de solo:

Uma das recomendações na ABNT (2020b) é que as amostras de solo retiradas durante a sondagem à percussão sejam submetidas a uma análise granulométrica. A metodologia deste ensaio está descrita na ABNT (2016) e por meio dele é possível conhecer as porcentagens de ocorrência em função do tamanho das partículas de solo. Porém, as informações disponíveis no presente trabalho são apenas as classificações advindas de análises táteis-visuais.

Procurando contornar esta lacuna neste cenário, foram propostas três variáveis de entrada para representar o tipo de solo nos modelos que estimam a carga na ponta: G_{Ar} ; G_{Sil} e G_{Arg} , que receberão um dos valores percentuais adotados, que são: 100; 60; 40 ou 20%, em função da predominância deste. A Tabela 4.8 mostra todas as combinações possíveis para estas porcentagens.

Tabela 4.8 – Valores percentuais que representam os tipos de solo nos modelos envolvendo a carga na ponta.

Tipo de Solo	G_{Ar}	G_{Sil}	G_{Arg}
Areia	100%	0%	0%
Areia siltosa	60%	40%	0%
Areia argilosa	60%	0%	40%
Areia silto-argilosa	60%	20%	20%
Areia argilo-siltosa	60%	20%	20%
Silte	0%	100%	0%
Silte argiloso	0%	60%	40%
Silte arenoso	40%	60%	0%
Silte argilo-arenoso	20%	60%	20%
Silte areno-argiloso	20%	60%	20%
Argila	0%	0%	100%
Argila arenosa	40%	0%	60%
Argila siltosa	0%	40%	60%
Argila areno-siltosa	20%	20%	60%
Argila silto-arenosa	20%	20%	60%

2) Variável S:

Na segunda alternativa, adotam-se os mesmos tipos de solo propostos no método semi-empírico de Aoki & Velloso (1975) e os valores estão apresentados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Valores adotados para a variável S.

Tipo de Solo	Valor
Areia	1
Areia siltosa	2
Areia silto-argilosa	3
Areia argilosa	4
Areia argilo-siltosa	5
Silte	6
Silte arenoso	7
Silte areno-argiloso	8
Silte argiloso	9
Silte argilo-arenoso	10
Argila	11
Argila arenosa	12
Argila areno-siltosa	13
Argila siltosa	14
Argila silto-arenosa	15

Para as estacas assentes em argila orgânica siltosa, a variável S foi simplificada para argila siltosa. É importante ressaltar que nenhuma estaca analisada está apoiada ou embutida em solo pedregulhoso, rocha alterada ou sã.

(e) Nível d'água - NA

Há pesquisas que evidenciaram a influência da variação da umidade no mecanismo de transferência de carga nas estacas, um dos exemplos é o trabalho de Teixeira & Albiero (1994) no qual confirmaram que a saturação aumenta em cerca de 30% os recalques e reduz a capacidade de suporte de estacas escavadas. Esta é a razão pela qual o nível de água foi incluído nos modelos neurais (relativos as cargas lateral e de ponta) como sendo o valor acumulado contabilizado a partir da profundidade do nível da água detectada no perfil geotécnico.

(f) Tipo de Carregamento - TC

As estacas instrumentadas pertencentes ao banco de dados foram submetidas a provas de carga estáticas com carregamentos lento (SML - *Slow Maintained Load*) e/ou rápido (QML

- *Quick Maintained Load*), sendo 59% das estacas para o primeiro tipo de carregamento e 41% para o segundo. É importante lembrar que em setembro de 2020 foi publicada a norma ABNT (2020a) que orienta sobre a execução de provas de carga estáticas no Brasil, porém a prova de carga estática mais recente utilizada nesta tese foi realizada em 2017, ano em que a ABNT (2006) estava vigente.

A ABNT (2006) admite estes dois tipos de carregamentos em igualdade de condições, mas alerta que as deformações medidas nestes ensaios podem ser diferentes e, decorrente disto, a sua interpretação deve considerar o tipo de carregamento empregado. A ABNT (2020a) não traz nenhuma observação acerca deste assunto.

O efeito da velocidade do carregamento em um ensaio de prova de carga estática na capacidade de carga e no recalque de uma estaca é semelhante ao que ocorre com a resistência ao cisalhamento do solo, ou seja, carregamentos rápidos conduzem a capacidades de carga maiores e recalques menores e carregamentos lentos propiciam recalques maiores e a capacidades de carga menores (Lopes *et al.*, 2021; Militisky, 1991; Velloso & Lopes, 2010).

Sendo assim, a variável Tipo de Carregamento - TC foi dividida em SML ou QML e os valores adotados para cada uma delas estão exibidos na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 – Valores adotados para a variável TC.

Tipo de Carregamento	Valor
Carregamento Lento - SML	1
Carregamento Rápido - QML	2

4.1.3 VARIÁVEIS DE ENTRADA (GRUPOS DE ESTACAS)

As variáveis de entrada escolhidas para os modelos neurais que prevêem a capacidade de carga para grupos de estacas (P_g) são a capacidade de carga aparente da estaca isolada; o espaçamento entre as estacas; a condição do elemento de ligação das estacas e a geometria do grupo. Na Tabela 4.11 está exposta cada uma delas variáveis e o modo como foram adquiridas.

Tabela 4.11 – Aquisição das variáveis de entrada usadas nos modelos neurais referentes aos grupos.

Variáveis de entrada	Aquisição	
Capacidade de carga aparente	Pr_A	Modelos neurais
Geometria da grupo	GE	Projeto
Condição do elemento de ligação	CL	Projeto
Espaçamento entre estacas	s/D	Projeto

(a) Capacidade de carga aparente - Pr_A

A capacidade de carga aparente, nada mais é do que a soma entre as cargas lateral e de ponta aparentes fornecidas pelos modelos neurais desenvolvidos para estacas isoladas, aplicando-se os dados coletados para os grupos de estacas. É importante lembrar que Pr_A será calculada em função do tipo de estaca, do tipo de solo, da geometria da estaca, dentre outras variáveis, razão pela qual essas variáveis não entraram nos modelos de grupos.

(b) Condição do elemento de ligação - CL

Esta variável diz respeito ao contato entre o elemento de ligação das estacas pertencentes aos agrupamentos e o solo, uma vez que tal condição pode influenciar na capacidade de carga do sistema. Dito isto, a variável CL foi dividida em dois grupos; sem ou com contato e os valores adotados para representá-la foram 1 e 2, respectivamente.

Ao analisar esta condição nos grupos contidos no banco de dados, observou-se que:

- Nos grupos de estacas G01 a G04, G14, G15, G44, G46, G48, G49, G51 e G53, o bloco de coroamento está em contato com o solo;
- Nos grupos de estacas G05 a G08, G09, G12, G13, G16, G17, G45, G47, G50, G52, G54, G58, G59 e G60, o bloco de coroamento não está em contato com o solo;
- Os grupos de estacas G10 e G11 são sapatas estaqueadas (a sapata está em contato com o solo);
- Os grupos de estacas G18 a G43, G55, G56 e G57 são radiers estaqueados (o radier está em contato com o solo);

Em suma, a maioria dos elementos, 72%, estão em contato e apenas 28% não estão.

(c) Espaçamento entre estacas - s/D

É usual que o espaçamento entre as estacas pertencentes a um grupo seja fornecido em função do diâmetro dessas e esteja representado pela expressão s/D . Para os grupos de estacas analisados neste trabalho esse valor varia entre 3 e aproximadamente 13D, entretanto, conforme mostra o histograma da Figura 4.9, observa-se que as maiores frequências correspondem aos

espaçamentos de 3,0 a 5,0, enquanto que os maiores do que 5,0 e menores ou iguais a 13,3 estão representados por apenas 3 grupos de estacas.

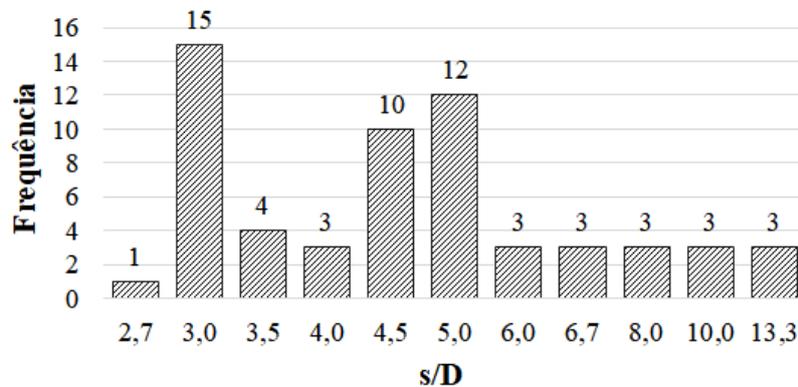


Figura 4.9 – Frequência da variável s/D para os grupos de estacas.

(d) Geometria do grupo - GE

A variável GE representa as diferentes maneiras de agrupar as estacas em uma fundação. De acordo com as informações presentes no banco de dados foi possível detectar 9 (nove) tipos de geometrias cujos valores adotados estão ilustrados na Tabela 4.12.

Tabela 4.12 – Valores adotados para a variável GE.

Geometria do Grupo	Valor
2x1	2
3x1	3
3*	4
2x2	5
5*	6
3x2	7
3x3	8
4x4	9
5x5	10

Notas: 3* triangular, 5* pentagonal

Buscando demonstrar como se distribui essa variável foi elaborado o gráfico exibido na Figura 4.10, no qual nota-se que as geometrias com maiores incidências são a 2x2 e a 2x1, em seguida as geometrias 3*, 3x3, 4x4 e 5x5 e as menores correspondem as 3x2 e 3x3.

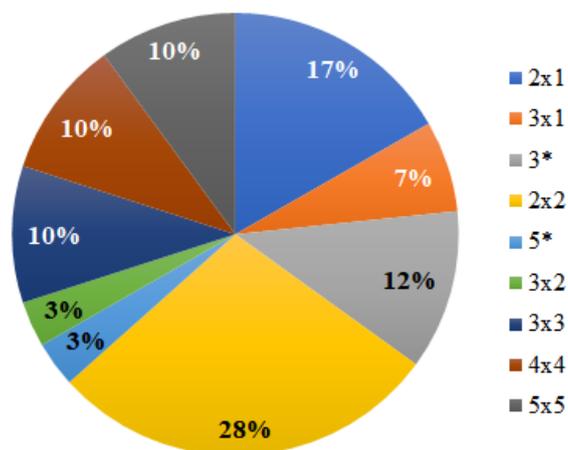


Figura 4.10 – Distribuição da variável GE para os grupos de estacas.

4.2 DEFINIÇÕES DOS CONJUNTOS ENTRADA-SAÍDA

Antes de idealizar diferentes combinações de variáveis de entrada para cada uma das variáveis de saída, é importante avaliar as correlações entre elas, pois resultados elevados podem ser um forte indício de duplicidade de variáveis e ao removê-las, otimizam-se as arquiteturas dos modelos.

4.2.1 CORRELAÇÕES ENTRE AS VARIÁVEIS DE ENTRADA E DE SAÍDA

Para os modelos neurais que estimam as cargas laterais em estacas isoladas foram adotadas dez variáveis de entrada com as quais foram calculadas as correlações entre elas e os valores estão expostos na Tabela 4.13. Nota-se que as correlações entre as variáveis NF_{ac} e NA com a variável z e também aquela entre NA e NF_{ac} são maiores do que 0,850, neste caso optou-se por descartar somente a variável z destes modelos, uma vez que NA e NF_{ac} são fatores distintos.

Com relação aos resultados obtidos entre as variáveis de entrada e a variável de saída RL_A , observa-se que os menores valores pertencem as variáveis de entrada $\%Ar_{ac}$, $\%Sil_{ac}$ e $\%Arg_{ac}$, indicando que a influência destas na resposta dos modelos pode ser muito pequena, enquanto os maiores são aqueles relativos as variáveis z , D , NF_{ac} e NA . O mesmo observou-se para a variável de saída RL_V .

Tabela 4.13 – Matriz de correlação entre as variáveis dos modelos para estimar as cargas laterais aparente e "verdadeira"

	z	D	TE1	TE2	NF_{ac}	NA	%Ar_{ac}	%Sil_{ac}	%Arg_{ac}	TC	RL_A	RL_V
z	1,000	0,102	-0,184	-0,262	0,869	0,899	-0,076	-0,044	0,109	0,091	0,637	0,551
D	0,102	1,000	0,429	0,520	0,207	0,106	-0,019	0,095	-0,046	-0,379	0,625	0,490
TE1	-0,184	0,429	1,000	0,835	-0,147	-0,185	-0,086	-0,063	0,133	-0,270	0,126	0,132
TE2	-0,262	0,520	0,835	1,000	-0,159	-0,214	0,074	0,038	-0,103	-0,225	0,153	0,155
NF_{ac}	0,869	0,207	-0,147	-0,159	1,000	0,866	-0,012	0,145	-0,087	0,046	0,657	0,558
NA	0,899	0,106	-0,185	-0,214	0,866	1,000	0,052	-0,053	-0,017	0,156	0,593	0,482
%Ar_{ac}	-0,076	-0,019	-0,086	0,074	-0,012	0,052	1,000	-0,382	-0,773	0,160	-0,019	-0,050
%Sil_{ac}	-0,044	0,095	-0,063	0,038	0,145	-0,053	-0,382	1,000	-0,290	-0,059	0,077	0,103
%Arg_{ac}	0,109	-0,046	0,133	-0,103	-0,087	-0,017	-0,773	-0,290	1,000	-0,126	-0,034	-0,018
TC	0,091	-0,379	-0,270	-0,225	0,046	0,156	0,160	-0,059	-0,126	1,000	-0,131	-0,123

Tabela 4.14 – Matriz de correlação entre as variáveis dos modelos para estimar as cargas na ponta aparente e "verdadeira"

	D	TE1	TE2	GAr	GSil	GArg	S	NP1	NP2	NP3	NA	TC	RP_A	RP_V
D	1,000	0,435	0,510	-0,068	0,097	-0,196	-0,045	0,185	0,215	0,205	0,251	-0,365	0,777	0,688
TE1	0,435	1,000	0,831	-0,249	0,248	-0,042	0,176	-0,055	-0,033	-0,032	-0,041	-0,231	0,236	0,119
TE2	0,510	0,831	1,000	-0,253	0,207	-0,014	0,146	-0,154	-0,132	-0,131	-0,054	-0,152	0,324	0,171
GAr	-0,068	-0,249	-0,253	1,000	-0,797	-0,222	-0,842	-0,142	-0,156	-0,150	-0,008	0,171	0,045	0,088
GSil	0,097	0,248	0,207	-0,797	1,000	-0,277	0,626	0,284	0,315	0,322	0,018	-0,137	0,003	-0,033
GArg	-0,196	-0,042	-0,014	-0,222	-0,277	1,000	0,562	-0,395	-0,414	-0,420	-0,275	-0,009	-0,225	-0,222
S	-0,045	0,176	0,146	-0,842	0,626	0,562	1,000	-0,041	-0,027	-0,026	-0,226	-0,139	-0,161	-0,190
NP1	0,185	-0,055	-0,154	-0,142	0,284	-0,395	-0,041	1,000	0,979	0,966	0,173	-0,244	0,322	0,296
NP2	0,215	-0,033	-0,132	-0,156	0,315	-0,414	-0,027	0,979	1,000	0,995	0,152	-0,256	0,352	0,338
NP3	0,205	-0,032	-0,131	-0,150	0,322	-0,420	-0,026	0,966	0,995	1,000	0,131	-0,242	0,354	0,340
NA	0,251	-0,041	-0,054	-0,008	0,018	-0,275	-0,226	0,173	0,152	0,131	1,000	-0,039	0,181	0,453
TC	-0,365	-0,231	-0,152	0,171	-0,137	-0,009	-0,139	-0,244	-0,256	-0,242	-0,039	1,000	-0,180	-0,171

Comparando-se as correlações obtidas para as cargas laterais aparente e "verdadeira", tem-se que:

- Houve uma queda nas correlações referentes às variáveis z , D e NF_{ac} e NA ;
- As correlações correspondentes as variáveis $\%Si_{ac}$ e $\%Ar_{ac}$ aumentaram enquanto para $\%Arg_{ac}$ diminuiu;
- As demais variáveis tiveram valores similares.

Na Tabela 4.14 estão exibidos os valores de correlações obtidas para as doze variáveis de entrada e as variáveis de saída usadas nos modelos neurais que estimam as cargas na ponta. Percebe-se que não há indícios de duplicidade, uma vez que as correlações entre as variáveis de entrada prováveis variam de 0 a 0,051.

Com relação às correlações entre as variáveis de entrada e a carga na ponta aparente, nota-se que D possui uma correlação de 0,777, isso significa que há uma grande influência desta variável na resposta dos modelos neurais, ao passo que as demais estão abaixo de 0,354. De outro modo, os resultados encontrados para a carga na ponta "verdadeira", apontam que: as maiores correlações são referentes a D e NA , os valores relativos aos índices de resistência do solo ($NP1$, $NP2$ e $NP3$) são praticamente iguais e os demais encontram-se abaixo de 0,250.

Comparando-se as correlações obtidas para as cargas na ponta aparente e "verdadeira", tem-se que:

- A correlação da variável D e aquelas referentes aos tipos de estacas ($TE1$ e $TE2$) diminuíram;
- A correlação da variável NA aumentou consideravelmente;
- As correlações para G_{Si} e G_{Ar} aumentaram;
- As demais variáveis tiveram valores próximos.

A Tabela 4.15 apresenta os valores de correlações obtidas para as quatro variáveis de entrada e a variável de saída empregadas nos modelos neurais que estimam a capacidade de carga de grupos de estacas. Com relação as variáveis de entrada, a maior correlação encontra-se entre as variáveis GE e Pr_A e a menor corresponde a s/D e Pr_A . Por outro lado, as correlações entre as variáveis de entrada e a variável de saída mostram que:

- A variável com maior influência é Pr_A , uma vez que contém a maior valor em comparação as demais. Tal fato também demonstra que a capacidade de carga do grupo pode ser calculada em função desta variável;

- O espaçamento entre as estacas (s/D) para esse banco de dados não é tão relevante para a determinação da capacidade de carga de um grupos de estaca como apontam diversos autores;
- Provavelmente a variável GE irá influenciar bastante nas respostas dos modelos neurais relativos aos grupos.

Tabela 4.15 – Matriz de correlação entre as variáveis dos modelos para estimar a capacidade de carga de grupos de estacas

	s/D	CL	Pr_A	GE	Pg
s/D	1,000	0,318	0,139	0,275	0,150
CL	0,318	1,000	0,387	0,430	0,371
Pr_A	0,139	0,387	1,000	0,845	0,973
GE	0,275	0,430	0,845	1,000	0,795

Em sumo, após uma análise minuciosa das correlações, permaneceram as seguintes variáveis de entrada:

- Carga lateral aparente: D , NF_{ac} , NA , $TE1$, $TE2$, $\%Ar_{ac}$, $\%Sil_{ac}$, $\%Arg_{ac}$, TC ;
- Carga na ponta aparente: D , $NP1$, $NP2$, $NP3$, NA , $TE1$, $TE2$, G_{ar} , G_{sil} , G_{arg} , S , TC ;
- Carga lateral "verdadeira": D , NF_{ac} , NA , $TE1$, $TE2$, $\%Ar_{ac}$, $\%Sil_{ac}$, $\%Arg_{ac}$, TC ;
- Carga na ponta "verdadeira": D , $NP1$, $NP2$, $NP3$, NA , $TE1$, $TE2$, G_{ar} , G_{sil} , G_{arg} , S , TC ;
- Capacidade de carga de grupos: s/D , CL , GE , Pr_A .

Diante do fato de que existem diferentes variáveis de entrada para uma mesma variável de saída, foi possível confeccionar diversas combinações destas e, com isso, avaliar se a inclusão de certa variável de entrada afetará os erros e as correlações dos modelos e, a partir disso, encontrar aquele que fornecerá os melhores resultados.

4.2.2 COMBINAÇÕES DE VARIÁVEIS DE ENTRADA

Para estimar a carga lateral de estacas isoladas ("verdadeira" e aparente) há 9 (nove) variáveis de entrada disponíveis, com as quais elaborou-se 5 (cinco) combinações distintas (Tabela 4.16), enquanto a carga na ponta de estacas isoladas ("verdadeira" e aparente) possui 12 (doze) com as quais confeccionou-se 9 (nove) combinações diferentes (Tabela 4.17). Para a previsão da capacidade de carga de grupos de estacas tem-se apenas 4 (quatro) variáveis de entrada com as quais foram elaboradas apenas duas combinações distintas (Tabela 4.18).

Tabela 4.16 – Combinações de variáveis de entrada para estimar a carga lateral aparente e "verdadeira" de estacas isoladas.

Conjuntos		Variáveis de Entrada								
Entrada-Saída		D(mm)	NF _{ac}	NA	TE1	TE2	%Ar _{ac}	%Sil _{ac}	%Arg _{ac}	TC
RL _A	CRL1	X	X	X	-	-	-	-	-	-
	CRL2	X	X	X	X	-	-	-	-	-
	CRL3	X	X	X	-	X	-	-	-	-
	CRL4	X	X	X	-	X	X	X	X	-
	CRL5	X	X	X	-	X	X	X	X	X
RL _V	CRL6	X	X	X	-	-	-	-	-	-
	CRL7	X	X	X	X	-	-	-	-	-
	CRL8	X	X	X	-	X	-	-	-	-
	CRL9	X	X	X	-	X	X	X	X	-
	CRL10	X	X	X	-	X	X	X	X	X

Tabela 4.17 – Combinações de variáveis de entrada para estimar a carga na ponta aparente e "verdadeira" de estacas isoladas.

Conjuntos		Variáveis de Entrada											
Entrada-Saída		D(mm)	NP1	NP2	NP3	TE1	TE2	S	G _{Ar}	G _{Sil}	G _{Arg}	NA	TC
RP _A	CRP1	X	X	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	CRP2	X	-	X	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	CRP3	X	-	-	X	-	-	-	-	-	-	-	-
	CRP4	X	X	-	-	X	-	-	-	-	-	-	-
	CRP5	X	X	-	-	-	X	-	-	-	-	-	-
	CRP6	X	X	-	-	-	X	X	-	-	-	-	-
	CRP7	X	X	-	-	-	X	-	X	X	X	-	-
	CRP8	X	X	-	-	-	X	-	-	-	-	X	-
	CRP9	X	X	-	-	-	X	-	-	-	-	-	X
RP _V	CRL10	X	X	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	CRP11	X	-	X	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	CRP12	X	-	-	X	-	-	-	-	-	-	-	-
	CRP13	X	X	-	-	X	-	-	-	-	-	-	-
	CRP14	X	X	-	-	-	X	-	-	-	-	-	-
	CRP15	X	X	-	-	-	X	X	-	-	-	-	-
	CRP16	X	X	-	-	-	X	-	X	X	X	-	-
	CRP17	X	X	-	-	-	X	-	-	-	-	X	-
	CRP18	X	X	-	-	-	X	-	-	-	-	-	X

Tabela 4.18 – Combinações de variáveis de entrada para estimar a capacidade de carga de grupos de estacas.

Conjuntos Entrada-Saída	Variáveis de Entrada			
	s/D	CL	GE	Pr _A
CPg1	X	X	X	X
CPg2	-	-	X	X

Para cada uma dessas combinações foi produzido um conjunto do tipo entrada-saída (totalizando 30 conjuntos), ou seja, uma matriz que contém as variáveis de entrada e saída nas colunas e os valores encontrados para cada uma delas nas linhas (Figura A.10). Cada linha

desse conjunto é denominado de exemplo do tipo entrada-saída cuja quantidades estão exibidas na Tabela 4.19.

Tabela 4.19 – Quantidade de exemplos do tipo entrada-saída para todos os conjuntos de dados.

Variável de Saída	Conjuntos de Dados	Exemplos entrada-saída
RL_A	CRL1 a CRL5	1458
RL_V	CRL6 a CRL10	1484
RP_A	CRP1 a CRP9	95
RP_V	CRP10 a CRP18	95
P_g	CPg1 e CPg2	60

Examinando-se as quantidades, observa-se que existe uma pequena diferença entre os conjuntos CR1 a CR5 e CRL6 a CR10 devida à inclusão do nível d'água nos trechos referentes às cargas laterais "verdadeiras". Outra constatação é a de que as menores quantidades são semelhantes àsquelas usadas por Tarawneh (2013), Moreira *et al.* (2021) e Pham *et al.* (2022) para prevê a capacidade de carga de estacas isoladas.

4.3 TRATAMENTO DOS DADOS

Conforme visto no item 2.2.5, em uma modelagem neural os dados pertencentes aos conjuntos entrada-saída devem ser normalizados e separados em subconjuntos. Ademais, tendo em vista que todas as funções de ativações disponíveis no software QNET2000 (sigmóide, tangente hiperbólica, secante hiperbólica e gaussiana) foram testadas neste trabalho, os dados dos 30 conjuntos entrada-saída foram normalizados por meio do Teorema de Tales considerando $x_n \in [0, 15; 0, 85]$. Esse intervalo também foi usado por Dantas Neto (2004), Dantas Neto *et al.* (2014), Araújo *et al.* (2016), Dantas Neto *et al.* (2017).

Os valores máximos e mínimos das variáveis de entrada e saída relacionadas aos 30 conjuntos entrada-saída utilizados na normalização podem ser visualizados nas Tabelas 4.20, 4.21 e 4.22.

Tabela 4.20 – Valores máximos e mínimos das variáveis pertencentes aos conjuntos CRL1 a CRL10.

-	Variáveis de entrada									Saída	
	TE1	TE2	D (mm)	%Ar _{ac}	%Sil _{ac}	%Arg _{ac}	NA	NF _{ac}	TC	RL _A (kN)	RL _V (kN)
Mín	1,0	1,0	88,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	1,0	0,0	0,0
Máx	4,0	7,0	1200	1,0	1,0	1,0	49,5	544,5	2,0	6203,9	6179,8

Tabela 4.21 – Valores máximos e mínimos das variáveis pertencentes aos conjuntos CRP1 a CRP18.

-	Variáveis de entrada												Saída	
	D (mm)	TE1	TE2	G _{Ar}	G _{Sil}	G _{Arg}	S	NP1	NP2	NP3	NA	TC	RP _A (kN)	RP _V (kN)
Mín	88,9	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,0	1,0	0,0	0,0
Máx	1200	4,0	7,0	0,6	0,6	0,6	14	50	50	50	49,5	2,0	2596,1	5312,3

Tabela 4.22 – Valores máximos e mínimos das variáveis pertencentes aos conjuntos CPg1 e CPg2.

-	Variáveis de entrada				Saída
	s/D	CL	GE	Pr _A (kN)	Pg (kN)
Mín	2,7	1,0	2,0	508	248
Máx	13,3	2,0	10,0	29750	33750

Com relação à segregação destes dados normalizados em subconjuntos, primeiramente fez-se uma mistura aleatória dos exemplos do tipo entrada-saída de cada um dos conjuntos de dados para, em seguida, remover os subconjuntos relativos às etapas de teste e/ou validação.

Nos conjuntos de dados usados na previsão da carga lateral e na ponta de estacas isoladas a separação se deu em 3 partes: 70% para o treinamento, 15% para o teste e 15% para a validação. A escolha destas porcentagens deve-se ao êxito obtido por Maizir (2017), Kordjazi *et al.* (2015) e Tarawneh (2013) ao adotarem para desenvolver modelos neurais que estimaram a capacidade de carga em estacas isoladas.

Por outro lado, para os conjuntos relacionados à previsão da capacidade de carga de grupos de estacas, por conta da pequena quantidade de dados, optou-se por segregá-los em apenas dois subconjuntos; 80% para treinamento e 20% para validação. As porcentagens advém dos resultados satisfatórios alcançados por Dantas Neto *et al.* (2014), Momeni *et al.* (2015) e Pessoa *et al.* (2021). As quantidades de exemplos para cada subconjunto entrada-saída estão exibidas na Tabela 4.23.

Tabela 4.23 – Quantidade de exemplos do tipo entrada-saída para treinamento, teste e validação.

Variável de Saída	Conjuntos Entrada-Saída	Treinamento	Teste	Validação	TOTAL
RL _A	CRL1 a CRL5	1020	219	219	1458
RL _V	CRL6 a CRL10	1038	223	223	1484
RP _A	CRP1 a CRP9	67	14	14	95
RP _V	CRP10 a CRP18	67	14	14	95
Pg	CPg1 e CPg2	48	-	12	60

4.4 TREINAMENTO E VALIDAÇÃO

De posse dos subconjuntos normalizados foi realizado o treinamento e a validação das arquiteturas candidatas que estão expostas nas Tabelas 5.8, 5.10 e 5.12. Nos códigos A:[]:[]:[] a letra A significa arquitetura, o primeiro número corresponde à quantidade de neurônios da camada de entrada, o último é a quantidade de neurônios da camada de saída e os que estão entre esses dois são relativos às camadas intermediárias. Por exemplo, na arquitetura A:3:2:1, tem-se 3 neurônios na camada de entrada, 2 neurônios na camada intermediária e um neurônio na camada de saída.

Tabela 4.24 – Arquiteturas candidatas para estimar a carga lateral em estacas isoladas

Conjuntos Entrada-Saída		Arquiteturas
RL _A	CRL1	A:3:1:1 / A:3:2:1 / A:3:3:1 / A:3:6:1 / A:3:3:2:1
	CRL2	A:4:1:1 / A:4:2:1 / A:4:3:1 / A:4:4:1 / A:4:3:2:1
	CRL3	A:4:1:1 / A:4:2:1 / A:4:3:1 / A:4:4:1 / A:4:2:1:1
	CRL4	A:7:2:1 / A:7:4:1 / A:7:6:1 / A:7:4:2:1 / A:7:5:3:1
	CRL5	A:8:2:1 / A:8:4:1 / A:8:6:1 / A:8:4:2:1 / A:8:6:3:1
RL _V	CRL6	A:3:2:1 / A:3:3:1 / A:3:4:1 / A:3:6:1
	CRL7	A:4:2:1 / A:4:3:1 / A:4:4:1 / A:4:6:1
	CRL8	A:4:2:1 / A:4:3:1 / A:4:4:1 / A:4:6:1
	CRL9	A:7:2:1 / A:7:4:1 / A:7:6:1 / A:7:8:1 / A:7:4:2:1
	CRL10	A:8:2:1 / A:8:4:1 / A:8:6:1 / A:8:8:1 / A:8:4:2:1

Tabela 4.25 – Arquiteturas candidatas para estimar a carga na ponta em estacas isoladas.

Conjuntos Entrada-Saída		Arquiteturas
RP _A	CRP1	A:2:1:1 / A:2:2:1 / A:2:3:1
	CRP2	A:2:1:1 / A:2:2:1 / A:2:3:1 / A:2:4:1
	CRP3	A:2:1:1 / A:2:2:1 / A:2:3:1 / A:2:4:1
	CRP4	A:3:2:1 / A:3:3:1 / A:3:4:1 / A:3:6:1
	CRP5	A:3:2:1 / A:3:3:1 / A:3:4:1 / A:3:6:1 / A:3:8:1
	CRP6	A:4:2:1 / A:4:3:1 / A:4:4:1 / A:4:6:1
	CRP7	A:6:3:1 / A:6:4:1 / A:6:5:1 / A:6:6:1 / A:6:4:2:1
	CRP8	A:4:2:1 / A:4:3:1 / A:4:4:1 / A:4:6:1
	CRP9	A:4:2:1 / A:4:3:1 / A:4:4:1 / A:4:6:1
RP _V	CRL10	A:2:2:1 / A:2:3:1 / A:2:4:1
	CRP11	A:2:2:1 / A:2:3:1 / A:2:4:1 / A:2:6:1
	CRP12	A:2:2:1 / A:2:3:1 / A:2:4:1
	CRP13	A:3:2:1 / A:3:3:1 / A:3:4:1 / A:3:6:1
	CRP14	A:3:2:1 / A:3:3:1 / A:3:4:1 / A:3:6:1
	CRP15	A:4:2:1 / A:4:3:1 / A:4:4:1 / A:4:6:1
	CRP16	A:6:3:1 / A:6:4:1 / A:6:5:1
	CRP17	A:4:2:1 / A:4:3:1 / A:4:4:1 / A:4:6:1
	CRP18	A:4:2:1 / A:4:3:1 / A:4:4:1 / A:4:6:1 / A:4:8:1

Tabela 4.26 – Arquiteturas candidatas para estimar a capacidade de carga de grupos de estacas.

Conjuntos	Arquiteturas
CPg1	A:4:2:1 / A:4:3:1 / A:4:4:1 / A:4:5:1
CPg2	A:2:2:1 / A:2:3:1 / A:2:4:1 / A:2:5:1

A quantidade de camadas intermediárias e de neurônios adotadas nestas camadas se deu em função do coeficiente de correlação obtido na fase de validação, ou seja, quando aumentava-se a quantidade de neurônios na camada intermediária se o coeficiente de correlação diminuísse, a confecção de novas arquiteturas era cessada.

Os treinamentos destas arquiteturas foram realizados no *software* QNET2000 e o passo-a-passo de sua utilização está detalhado em Amâncio (2013). Trata-se de uma ferramenta focada em RNA do tipo perceptrons multicamadas (até oito camadas intermediárias de neurônios) que usa o algoritmo *backpropagation* incluindo o parâmetro *momentum* (equação 2.17) para o ajuste dos pesos sinápticos e bias. Assim como Dantas Neto *et al.* (2014), Araújo *et al.* (2016) e Dantas Neto *et al.* (2017), que usaram o mesmo programa em suas pesquisas, adotou-se os parâmetros $\alpha = 0,8$ e a taxa de aprendizagem $0,01 \leq \eta \leq 0,30$.

O treinamento foi interrompido ao detectar a ocorrência de *overfitting*, ou seja, quando o erro na fase de teste aumenta ou ocorre uma queda na curva coeficiente de correlação \times número de iterações correspondente a esta mesma etapa (Braga *et al.*, 2011; Haykin, 2009; Silva *et al.*, 2016). Nos casos em que não houveram *overfitting*, adotou-se como critério de paralisação a convergência das curvas coeficiente de correlação \times número de iterações correspondentes as fases de treinamento/teste. O primeiro critério também foi adotado por Nejad & Jaksa (2011) e Nejad & Jaksa (2017) e, o segundo, por Amâncio (2013), Silveira (2014) e Araújo (2015).

A Figura 4.11 mostra um exemplo para cada critério adotado. Na primeira, Figura 4.11a, observa-se certa similaridade nos comportamentos das curvas referentes ao treinamento e teste e, a partir de aproximadamente 7.500 iterações, percebe-se a estabilização do coeficiente de correlação (R) e da raiz do erro quadrático médio (REQM). Já na segunda, Figura 4.11b, nota-se que ocorre uma queda no coeficiente de correlação e um leve aumento na REQM, entre 2 e 3 mil iterações (*overfitting*).

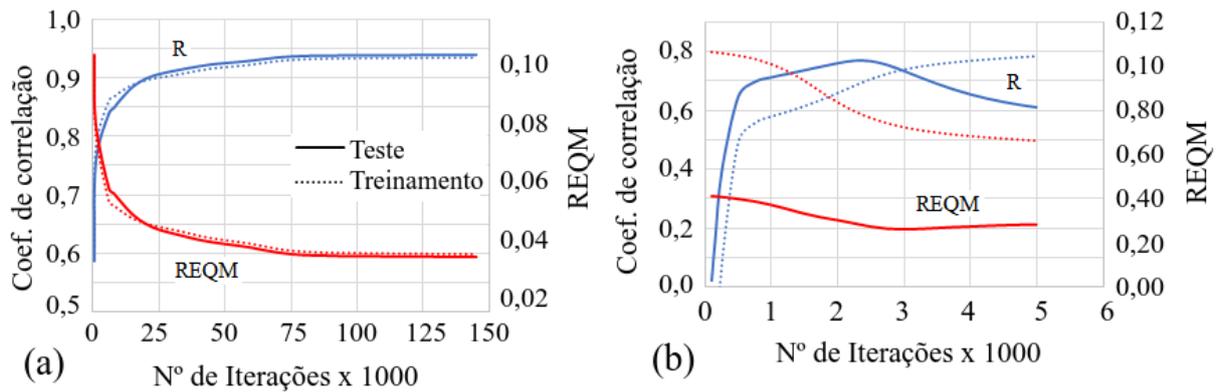


Figura 4.11 – Curvas coeficiente de correlação e REQM x número de iterações na fase de treinamento e teste da (a) Arquitetura A:3:2:1 relativa ao conjunto entrada-saída CRP5 e (b) Arquitetura A:8:4:1 relativa ao CRL5.

Finalizada a etapa de treinamento/teste ou somente de treinamento, das arquiteturas candidatas, fez-se a validação destas. Devido a necessidade de avaliar diferentes combinações de variáveis de entrada para uma mesma variável de saída, a escolha dos modelos neurais se deu em dois passos: primeiramente, compararam-se os os indicadores de desempenho fornecidos pelo programa QNET2000 (REQM e R) correspondentes a cada uma das arquiteturas candidatas e elegeu-se aquela com menor REQM e maior R para cada conjunto, totalizando 30 arquiteturas; sendo 10 para a carga lateral, 18 para a carga na ponta e 2 para a carga no grupo.

Posteriormente, este procedimento foi replicado para eleger a melhor combinação de variáveis de entrada para cada uma das variáveis de saída, ou seja, apenas cinco arquiteturas sendo duas para as cargas lateral e de ponta aparente de estacas isoladas; duas para as cargas lateral e da ponta "verdadeira" de estacas isoladas e uma para a capacidade de carga de grupos de estacas, sendo estas as representantes dos modelos neurais propostos.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Este capítulo contém os resultados alcançados nesta pesquisa assim como as discussões acerca destes. Buscando facilitar a compressão do leitor, está dividido em 4 seções: variáveis de saída dos modelos desenvolvidos para estacas isoladas; modelos neurais desenvolvidos; apresentação dos modelos propostos e análise do desempenho dos modelos propostos.

5.1 VARIÁVEIS DE SAÍDA DOS MODELOS DESENVOLVIDOS PARA ESTACAS ISOLADAS

A seguir estão relatadas as análises das cargas lateral e de ponta, aparentes e "verdadeiras", calculadas para as 95 estacas isoladas, e também, os resultados adquiridos com o método unificado de Fellenius (Fellenius, 2021), com ênfase nas cargas residuais.

5.1.1 CARGAS APARENTES

A análise das cargas aparentes foi baseada nos valores percentuais - % RL_A e % RP_A - calculados a partir da relação entre as carga lateral e de ponta (aparentes) e a carga última aplicada na prova de carga estática executada nas 95 estacas isoladas, $P_{últ}$. De modo geral, a carga lateral aparente corresponde à 81% de $P_{últ}$ e a carga de ponta aparente, apenas à 19%. Os valores estão disponibilizados por meio da Figura A.11.

Com a finalidade de compreender como essas porcentagens se comportam para cada um dos tipos de estacas adotados nas variáveis TE1 e TE2, fez-se uma filtragem e calculou-se a média e o desvio padrão. Os resultados estão expostos nas Tabelas 5.1 e 5.2.

Tabela 5.1 – Percentuais de carga lateral e de ponta, aparentes, em relação à carga última aplicada na prova de carga para os tipos de estaca TE1.

Tipos de Estaca - TE1	% RL_A		% RP_A	
	\bar{x}	s	\bar{x}	s
Deslocamento Grande	76%	15%	24%	15%
Deslocamento Pequeno	79%	12%	21%	12%
Sem Deslocamento	91%	7%	9%	7%
Substituição	81%	16%	19%	16%

\bar{x} : média; s : desvio-padrão

Na Tabela 5.1 percebe-se que todos os tipos de estacas mobilizaram mais o atrito lateral do que a resistência da ponta, sendo as estacas sem deslocamento aquelas que alcançaram a maior média, com 91%. Analisando-se o desvio-padrão é possível inferir que os valores per-

centuais referentes à carga lateral estão mais concentrados em torno da média do que aqueles correspondentes à carga de ponta.

Por outro lado, na Tabela 5.2 observa-se que, em relação à carga lateral, as estacas injetadas apresentam a maior valor, coerente com a realidade, uma vez que essa estaca é "enraizada" ao longo do seu comprimento. Já o menor valor pertence às estacas escavadas com estabilizante, que também pode ser explicada em decorrência da sua metodologia construtiva. Com relação ao desvio-padrão ocorreu o mesmo que foi observado nos tipos TE1.

Tabela 5.2 – Percentuais de carga lateral e de ponta, aparentes, em relação à carga última aplicada na prova de carga para os tipos de estaca TE2.

Tipos de Estaca - TE2	% RL _A		% RP _A	
	\bar{x}	<i>s</i>	\bar{x}	<i>s</i>
Cravada Concreto	71%	12%	29%	12%
Cravada Metálica	76%	12%	24%	12%
Escavada com deslocamento	79%	12%	21%	12%
Escavada com estabilizante	69%	14%	31%	14%
Escavada Convencional	89%	11%	11%	11%
Hélice Contínua	83%	15%	17%	16%
Injetadas	94%	3%	6%	3%

\bar{x} : média; *s*: desvio-padrão

5.1.2 CARGAS VERDADEIRAS

Os procedimentos realizados para as cargas aparentes foram replicados para as cargas lateral e de ponta "verdadeiras", porém substituindo $P_{\text{últ}}$ pela carga última obtida pelo método estático, $P'_{\text{últ}} = RL_V + RP_V$. Os valores encontrados podem ser visualizados por meio da Figura A.12. De modo geral, a carga lateral "verdadeira" corresponde à 63% de $P'_{\text{últ}}$ e a carga de ponta "verdadeira" à 37%.

As Tabelas 5.3 e 5.4 apresentam os percentuais de carga lateral e de ponta "verdadeiras" obtidos para os tipos de estaca adotados nas variáveis TE1 e TE2, respectivamente.

Tabela 5.3 – Percentuais de carga lateral e de ponta, "verdadeiras", em relação à carga última obtida pelo método estático para os tipos de estaca TE1.

Tipos de Estaca - TE1	% RL _V		% RP _V	
	\bar{x}	<i>s</i>	\bar{x}	<i>s</i>
Deslocamento Grande	50%	19%	50%	19%
Deslocamento Pequeno	51%	17%	49%	17%
Sem Deslocamento	75%	24%	25%	24%
Substituição	67%	23%	33%	23%

\bar{x} : média; *s*: desvio-padrão

Nota-se que somente a estaca sem deslocamento apresentou elevada mobilização do atrito lateral, enquanto as estacas de deslocamento grande e pequeno alcançaram um certo equilíbrio entre o atrito lateral e a resistência de ponta. Os valores de desvio-padrão indicam que há uma dispersão maior nos percentuais de carga na ponta do que na carga lateral "verdadeira", isso ocorre porque a dispersão nos valores N_p foram maiores do que de β (ver Tabela 5.5).

Tabela 5.4 – Percentuais de carga lateral e de ponta, "verdadeiras", em relação à carga última obtida pelo método estático para os tipos de estaca TE2.

Tipos de Estaca - TE2	% RL_V		% RP_V	
	\bar{x}	s	\bar{x}	s
Cravada Concreto	42%	11%	58%	11%
Cravada Metálica	44%	11%	56%	11%
Escavada com deslocamento	58%	19%	42%	19%
Escavada com estabilizante	63%	26%	37%	26%
Escavada Convencional	68%	15%	32%	15%
Hélice Contínua	69%	25%	31%	25%
Injetadas	80%	20%	20%	20%

\bar{x} : média; s : desvio-padrão

Assim como observou-se para as cargas aparentes, de acordo com a Tabela 5.4, as estacas injetadas também possuem a maior porcentagem referente à carga lateral. Porém as estacas que apresentaram as menores porcentagem foram as cravadas, provavelmente decorrente da inclusão das cargas residuais. Com relação ao desvio-padrão, os valores apontam que há bastante dispersão nas porcentagens de carga de ponta relativas às estacas hélice contínua, injetadas e escavada com estabilizante.

5.1.3 CARGAS APARENTES VS VERDADEIRAS

A comparação entre as cargas aparentes e "verdadeiras" calculadas para as estacas isoladas foi efetuada em 3 etapas. Na primeira, plotou-se as curvas referentes à carga lateral "verdadeira" e aparente em função da profundidade, no mesmo eixo, para as 95 estacas isoladas. A Figura 5.1 mostra os gráficos das estacas E32 e E77 enquanto os demais podem ser acessados na Figura A.13.

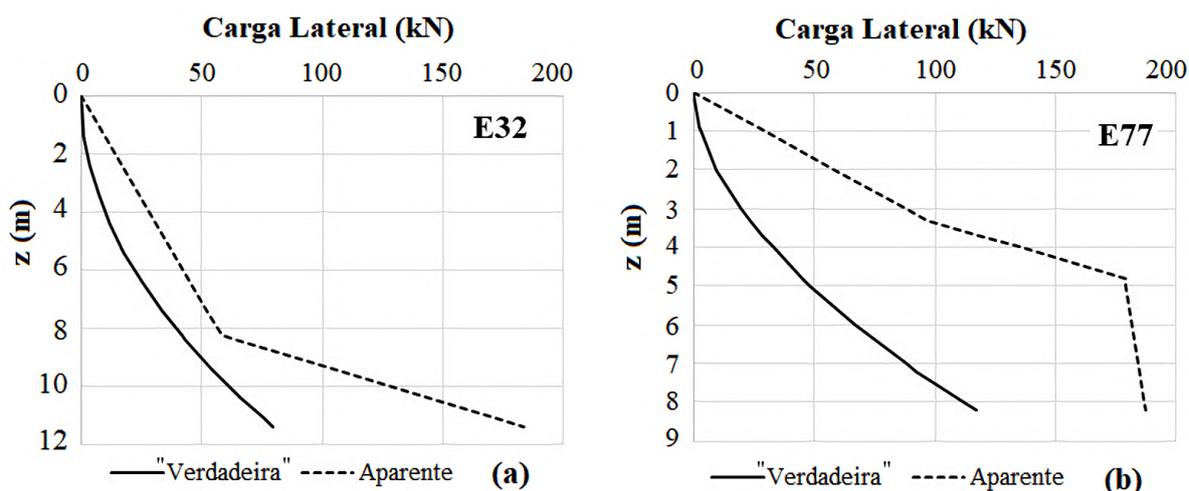


Figura 5.1 – Carga lateral x profundidade para as estacas (a) E32 e (b) E77.

Analisando-se o comportamento destas curvas, percebe-se que:

- É aproximadamente parabólico para a carga lateral "verdadeira";
- Existe uma certa aproximação das curvas correspondentes às carga lateral aparente e "verdadeira". Isso ocorre em 55 estacas, conforme mostra a Figura 5.1a;
- Em 45 estacas há uma mudança brusca na inclinação, geralmente localizada na região próxima a base das estacas (Figura 5.1b), sendo este um forte indício da presença das cargas residuais.

Em seguida, confrontaram-se os percentuais das cargas lateral e de ponta (aparentes e verdadeiros) em relação à carga última. Antes disso, é necessário lembrar que o valor da carga última calculada através do método estático (Item 4.1.1) pode ser considerado igual ao da carga última aplicada na prova de carga estática, pois a capacidade de carga da estaca não é influenciada pelas cargas residuais.

Na Figura 5.2 estão expostos os gráficos do tipo *boxplot* relativos aos percentuais das cargas lateral aparente e "verdadeira", assim como da diferença entre eles, $\%RL_A - \%RL_V$. Nota-se que nos 3 casos a média está próxima a mediana; o maior intervalo, entre os limites inferior e superior, pertence à carga lateral "verdadeira"; a maior concentração de dados em torno da média ocorre para a diferença, cujo valor é igual a 22%.

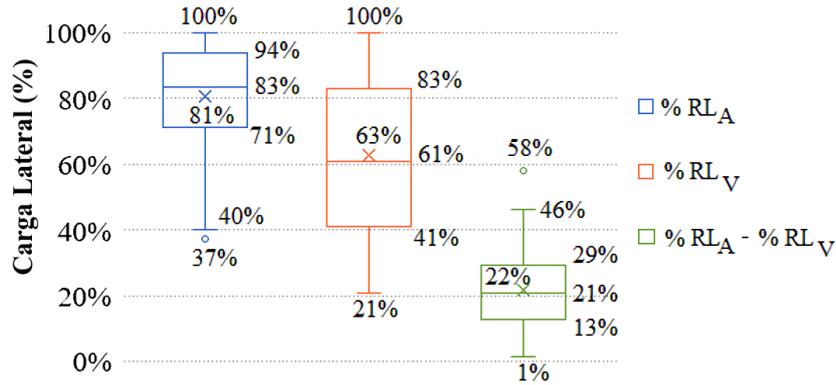


Figura 5.2 – Parâmetros estatísticos (*boxplot*) referentes aos percentuais de carga lateral aparente e "verdadeira".

A Figura 5.3 apresenta os gráficos do tipo *boxplot* relativos aos percentuais das cargas de ponta aparente e "verdadeira", assim como da diferença entre estes, $%RP_V - %RP_A$. Observa-se que as mesmas constatações relativas à carga lateral também foram identificadas para a carga na ponta, ou seja, o valor médio da diferença é igual a 22%. Isso significa que, ativando-se as cargas residuais, o percentual referente à carga lateral diminui na mesma proporção em que aumenta na carga de ponta. Essa constatação corrobora com o modelo teórico apresentado na Figura 2.4.

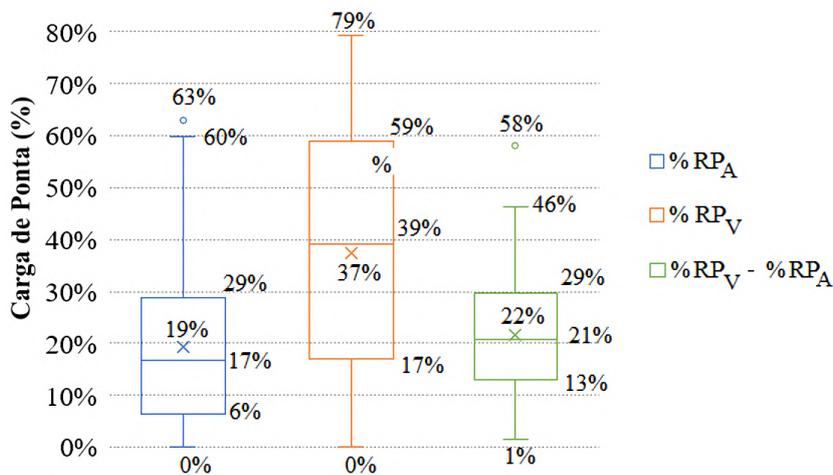


Figura 5.3 – Parâmetros estatísticos (*boxplot*) referentes aos percentuais de carga de ponta aparente e "verdadeira".

Por fim, para avaliar as diferenças ocasionadas pela inclusão das cargas residuais, foram elaborados quatro gráficos nos quais constam as comparações entre os percentuais das cargas lateral e de ponta e também a diferença entre eles para os tipos de estacas adotados nas variáveis de entrada TE1 e TE2.

De acordo com as Figuras 5.4 e 5.5, o efeito das cargas residuais nas cargas laterais e de ponta das estacas sem deslocamento e substituição é próxima a 20% e nas estacas com deslocamento grande e pequeno é, média, 27%. Isso significa que nas estacas sem deslocamento e de substituição, a parcela lateral da capacidade de carga foi superestimada e a parcela da ponta foi subestimada em 20% e nas estacas com deslocamento grande e pequeno, a parcela lateral da capacidade de carga foi superestimada e a parcela da ponta foi subestimada em média 27%.

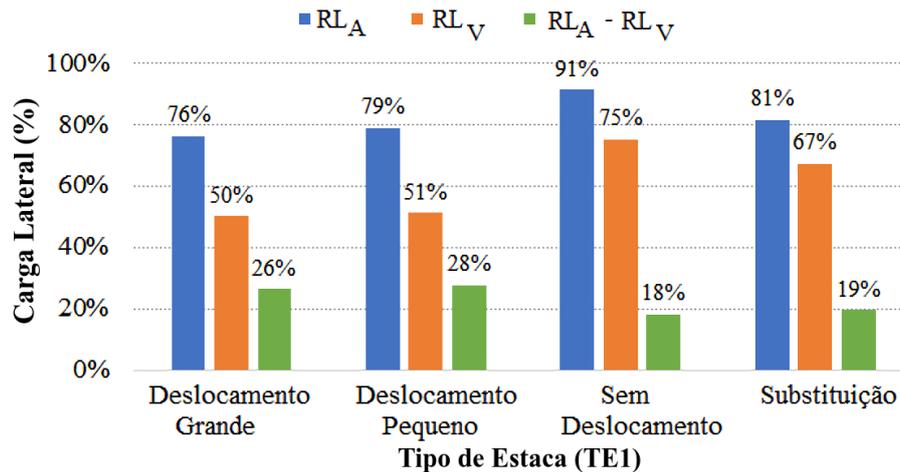


Figura 5.4 – Comparação entre os percentuais referentes à carga lateral para os tipos de estaca da variável TE1.

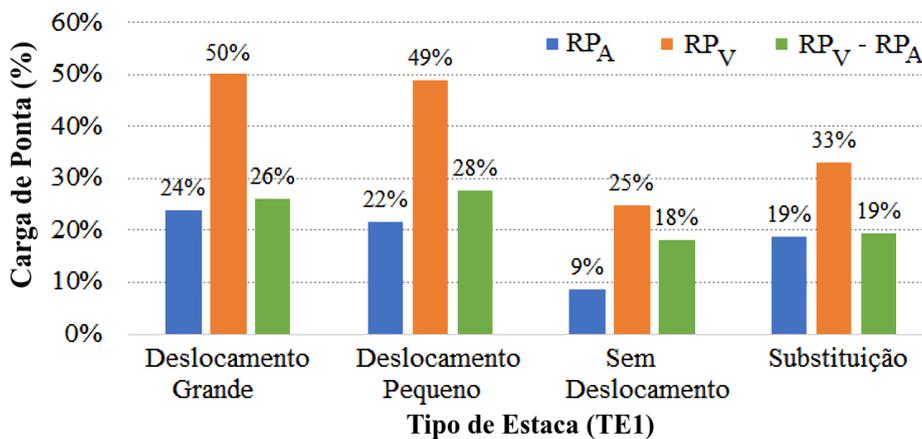


Figura 5.5 – Comparação entre os percentuais referentes à carga de ponta para os tipos de estaca da variável TE1.

As Figuras 5.6 e 5.7 apresentam as mesmas informações, modificando apenas os tipos de estacas para aquelas referentes à variável TE2. Percebe-se que a inclusão das cargas residuais afetaram as cargas lateral e de ponta nas estacas cravadas em torno de 31% enquanto que as estacas injetadas e escavada com estabilizante obtiveram a menor diferença, aproximadamente 15%.

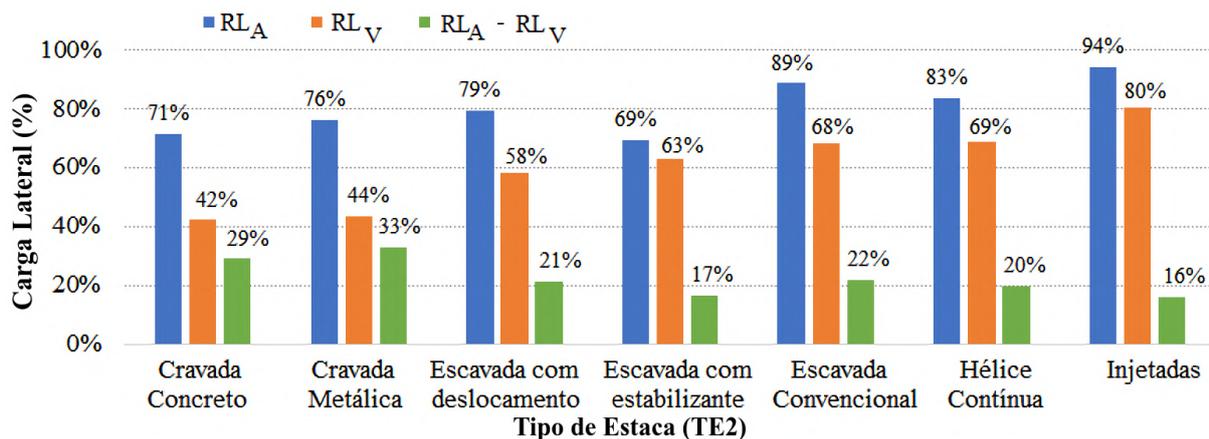


Figura 5.6 – Comparação entre os percentuais referentes à carga lateral para os tipos de estaca da variável TE2.

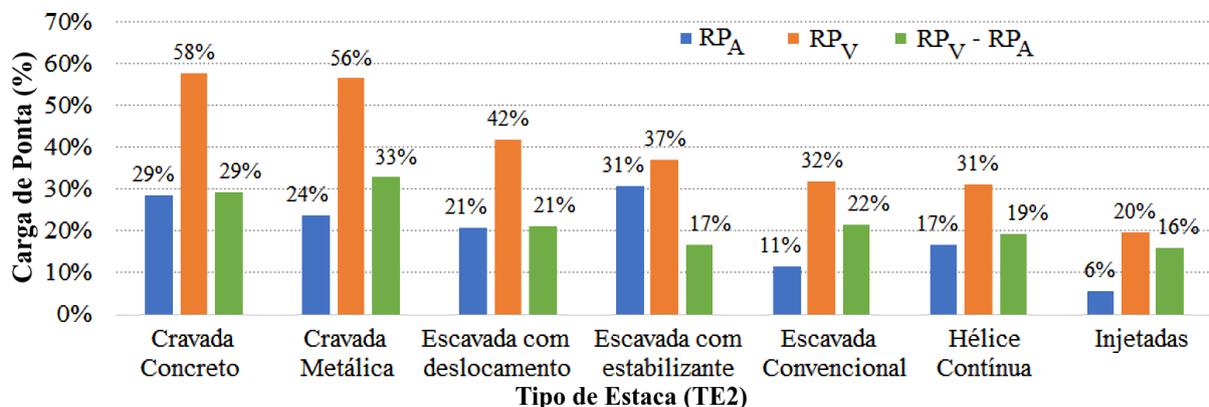


Figura 5.7 – Comparação entre os percentuais referentes à carga de ponta para os tipos de estaca da variável TE2.

Isso significa que nas estacas cravadas, a parcela lateral da capacidade de carga foi superestimada e a parcela da ponta foi subestimada em 31%, valor próximo ao das estacas com deslocamento grande que apresentam definições similares a elas. Já nas estacas injetadas e escavada com estabilizante, a parcela lateral da capacidade de carga foi superestimada e a parcela da ponta foi subestimada em aproximadamente 15%, mesmo sendo estacas com metodologias completamente distintas.

Comparando-se os percentuais correspondentes à $\%RP_V - \%RP_A$ dos tipos de estacas adotados nas variáveis de entrada TE1 com os similares àqueles da variável TE2, tem-se que:

- O valor correspondente às estacas de grande deslocamento é menor do que o das estacas cravadas de concreto;
- O valor correspondente às estacas de pequeno deslocamento é menor do que o das estacas cravadas metálicas;

- O valor correspondente às estacas de substituição é praticamente igual ao das estacas hélice contínua;
- O valor correspondente às estacas de substituição é maior do que o das estacas escavadas com estabilizantes e menor do que o das estacas escavadas convencional.

Tais fatos demonstram que o sistema de classificação empregado para agrupar as estacas altera a interpretação do efeito das cargas residuais nas estacas.

Vale salientar que embora os resultados apresentados e discutidos sobre os efeitos das cargas residuais nas parcelas lateral e de ponta da capacidade de carga em estacas isoladas advenham de estimativas baseadas em métodos teóricos, corroboram com os apontamentos feitos por Poulos (1987), Nie *et al.* (2018), Fellenius (2021) de que a parcela lateral na realidade é menor do que o valor "medido" e, conseqüentemente, a parcela da ponta é maior. A repercussão da inclusão das cargas residuais para o mecanismo de transferência de cargas nessas estacas é que ao submetê-las a uma carga vertical no topo igual a sua capacidade de carga, o fuste "recebe" uma parcela menor e a ponta uma parcela maior do que àquelas obtidas sem considerar as cargas residuais.

5.1.4 CARGAS RESIDUAIS

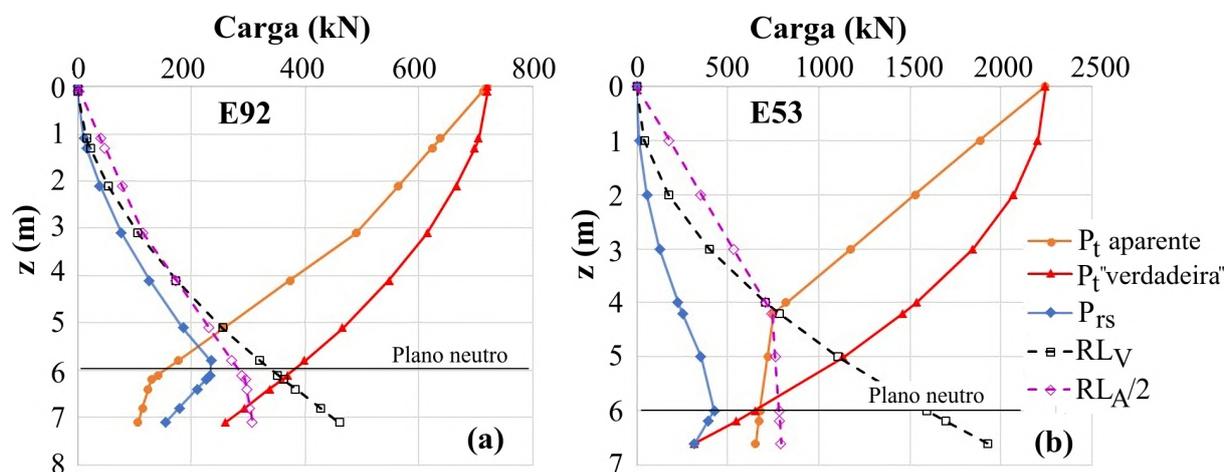


Figura 5.8 – Diagramas carga x profundidade para estacas (a) E92 e (b) E53.

As cargas residuais foram avaliadas por meio dos diagramas carga x profundidade elaborados para as 95 estacas (Figura A.14). A Figura 5.8a mostra o que ocorreu para 43 estacas, ou seja, no trecho inicial as curvas correspondentes à RL_V e $RL_A/2$ se aproximam, conforme a hipótese assumida no método empregado. Por outro lado, nas 42 estacas restantes as mesmas

curvas estão distantes, de modo semelhante ao exibido na Figura 5.8b, sendo a maioria delas do tipo hélice contínua e injetadas.

Com relação ao comportamento das curvas relacionadas as cargas residuais, percebe-se que para 14 estacas não foi detectado o ponto de inflexão que representa a posição do "plano neutro", como mostra a Figura 5.9a. Já naquelas em que esse ponto é nítido (Figura 5.9b), a sua localização - para a maioria dos casos (84%) - encontra-se abaixo de 1/4 de L. Ademais, a carga residual máxima encontra-se no plano neutro, conforme o método unificado e também as conclusões de Kou *et al.* (2016).

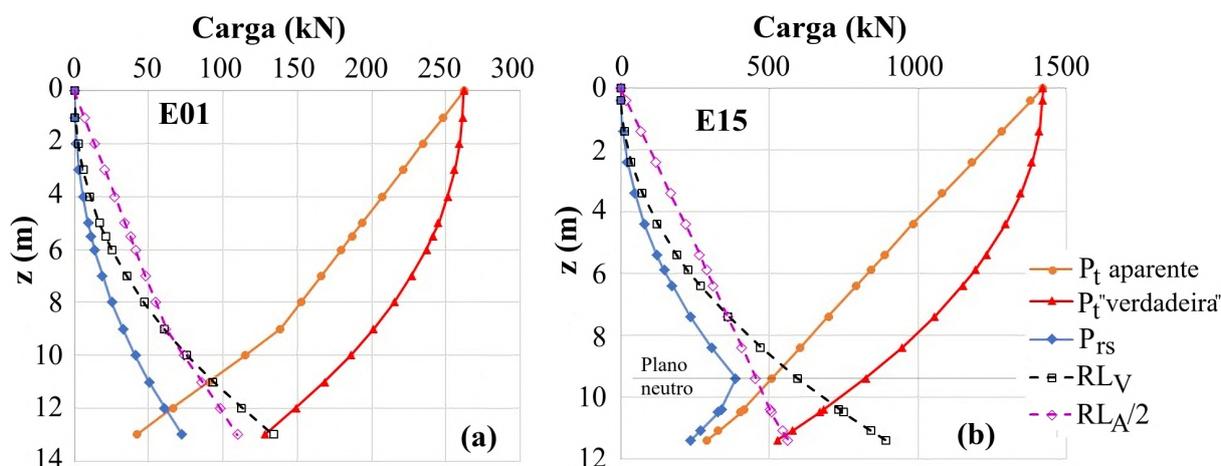


Figura 5.9 – Diagramas carga x profundidade para estacas (a) E01 e (b) E15.

Durante o cálculo das cargas residuais foram determinados os valores dos coeficientes β e N_p presentes nas Equações 4.5 e 4.6, respectivamente. Com base nestas informações foi possível elaborar a Tabela 5.5 que contém os limites inferior e superior e também o desvio-padrão para cada um deles, em função dos tipos de solos encontrados ao longo do comprimento das estacas. Os solos mistos, citados na última linha, representam os perfis geotécnicos das estacas compostos por diferentes tipos de solos.

Tabela 5.5 – Coeficientes de Bjerrum-Burland β e N_p retroanalísados

Tipos de Solos	β		N_p	
	mín - máx	s	mín - máx	s
Argila	0,17	-	8,1	-
Silte	0,17 - 2,07	0,66	0,8 - 27	10,15
Areia	0,06 - 1,07	0,27	2,6 - 53,2	13,96
Mistos	0,08 - 2,31	0,45	0 - 98,5	23,55

Observa-se que os parâmetros retroanalísados estão na mesma ordem de grandeza daqueles fornecidos por Fellenius (2021) e expostos nas Tabelas 4.1 e 4.2. Entretanto, recomenda-

se bastante cautela no uso destas informações, uma vez que os valores de desvio-padrão denotam uma elevada variabilidade dos dados.

A Figura 5.10 mostra a comparação entre os intervalos compreendidos entre os valores mínimo e máximo de cada parâmetro (β e N_p) e aqueles disponibilizados por Fellenius (2021).

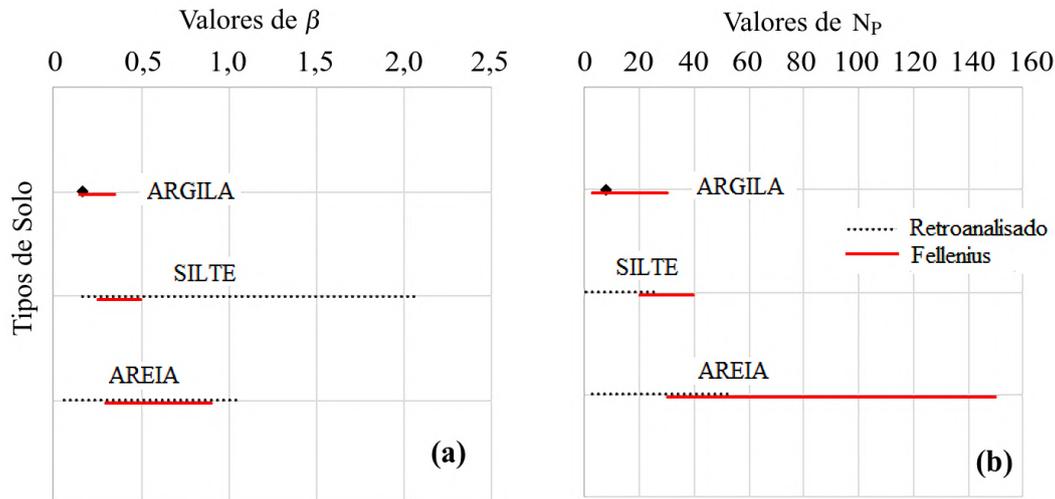


Figura 5.10 – Comparação entre os intervalos (mín - máx) para os coeficientes (a) β e (b) N_p .

Nota-se que os valores individuais de β e N_p obtidos com a retroanálise, para o solo argiloso, estão contidos nos intervalos de Fellenius (2021). Já em relação ao silte e a areia observa-se que para β os intervalos de Fellenius (2021) são menores do que aqueles correspondentes a retroanálise e estão contidos nestes; enquanto para N_p verifica-se os valores mínimos encontrados com a retroanálise são inferiores aos de Fellenius (2021) e a interseção entre eles é bem pequena.

É importante ressaltar que os valores de β e N_p disponibilizados por Fellenius (2021) não foram obtidos para solos brasileiros. Ademais, a rotina computacional usada para corrigir a instrumentação das estacas isoladas, admite que todas estão sob as mesmas condições (por exemplo, que cargas residuais foram totalmente mobilizadas no trecho superior), entretanto a realidade pode ser bastante divergente.

5.2 MODELOS NEURAI DESENVOLVIDOS

Neste trabalho foram desenvolvidos 111 modelos neurais com diferentes funções de ativação, porém, a que forneceu os melhores resultados em todos eles foi a sigmóide (Tabela 2.6). De posse das informações fornecidas pelo programa QNET2000 para cada um dos modelos, foram produzidas Tabelas nas quais constam as arquiteturas candidatas, o número de iterações,

os valores de REQM e R referentes às etapas de treinamento, teste e validação (Figura A.15).

Além disso, foram plotados os gráficos coeficiente de correlação e REQM \times número de iterações relativos às fases de treinamento e teste (Figura A.16). A partir da análise dessas informações, foi possível eleger 30 modelos que estão discutidos com mais detalhes a seguir.

5.2.1 MODELOS DESENVOLVIDOS PARA ESTIMAR A CARGA LATERAL APARENTE (ESTACAS ISOLADAS)

Na Tabela 5.6 são apresentadas as variáveis de entrada, as arquiteturas, os números de iterações e os coeficientes de correlação obtidos na fase de validação (R_V) para os modelos desenvolvidos para prever a carga lateral aparente de estacas isoladas.

É possível observar que o acréscimo de variáveis de entrada e de camadas ocultas, modificou muito pouco os valores dos coeficientes de correlações, R_V . Por outro lado, aumentou o número de iterações para a maioria dos modelos, uma das exceções é o modelo MRL3, que difere apenas na variável de entrada TE (Tipo de Estaca) do modelo MRL2, porém o número de iterações reduziu para a metade em relação ao do modelo MRL2.

Tabela 5.6 – Dados obtidos na fase de validação dos modelos neurais desenvolvidos para estimar a carga lateral aparente de estacas isoladas.

Modelos	Variáveis de Entrada	Arquiteturas	Nº Iterações	R_V
MRL1	$RL_A = f(D, NF_{ac}, NA)$	A:3:2:1	800	0,86
MRL2	$RL_A = f(D, NF_{ac}, NA, TE1)$	A:4:4:1	15000	0,91
MRL3	$RL_A = f(D, NF_{ac}, NA, TE2)$	A:4:4:1	7600	0,93
MRL4	$RL_A = f(D, NF_{ac}, NA, TE2, \%Ar_{ac}, \%Sil_{ac}, \%Arg_{ac})$	A:7:4:2:1	26000	0,94
MRL5	$RL_A = f(D, NF_{ac}, NA, TE2, \%Ar_{ac}, \%Sil_{ac}, \%Arg_{ac}, TC)$	A:8:4:2:1	20000	0,95

Analisando-se os valores de R_V , retratados na Tabela 5.6, verificou-se que:

- O modelo MRL1 mesmo com poucas variáveis de entrada alcançou uma correlação forte (Smith, 1986), ou seja, R_V igual a 0,86;
- Ao incluir as variáveis de entrada TE1 e TE2 ocorreu um aumento em torno de 0,06, sendo maior para o modelo com a variável de entrada TE2. Por este motivo, optou-se por permanecer com a proposta de separar os tipos de estacas tanto pela metodologia construtiva quanto pelo material que a compõe nos demais modelos;
- Ao inserir as variáveis de entrada que representam o tipo de solo ($\%Ar_{ac}$, $\%Sil_{ac}$, $\%Arg_{ac}$) e o tipo de carregamento (TC) houve um pequeno aumento no coeficiente de correlação, atingindo-se um R_V igual a 0,95.

Em seguida, examinou-se também os resultados adquiridos de R e REQM nas fases de treinamento, teste e validação, para os modelos MRL1 a MRL5, que estão retratados nas Figuras 5.11 e 5.12. Os índices TR, TT e V designam as fases de treinamento, teste e validação, respectivamente.

Na Figura 5.11 nota-se que os coeficientes de correlação obtidos na fase de treinamento variaram à medida em que se acrescentaram mais variáveis de entrada e camadas ocultas aos modelos. Entre os modelos MRL1 e MRL2 ocorreu um aumento e, logo depois (de MRL2 para MRL3) sofreu uma redução para então aumentar novamente (de MRL3 para MRL4), estabilizando somente nos dois últimos modelos (MRL4 e MRL5). Diferente disso, nas fases de teste e validação os coeficientes de correlação aumentaram e já estabilizaram a partir do modelo MRL3.

Ao comparar os coeficientes de correlação das três fases percebe-se que os valores obtidos na fase de teste e validação são maiores ou iguais aos obtidos na fase de treinamento, exceto para o modelo MRL2 onde o coeficiente de correlação nas fases de teste e validação são menores do que no treinamento. O modelo MRL3 possui a maior diferença entre os coeficientes de correlações da fase de treinamento e aqueles adquiridos na fases de teste e validação.

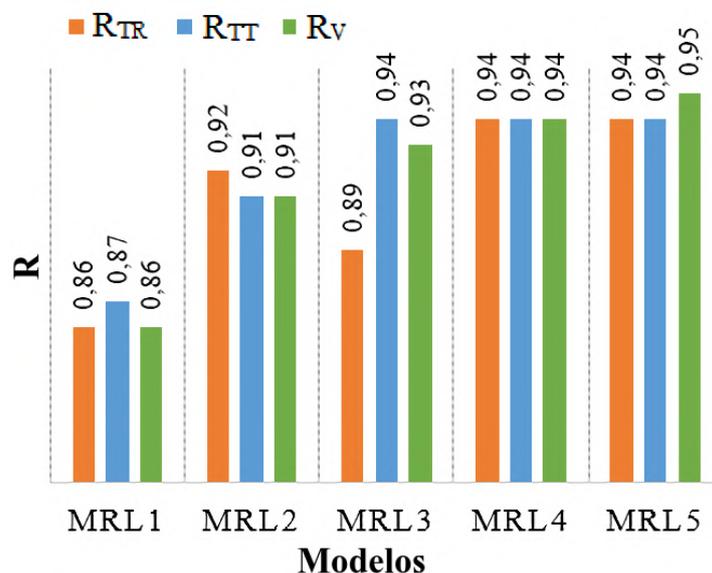


Figura 5.11 – Coeficientes de correlação encontrados no desenvolvimento dos modelos que estimam a carga lateral aparente.

Na Figura 5.12 observa-se que, em todos os modelos, as raízes dos erros obtidas na fase validação são maiores do que aquelas obtidas nas fases de treinamento e teste. Além disso, nota-se que os valores de REQM nas fases de treinamento e teste possuem a mesma ordem de grandeza (igual a 10^{-2}). Por outro lado, na fase de valiação esse valores são maiores, porém,

diminuíram com a inserção de mais variáveis de entrada e camadas ocultas aos modelos. Isso significa que modelos mais complexos proporcionaram respostas mais próximas aos valores desejados.

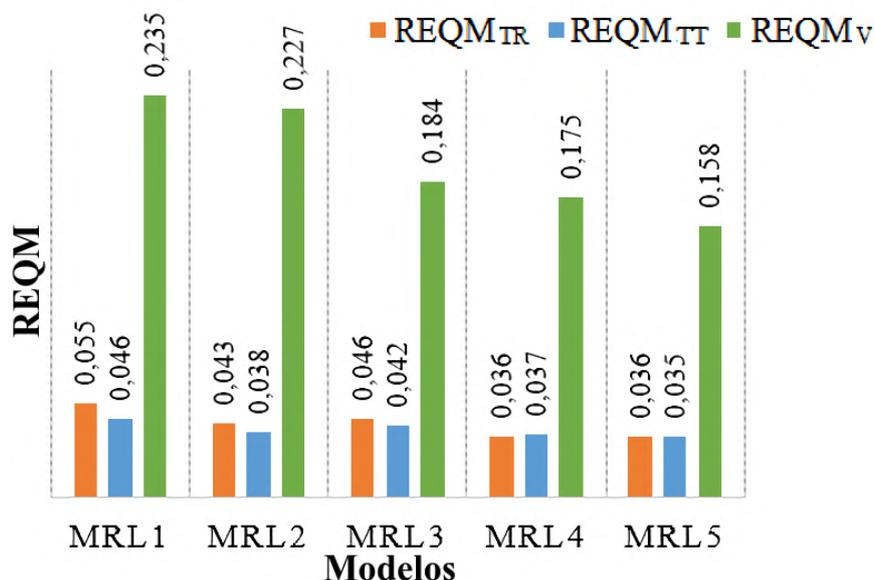


Figura 5.12 – Raízes dos erros quadráticos médios encontradas no desenvolvimento dos modelos que estimam a carga lateral aparente.

Com base nas discussões relatadas nesta seção o modelo proposto para a previsão da carga lateral aparente em estacas isoladas é o modelo MRL5, uma vez que possui os maiores coeficientes de correlação nas fases de treinamento, teste e validação e também a menor raiz do erro na fase de validação.

As variáveis de entrada do modelo MRL5 e as contribuições de cada uma delas na resposta desse modelo estão apresentadas na Tabela 5.7. Nota-se que os tipos de solos (areia, silte e argila) e o tipo de carregamento aplicado na prova de carga estática pouco contribuíram, embora o coeficiente de correlação obtido na fase de validação tenha diminuído naqueles modelos em que essas variáveis foram removidas.

Tabela 5.7 – Contribuição das variáveis de entrada para o modelo de previsão da carga lateral aparente em estacas isoladas (MRL5).

D	NF _{ac}	NA	TE2	%Ar _{ac}	%Sil _{ac}	%Arg _{ac}	TC
41%	13,8%	26,3%	2,3%	6,5%	4,0%	5,0%	1,1%

As variáveis de entrada com os maiores percentuais foram o diâmetro da estaca, a resistência do solo e o nível d'água. É importante lembrar que, nos métodos semi-empíricos [Aoki & Velloso, 1975, Décourt & Quaresma (1978), Antunes & Cabral (1996)] empregados corri-

queiramente para a determinação da capacidade de carga de estacas isoladas, não há variáveis que representam o nível d'água.

A Figura 5.13 mostra a correlação entre as cargas laterais aparentes calculadas por este modelo e aquelas que são desejadas. Nota-se que os pontos dispersam a partir de 1000 kN e nessa zona de dispersão a maioria dos valores desejados são superiores aos calculados. Isso significa que, para cargas laterais aparentes maiores ou igual a 1000 kN a maioria dos valores fornecidos pelos modelos são menores do que o desejado.

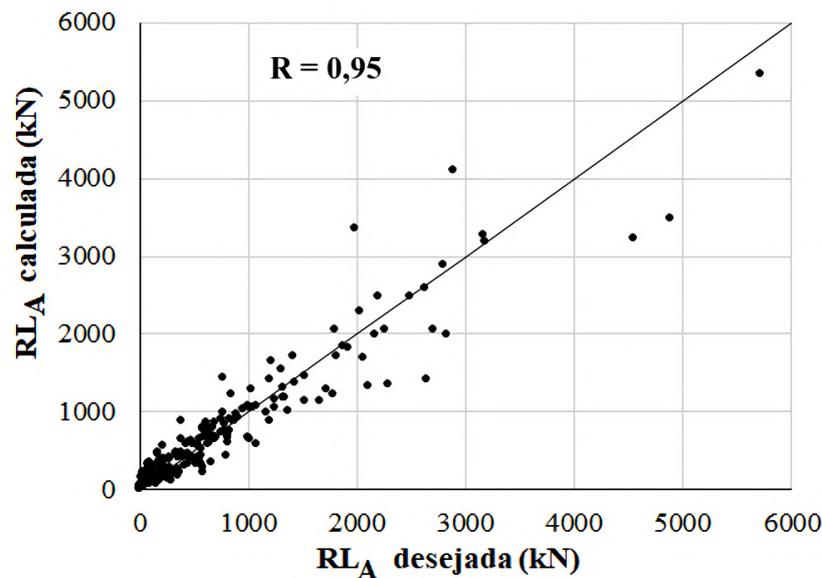


Figura 5.13 – Correlação entre as cargas laterais aparentes calculadas pelo modelo MRL5 na fase de validação e os valores desejados.

5.2.2 MODELOS DESENVOLVIDOS PARA ESTIMAR A CARGA DE PONTA APARENTE (ESTACA ISOLADAS)

Na Tabela 5.8 estão expostas as variáveis de entrada, as arquiteturas, os números de iterações e os coeficientes de correlação obtidos na fase de validação, referentes aos modelos desenvolvidos para prever a carga de ponta aparente de estacas isoladas. É fácil identificar que os modelos são relativamente simples (possuem somente uma camada oculta). Entretanto, atingem coeficientes de correlação elevados (0,99).

Quanto ao número de iterações, os maiores valores pertencem aos modelos MRP5 (90 mil) e o MRP7 (78 mil), sendo que o primeiro possui a maior quantidade de neurônios na camada oculta e o segundo a maior quantidade de variáveis de entrada. Já o modelo MRP1 apresentou o menor número de iterações, precisando apenas de 200 iterações para alcançar

um coeficiente de correlação igual a 0,89. Não se detectou qualquer relação entre o número de iterações e a quantidade de neurônios da camada oculta ou do número do iterações com o coeficiente de correlação.

Tabela 5.8 – Dados obtidos na fase de validação dos modelos neurais desenvolvidos para estimar a carga de ponta aparente de estacas isoladas.

Modelos	Variáveis de Entrada	Arquiteturas	Nº Iterações	R _V
MRP1	RP _A = f(D, NP1)	2:2:1	200	0,89
MRP2	RP _A = f(D, NP2)	2:3:1	1700	0,50
MRP3	RP _A = f(D, NP3)	2:1:1	1400	0,88
MRP4	RP _A = f(D, NP1, TE1)	3:4:1	30000	0,77
MRP5	RP _A = f(D, NP1, TE2)	3:6:1	90000	0,99
MRP6	RP _A = f(D, NP1, TE2, S)	4:2:1	3000	0,86
MRP7	RP _A = f(D, NP1, TE2, G _{ar} , G _{sil} , G _{arg})	6:4:1	78000	0,90
MRP8	RP _A = f(D, NP1, TE2, NA)	4:3:1	37300	0,87
MRP9	RP _A = f(D, NP1, TE2, TC)	4:3:1	30300	0,86

Analisando-se os resultados alcançados para R_V, percebe-se que os três primeiros modelos (MRP1, MRP2 e MRP3), nos quais modifica-se apenas a variável de entrada referente ao índice de solo, o menor valor corresponde ao modelo MRP2 e o maior ao modelo MRP1. Isso significa que a variável NP1 é a que melhor representa o índice de solo nos modelos neurais desenvolvidos para estimar a carga de ponta aparente.

Ao incluir a variável TE1 no modelo MRP1, houve uma redução na correlação de 0,89 para 0,77. Entretanto, ao repetir esse procedimento com a variável de entrada TE2 nota-se um aumento para 0,99. Assim como no modelo proposto para estimar a carga lateral aparente em estacas isoladas, o tipo de estaca TE2 também fornece respostas mais próximas ao valor desejado para o modelo que estima a carga de ponta aparente.

Os modelos MRP6, MRP7, MRP8 e MRP9 correspondem às tentativas de melhorar o coeficiente de correlação adquirido no modelo MRP5. Para isso foram inseridas novas variáveis de entrada, porém os resultados alcançados pioraram, ou seja, ocorreram quedas nos coeficientes de correlações. Tal fato pode ser explicado pela pequena quantidade de dados utilizadas na modelagem, portanto seria interessante ampliar o banco de dados e refazer os mesmos modelos.

O mesmo procedimento empregado para avaliar os índices REQM e R adquiridos nas fases de treinamento, teste e validação para a carga lateral aparente foi reproduzido para os modelos da carga de ponta aparente. Na Figura 5.14 que revela os coeficientes de correlações obtidos nas três fases para os nove modelos, nota-se que para os modelos MRP1, MRP3 e MRP5 os coeficientes de correlação referentes à fase de validação são maiores do que aqueles encon-

trados nas fases de treinamento e teste. Em contrapartida, nos demais modelos, especialmente no modelo MRP2, o coeficiente de correlação na fase de validação é menor.

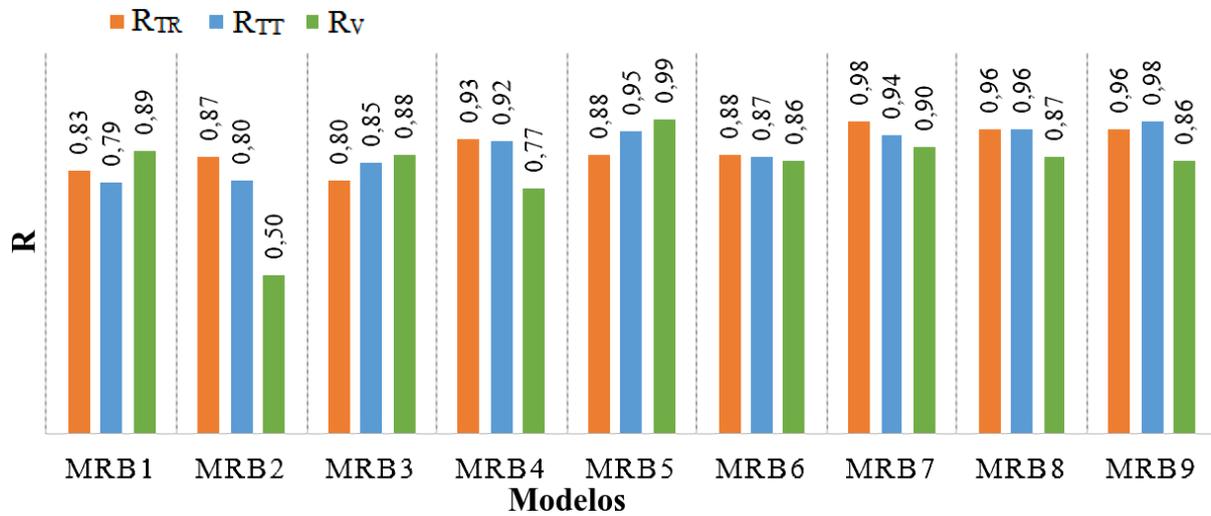


Figura 5.14 – Coeficientes de correlação dos modelos neurais desenvolvidos para estimar a carga de ponta aparente de estacas isoladas.

Na maioria dos modelos os coeficientes de correlação nas fases de treinamento, teste e validação apresentam valores próximos. O único modelo que não se enquadra nesta afirmativa é o MRP2, pois o coeficiente de correlação cai de 0,87 para 0,50, da fase de treinamento para a validação. Outra observação é que à medida em que foram acrescentadas novas variáveis de entrada houve um aumento nos coeficientes de correlações da fase de treinamento, especialmente aquelas relativas aos dados adquiridos no perfil geotécnico. Diferente disto, os coeficientes de correlações das fases de teste e validação variam bastante.

Na Figura 5.15, que apresenta a comparação entre os valores de REQM para cada modelo, nota-se que:

- Na fase de validação os maiores valores pertencem aos modelos MRP2, MRP3, MRP5 e MRP8 e os menores aos modelos MRP4 e MRP9;
- Na fase de teste a raiz do erro diminuiu para os três primeiros modelos (que diferem somente na variável de entrada relativa ao índice de resistência do solo), em seguida aumentou nos outros dois modelos (que diferem na variável de entrada tipo de estaca), e oscilou quando foram incluídas as variáveis de entradas que representam o tipo de solo, nível d'água e tipo de carregamento;
- Na fase de treinamento os menores valores pertencem aos modelos que possuem a maior quantidade de variáveis de entrada (MRP7, MRP8 e MRP9);
- O modelo com os menores valores de REQM nas 3 fases é o MRP9;

- Há uma variabilidade muito grande na diferença entre os valores de REQM nas fases de treinamento, teste e validação para o mesmo modelo. Todavia é nítido que há um aumento da fase de treinamento para as fases de teste e validação.

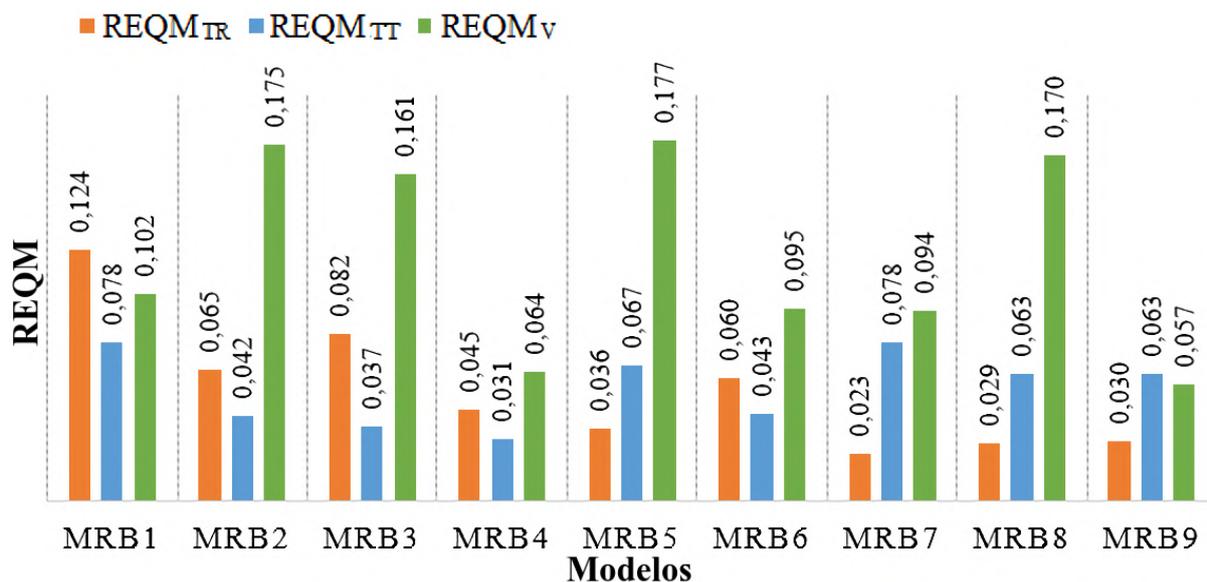


Figura 5.15 – Raiz do erro quadrático médio dos modelos neurais desenvolvidos para estimar a carga de ponta aparente de estacas isoladas.

Diante do exposto, deduz-se que o modelo MRP5 teve um bom desempenho na previsão da carga de ponta aparente em estacas isoladas. Embora o modelo MRP9 apresente os menores "erros", o coeficiente de correlação na fase de validação foi 14% menor. Além disso, os valores de REQM encontrados para o modelo MRL5 nas fases de treinamento e teste foram similares àqueles do modelo MRP9.

As variáveis de entrada do modelo MRP5 e as contribuições de cada uma delas na resposta desse modelo estão expostos na Tabela 5.9. Nota-se que o tipo de estaca é a variável de entrada com o menor percentual e o diâmetro da estaca corresponde ao maior. Tal fato corrobora com as formulações em que a capacidade de carga é dada em função do diâmetro.

Tabela 5.9 – Contribuição das variáveis de entrada para o modelo de previsão da carga de ponta aparente em estacas isoladas (MRP5).

D	NP1	TE2
55,1%	30,0%	14,9%

A Figura 5.16 mostra a comparação entre as cargas de ponta aparentes calculadas pelos modelos MRP5 na fase de validação e os valores desejados. Nota-se que os valores desejados e calculados convergem para a maioria dos exemplos validados, exceto para os exemplos 8 e

12 que correspondem às cargas de ponta iguais a 2500 e 50 kN, respectivamente. É importante ressaltar que o fato da quantidade de exemplos utilizados para validação (apenas 14) pode não retratar com fidelidade a eficácia do modelo.

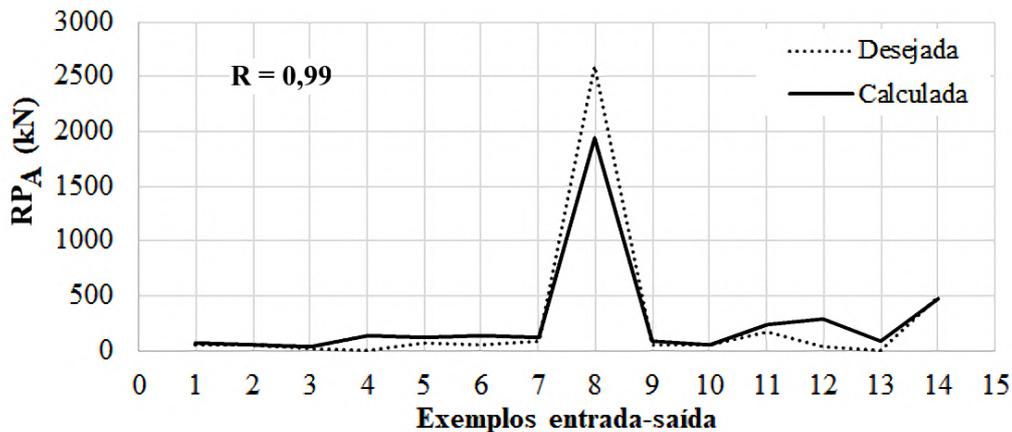


Figura 5.16 – Comparação entre as cargas de ponta aparentes calculadas pelos modelos MRP5 na fase de validação e os valores desejados.

5.2.3 MODELOS DESENVOLVIDOS PARA ESTIMAR A CARGA LATERAL VERDADEIRA (ESTACA ISOLADAS)

Na Tabela 5.10 são apresentadas as variáveis de entrada, as arquiteturas, os números de iterações e os coeficientes de correlação obtidos na fase de validação correspondentes aos modelos desenvolvidos para prever a carga lateral "verdadeira" de estacas isoladas.

Tabela 5.10 – Dados obtidos na fase de validação dos modelos neurais desenvolvidos para estimar a carga lateral "verdadeira" de estacas isoladas.

Modelos	Variáveis de Entrada	Arquiteturas	Nº Iterações	R_V
MRL6	$RL_V = f(D, NF_{ac}, NA)$	A:3:3:1	9100	0,81
MRL7	$RL_V = f(D, NF_{ac}, NA, TE1)$	A:4:2:1	3600	0,78
MRL8	$RL_V = f(D, NF_{ac}, NA, TE2)$	A:4:3:1	13500	0,82
MRL9	$RL_V = f(D, NF_{ac}, NA, TE2, \%Ar_{ac}, \%Sil_{ac}, \%Arg_{ac})$	A:7:8:1	40000	0,88
MRL10	$RL_V = f(D, NF_{ac}, NA, TE2, \%Ar_{ac}, \%Sil_{ac}, \%Arg_{ac}, TC)$	A:8:4:1	11400	0,81

É possível observar que as arquiteturas são relativamente simples, ou seja, possuem apenas uma camada oculta. Além disso, quanto mais neurônios nesta camada maior foi o coeficiente de correlação, inclusive a camada oculta com mais neurônios (sete) foi também aquela com maior R_V . Não detectou-se quaisquer relações entre a quantidade de variáveis de entrada e a quantidade de neurônios na camada oculta. Em contrapartida, a quantidade de variáveis de entrada é diretamente proporcional ao número de iterações.

Com base nos valores de R_V , exibidos na Tabela 5.10, tem-se que:

- O modelo MRL1, mesmo com poucos neurônios na única camada oculta, já atingiu um coeficiente de correlação forte (igual a 0,81 - Smith (1986));
- A inclusão da variável TE1 provocou uma redução no coeficiente de correlação que foi recuperada pela substituição desta por TE2, similar ao que aconteceu nos modelos desenvolvidos para estimar a carga lateral aparente;
- Houve um pequeno aumento no coeficiente de correlação ao adicionar as variáveis de entrada que representam o tipo de solo ($\%Ar_{ac}$, $\%Sil_{ac}$, $\%Arg_{ac}$) alcançando o valor de 0,88;
- O coeficiente de correlação diminuiu com a adição da variável de entrada que representa o tipo de carregamento (TC).

Além das informações retratadas na Tabela 5.10, os resultados adquiridos para os modelos MRL6 a MRL10 nas fases de treinamento, teste e validação referentes aos índices R e REQM estão comparados nas Figuras 5.17 e 5.18, respectivamente.

Na Figura 5.17, observa-se que, na maioria dos modelos, os coeficientes de correlação da fase de treinamento e teste aumentam. Em contrapartida, aqueles que pertencem à fase de validação variam bastante, ora diminui (do modelos MRL6 para o MRL7) ora aumenta (do modelo MRL8 para o MRL9) e, por fim diminui, atingindo o valor igual a 0,81 para o modelo MRL10. Isso significa que o acréscimo de variáveis de entrada aumentou os coeficientes de correlações obtidos nas três fases da modelagem neural, ou seja, melhorou o desempenho dos modelos.

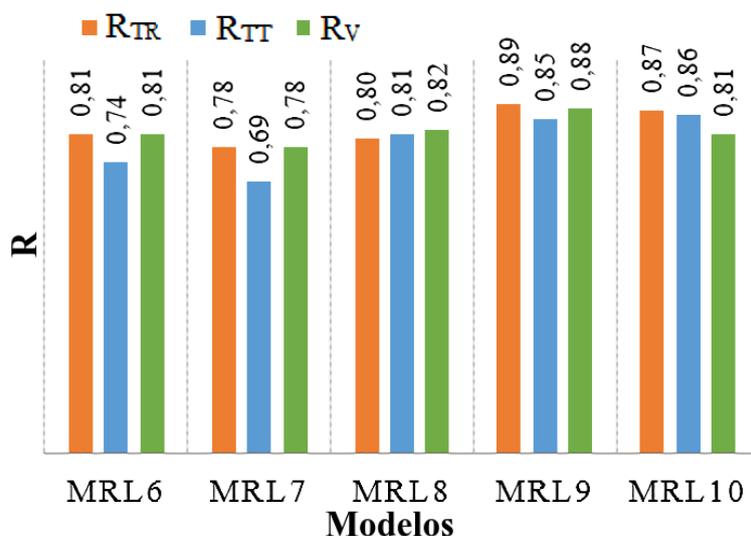


Figura 5.17 – Coeficientes de correlação encontrados no desenvolvimento dos modelos que estimam a carga lateral "verdadeira".

Comparando-se os coeficientes de correlação obtidos em cada uma das fases da modelagem, percebe-se que os valores da fase de teste são menores ou iguais àqueles obtidos na fase de treinamento e de validação (exceto para o modelo MRL10). Tal fato pode ser um indicativo de que durante o treinamento houveram problemas na generalização. Por outro lado, os coeficientes de correlação na fase de validação foram maiores do que aqueles encontrados na fase de treinamento (exceto para o modelo MRL10), em conformidade com o desejado.

Os modelos MRL6 e MRL7 apresentaram as maiores diferenças entre os coeficiente de correlação das fases de treinamento e teste e o modelo MRL10 entre as fase de treinamento e validação. Já no modelo MRL8, os coeficientes obtidos para as três fases foram praticamente iguais, um comportamento congruente em se tratando de modelagem com RNA.

Na Figura 5.18, constata-se que as raízes dos erros obtidas na fase validação para todos os modelos são maiores do que aqueles obtidos nas fases de treinamento e teste e, diminuíram a medida em que foram inseridas as variáveis de entrada; o mesmo que observou-se para os modelos que estimam a carga lateral aparente. O menor valor de REQM na fase de validação corresponde aos modelos MRL8 e MRL10 e o maior refere-se ao modelo MRL7.

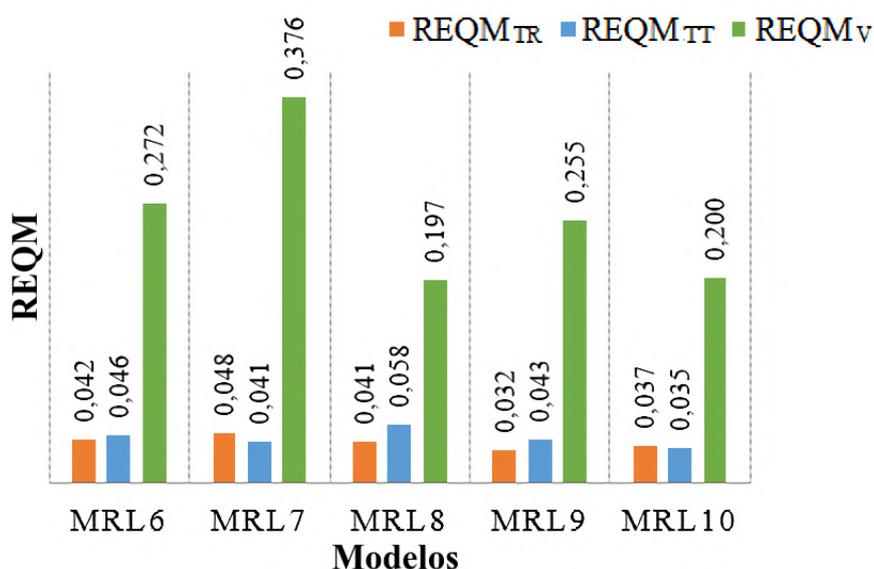


Figura 5.18 – Raiz do erro quadrático médio encontrados no desenvolvimento dos modelos que estimam a carga lateral "verdadeira".

Tendo em vista que o modelo MRL9 apresentou o maior coeficiente de correlação obtido na fase de validação e que os valores de REQM nas três fases da modelagem estão na mesma ordem de grandeza dos demais modelos, este é o modelo proposto para a previsão da carga lateral "verdadeira" em estacas isoladas.

As variáveis de entrada do modelo MRL9 e as contribuições de cada uma delas na

resposta desse modelo estão exibidas na Tabela 5.11. Observa-se que os maiores percentuais correspondem à resistência do solo e ao nível d'água, para as demais variáveis de entrada esse percentual varia de 7 a 13 %.

Tabela 5.11 – Contribuição das variáveis de entrada para o modelo de previsão da carga lateral "verdadeira" em estacas isoladas (MRL9).

D	NF _{ac}	NA	TE2	%Ar _{ac}	%Sil _{ac}	%Arg _{ac}
13%	21,1%	26,1%	10,9%	12%	9,8%	7,1%

A Figura 5.19 ilustra a correlação entre as cargas laterais "verdadeiras" calculada por este modelo e os valores desejados. Percebe-se que há um concentração de pontos para cargas abaixo de 500 kN e a partir daí ocorreu uma certa dispersão, isso significa que o modelo não será eficaz para cargas laterais elevadas.

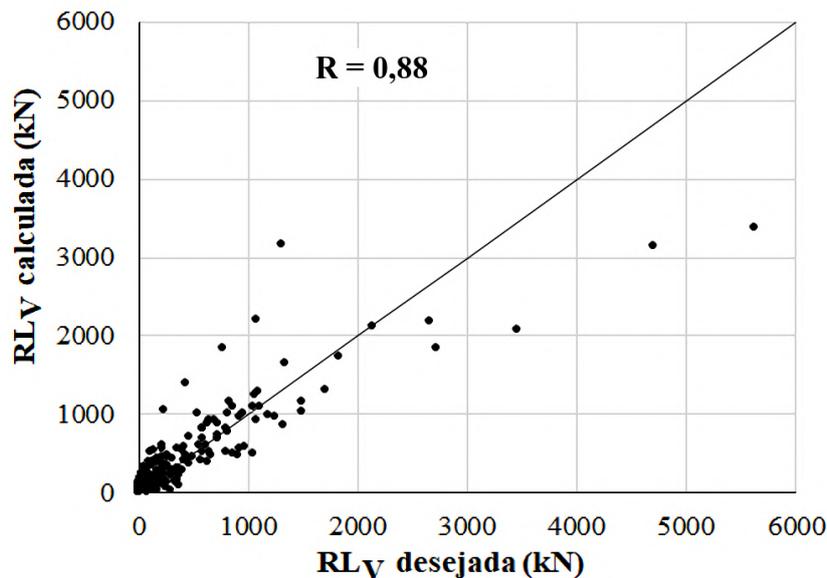


Figura 5.19 – Correlação entre as cargas laterais "verdadeiras" calculadas pelo modelo MRL9 na fase de validação e os valores desejados.

5.2.4 MODELOS DESENVOLVIDOS PARA ESTIMAR A CARGA DE PONTA VERDADEIRA (ESTACAS ISOLADAS)

Na Tabela 5.12 estão apresentadas as variáveis de entrada, as arquiteturas, os números de iterações e os coeficientes de correlação obtidos na fase de validação relacionados aos modelos desenvolvidos para prever a carga de ponta "verdadeira" de estacas isoladas. Assim como foi identificado nos modelos para estimar a carga de ponta aparente, os coeficientes de correlações obtidos na fase de validação (R_V) mais elevados correspondem às arquiteturas com apenas uma

camada oculta.

Não foi encontrada nenhuma correlação entre a quantidade de neurônios na camada oculta, o número de iterações e as variáveis de entrada. Por exemplo, o modelo com o menor número de iterações foi o MRL17, que possui quatro variáveis de entrada e quatro neurônios na camada oculta, enquanto para o modelo MRL16 foi realizado o maior número de iteração e sua arquitetura contém apenas 3 neurônios na camada oculta.

Tabela 5.12 – Dados obtidos na fase de validação dos modelos neurais desenvolvidos para estimar a carga de ponta "verdadeira" de estacas isoladas.

Modelos	Variáveis de Entrada	Arquiteturas	Nº Iterações	R _V
MRB10	RP _V = f(D, NP1)	A:2:2:1	4000	0,87
MRB11	RP _V = f(D, NP2)	A:2:4:1	14700	0,95
MRB12	RP _V = f(D, NP3)	A:2:3:1	13000	0,85
MRB13	RP _V = f(D, NP2, TE1)	A:3:3:1	5500	0,83
MRB14	RP _V = f(D, NP2, TE2)	A:3:4:1	3000	0,97
MRB15	RP _V = f(D, NP2, TE2, S)	A:4:2:1	17800	0,89
MRB16	RP _V = f(D, NP2, TE2, G _{ar} , G _{sil} , G _{arg})	A:6:3:1	27000	0,56
MRB17	RP _V = f(D, NP2, TE2, NA)	A:4:4:1	600	0,45
MRB18	RP _V = f(D, NP2, TE2, TC)	A:4:6:1	5000	0,48

Analisando-se os valores de R_V dos três primeiros modelos (MRP10, MRP11 e MRP12) nos quais modifica-se apenas a variável de entrada referente ao índice de solo, percebe-se que o maior valor corresponde ao modelo MRP11, conseqüentemente, a variável NP2 é a que melhor representa o índice de solo nos modelos neurais desenvolvidos para estimar a carga de ponta "verdadeira".

A inserção da variável TE1 no modelo MRP11 provocou uma redução na coeficiente de correlação, R_V, de 0,85 para 0,83. Entretanto, ao repetir esse procedimento com a variável de entrada TE2 o mesmo aumentou para 0,97. Assim sendo, o tipo de estaca TE2 é a variável que forneceu respostas mais próximas ao valor desejado.

Nos modelos MRP15, MRP16, MRP17 e MRP18 buscou-se uma maneira de melhorar o coeficiente de correlação alcançado no modelo MRP14. Para isso foram adicionadas mais variáveis de entrada, porém, observou-se que o valor do coeficiente de correlação diminuiu consideravelmente, de 0,97 foi para 0,45.

Os índices REQM e R obtidos nas fases de treinamento, teste e validação dos modelos desenvolvidos para prever a carga de ponta "verdadeira" também foram examinados. De acordo com a Figura 5.20, os modelos MRP10, MRP11, MRP14 e MRP15 forneceram coeficientes de correlação na fase de validação maiores do que aqueles encontrados nas fases de treinamento e

teste. Já nos demais modelos os mesmos coeficientes foram menores.

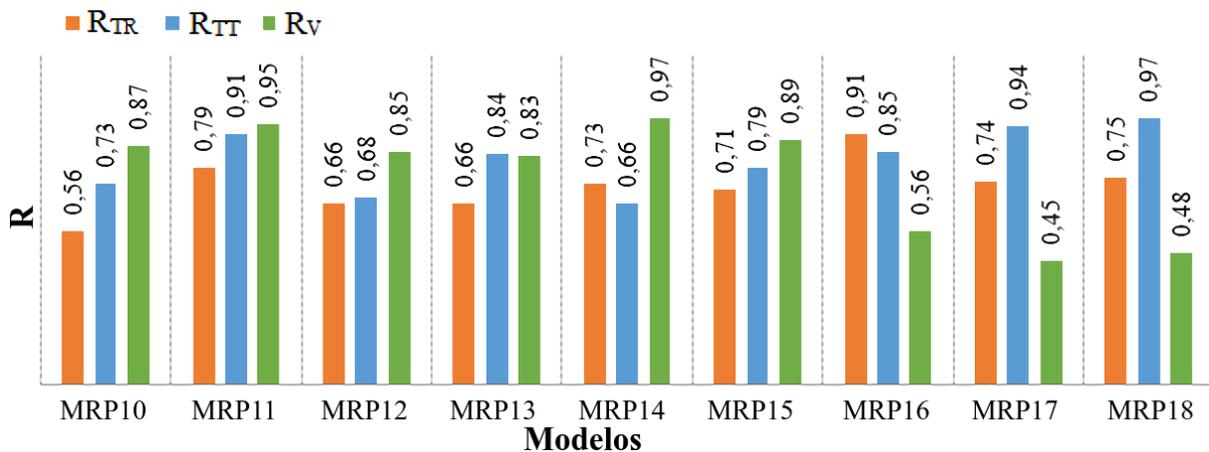


Figura 5.20 – Coeficientes de correlação dos modelos neurais desenvolvidos para estimar a carga de ponta "verdadeira" de estacas isoladas.

Ao comparar os coeficientes de correlação nas fases de treinamento, teste e validação de cada um dos modelos, nota-se bastante diferenças entre os resultados encontrados. Com relação à cada fase da modelagem, percebe-se que os coeficientes de correlação oscilaram bastante para as três etapas, não sendo possível estabelecer nenhuma relação entre o acréscimo de variáveis de entrada e esses parâmetros.

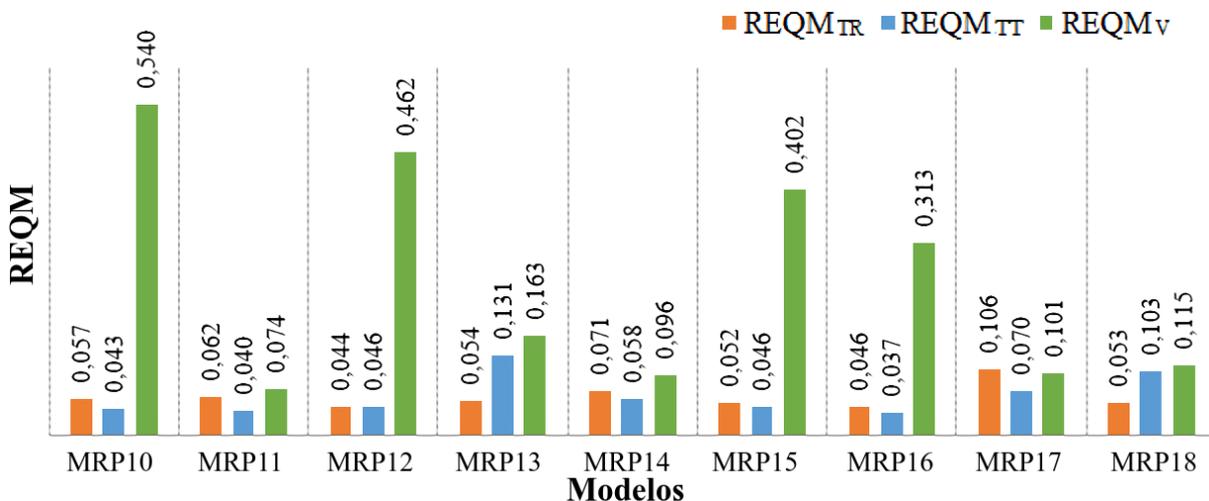


Figura 5.21 – Raiz do erro quadrático médio dos modelos neurais desenvolvidos para estimar a carga de ponta "verdadeira" de estacas isoladas.

Examinando-se os valores de REQM mostrados na Figura 5.21, tem-se que:

- Na fase de validação há uma variabilidade muito grande iniciando em 0,096 (modelo MRP14) até 0,540 (modelo MRP10);
- Nas fases de treinamento e teste foram pequenos e possuem a mesma ordem de grandeza;

- Na fase de treinamento a raiz do erro aumentou somente no modelo MRP17 (que possui quatro variáveis de entrada e uma delas é o NA);
- Na fase de teste o modelo com o menor raiz do erro foi o MRP16;
- A diferença entre as fases de treinamento e validação para um mesmo modelo oscilou entre muito pequena ou grande.

Perante o exposto, deduz-se que o modelo MRP14 foi o mais eficiente na previsão da carga de ponta "verdadeira" em estacas isoladas, pois apresentou o maior coeficientes de correlação na fase de validação e os menores valores de REQM nas fases de treinamento, teste e validação em relação aos demais.

As variáveis de entrada do modelo MRP14 e as contribuições de cada uma delas na resposta desse modelo estão exibidas na Tabela 5.13. Percebe-se uma certa semelhança entre os dois modelos propostos para estimar a carga de ponta, ou seja, para o modelo com a inclusão das cargas residuais, as contribuições das variáveis de entrada permanecem como: a maior e a menor porcentagens correspondem ao diâmetro e ao tipo de estaca, respectivamente.

Tabela 5.13 – Contribuição das variáveis de entrada para o modelo de previsão da carga de ponta "verdadeira" em estacas isoladas (MRP14).

D	NP2	TE2
77,8%	20,2%	2,0%

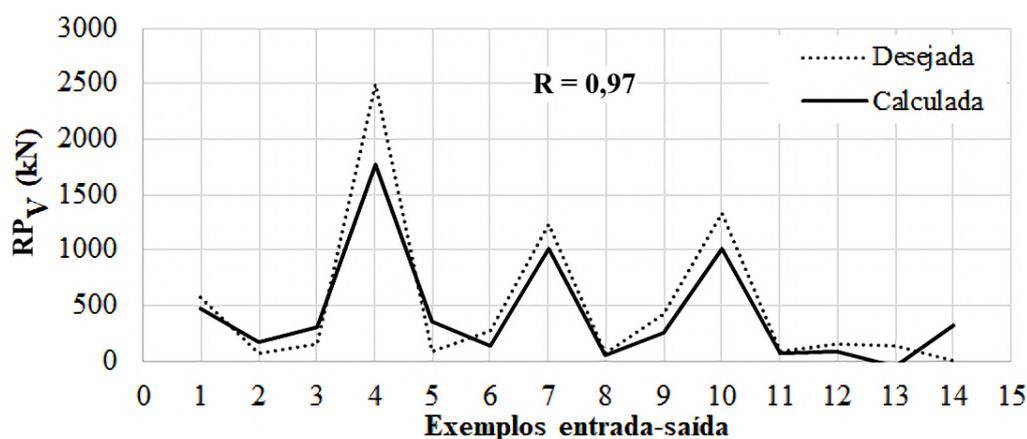


Figura 5.22 – Comparação entre as cargas de ponta "verdadeiras" calculadas pelos modelos MRP14 na fase de validação e os valores desejados.

Na Figura 5.22 está apresentada a comparação entre as cargas de ponta aparentes calculadas pelos modelos MRP14 na fase de validação e os valores desejados. É fácil identificar que as curvas referentes aos valores desejados e calculados possuem comportamentos semelhantes,

porém existem algumas divergências, como por exemplo nos exemplos 4, 5, 13 e 14. Assim como no modelo MRP5 também foram utilizados apenas 14 exemplos para a etapa de validação.

5.2.5 MODELOS DESENVOLVIDOS PARA ESTIMAR A CAPACIDADE DE CARGA DE GRUPOS DE ESTACAS

Na Tabela 5.14 estão exibidas as variáveis de entrada, as arquiteturas, os números de iterações e os coeficientes de correlação obtidos na fase de validação relacionados aos modelos desenvolvidos para prever a capacidade de carga de grupos de estacas, P_g . No modelo MPg1 foram utilizadas todas as variáveis de entrada disponíveis, já no modelo MPg2 fez-se a retirada das variáveis com as menores contribuições do modelo MPg1, s/D e CL (Tabela 5.15).

Tabela 5.14 – Dados obtidos na fase de validação dos modelos neurais desenvolvidos para estimar a capacidade de carga de grupos de estacas.

Modelos	Variáveis de Entrada	Arquiteturas	Nº Iterações	R_V
MPg1	$P_g = f(\text{Pr}_A, s/D, CL, GE)$	A:4:2:1	3250	0,99
MPg2	$P_g = f(\text{Pr}_A, GE)$	A:2:5:1	4000	0,97

Percebe-se que para o modelo MPg2 alcançar uma correlação compatível com a do modelo MPg1, a quantidade de neurônio da camada oculta aumentou de 2 para cinco e o número de iterações foi igual a 4 mil. Isso significa que mesmo com uma pequena contribuição nas respostas, as variáveis de entrada relativas ao espaçamento entre as estacas e as condições do elemento de ligação não devem ser descartadas.

Assim como nos modelos das estacas isoladas, os índices REQM e R obtidos nas fases de treinamento e validação dos modelos desenvolvidos para prever a capacidade de carga de grupo foram examinados (Figura 5.23). Na Figura 5.23a, observa-se que para o MPg1 os coeficientes de correlação na fase de treinamento e validação foram diferentes enquanto para o modelo MPg2 foram iguais.

Em relação aos valores de REQM, nota-se que para o modelo MPg1, para as fases de treinamento e validação, foram praticamente iguais e menores do que àqueles obtidos para o modelo MPg2. Tal fato revalida a importância das variáveis de entrada s/D e CL e reforça que o modelo MPg1 é o mais eficiente na previsão da capacidade de carga de grupos de estacas.

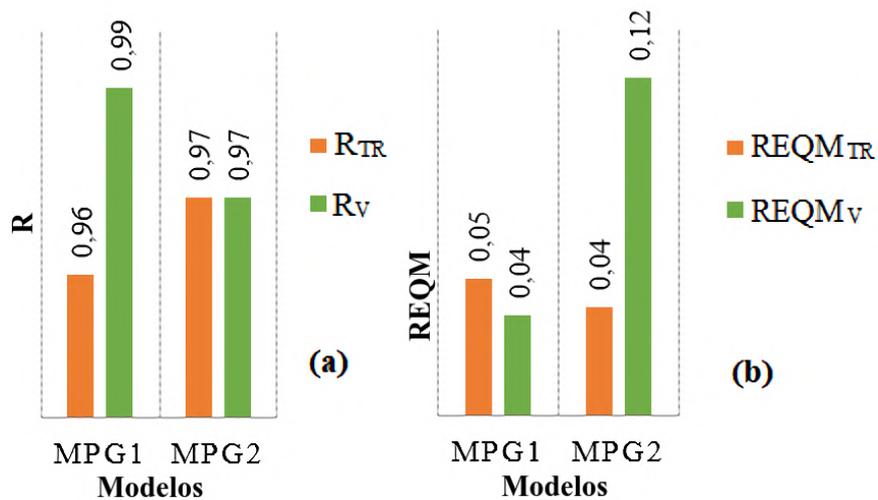


Figura 5.23 – Coeficiente de correlação e raiz do erro quadrático médio dos modelos neurais desenvolvidos para estimar a capacidade de carga de grupos de estacas.

As variáveis de entrada do modelo MPg1 e a contribuição de cada uma delas na resposta desse modelo estão exibidas na Tabela 5.15. Percebe-se que a capacidade de carga aparente foi a variável de entrada com a maior contribuição, seguida pela geometria do grupo, com 18,7%. Conforme citado anteriormente, as variáveis s/D e CL foram as que menos contribuíram.

Tabela 5.15 – Contribuição das variáveis de entrada para o modelo de previsão da capacidade de carga de grupos de estacas (MPg1).

Pr_A	s/D	CL	GE
73,8%	3,9%	3,6%	18,7%

Na Figura 5.24 está apresentada a comparação entre as capacidades de carga convencionais, P_g , calculadas pelos modelos MPg1 na fase de validação e os valores desejados. Observa-se que os comportamentos das curvas referentes aos valores desejados e calculados são similares, mesmo para valores de capacidade de carga em torno de 20000 kN.

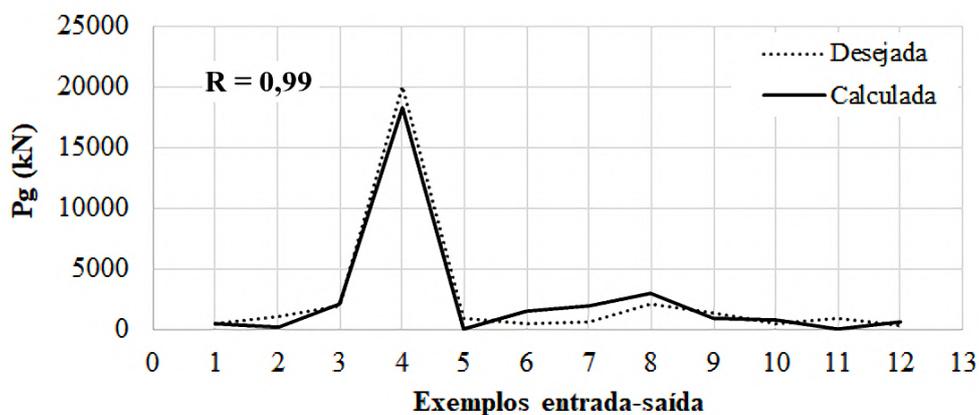


Figura 5.24 – Comparação entre as cargas de ponta "verdadeiras" calculadas pelos modelos MRP14 na fase de validação e os valores desejados.

5.3 APRESENTAÇÃO DOS MODELOS PROPOSTOS

Esta seção contém a apresentação da arquitetura e dos pesos sinápticos correspondentes aos cinco modelos neurais propostos nesta tese.

5.3.1 MODELO PROPOSTO PARA ESTIMAR A CARGA LATERAL APARENTE DE ESTACAS ISOLADAS

O modelo proposto para estimar a carga lateral aparente em estacas isoladas está representado pela Equação (5.1), onde RL_A é carga lateral aparente calculada pelo modelo, em kN; D é o diâmetro da estaca, em mm; NF_{ac} é o índice de resistência à penetração acumulado do solo (Equação 4.7), em golpes/30cm; NA é o nível d'água, em m; $TE2$ é o tipo de estaca (Tabela 4.5); $\%Ar_{ac}$, $\%Sil_{ac}$ e $\%Arg_{ac}$ são as parcelas de areia, silte e argila acumuladas, respectivamente, e TC é o tipo de carregamento aplicado na prova de carga estática (Tabela 4.10).

$$RL_A = f(D, NF_{ac}, NA, TE2, \%Ar_{ac}, \%Sil_{ac}, \%Arg_{ac}, TC) \quad (5.1)$$

A arquitetura desse modelo (A:8:4:2:1) possui 8 variáveis na camada de entrada, 6 neurônios distribuídos em 2 camadas ocultas e 1 neurônio na camada de saída, conforme exibido na Figura 5.25. O coeficiente de correlação e a raiz do erro fornecidos pelo programa QNET2000 na fase de validação foram de 0,95 e 0,158, respectivamente.

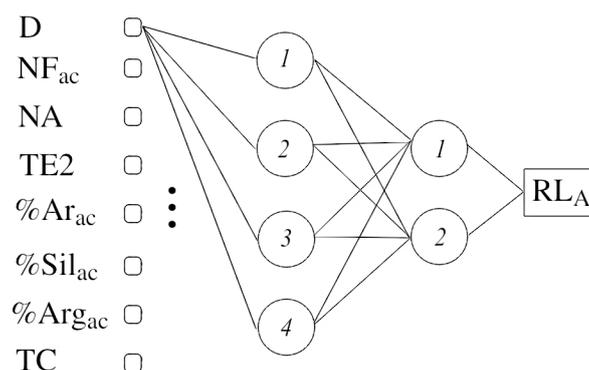


Figura 5.25 – Arquitetura do modelo proposto para estimar a carga lateral aparente em estacas isoladas.

Nas Tabelas 5.16, 5.17 e 5.18 estão ilustrados os valores dos pesos sinápticos e dos limiares obtidos após o treinamento do modelo proposto para a previsão da carga lateral aparente em estacas isoladas.

Tabela 5.16 – Pesos sinápticos (w_n) e limiares (θ) entre a camada de entrada e a 1ª camada oculta do modelo de previsão da carga lateral aparente em estacas isoladas.

Variáveis de Entrada e θ	Neurônios da 1ª camada oculta			
	1	2	3	4
D	6,7133	-3,0192	1,7945	3,1794
TE2	-1,0167	0,3587	0,2198	-0,6063
NF _{ac}	-0,0628	8,1036	0,3591	-1,4741
NA	4,8543	-0,6775	1,6892	-0,2352
%Ar _{ac}	-2,4303	0,4581	1,1991	-2,1591
%Sil _{ac}	-1,0770	0,7976	-3,6301	3,4722
%Arg _{ac}	-2,5128	-0,1496	2,0514	-1,4761
TC	0,5618	-0,0832	0,3256	-0,2903
θ	-5,3669	0,9638	-0,3566	-0,3815

Tabela 5.17 – Pesos sinápticos (w_n) e limiares (θ) entre a 1ª e a 2ª camada oculta do modelo de previsão da carga lateral aparente em estacas isoladas.

1ª camada oculta e θ	Neurônios da 2ª camada oculta	
	1	2
1	-2,4838	-5,2536
2	-3,0732	-1,5275
3	-1,7459	-1,5781
4	-0,4844	-2,5313
θ	3,6292	5,1985

Tabela 5.18 – Pesos sinápticos (w_n) e limiares (θ) entre a 2ª camada oculta e a camada de saída do modelo de previsão da carga lateral aparente em estacas isoladas.

2ª camada oculta e θ	Camada de saída RL _A
1	-4,9354
2	-6,1155
θ	5,6014

5.3.2 MODELO PROPOSTO PARA ESTIMAR A CARGA DE PONTA APARENTE DE ESTACAS ISOLADAS

O modelo proposto para estimar a carga de ponta aparente em estacas isoladas está representado na Equação (5.2), onde NP1 é o valor de N que corresponde a camada de solo logo abaixo da base da estaca, em golpes/30cm.

$$RP_A = f(D, NP1, TE2) \quad (5.2)$$

A arquitetura desse modelo (A:3:6:1) possui 3 variáveis na camada de entrada, 6 neurônios na camada oculta e 1 neurônio na camada de saída, conforme exibido na Figura 5.26. O

coeficiente de correlação e a raiz do erro fornecidos pelo programa QNET2000 na fase de validação foram 0,99 e 0,177, respectivamente.

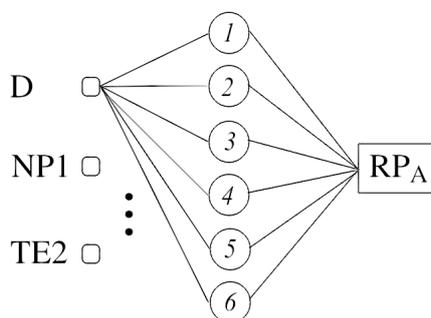


Figura 5.26 – Arquitetura do modelo proposto para estimar a carga de ponta aparente em estacas isoladas.

Nas Tabelas 5.19 e 5.20 estão ilustrados os valores dos pesos sinápticos e dos limiares obtidos após o treinamento do modelo proposto para a previsão da carga de ponta aparente em estacas isoladas.

Tabela 5.19 – Pesos sinápticos (w_n) e limiares (θ) entre a camada de entrada e a camada oculta do modelo de previsão da carga de ponta aparente em estacas isoladas.

Variáveis de Entrada e θ	Neurônios da camada oculta					
	1	2	3	4	5	6
D	-3,3457	-0,7186	-0,6624	0,2480	-1,0412	-0,9799
NP1	-2,9148	-0,1356	0,0656	-0,5917	-0,4094	0,0061
TE2	-2,8883	-0,0870	-0,1927	-0,4760	0,5528	0,0365
θ	6,5691	0,7560	0,5016	0,3440	0,3631	0,8660

Tabela 5.20 – Pesos sinápticos (w_n) e limiares (θ) entre a camada oculta e a camada de saída do modelo de previsão da carga de ponta aparente em estacas isoladas.

Camada oculta e θ	Camada de saída RP_A
1	-4,7337
2	-0,1111
3	-0,0717
4	2,4023
5	-0,2935
6	-0,3111
θ	2,2449

5.3.3 MODELO PROPOSTO PARA ESTIMAR A CARGA LATERAL VERDADEIRA DE ESTACAS ISOLADAS

O modelo proposto para estimar a carga lateral "verdadeira" em estacas isoladas está representado na Equação 5.3.

$$RL_V = f(D, NF_{ac}, NA, TE2, \%Ar_{ac}, \%Sil_{ac}, \%Arg_{ac}) \quad (5.3)$$

A arquitetura desse modelo (A:7:8:1) possui 7 variáveis na camada de entrada, 8 neurônios na camada oculta e 1 na camada de saída, conforme ilustra a Figura 5.27. O coeficiente de correlação e a raiz do erro fornecidos pelo programa QNET2000 na fase de validação foram 0,88 e 0,255, respectivamente.

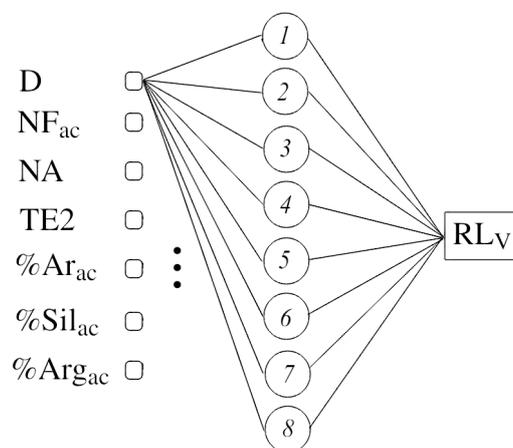


Figura 5.27 – Arquitetura do modelo proposto para estimar a carga lateral "verdadeira" em estacas isoladas.

Nas Tabelas 5.21 e 5.22 estão ilustrados os valores dos pesos sinápticos e dos limiares obtidos após o treinamento do modelo proposto para a previsão da carga lateral aparente em estacas isoladas.

Tabela 5.21 – Pesos sinápticos (w_n) e limiares (θ) entre a camada de entrada e a camada oculta do modelo de previsão da carga lateral "verdadeira" em estacas isoladas.

Variáveis de / Entrada e θ	Neurônios da camada oculta							
	1	2	3	4	5	6	7	8
D	-4,7834	1,1554	5,1294	-0,1944	-1,5817	0,5587	-0,3896	-1,0406
NF _{ac}	-1,6882	-5,6801	2,3315	1,1000	0,0884	-1,8567	-0,1884	0,3131
NA	-3,6024	-0,0948	0,9940	-1,6147	-1,0760	-0,8165	-0,0991	0,6301
TE2	-2,9509	2,6364	0,4077	-0,9483	-0,9144	-2,7075	-0,2633	-0,7379
%Ar _{ac}	2,7796	-1,9634	0,0538	-2,9598	-0,2744	-1,6421	-0,0222	-0,8964
%Sil _{ac}	-0,6130	-0,0509	2,6999	0,8190	1,1354	-1,3140	-0,1732	0,8821
%Arg _{ac}	3,8820	-0,5432	-8,6818	1,4554	-0,2836	1,8902	-0,2704	-0,2049
θ	5,4371	-2,2365	-5,4483	-0,5842	0,5800	-0,8528	-0,4163	-0,5406

Tabela 5.22 – Pesos sinápticos (w_n) e limiares (θ) entre a camada oculta e a camada de saída do modelo de previsão da carga lateral "verdadeira" em estacas isoladas.

Camada oculta e θ	Camada de saída RL_V
1	-5,9767
2	-4,9807
3	-5,7751
4	2,2273
5	-1,0019
6	-2,6587
7	0,5093
8	-0,9787
θ	4,8567

5.3.4 MODELO PROPOSTO PARA ESTIMAR A CARGA DE PONTA VERDADEIRA DE ESTACAS ISOLADAS

O modelo proposto para estimar a carga de ponta aparente em estacas isoladas está representado na Equação (5.4), onde NP2 é a média aritmética de 3 valores de N correspondentes à camada de solo anterior a base da estaca, a camada onde está a base da estaca e a camada de solo ligeiramente abaixo dessa base, em golpes/30cm.

$$RP_V = f(D, NP2, TE2) \quad (5.4)$$

A arquitetura desse modelo (A:3:4:1) possui 3 variáveis na camada de entrada, 4 neurônios na camada oculta e 1 neurônio na camada de saída, conforme exibe a Figura 5.28. O coeficiente de correlação e a raiz do erro fornecidos pelo programa QNET2000 na fase de validação foram 0,97 e 0,096, respectivamente.

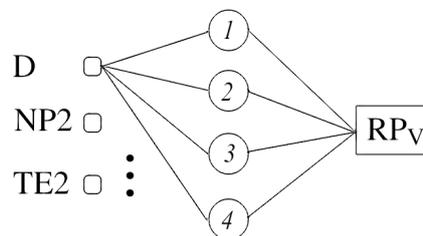


Figura 5.28 – Arquitetura do modelo proposto para estimar a carga lateral aparente em estacas isoladas.

Nas Tabelas 5.23 e 5.24 estão ilustrados os valores dos pesos sinápticos e dos limiares obtidos após o treinamento do modelo proposto para a previsão da carga de ponta "verdadeira" em estacas isoladas.

Tabela 5.23 – Pesos sinápticos (w_n) e limiares (θ) entre a camada de entrada e a camada oculta do modelo de previsão da carga de ponta "verdadeira" em estacas isoladas.

Variáveis de Entrada e θ	Neurônios da camada oculta			
	1	2	3	4
D	-1,0759	-1,0979	-2,1382	-1,8982
NP2	-0,2147	0,0303	-0,5292	-0,6603
TE2	0,0191	-0,4030	0,1204	0,1362
θ	-0,2052	-0,0402	0,9089	0,6357

Tabela 5.24 – Pesos sinápticos (w_n) e limiares (θ) entre a camada oculta e a camada de saída do modelo de previsão da carga de ponta "verdadeira" em estacas isoladas.

Camada oculta e θ	Camada de saída RP _V
1	-0,7429
2	-0,7869
3	-2,3598
4	-2,1583
θ	1,3541

5.3.5 MODELO PROPOSTO PARA ESTIMAR A CAPACIDADE DE CARGA DE GRUPOS DE ESTACAS

O modelo proposto para estimar a capacidade de carga de grupos de estacas está representado na Equação (5.5), onde Pr_A é a soma das cargas lateral e de ponta aparentes fornecidas pelos modelos neurais propostos nesta tese, em kN; s/D é o espaçamento entre as estacas pertencentes a determinado grupo; CL é a condição em que se encontra o elemento de ligação das estacas que compõem determinado grupo e GE é a geometria de determinado grupo.

$$Pg = f(Pr_A, s/D, CL, GE) \quad (5.5)$$

A arquitetura desse modelo (A:4:2:1) possui 4 variáveis na camada de entrada, 2 neurônios na camada oculta e 1 neurônio na camada de saída, conforme ilustra a Figura 5.29. O coeficiente de correlação e a raiz do erro fornecidos pelo programa QNET2000 na fase de validação foram 0,99 e 0,04, respectivamente.

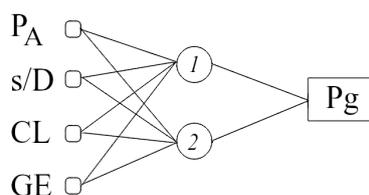


Figura 5.29 – Arquitetura do modelo proposto para estimar a capacidade de carga em grupos de estacas.

Nas Tabelas 5.25 e 5.26 estão ilustrados os valores dos pesos sinápticos e dos limiares obtidos após o treinamento do modelo proposto para a previsão da carga de ponta "verdadeira" em estacas isoladas.

Tabela 5.25 – Pesos sinápticos (w_n) e limiares (θ) entre a camada de entrada e a camada oculta do modelo de previsão da capacidade de carga para grupos de estacas.

Variáveis de Entrada e θ	Neurônios da camada oculta	
	1	2
s/D	0,2287	0,0079
CL	-0,1835	0,0817
Pr _A	-3,0940	0,6854
GE	-0,8547	0,4935
θ	2,2894	-0,1066

Tabela 5.26 – Pesos sinápticos (w_n) e limiares (θ) entre a camada oculta e a camada de saída do modelo de previsão da capacidade de carga para grupos de estacas.

Camada oculta e θ	Camada de saída Pg
1	-4,1376
2	1,1843
θ	1,1130

De modo geral, os modelos propostos apresentaram coeficientes de correlação, na fase de validação, variando entre 0,88 e 0,99, o que segundo os critérios estabelecidos por Smith (1986), podem ser consideradas correlações fortes. Por outro lado, ao calcular os coeficientes de determinação para os mesmos modelos, o intervalo varia entre 0,77 e 0,98, resultados coerentes com aqueles expostos na Tabela 2.10. Portanto, pode-se afirmar que os modelos propostos apresentaram bom desempenho.

5.3.6 IMPLEMENTAÇÃO DOS MODELOS PROPOSTOS

De posse dos valores dos pesos sinápticos é possível implementar os modelos neurais em planilhas de cálculo através do seguinte passo-a-passo:

1. Determinar as variáveis de entrada;
2. Normalizar essas variáveis usando os valores máximos e mínimos correspondentes ao conjunto de dados referente ao modelo proposto;
3. Determinar a saída da rede PMC através da Equação 2.2 e dos pesos sinápticos e limiares revelados nas Tabelas 5.16 a 5.26, correspondentes ao modelo proposto;

4. Desnormalizar o valor obtido na planilha.

Os cinco modelos neurais propostos nesta tese foram implementados em planilhas do *Excel* e alguns detalhes sobre essas ferramentas podem ser vistos no Apêndice B.

5.4 ANÁLISE DO DESEMPENHO DOS MODELOS PROPOSTOS

Nesta seção constam as avaliações das cinco modelagens neurais desenvolvidas nesta tese (Tabela 5.27) e as análises do desempenho dos modelos propostos quando aplicados em casos reais, não utilizados durante as modelagens neurais.

Tabela 5.27 – Modelos propostos nesta tese.

Modelos	Aplicação
$RL_A = f(D, NF_{ac}, NA, TE2, \%Ar_{ac}, \%Sil_{ac}, \%Arg_{ac}, TC)$	Estacas isoladas
$RP_A = f(D, NP1, TE2)$	Estacas isoladas
$RL_V = f(D, NF_{ac}, NA, TE2, \%Ar_{ac}, \%Sil_{ac}, \%Arg_{ac})$	Estacas isoladas
$RP_V = f(D, NP2, TE2)$	Estacas isoladas
$Pg = f(Pr_A, s/D, CL, GE)$	Grupos de estacas

5.4.1 AVALIAÇÃO DOS MODELOS PROPOSTOS PARA ESTACAS ISOLADAS

Apesar dos coeficientes de correlações obtidos na fase de validação dos modelos propostos para estimar as cargas lateral e de ponta (aparentes e "verdadeiras") de estacas isoladas estarem compreendidos entre 0,88 e 0,99 e, esses valores serem considerados como *correlações fortes* por Smith (1986), é importante avaliar o comportamento desses modelos para cada estaca isolada que compõe o banco de dados usado na modelagem neural. Para isso, os valores fornecidos pelos modelos propostos e também os resultados encontrados por duas metodologias semi-empíricas consagradas - Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978), foram confrontados àqueles obtidos a partir da instrumentação das estacas.

Na Figura 5.30 estão exibidas as curvas carga lateral aparente x profundidade elaboradas para a estaca E52. Um curva refere-se às cargas laterais calculadas a partir da instrumentação da estaca (Seção 4.4.1), outra às cargas laterais fornecidas pelo modelo proposto para estimar a carga lateral aparente e duas às cargas laterais determinadas pelos métodos semi-empíricos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978). As Figuras referentes às demais estacas podem ser visualizadas por meio da Figura A.18.

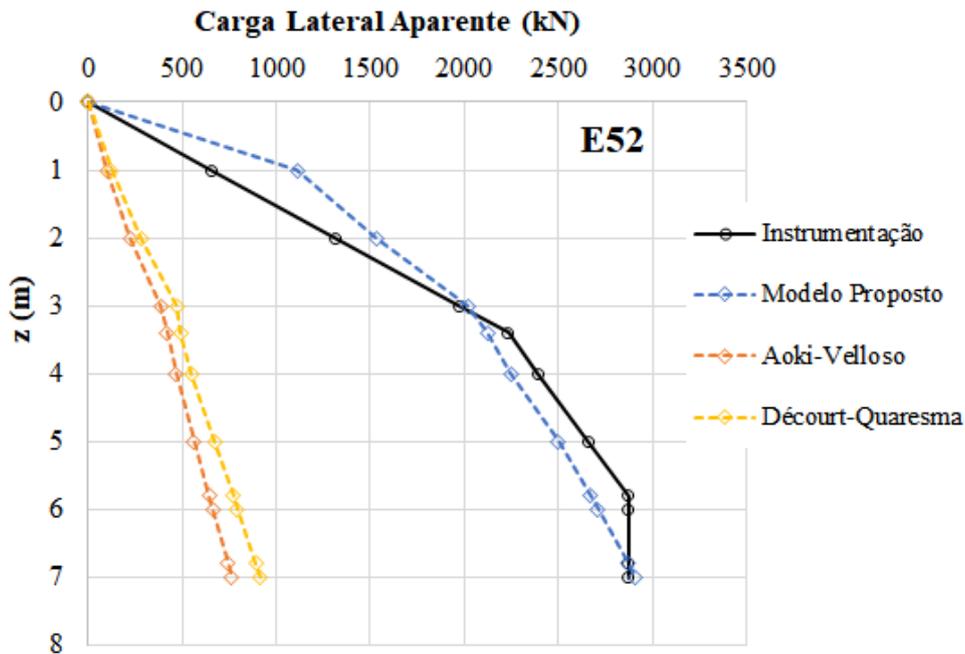


Figura 5.30 – Curvas carga lateral aparente x profundidade para a estaca E52.

Após analisar os comportamentos das curvas carga lateral aparente x profundidade das 95 estacas isoladas instrumentadas, foi possível identificar que:

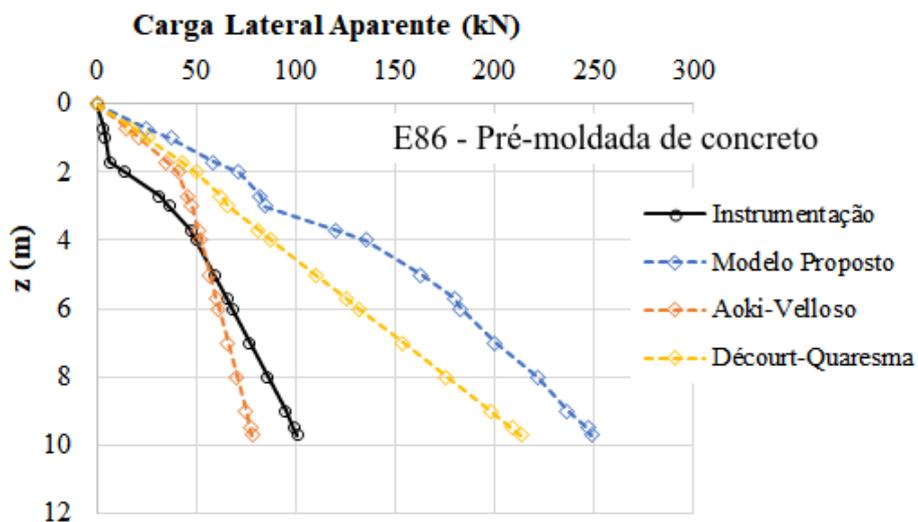


Figura 5.31 – Curvas carga lateral aparente x profundidade para a estaca pré-moldada de concreto E86.

- Para as estacas pré-moldadas de concreto, o modelo proposto para estimar a carga lateral aparente ora superestimou os valores correspondentes à instrumentação (Figura 5.31) ora forneceu curvas com comportamentos distintos daqueles obtidos com a instrumentação, inclusive com valores de cargas negativas - que na realidade não existem - (Figura 5.32). Já os métodos semi-empíricos de Aoki & Velloso (1975) e de Décourt & Quaresma (1978) superestimaram os valores correspondentes à instrumentação;

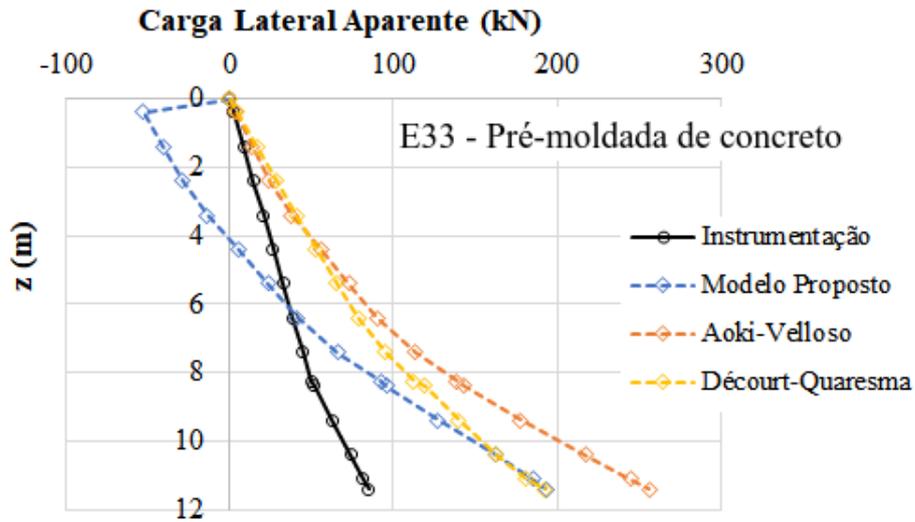


Figura 5.32 – Curvas carga lateral aparente \times profundidade para a estaca pré-moldada de concreto E33.

- Para as estacas metálicas (Figuras 5.33) e hélice contínua (Figuras 5.34), as curvas referentes ao modelo proposto para estimar a carga lateral aparente tiveram bastante proximidade daquelas correspondentes à instrumentação. Em contrapartida, os métodos semi-empíricos forneceram curvas diferentes daquela correspondente à instrumentação para a estaca metálica e subestimaram os valores para a estaca hélice contínua;

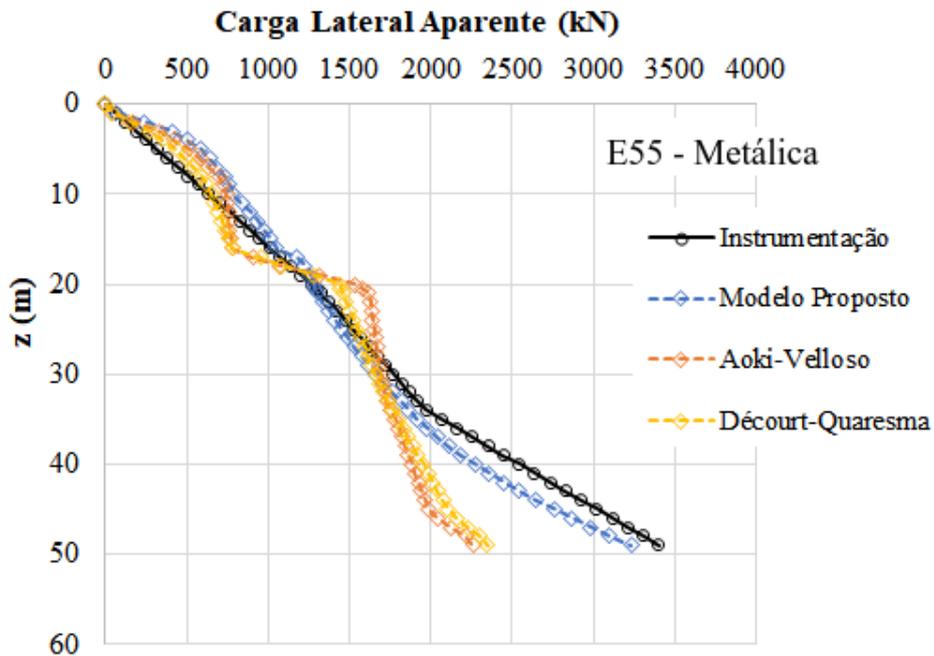


Figura 5.33 – Curvas carga lateral aparente \times profundidade para a estaca metálica E55.

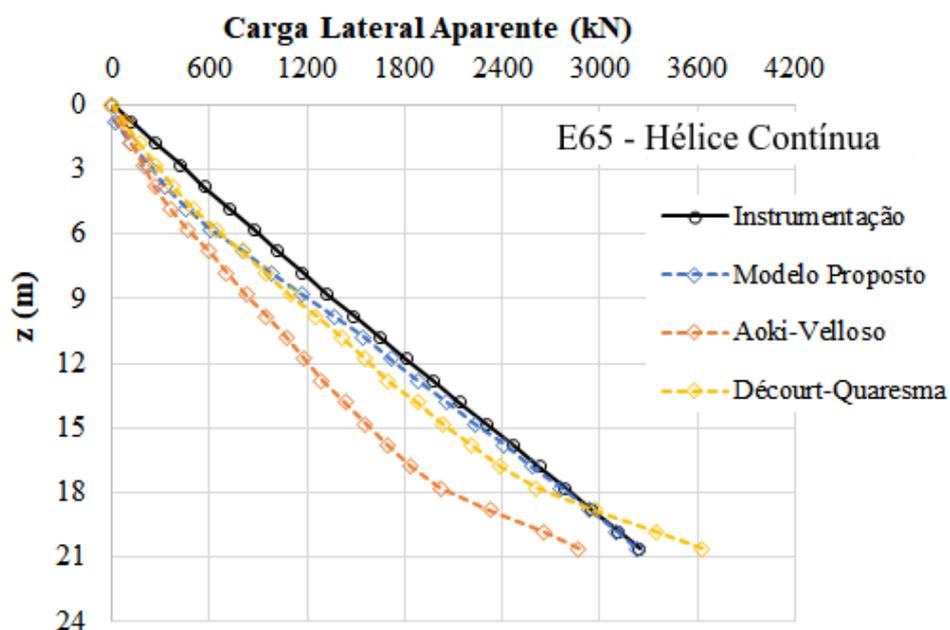


Figura 5.34 – Curvas carga lateral aparente \times profundidade para a estaca hélice contínua E65.

- Para as estacas injetadas, o modelo proposto para estimar a carga lateral aparente forneceu curvas com comportamentos indesejáveis (com várias inflexões), porém os valores pontuais estão mais próximos àqueles obtidos com a instrumentação do que aqueles calculados pelos métodos semi-empíricos (Figura 5.35);

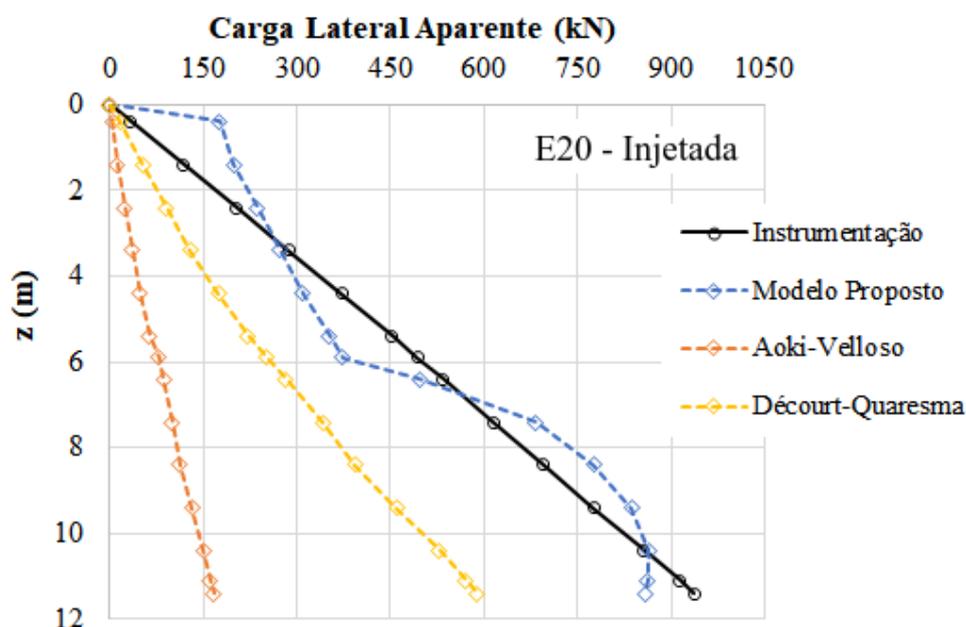


Figura 5.35 – Curvas carga lateral aparente \times profundidade para a estaca injetada E20.

- Para as estacas escavadas com estabilizantes (lama betonítica, polímero), o modelo proposto para estimar a carga lateral aparente ora forneceu curvas similares àque-

las obtidas a partir da instrumentação (Figura 5.36) ora forneceu curvas com comportamentos incoerentes, ainda que os valores pontuais sejam próximos ao desejado (Figura 5.37). Enquanto isso, os métodos semi-empíricos subestimaram os valores obtidos correspondentes à instrumentação;

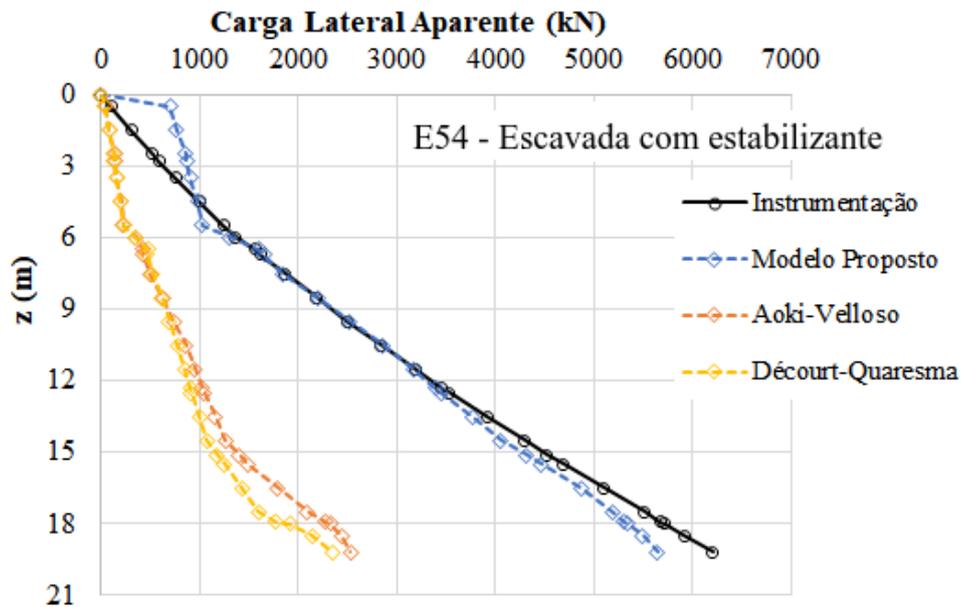


Figura 5.36 – Curvas carga lateral aparente \times profundidade para a estaca escavada com estabilizante E54.

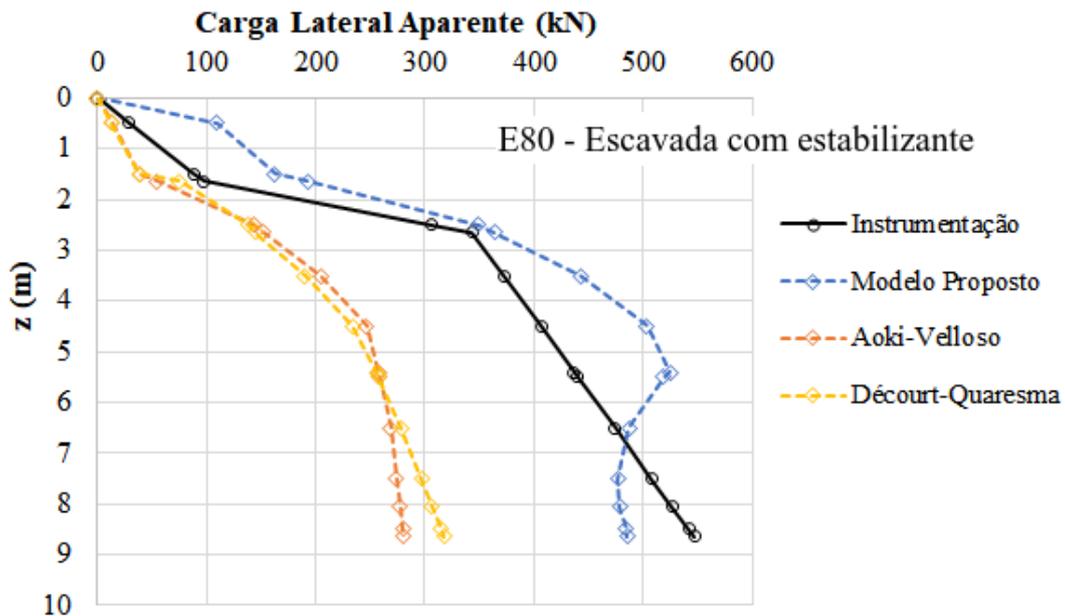


Figura 5.37 – Curvas carga lateral aparente \times profundidade para a estaca escavada com estabilizante E80.

- Para as estacas escavadas com deslocamento (por exemplo, apiloadada, ômega), tanto o modelo proposto para estimar a carga lateral aparente quanto os métodos semi-empíricos subestimaram os valores correspondentes à instrumentação (Figura 5.38);

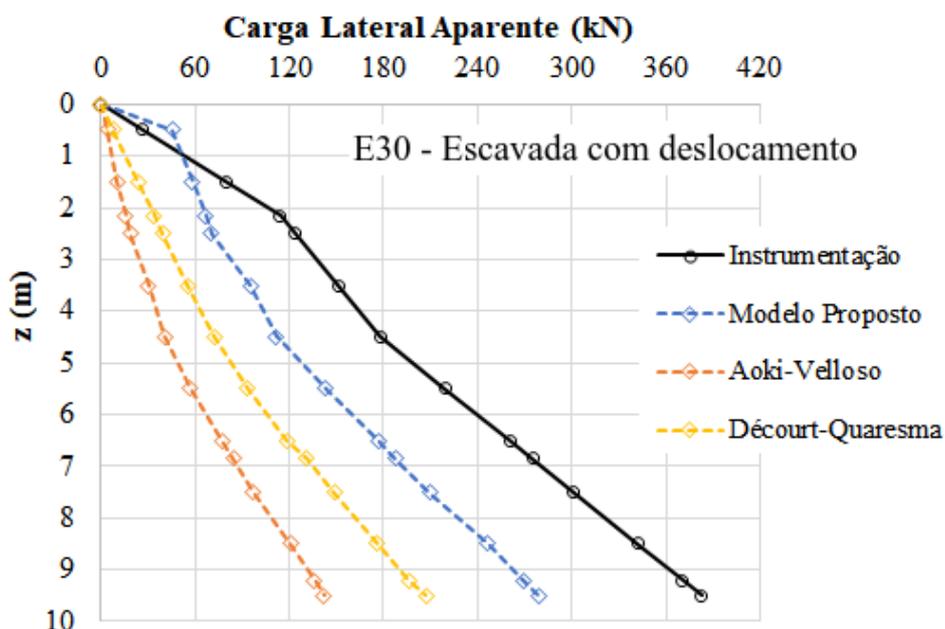


Figura 5.38 – Curvas carga lateral aparente \times profundidade para a estaca escavada com deslocamento E30.

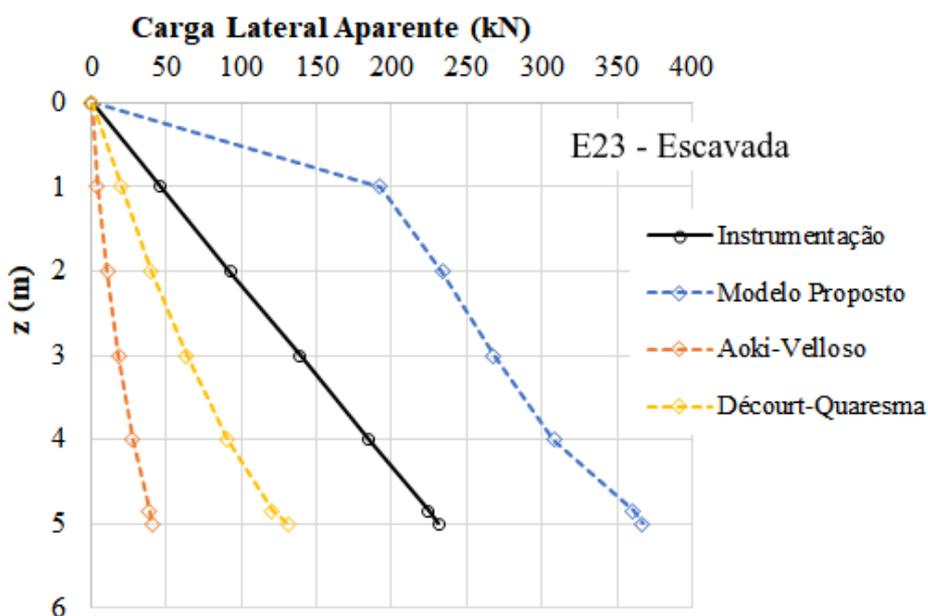


Figura 5.39 – Curvas carga lateral aparente \times profundidade para a estaca escavada E23

- Para as estacas escavadas com trado de até 5 m de comprimento (Figura 5.39), o modelo proposto para estimar a carga lateral aparente superestimou os valores obtidos a partir da instrumentação. Já para aquelas com comprimentos maiores do que

10 m, os comportamentos das curvas foram incoerentes (Figura 5.40), entretanto os valores pontuais se encontram próximos à curva desejada. Em ambas, os métodos semi-empíricos subestimaram os valores correspondentes à instrumentação;

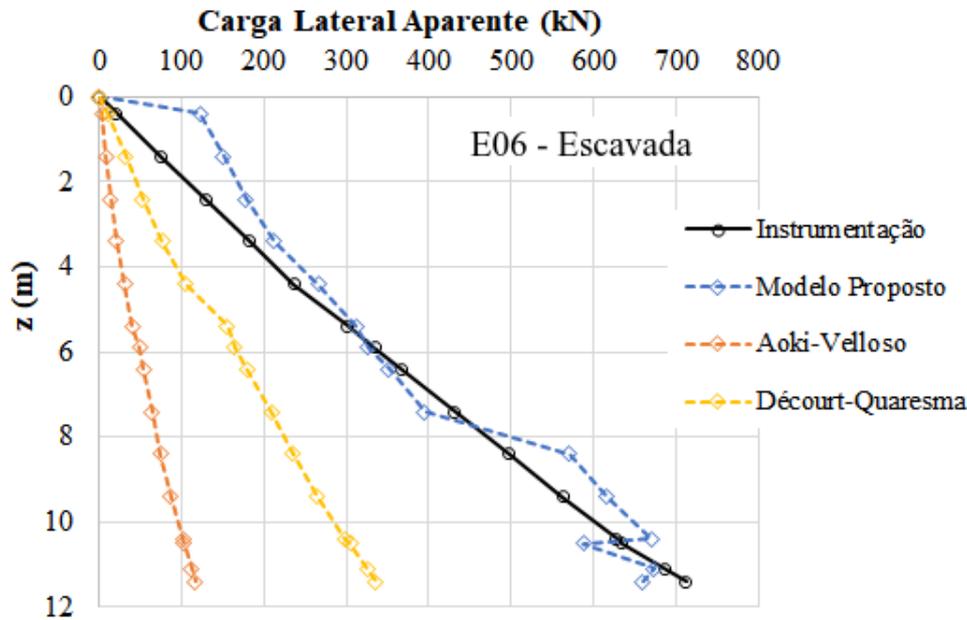


Figura 5.40 – Curvas carga lateral aparente \times profundidade para a estaca escavada E06.

- Em 23 estacas, o modelo proposto para estimar a carga lateral aparente superestima as cargas laterais referentes à instrumentação. Um desses casos está ilustrado na Figura 5.39;
- Em 60 das estacas, o modelo proposto para estimar a carga lateral aparente forneceu valores mais próximos àqueles obtidos com a instrumentação do que os métodos semi-empíricos. Um desses casos está ilustrado na Figura 5.36;
- Para a maioria das estacas, os métodos semi-empíricos subestimam os valores correspondentes à instrumentação. Nas Figuras 5.39 e 5.40 estão apresentados dois exemplos que ilustram esse fato;

Na Figura 5.41 está exposta a comparação entre as cargas de ponta aparente calculadas para as 95 estacas isoladas que compõem o banco de dados usado na modelagem neural. Uma curva refere-se aos valores medidos com a instrumentação da estaca, outra aos valores fornecidos pelo modelo proposto para estimar a carga de ponta aparente e duas correspondem aos métodos semi-empíricos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978).

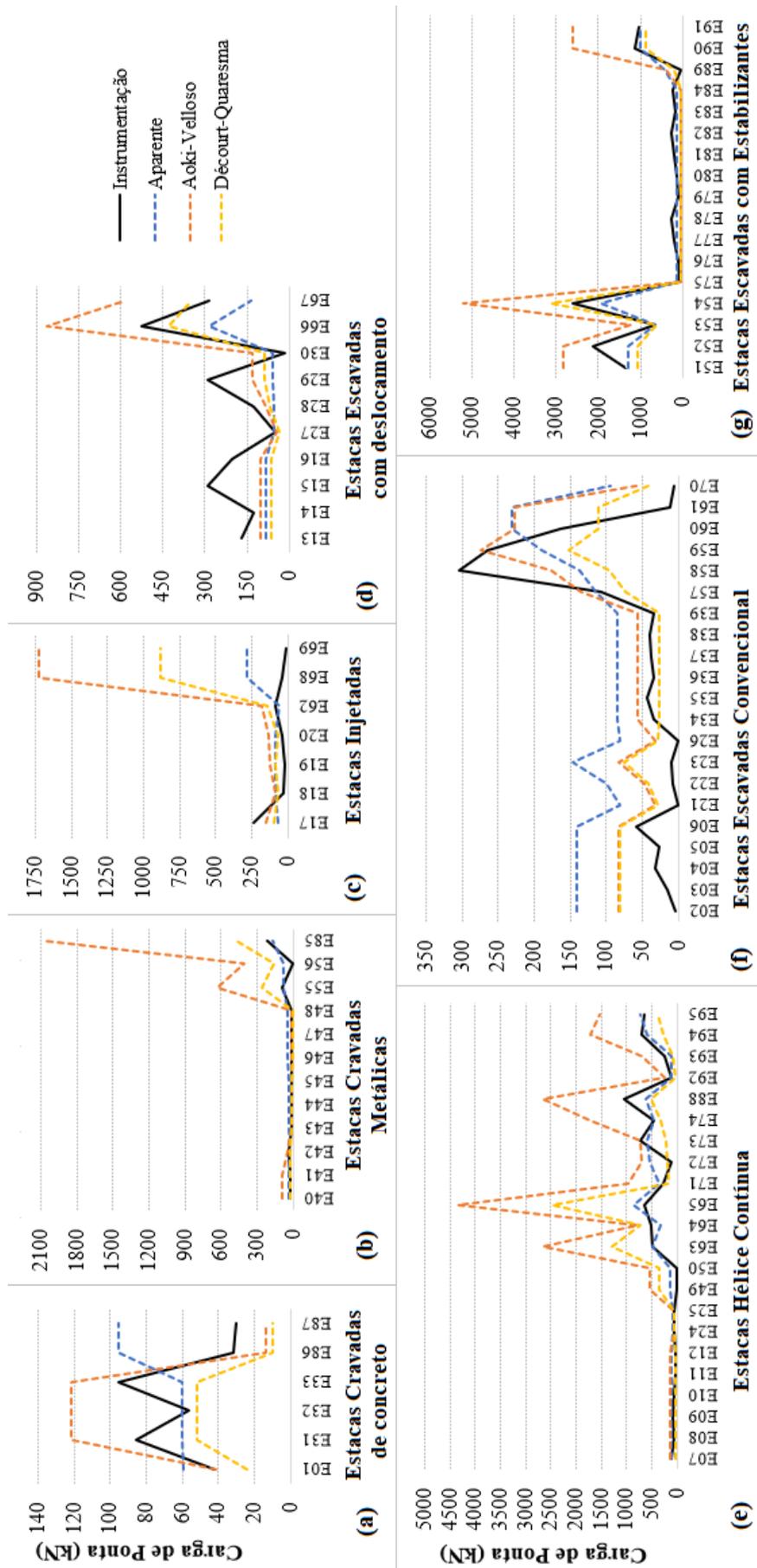


Figura 5.41 – Comparação entre as cargas de ponta aparentes obtidas pelo modelo proposto, pelos métodos semi-empíricos e por meio da instrumentação referentes às estacas (a) cravada de concreto, (b) cravada metálica, (c) injetadas, (d) escavadas com deslocamento, (e) hélice contínua, (f) escavadas e (g) escavada com estabilizante.

Observa-se que o modelo proposto para estimar a carga de ponta aparente superestimou a carga de ponta instrumentada para as estacas escavadas, porém prevê com bastante similaridade para as demais. O método semi-empírico de Aoki & Velloso (1975) superestimou os valores instrumentados para a maioria das estacas enquanto o método de Décourt & Quaresma (1978) forneceu valores próximos àqueles correspondentes à instrumentação para as estacas cravada metálica, escavadas com deslocamento e escavada com estabilizante.

Em síntese, o modelo proposto para estimar a carga lateral aparente teve um bom desempenho para as estacas metálica, hélice contínua e escavadas com estabilizante, porém, o mesmo não ocorreu para as estacas pré-moldadas de concreto, injetadas, escavadas com trado e escavadas com deslocamento. O modelo proposto para estimar a carga de ponta aparente forneceu valores próximos aos desejados para a maioria das estacas. Os métodos semi-empíricos subestimaram as cargas laterais, o método de Aoki & Velloso (1975) superestimou as cargas de ponta, em média, 230% e o método de Décourt & Quaresma (1978) subestimou as cargas de ponta em aproximadamente 50%.

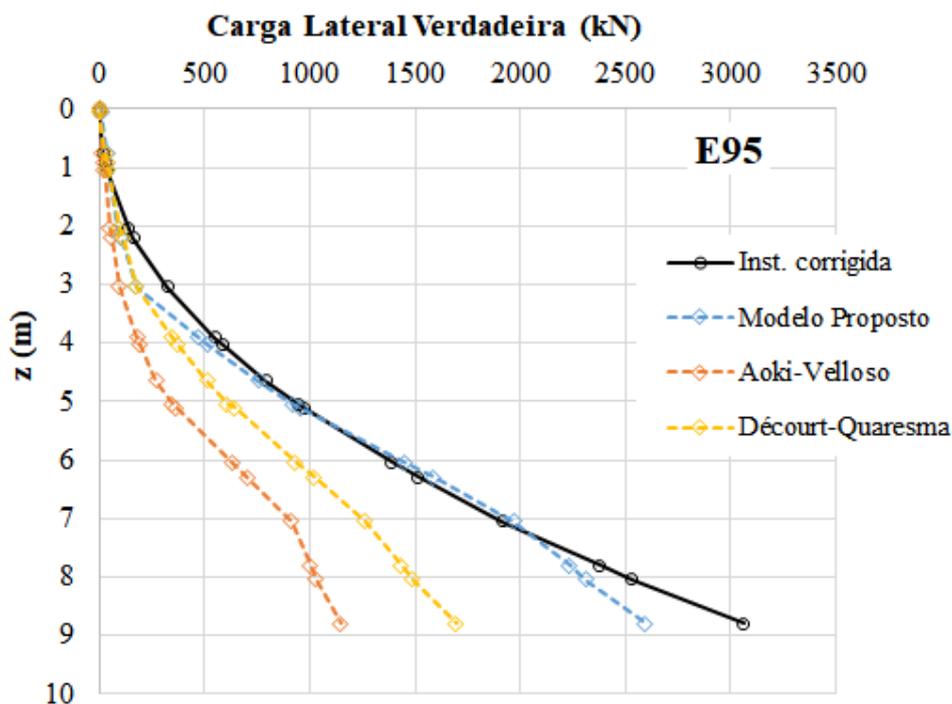


Figura 5.42 – Curvas carga lateral "verdadeira" x profundidade para a estaca E95.

Na Figura 5.42 estão exibidas as curvas carga lateral "verdadeira" x profundidade elaboradas para a estaca E95. Uma curva refere-se às cargas laterais com a presença das cargas residuais que foram obtidas a partir da instrumentação da estaca e do método unificado de Fellenius (Seção 4.4.1), outra às cargas laterais fornecidas pelo modelo proposto para estimar a

carga lateral "verdadeira" e duas às cargas laterais determinadas pelos métodos semi-empíricos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978). As Figuras referentes às demais estacas podem ser visualizadas por meio da Figura A.19.

Após analisar os comportamentos das curvas carga lateral aparente \times profundidade das 95 estacas isoladas instrumentadas, foi possível observar que:

- Para as estacas pré-moldadas de concreto (Figura 5.43), o modelo proposto para estimar a carga lateral "verdadeira" subestimou os valores correspondentes à instrumentação "corrigida" (decorrente disso, alguns foram negativos), no entanto os comportamentos das curvas foram similares ao da curva desejada. Os métodos semi-empíricos de Aoki & Velloso (1975) e de Décourt & Quaresma (1978) superestimaram os valores correspondentes à instrumentação "corrigida";

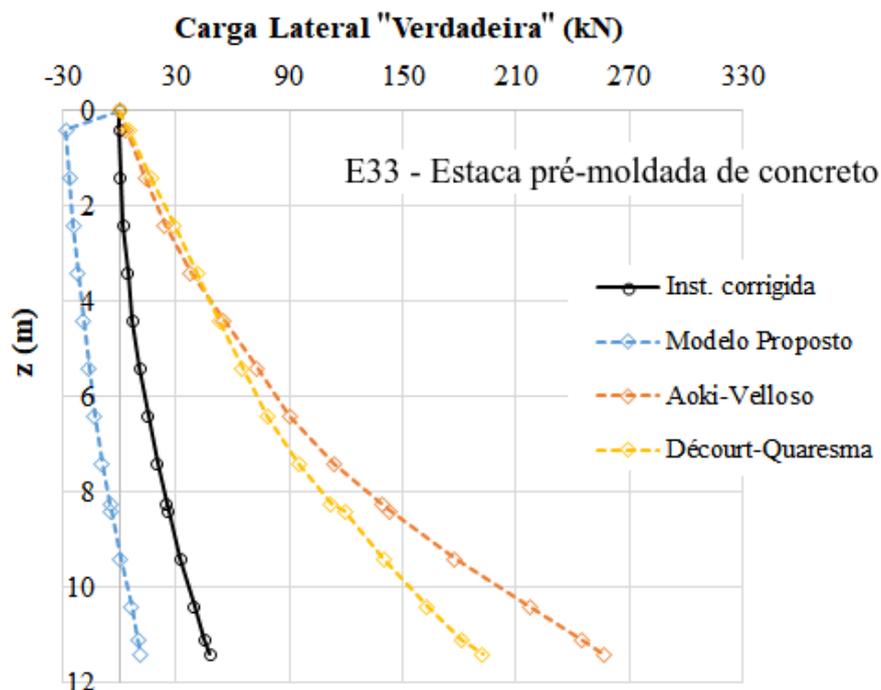


Figura 5.43 – Curvas carga lateral "verdadeira" \times profundidade para a estaca pré-moldada de concreto E33.

- Para as estacas metálicas, o modelo proposto para estimar a carga lateral "verdadeira" ora forneceu curvas incoerentes (Figura 5.44) ora forneceu curvas com bastante proximidade daquelas correspondentes à instrumentação "corrigida" (Figura 5.45). Em relação aos métodos semi-empíricos, percebe-se que superestimaram os valores desejados;

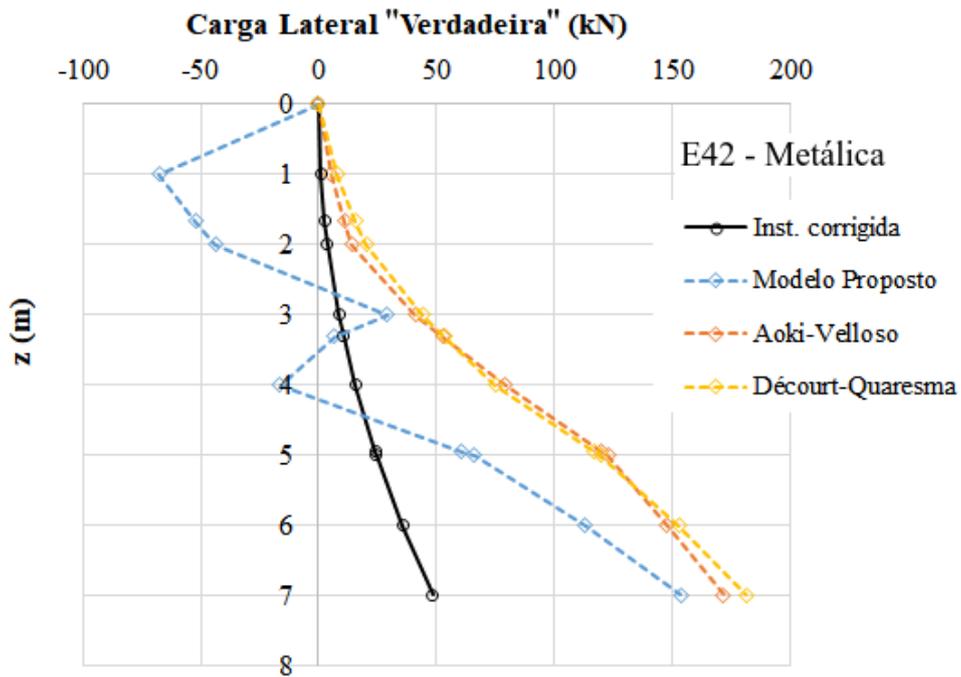


Figura 5.44 – Curvas carga lateral "verdadeira" x profundidade para a estaca metálica E42.

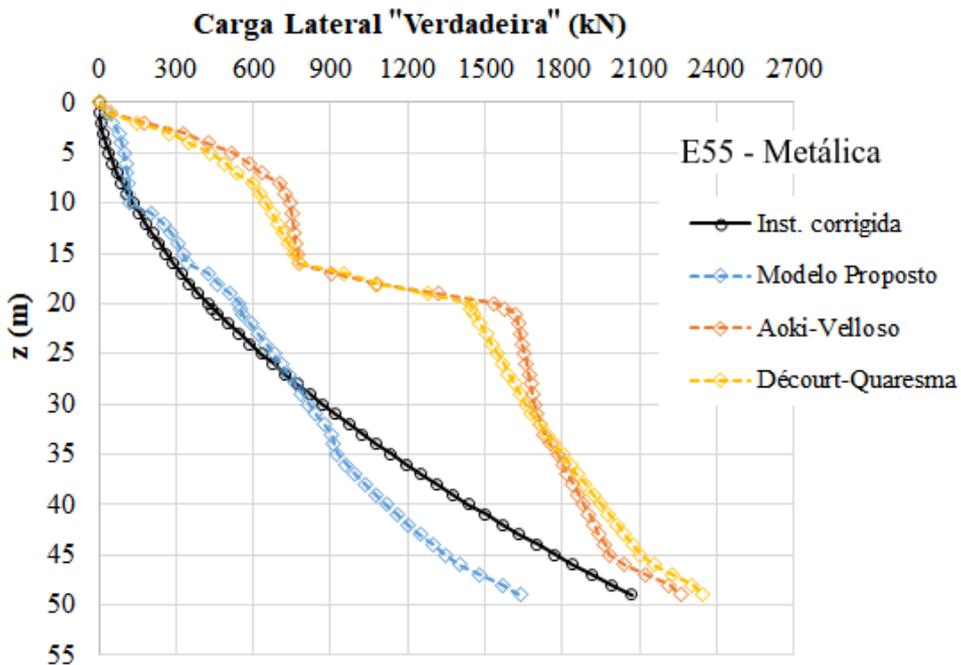


Figura 5.45 – Curvas carga lateral "verdadeira" x profundidade para a estaca metálica E55.

- Para as estacas injetadas, a curvas referente ao modelo proposto para estimar a carga lateral "verdadeira" ora se aproxima da curva correspondente à instrumentação "corrigida"(Figura 5.46) ora se aproxima da curva referente ao método semi-empírico de Décourt & Quaresma (1978) - Figura 5.47. Em relação aos métodos semi-empíricos, os valores oscilaram entre maiores ou menores do que os desejados;

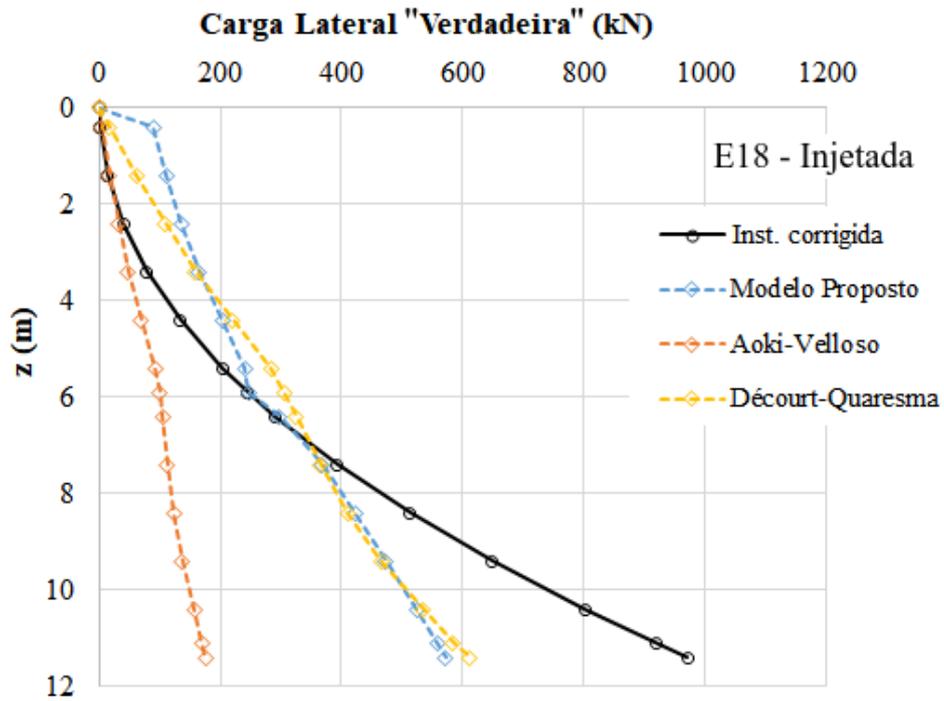


Figura 5.46 – Curvas carga lateral "verdadeira" x profundidade para a estaca injetada E18.

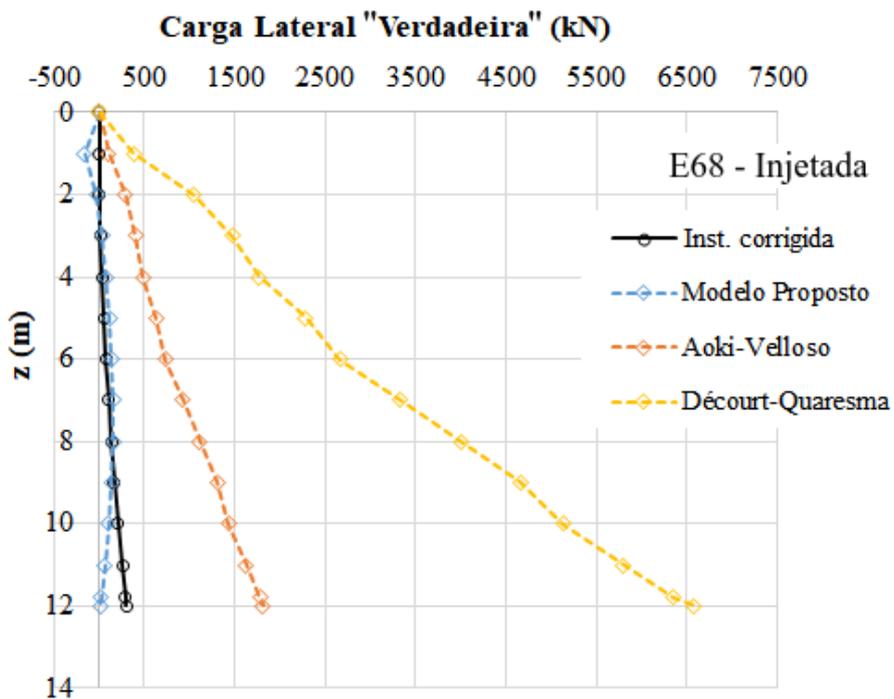


Figura 5.47 – Curvas carga lateral "verdadeira" x profundidade para a estaca injetada E68.

- Para as estacas hélice contínua (Figura 5.48), tanto o modelo proposto para estimar a carga lateral "verdadeira" quanto o método semi-empírico de Décourt & Quaresma (1978) forneceram curvas similares àquelas correspondentes à instrumentação "corrigida". Já o método de Aoki & Velloso (1975) subestimou os valores referentes à instrumentação "corrigida";

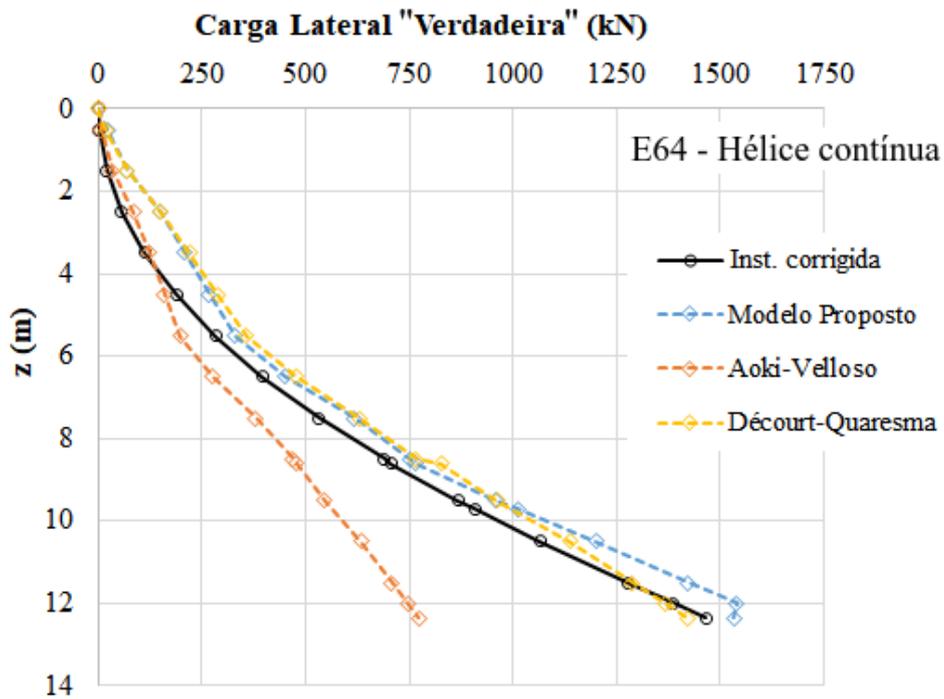


Figura 5.48 – Curvas carga lateral "verdadeira" \times profundidade para a estaca hélice contínua E64.

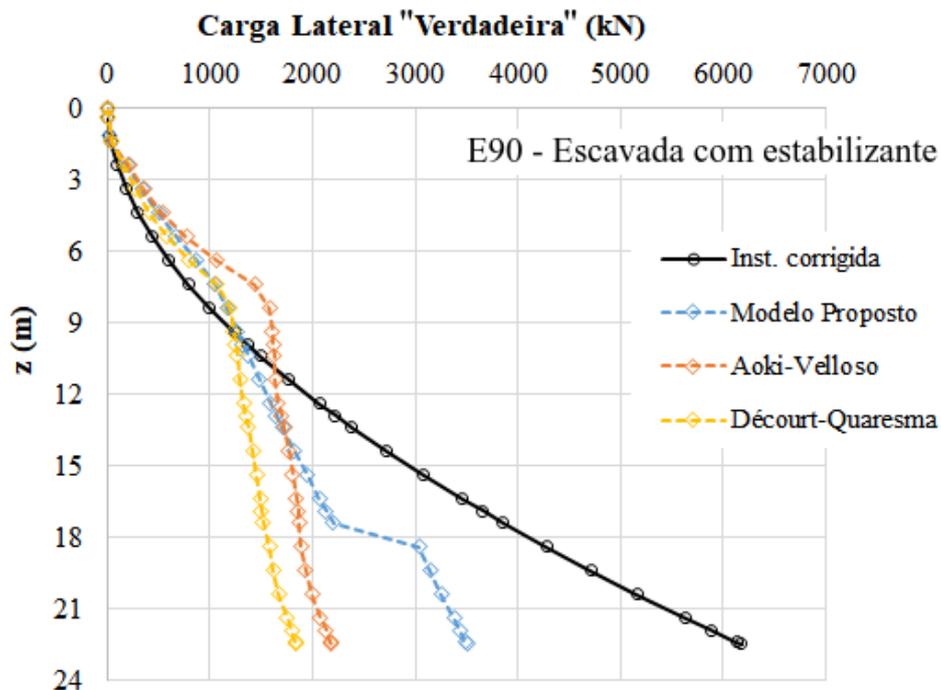


Figura 5.49 – Curvas carga lateral "verdadeira" \times profundidade para a estaca escavada com estabilizante E90.

- Para as estacas escavadas com estabilizantes (lama betonítica, polímero), o modelo proposto para estimar a carga lateral "verdadeira" forneceu curvas similares às obtidas pelos métodos semi-empíricos. Ademais, percebe-se que as curvas correspon-

dentos ao modelo proposto e aos métodos semi-empíricos destoam da instrumentação "corrigida"(Figura 5.49);

- Para as estacas escavadas com deslocamento (por exemplo, apiloadada, ômega), o comportamento da curva fornecida pelo modelo proposto para estimar a carga lateral "verdadeira" foi semelhante e ligeiramente maior do que àquele observado para os métodos semi-empíricos. Nenhum dos métodos se aproximou do comportamento da curva correspondente à instrumentação "corrigida"(Figura 5.50);

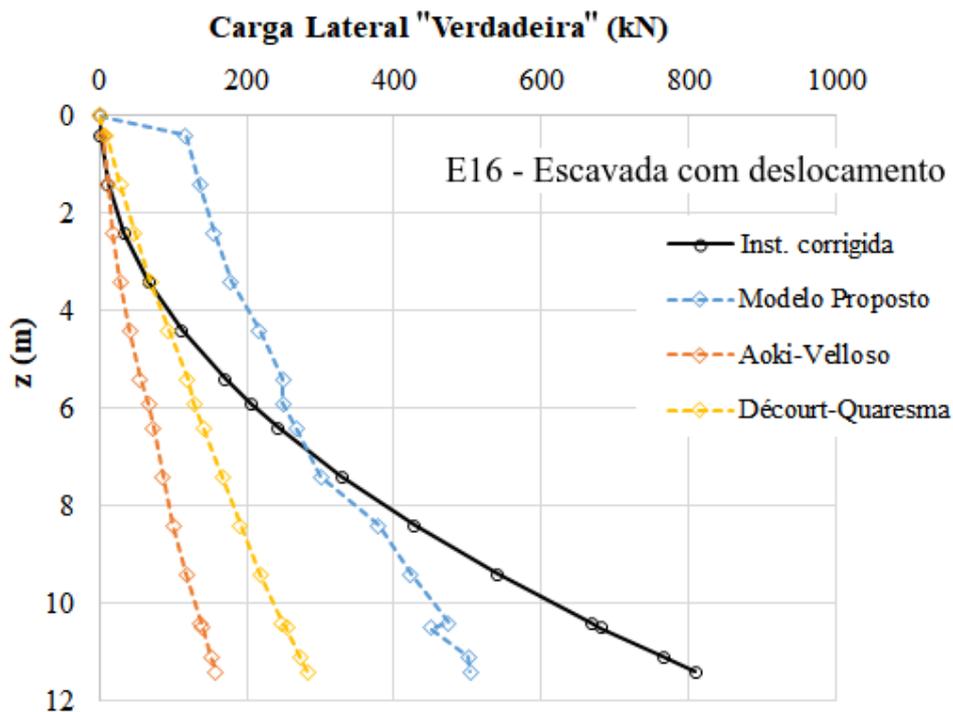


Figura 5.50 – Curvas carga lateral "verdadeira" x profundidade para a estaca escavada com deslocamento E16.

- Para as estacas escavadas com trado de até 6 m de comprimento, o modelo proposto para estimar a carga lateral "verdadeira" forneceu curvas com comportamentos semelhantes àqueles obtidos para os métodos semi-empíricos, porém, diferentes daquele correspondente à instrumentação "corrigida"(Figura 5.52). Para as estacas escavadas com trado de comprimentos maiores do que 10 m, os valores fornecidos pelo modelo proposto para estimar a carga lateral "verdadeira" foram próximos aos desejados (Figura 5.51). Em ambas, o método semi-empírico de Aoki & Velloso (1975) subestimou os valores referentes à instrumentação "corrigida" e o método de Décourt & Quaresma (1978) forneceu cargas laterais maiores do que aquelas calculadas por Aoki & Velloso (1975);

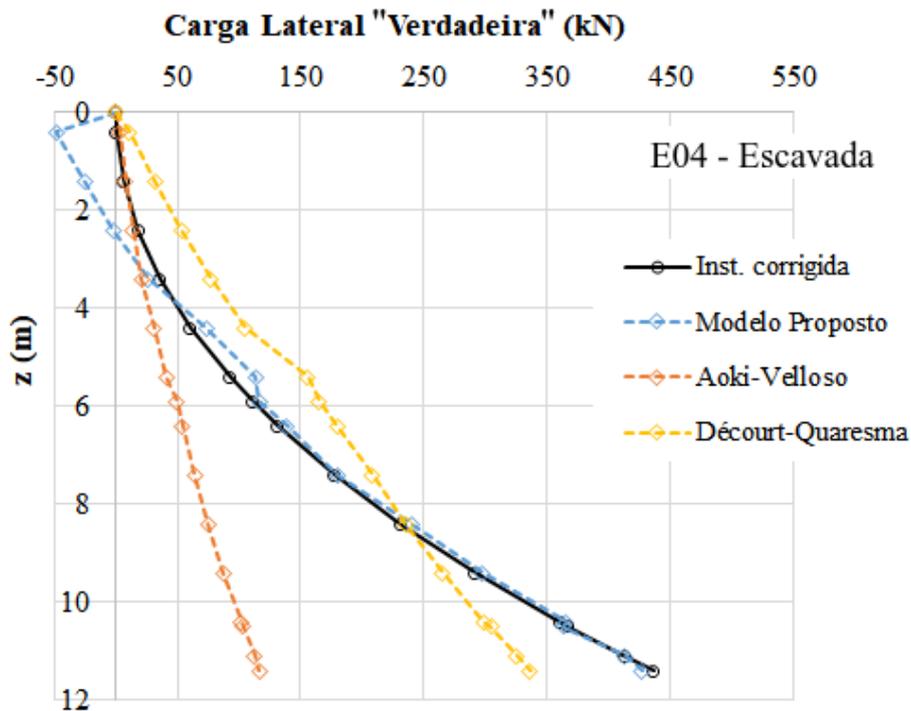


Figura 5.51 – Curvas carga lateral "verdadeira" x profundidade para a estaca escavada E04.

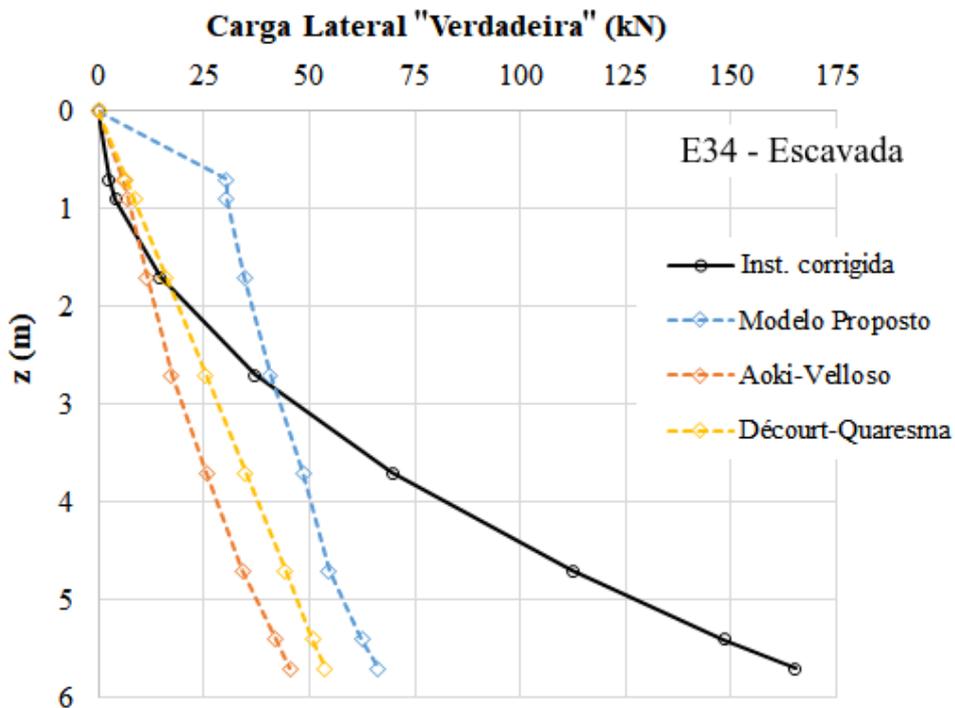


Figura 5.52 – Curvas carga lateral "verdadeira" x profundidade para a estaca escavada E34.

- O modelo proposto para estimar a carga lateral "verdadeira" se aproxima do comportamento dos métodos semi-empíricos, especialmente do método de Décourt & Quaresma (1978). Nas Figuras 5.46 e 5.48 estão apresentados dois exemplos que ilustram esse fato;

- Em 38 estacas, o modelo proposto para estimar a carga lateral "verdadeira" forneceu curvas similares e mais proximas ao metodos unificado do que os metodos semi-empíricos. Um desses casos está representado na Figura 5.42;
- Em 23 estacas, o modelo proposto para estimar a carga lateral "verdadeira" superestimou os valores correspondentes ao método unificado. Um desses casos está representado na Figura 5.53;

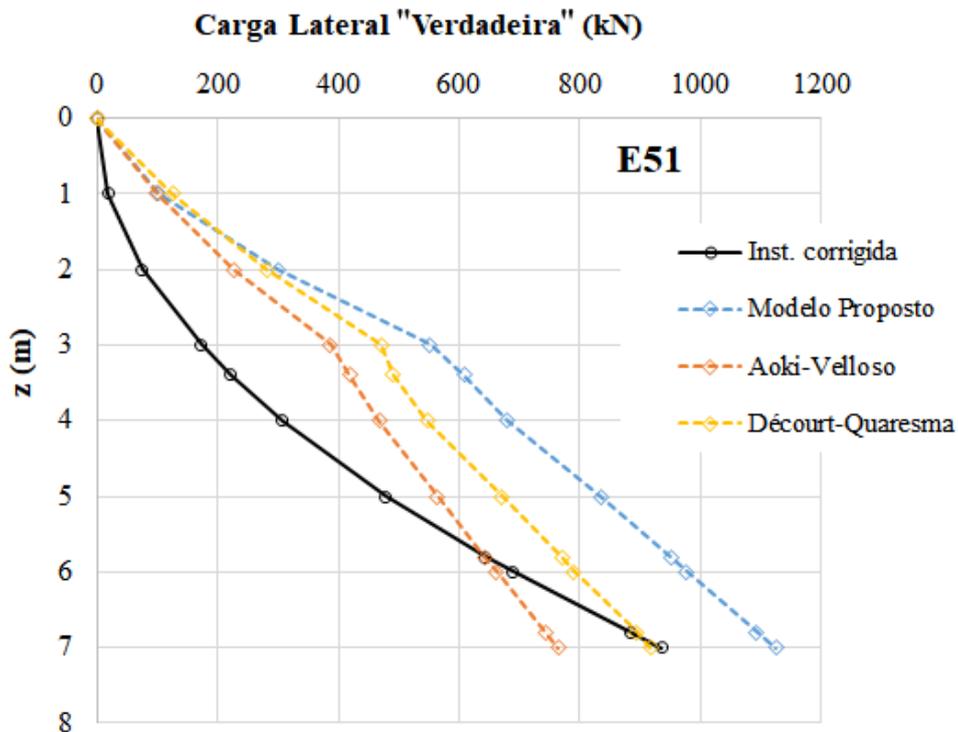


Figura 5.53 – Curvas carga lateral "verdadeira" x profundidade para a estaca E51.

Na Figura 5.54 está exposta a comparação entre as cargas de ponta "verdadeiras" calculadas para as 95 estacas isoladas que compõem o banco de dados usado na modelagem neural. Uma curva refere-se aos valores obtidos a partir da instrumentação da estaca e do método unificado de Fellenius (Seção 4.4.1), outra aos valores fornecidos pelo modelo proposto para estimar a carga de ponta "verdadeira" e duas correspondem aos métodos semi-empíricos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978).

Observa-se que o modelo proposto para estimar a carga de ponta "verdadeira" se aproxima dos valores desejados (instrumentação "corrigida") para as estacas escavadas com deslocamento, hélice contínua e escavada com estabilizante, porém o mesmo não ocorre para as estacas cravadas e injetadas. Os métodos semi-empíricos de Décourt & Quaresma (1978) e Aoki & Velloso (1975) subestimam os valores desejados para a maioria das estacas.

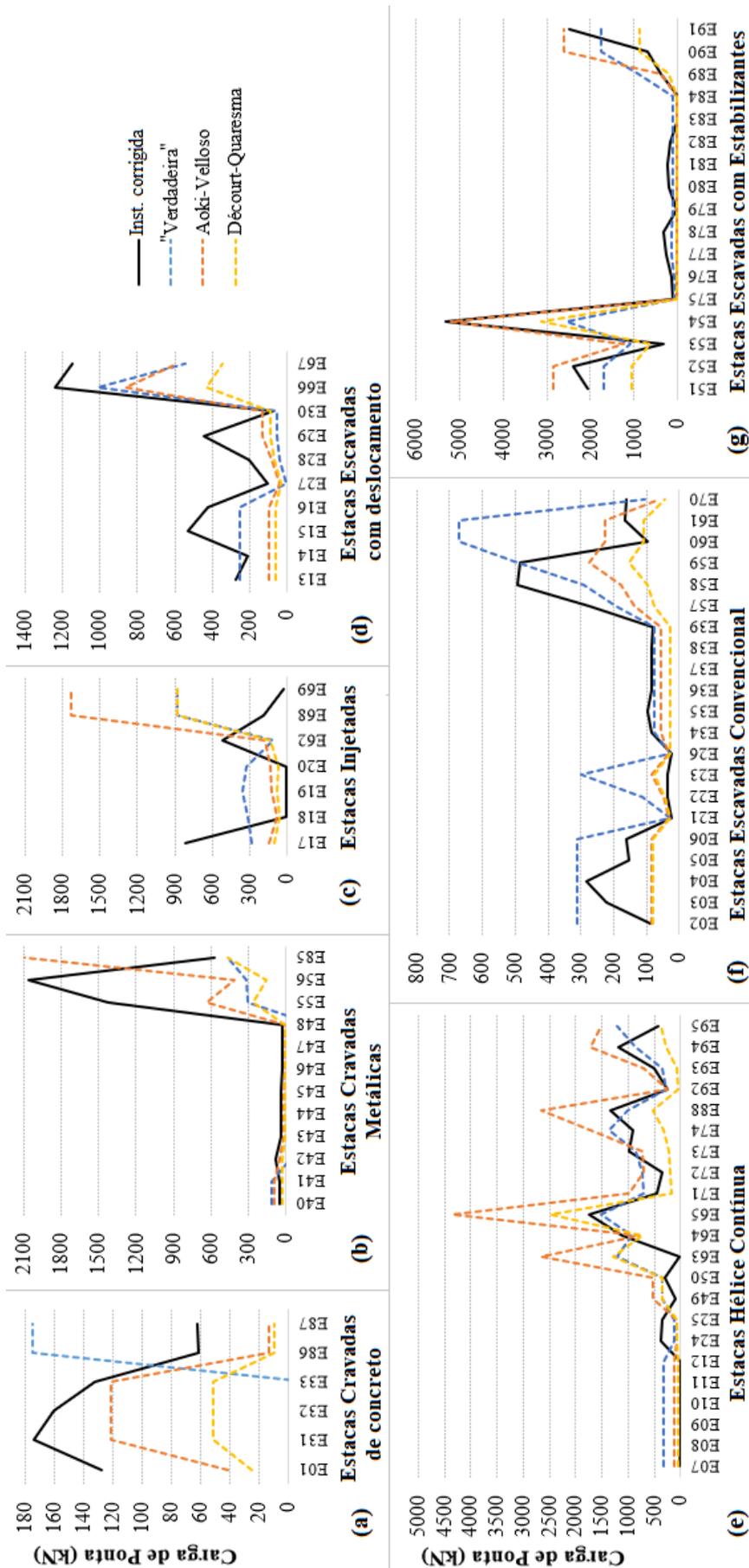


Figura 5.54 – Comparação entre as cargas de ponta "verdadeiras" obtidas pelo modelo proposto, pelos métodos semi-empíricos e por meio da instrumentação referentes às estacas (a) cravada de concreto, (b) cravada metálica, (c) injetadas, (d) escavadas com deslocamento, (e) hélice contínua, (f) escavadas e (g) escavada com estabilizante.

Em suma, o modelo proposto para estimar a carga lateral "verdadeira" teve desempenho mediano para as estacas metálica, hélice contínua, injetadas e escavadas com trado, porém, o mesmo não ocorreu para as estacas pré-moldadas de concreto, escavadas com estabilizante e escavadas com deslocamento. O modelo proposto para estimar a carga de ponta "verdadeira" forneceu valores próximos aos desejados para a maioria das estacas. Os métodos semi-empíricos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978) forneceram curvas carga lateral x profundidade destoantes daquelas correspondentes à instrumentação corrigida e subestimaram as cargas de ponta para a maioria das estacas, em média, 60%.

É importante lembrar que os modelos neurais propostos nesta tese para estimar as cargas lateral e de ponta de estacas isoladas, diferente dos métodos semi-empíricos, permitem avaliar como a variação de nível d'água e também como a velocidade do carregamento (lento ou rápido) aplicado na estaca podem afetar as cargas laterais. Além disso, também diferem de outros modelos neurais já disponíveis, uma vez que podem ser aplicados em diferentes perfis geotécnicos, diversos tipos de estacas e por fornecerem as curvas carga lateral x profundidade e não apenas os valores totais de carga lateral, de ponta ou a capacidade de carga.

5.4.2 APLICAÇÃO DOS MODELOS PROPOSTOS PARA ESTACAS ISOLADAS

Os modelos neurais propostos nesta tese (para estacas isoladas) foram aplicados para estimar as cargas lateral e de ponta (aparentes e "verdadeiras") e a capacidade de carga (aparente e "verdadeira") de estacas isoladas e também de grupos implementados em 3 (três) campos experimentais. Os resultados encontrados com os modelos propostos foram comparados aos valores obtidos por métodos semi-empíricos usuais - Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978) - e/ou por resultados adquiridos a partir de ensaios realizados *in loco*, conforme mostra o fluxograma exibido na Figura 5.55. Tais procedimentos permitiram avaliar o desempenho dos modelos propostos nesta tese, para estacas isoladas.

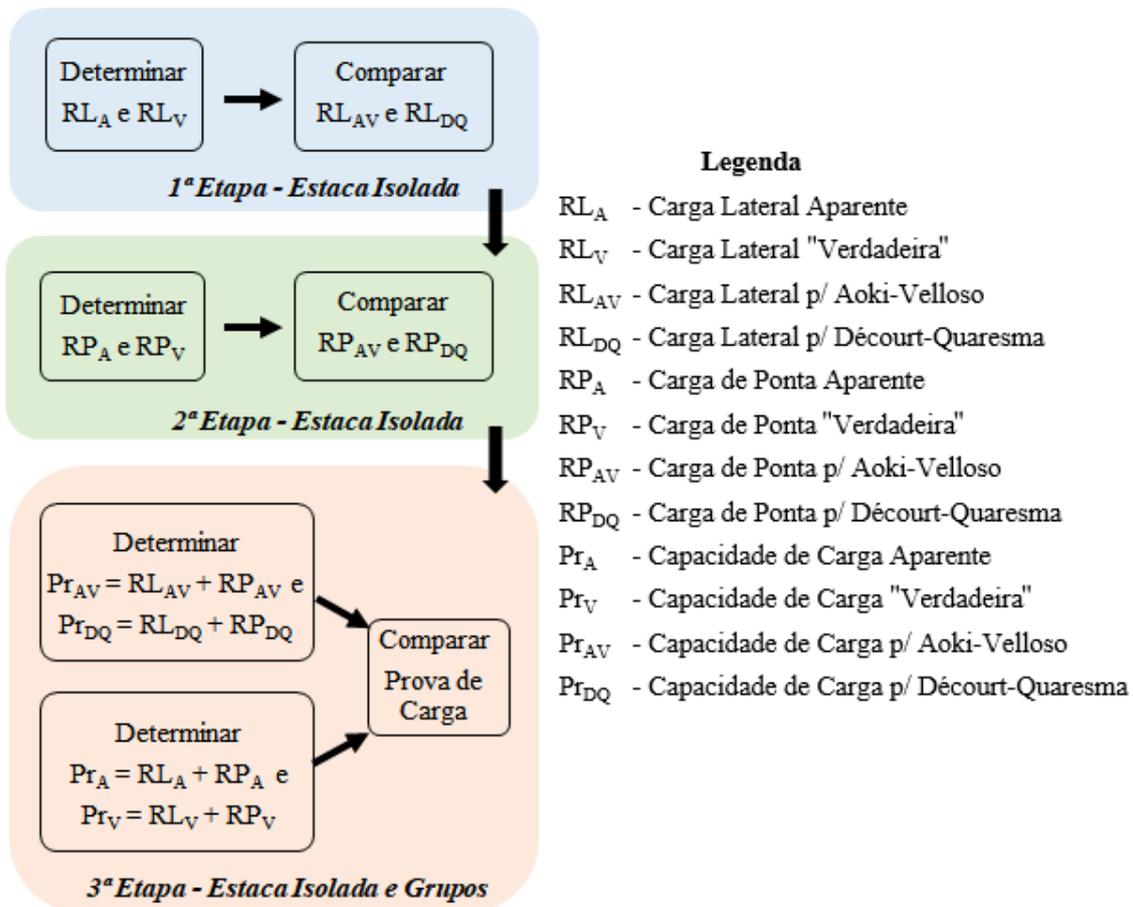


Figura 5.55 – Fluxograma das etapas de aplicação dos modelos desenvolvidos para estacas isoladas.

A finalidade das comparações entre os valores de capacidade de carga obtidos com os modelos propostos para estacas isoladas é avaliar a potencialidade desses modelos na previbilidade de capacidade de carga de grupos de estacas.

A localização dos campos experimentais está mostrada na Figura 5.56, na qual observa-se que dois casos estão situadas em estados brasileiros pertencentes ao banco de dados relativo às 95 estacas isoladas instrumentadas (Figura 3.17) e somente o Caso 3 não está.

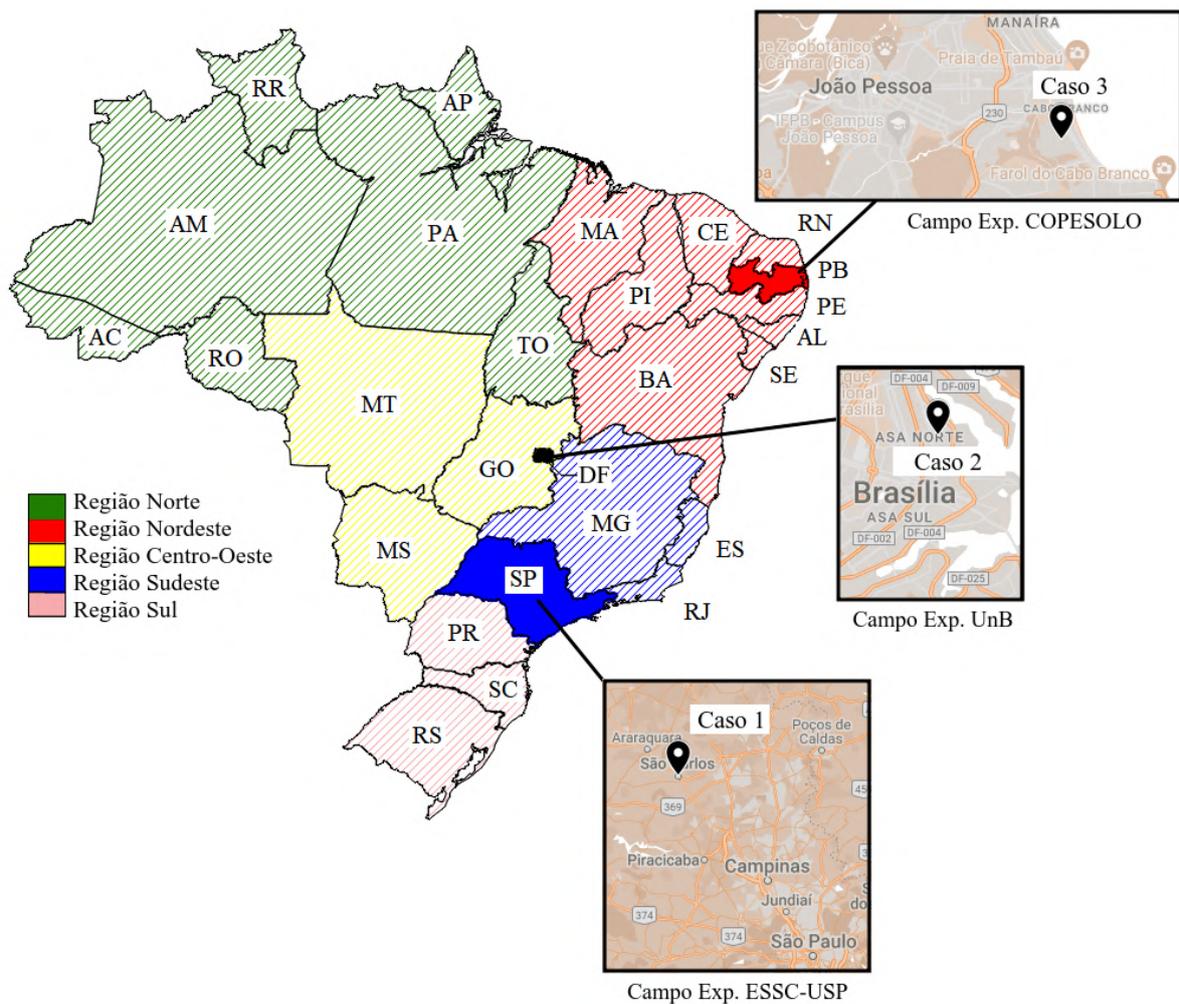


Figura 5.56 – Localização dos casos em que foram aplicados os modelos neurais propostos para estacas isoladas.

Os detalhes sobre cada um desses casos estão descritos a seguir.

(a) Caso 1 - Campo Experimental ESSC-USP

O Caso 1 refere-se à uma estaca isolada (escavada convencional) e também à três grupos compostos por até quatro estacas desse mesmo tipo, que foram construídas no campo experimental de fundações da EESC-USP. As características das estacas e dos grupos estão apresentadas em conjunto com o perfil geotécnico na Figura 5.57. Os dados sobre esses elementos de fundações foram coletados em Silva & Cintra (1996).

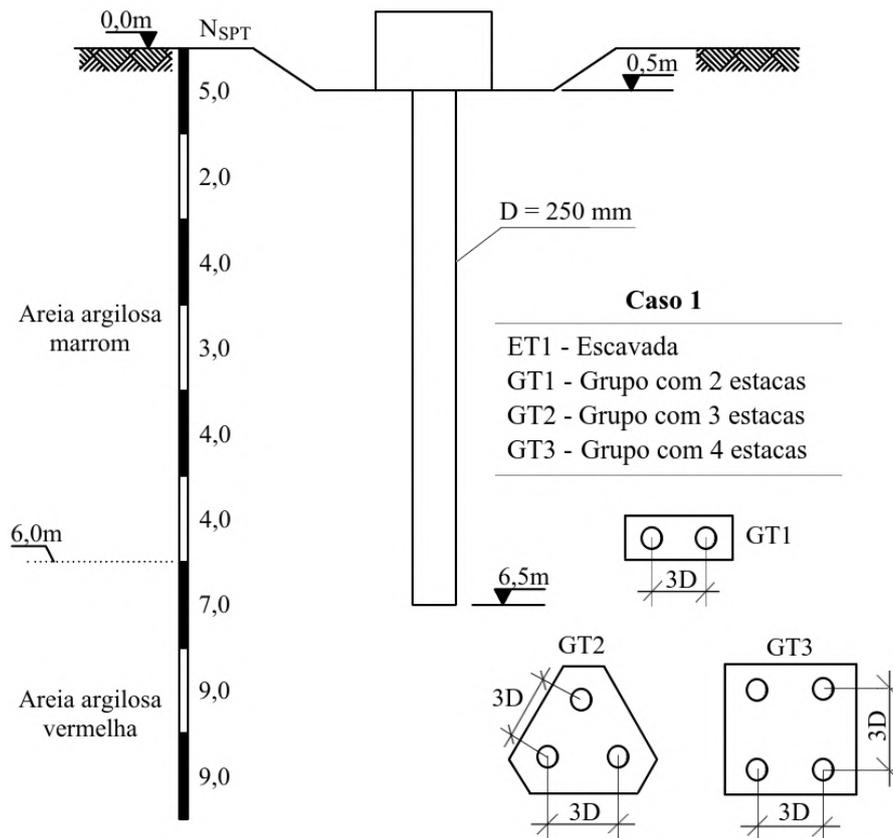


Figura 5.57 – Perfil geotécnico do campo experimental da ESSC-USP, adaptada de (Cintra *et al.*, 1991).

O perfil geotécnico é constituído por uma camada superficial de areia argilosa marrom, fina, laterizada, com 6 m de espessura. Na segunda camada encontra-se o solo residual do Grupo Bauru, classificado como areia argilosa vermelha. Durante o inverno, o nível d'água foi detectado à 10 m de profundidade (Cintra *et al.*, 1991).

Tanto a estaca isolada quanto os grupos foram submetidos ao ensaio de prova de carga estática, com carregamento rápido (QML), até atingir à ruptura. O espaçamento entre as estacas que compõem os grupos foi de 3D e o bloco de coroamento estava em contato com o solo.

Na Figura 5.58 estão apresentadas as quatro curvas carga lateral x profundidade elaboradas para a estaca isolada ET1, sendo duas referentes aos modelos neurais propostos (RL_A e RL_V) e duas correspondentes aos métodos semi-empíricos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978), RL_{AV} e RL_{DQ} , respectivamente. Nota-se que:

- Os comportamentos das curvas referentes aos modelos propostos para estimar a carga lateral aparente e "verdadeira" obedeceram ao mecanismo de transferência de carga de uma estaca isolada adotado nesta tese, uma vez que as cargas laterais (aparentes e "verdadeiras") aumentaram com a profundidade;

- Os comportamentos das quatro curvas carga lateral x profundidade são similares e aproximadamente lineares. Entretanto, era esperado que o comportamento da curva referente ao modelo proposto para estimar a carga lateral "verdadeira" fosse parabólico;
- As cargas laterais "verdadeiras" (RL_V) são menores do que as aparentes (RL_A) ao longo do comprimento da estaca. Tal fato corrobora com as constatações feitas por Poulos (1987), Nie *et al.* (2018) e Fellenius (2021) de que a carga lateral de uma estaca é superestimada quando o efeito das cargas residuais é desprezado;
- As curvas referentes aos métodos semi-empíricos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978) praticamente coincidiram e estão próximas àquela correspondente ao modelo proposto para estimar a carga lateral "verdadeira".

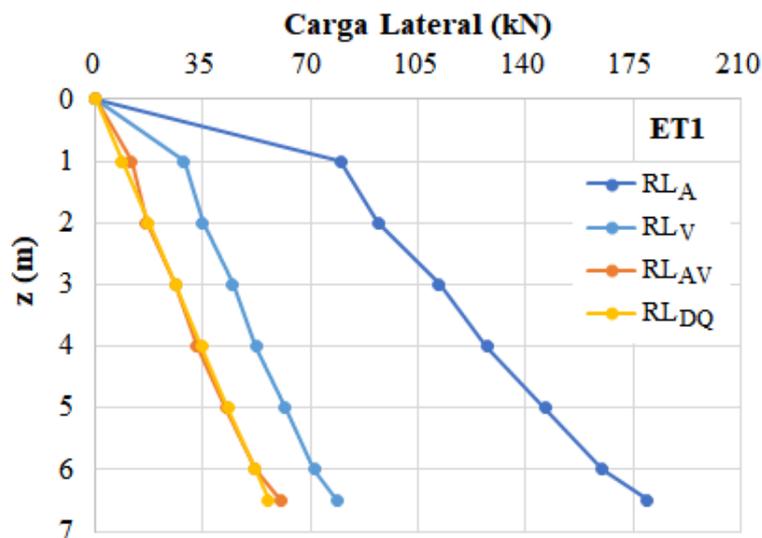


Figura 5.58 – Curvas carga lateral x profundidade para a estaca ET1, implementada no campo experimental da ESSC-USP.

Na Figura 5.59 está ilustrada a comparação entre as cargas de ponta obtidas para a estaca ET1. Dois valores são referentes aos modelos neurais propostos (RP_A e RP_V) e dois correspondem aos métodos semi-empíricos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978), RP_{AV} e RP_{DQ} , respectivamente.

Percebe-se que a carga de ponta aparente (RP_A) é maior do que a carga de ponta "verdadeira" (RP_V). Diferente do que ocorreu nos casos relatados por Fellenius (2004), Albuquerque & Garcia (2019) e Kania *et al.* (2020), nos quais a influência das cargas residuais nas cargas de ponta de estacas isoladas apontaram que a carga de ponta aparente é menor do que a carga de ponta "verdadeira".

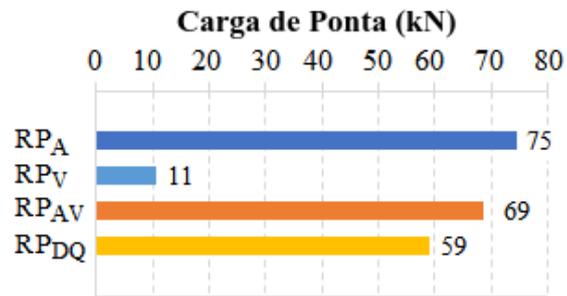


Figura 5.59 – Comparação entre as cargas de pontas calculadas pelos modelos propostos e métodos semi-empíricos referentes à estaca ET1 implementada no do campo experimental da ESSC-USP.

Além disso, verifica-se que o modelo proposto para estimar a carga de ponta aparente (RP_A) forneceu um valor próximo àqueles obtidos pelos métodos semi-empíricos, especialmente ao do método de Décourt & Quaresma (1978). Em contrapartida, o modelo proposto para estimar a carga de ponta "verdadeira" teve um comportamento inesperado e desconectado da realidade.

Em suma, os modelos propostos para estimar as cargas lateral e de ponta aparentes tiveram um bom desempenho para a estaca escavada construída no campo experimental da ESSC-USP, uma vez que atenderam aos critérios estabelecidos nesta tese. Entretanto, é indispensável que os valores determinados com esses modelos propostos sejam averiguados por meio de resultados de ensaios de campo.

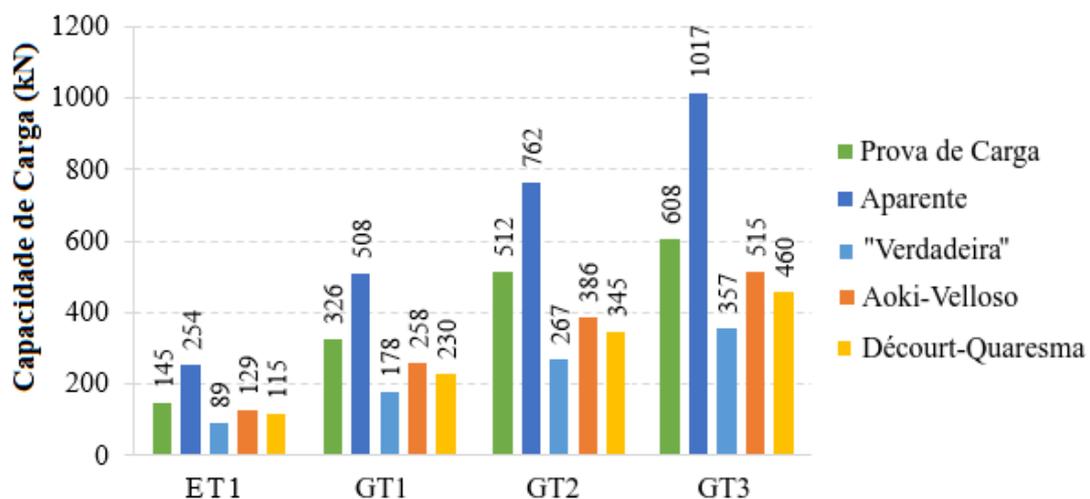


Figura 5.60 – Comparação entre as capacidades de carga obtidas por meio de prova de carga estática (PCE), pelos métodos semi-empíricos e pelos modelos propostos, referentes as fundações implementadas no campo experimental da ESSC-USP.

Na Figura 5.60 está exibida a comparação entre as capacidades de carga obtidas por meio de prova de carga estática (PCE), pelos métodos semi-empíricos de Aoki & Velloso (1975)

e Décourt & Quaresma (1978) e pelos modelos propostos para estacas isoladas, referentes à estaca isolada ET1 e aos grupos GT1, GT2 e GT3. Para calcular a capacidade de carga dos grupos de estacas, admitiu-se que a eficiência do grupo η_g é igual a 1,0, valor adotado na prática de fundações por estaca, segundo Cintra & Aoki (2010).

Percebe-se que para a estaca ET1 os modelos propostos para estimar as cargas aparentes superestimaram (em 75%) a capacidade de carga correspondente à prova de carga estática (PCE), enquanto os modelos propostos para estimar as cargas "verdadeiras" e os métodos semi-empíricos - Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978) - a subestimaram, em média 40% e 15%, respectivamente.

Com relação aos grupos GT1 (2 estacas), GT2 (3 estacas) e GT3 (4 estacas), observa-se que os modelos propostos para estimar as cargas aparentes superestimaram em 60% as capacidades de carga obtidas na prova de carga estática. Já os modelos propostos para estimar as cargas "verdadeiras" e os métodos semi-empíricos subestimaram as capacidades de carga obtidas nas provas de carga estáticas dos grupos em 45 e 25%, respectivamente.

Portanto, os métodos semi-empíricos tiveram um desempenho melhor do que os modelos neurais propostos para estacas isoladas, na previsibilidade da capacidade de carga da estaca isolada e dos grupos implementados no campo experimental da ESSC-USP. Ademais, as menores diferenças entre os valores calculados e a capacidade de carga obtida por meio da prova de carga estática ocorreram para o método de Aoki & Velloso (1975) e estão compreendidas entre 10 e 25%, motivo pelo qual é a metodologia mais indicada para esse caso.

(b) Caso 2 - Campo Experimental de Ensaio de Campo e Fundações da UnB

O Caso 2 refere-se à 3 (três) estacas isoladas (duas escavadas e uma do tipo hélice contínua) e também à dois grupos compostos por até três estacas que foram construídos no campo experimental da UnB. As características das estacas e dos grupos estão apresentadas em conjunto com o perfil geotécnico na Figura 5.61. Os dados sobre esses elementos de fundações foram coletados em Anjos (2006).

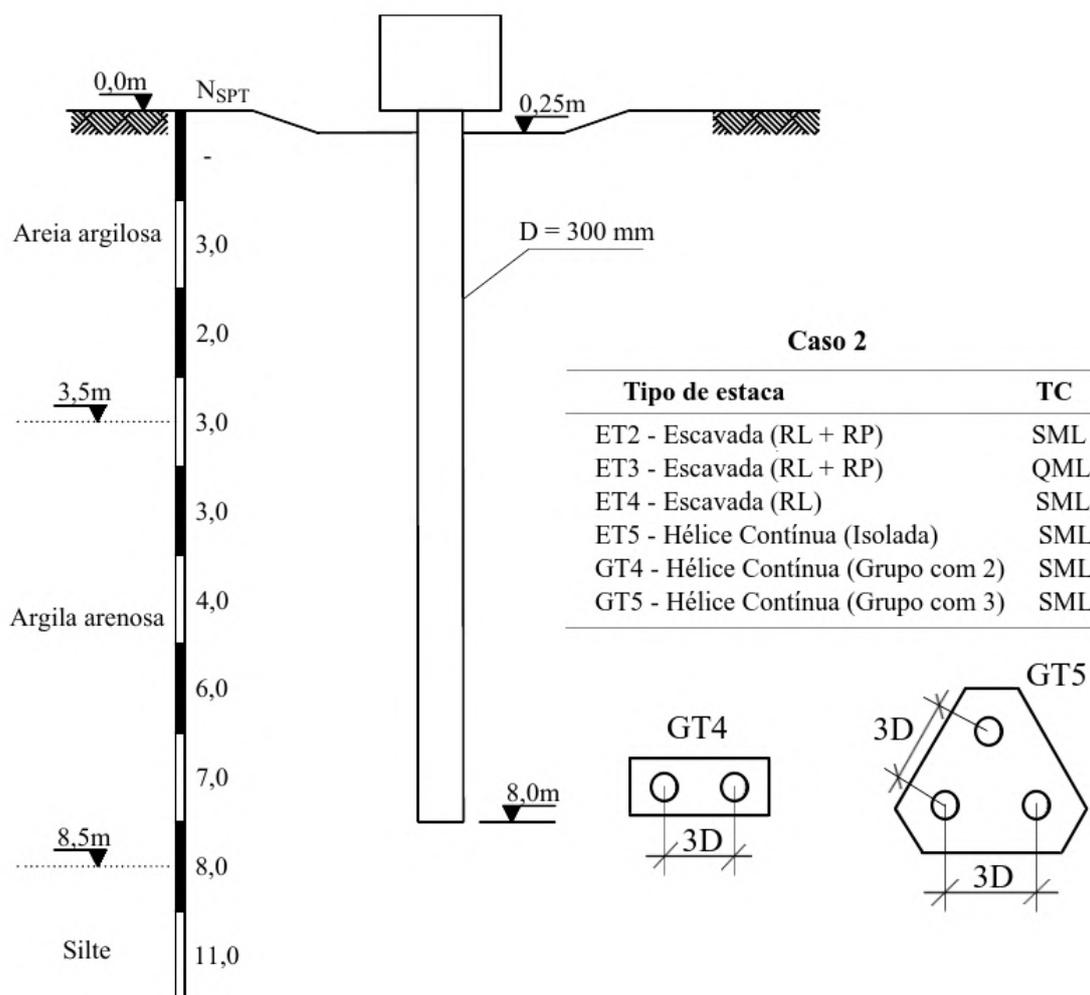


Figura 5.61 – Perfil geotécnico do campo experimental da UnB, adaptado de Mota (2003).

O perfil geotécnico é constituído por três camadas: a primeira, de 0 a 3,5 m, possui areia argilosa; a segunda, entre 3,5 e 8,5 m, apresenta argila arenosa e, a partir de 8,5 m o solo apresenta uma textura mais siltosa.

As duas estacas escavadas (ET2 e ET4) foram ensaiadas até atingir um recalque igual a 10% do diâmetro desta estaca. A base da estaca ET4 foi apoiada sobre um material pouco resistente (isopor), com o intuito de avaliar somente a capacidade de carga lateral. Na estaca apoiada sobre o solo (ET2), foram realizados dois ensaios consecutivos (com os quais foi possível avaliar a capacidade de carga lateral e de ponta simultaneamente), sendo o primeiro uma prova de carga estática com carregamento lento (SML) e o segundo uma prova de carga estática com carregamento rápido (QML).

Em relação às estacas hélice contínuas, foi inserida uma estaca isolada (ET5), um grupo com duas (GT4) e outro com três estacas (GT5); todos foram submetidos à prova de carga estática com carregamento lento (SML). O espaçamento entre as estacas que compõem os grupos

foi igual a 3D e o bloco de coroamento rígido não teve contato com o solo.

Na Figura 5.62 estão apresentadas as quatro curvas carga lateral \times profundidade elaboradas para as estacas escavadas ET2 e ET3, sendo duas referentes aos modelos neurais propostos (RL_A e RL_V) e duas correspondentes aos métodos semi-empíricos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978), RL_{AV} e RL_{DQ} , respectivamente. Nota-se que:

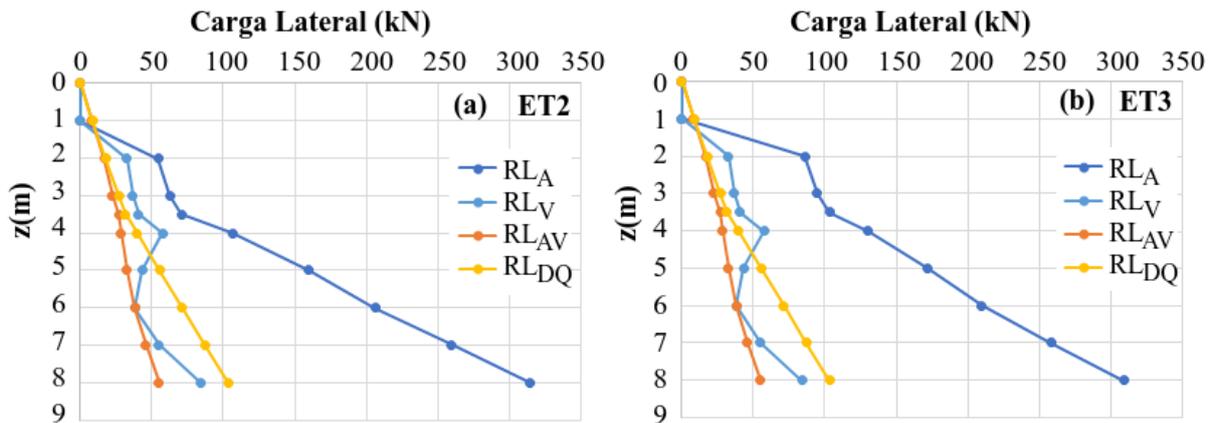


Figura 5.62 – Curvas carga lateral \times profundidade para as estacas (a) ET2 e (b) ET3, implementadas no do campo experimental da UnB.

- Em relação ao modelo proposto para estimar a carga lateral aparente, os comportamentos das curvas se adequaram a hipótese de que as cargas laterais "verdadeiras" são menores do que as aparentes. Além disso, as cargas laterais aparentes aumentaram com a profundidade, conforme ocorre no mecanismo de transferência de carga de uma estaca isolada adotado nesta tese (Figura 4.3);
- As curvas referentes ao modelo proposto para estimar a carga lateral "verdadeira" demonstram uma certa inconsistência no trecho compreendido entre 4 e 6 m de profundidade, no qual os valores diminuíram mesmo com o aumento da profundidade;
- De modo geral, as cargas laterais "verdadeiras" (RL_V) se aproximaram daquelas obtidas pelos métodos semi-empíricos;
- O comportamento das duas curvas referentes ao modelo proposto para estimar a carga lateral "verdadeira", tanto para a estaca ET2 quanto para a estaca ET3, é idêntico. O mesmo se repetiu em relação aos métodos semi-empíricos. Isso pode ser explicado pelo fato de que a velocidade do carregamento aplicado na estaca não é considerada nessas metodologias, quando essa é a única diferença entre as estacas ET2 (SML) e ET3 (QML);
- A curva referente ao modelo proposto para estimar a carga lateral aparente (que inclui a variável TC - tipo de carregamento) obtida para a estaca ET2 difere daquela obtida

para a estaca ET3, especialmente no trecho compreendido entre 0 e 6 m. Isso significa que o modelo proposto para estimar a carga lateral aparente forneceu valores mais próximos da realidade do que o modelo proposto para estimar a carga lateral "verdadeira" e, também, do que os métodos semi-empíricos usuais.

Na Figura 5.63 estão apresentadas as quatro curvas carga lateral \times profundidade (RL_A , RL_V , RL_{AV} e RL_{DQ}) elaboradas para a estaca hélice contínua ET5, na qual observa-se que:

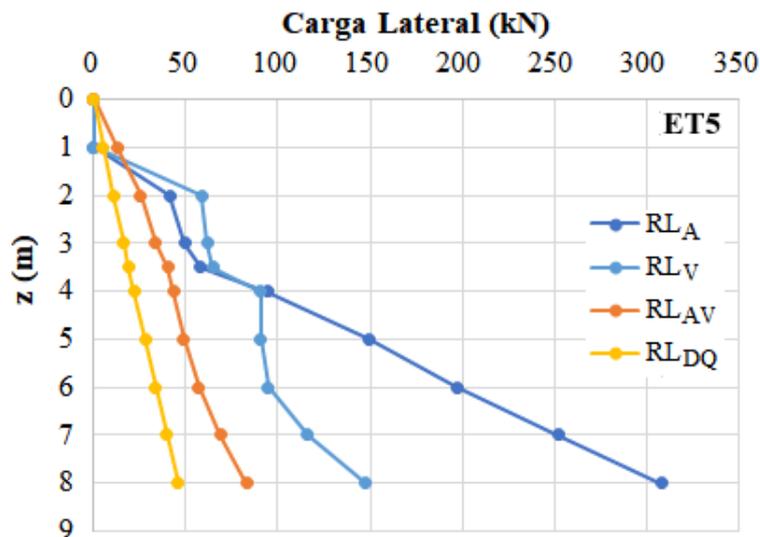


Figura 5.63 – Curvas carga lateral \times profundidade para a estaca ET5, implementada no campo experimental da UnB.

- Os comportamentos das curvas referentes aos modelos propostos para estimar a carga lateral aparente e "verdadeira" obedeceram ao mecanismo de transferência de carga de uma estaca isolada adotado nesta tese, uma vez que as cargas laterais (aparentes e "verdadeiras") aumentaram com a profundidade;
- A partir de 4 m de profundidade, as cargas laterais aparentes são maiores do que as cargas laterais "verdadeiras", conforme a hipótese assumida nesta tese;
- O método semi-empírico de Aoki & Velloso (1975) forneceu valores ligeiramente maior do que o método de Décourt & Quaresma (1978);
- As curvas referentes aos modelos propostos para estimar a carga lateral aparente e "verdadeira" não se aproximaram daquelas correspondentes aos métodos semi-empíricos.

As cargas de ponta obtidas pelos modelos propostos para estimar as cargas de ponta aparente e "verdadeira" (RP_A e RP_V) e, também pelos métodos semi-empíricos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978) - RP_{AV} e RP_{DQ} - obtidas para as estacas ET2, ET3 e ET5, estão comparadas na Figura 5.64.

Percebe-se que, tanto para a estaca escavada (ET2=ET3) quanto para a hélice contínua (ET5), a carga de ponta "verdadeira" (RP_V) é maior do que a aparente (RP_A), conforme a hipótese assumida nesta tese de que a carga de ponta de uma estaca é maior do que àquela obtida por meio de uma instrumentação (quando nesta não se considerou a presença das cargas residuais).

Com relação aos métodos semi-empíricos, os valores determinados por Aoki & Velloso (1975) são maiores do que aqueles correspondentes ao método de Décourt & Quaresma (1978), sendo esse o mais conservador dentre os quatro métodos aplicados. Ademais, o método de Aoki & Velloso (1975) forneceu cargas de pontas próximas aos valores obtidos pelo modelo proposto para estimar a carga de ponta "verdadeira".

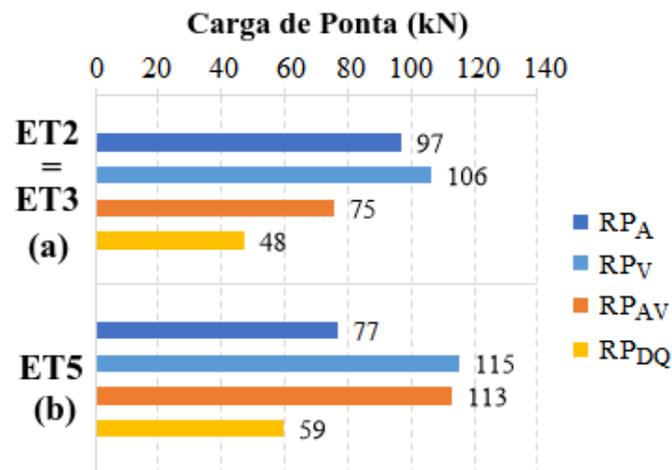


Figura 5.64 – Comparação entre as cargas de pontas calculadas pelos modelos propostos e métodos semi-empíricos referentes às estacas (a) ET2=ET3 e (b) ET5, implementadas no campo experimental da UnB

Em suma, os modelos propostos para estimar as cargas lateral e de ponta aparentes tiveram um bom desempenho para as estacas escavada e hélice contínua construídas no campo experimental da UnB, mas é preciso ter cautela quanto às previsões do modelo proposto para estimar a carga lateral "verdadeira", especialmente para as estacas escavadas. É indispensável que os valores determinados com os modelos propostos sejam averiguados por meio de resultados de ensaios de campo.

Na Figura 5.63 está exposta a comparação entre as capacidades de carga obtidas por meio de prova de carga estática (PCE), pelos métodos semi-empíricos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978) e pelos modelos propostos para estacas isoladas, referentes às estacas isoladas ET2, ET3, ET4 e ET5 e aos grupos GT4 e GT5. Para calcular a capacidade de carga dos grupos de estacas, admitiu-se que a eficiência do grupo η_g é igual a 1,0, valor adotado

na prática de fundações por estaca, segundo Cintra & Aoki (2010).

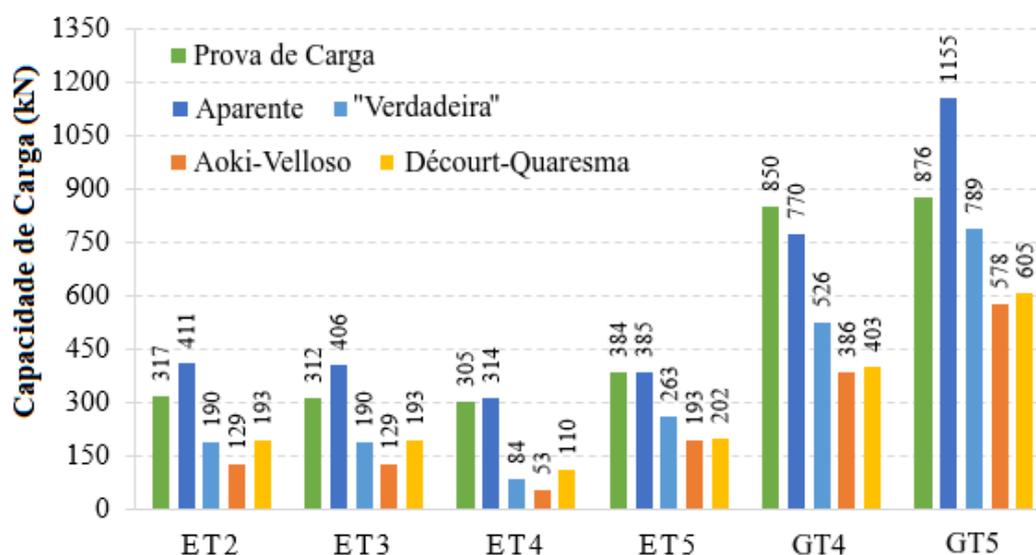


Figura 5.65 – Comparação entre as capacidades de carga obtidas por meio de prova de carga estática (PCE), pelos métodos semi-empíricos pelos modelos propostos para estacas isoladas, referentes às fundações implementadas no campo experimental da UnB.

Percebe-se que para as estacas escavadas (ET2, ET3 e ET4) os modelos propostos para estimar as cargas aparentes superestimaram (em até 30%) a capacidade de carga correspondente à prova de carga estática (PCE), enquanto os modelos propostos para estimar as cargas "verdadeiras" e os métodos semi-empíricos - Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978) - a subestimaram, em até 40% e 50%, respectivamente.

Para a estaca hélice contínua (ET5), os modelos propostos para estimar as cargas aparentes realizaram previsões próximas aos resultados alcançados com a prova de carga. Já os modelos propostos para estimar as cargas "verdadeiras" e os métodos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978) estimaram valores de capacidade de carga, 30 e 50% (nessa ordem), abaixo do desejado.

Com relação aos grupos compostos por duas (GT4) e três estacas hélice contínuas (GT5), observa-se que os modelos propostos para estimar as cargas aparentes subestimaram em apenas 9% e superestimaram em 32% as capacidades de carga obtidas na prova de carga estática, respectivamente. Já os modelos propostos para estimar as cargas "verdadeiras" subestimou a capacidade de carga obtida na prova de carga estática do grupo GT4 em 40% e do grupo GT5 em 10%. Para os métodos semi-empíricos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978) a diferença entre o valor calculado e o resultado da prova de carga estática ficou em torno de 55% para o grupo com duas estacas (GT4) e 33% para o grupo com três estacas

(GT5).

Em suma, os modelos propostos para estimar as cargas aparentes tiveram um desempenho melhor do que os métodos semi-empíricos, na previsão da capacidade de carga tanto para as estacas isoladas quanto para os grupos com até 3 estacas. Por outro lado, os modelos propostos para estimar as cargas "verdadeiras" forneceram previsões conservadoras e dispersas da capacidade de carga para as estacas isoladas e também para os grupos.

(c) Caso 3 - Campo Experimental COPESOLO

O caso 3 refere-se à uma estaca isolada (*Hollow Auger*) e também à dois grupos compostos por até quatro estacas do mesmo tipo, que foram construídos no campo experimental da empresa COPESOLO. As características das estacas e dos grupos estão apresentadas em conjunto com o perfil geotécnico na Figura 5.66. Os dados sobre esses elementos de fundações foram coletados em Soares (2011).

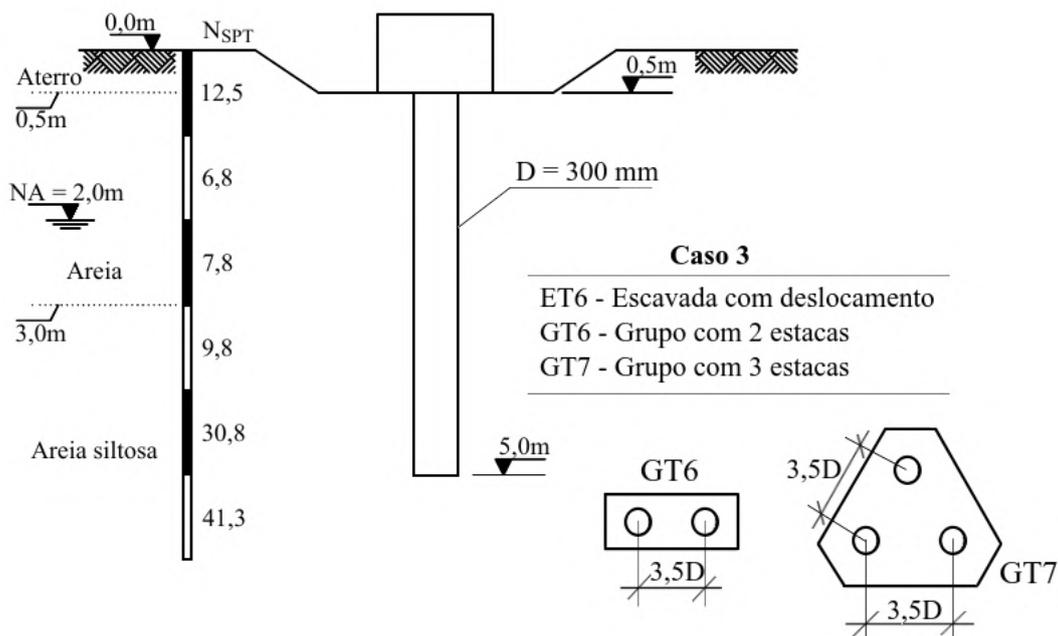


Figura 5.66 – Perfil geotécnico do campo experimental da COPESOLO.

O perfil geotécnico representado na Figura 5.66 é o resultado da média aritmética de quatro sondagens SPT disponíveis em Soares (2011) que foram realizadas na área de estudo. Diferente dos outros casos, trata-se de um depósito sedimentar oriundo da deposição de formação barreiras. A camada mais superficial é composta por um aterro com 0,50 m de espessura. Em seguida há uma camada de areia fina que termina a 3,0 m de profundidade. Abaixo dessa camada, encontra-se areia com granulação fina à média que recebe contribuição de material

siltoso. Para o nível d'água foi adotada uma profundidade igual a 2,0 m.

Tanto a estaca isolada quanto os grupos foram submetidos à prova de carga estática, com carregamento lento (SML) até atingir recalques superiores a 40 mm. A estaca isolada foi instrumentada com *strains gauges* no topo e na ponta. O espaçamento entre as estacas que compõem os grupos foi de 3,5D e o bloco de coroamento não estava em contato com o solo. Como a estaca do tipo *Hollow Auger* não faz parte dos tipos de estacas adotados na modelagem neural, decidiu-se por incluí-la como estaca escavada com deslocamento devido às semelhanças entre as duas metodologias construtivas.

Na Figura 5.67 são apresentadas as cinco curvas carga lateral \times profundidade elaboradas para a estaca isolada ET6, sendo uma referente à instrumentação, duas referentes aos modelos neurais propostos (RL_A e RL_V) e duas correspondentes aos métodos semi-empíricos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978), RL_{AV} e RL_{DQ} , respectivamente. Verifica-se que:

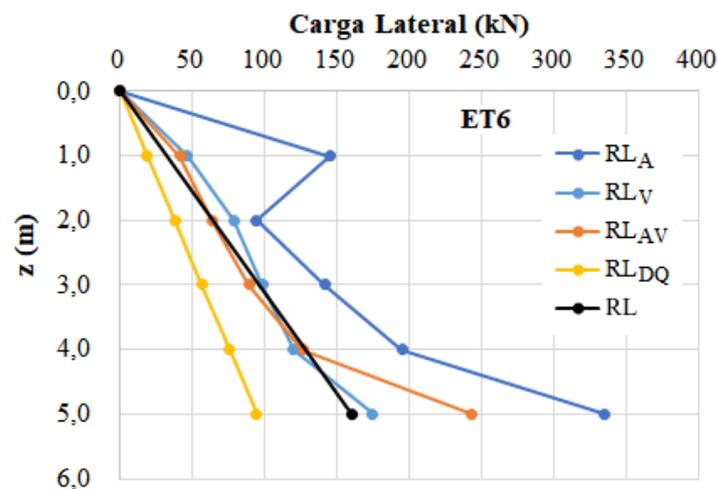


Figura 5.67 – Curvas carga lateral \times profundidade para a estaca ET6, implementada no campo experimental da COPESOLO.

- Os comportamentos das curvas referentes aos modelos propostos para estimar a carga lateral aparente e "verdadeira" obedeceram ao mecanismo de transferência de carga de uma estaca isolada adotado nesta tese, uma vez que as cargas laterais (aparentes e "verdadeiras") aumentaram com a profundidade;
- As cargas laterais aparentes são maiores do que as cargas laterais "verdadeiras", em conformidade com a hipótese assumida nesta tese;
- A curva referente à carga lateral aparente apresentou um *outlier*, localizado a 1m de profundidade;

- O método semi-empírico de Aoki & Velloso (1975) forneceu valores ligeiramente maior do que o método de Décourt & Quaresma (1978) e próximos aos medidos (RL);
- A curva correspondente ao modelo proposto para estimar a carga lateral "verdadeira" foi a mais próxima àquela referente à instrumentação (RL).

As cargas de ponta obtidas para a estaca ET6 estão comparadas na Figura 5.68. Nota-se que as cargas de ponta - RP_A , RP_V e RP_{DQ} - são menores do que a carga medida (RP). As diferenças entre essas cargas de ponta e o valor referente à instrumentação, em termos percentuais, foram de 28, 15 e 4 %, respectivamente.

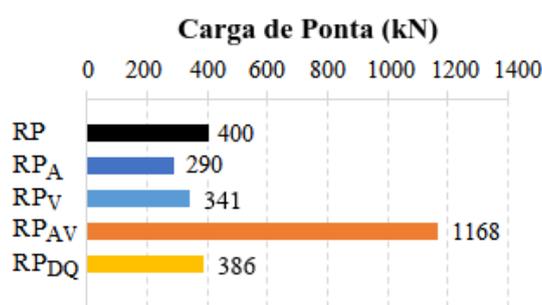


Figura 5.68 – Comparação entre as cargas de pontas calculadas pelos modelos propostos e métodos semi-empíricos referentes à estaca ET6, implementada no campo experimental da COPESOLO.

Ainda que os modelos propostos para estimar as cargas de ponta aparente e "verdadeira" tenham fornecidos resultados coerentes com as hipóteses da tese (RP_V maior do que RP_A), o método de Décourt & Quaresma (1978) fez a melhor previsão. Em relação ao método de Aoki & Velloso (1975), percebe-se que o valor fornecido para a carga de ponta foi destoante dos demais e desconectado da realidade.

Em suma, os modelos propostos para estimar as cargas lateral e de ponta aparentes tiveram um bom desempenho para a estaca *Hollow Auger* construída no campo experimental da COPESOLO, embora o método de Aoki & Velloso (1975) tenha fornecido valores de carga lateral próximos ao desejado, para a carga de ponta mostrou-se inapropriado.

Na Figura 5.69 está exposta a comparação entre as capacidades de carga obtidas por meio de prova de carga estática (PCE), pelos métodos semi-empíricos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978) e pelos modelos propostos para estacas isoladas, referentes às estacas isoladas ET6 e aos grupos GT6 e GT7. Para calcular a capacidade de carga dos grupos de estacas, admitiu-se que a eficiência do grupo η_g é igual a 1,0, valor adotado na prática de fundações por estaca, segundo Cintra & Aoki (2010).

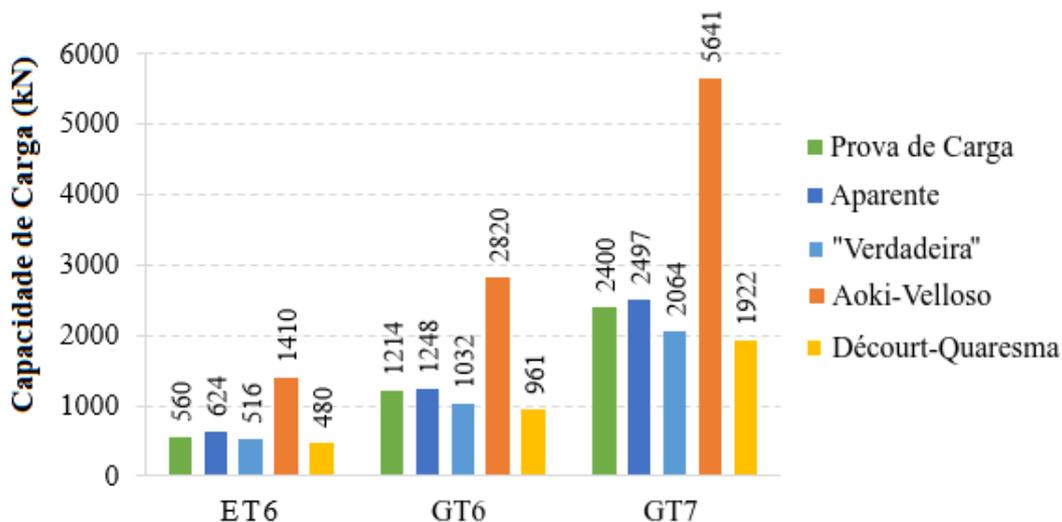


Figura 5.69 – Comparação entre as capacidades de carga obtidas por meio de prova de carga estática (PCE), pelos métodos semi-empíricos pelos modelos propostos para estacas isoladas, referentes às fundações implementada no campo experimental da COPESOLO.

De imediato, nota-se que os valores de capacidade de carga calculados pelo método de Aoki & Velloso (1975) superam todos os outros em mais de 100% (tanto para a estaca ET6 quanto para os grupos GT6 e GT7). Tal fato decorre da elevada resistência à penetração ($N = 41,3$ golpes/30 cm) na cota de apoio da estaca e dos grupos, que é uma variável presente na formulação desse método e influencia significativamente no valor da capacidade de carga.

Para a estaca *Hollow Auger* (ET6), os modelos propostos para estimar as cargas aparentes superestimaram a capacidade de carga referente à prova de carga em apenas 10%. Já os modelos propostos para estimar as cargas "verdadeiras" e o método de Décourt & Quaresma (1978) concederam valores de capacidade de carga, em torno de 8 e 14% (nessa ordem), abaixo dos desejados.

No tocante aos grupos com duas (GT6) e quatro (GT7) estacas, verifica-se que os modelos propostos para estimar as cargas aparentes forneceram valores ligeiramente superiores à capacidade de carga referente à prova de carga. E, assim como ocorreu para a estaca isolada, os modelos propostos para estimar as cargas "verdadeiras" e o método de Décourt & Quaresma (1978) forneceram valores menores do que os desejados. As diferenças entre a capacidade de carga correspondente à prova de carga e àquelas obtidas pelos métodos citados anteriormente foram de 5, 15 e 20%, nessa ordem.

Isto posto, pode-se afirmar que os modelos propostos para estimar as cargas aparentes e àqueles propostos para as cargas "verdadeiras" tiveram um desempenho melhor do que os métodos semi-empíricos na previsão da capacidade de carga, tanto da estaca isolada quanto dos

grupos compostos por 2 ou 4 estacas.

(d) Considerações Parciais

A partir das comparações realizadas entre os valores estimados pelos modelos neurais propostos para estacas isoladas e os resultados obtidos pelos métodos semi-empíricos (Aoki & Velloso, 1975; Décourt & Quaresma, 1978) e/ou resultados obtidos por meio de prova de carga, para os 3 (três) casos estudados, é possível afirmar que:

- Os modelos propostos para estimar as cargas lateral e de ponta aparentes forneceram valores coerentes com o mecanismo de transferência de carga, para a estaca escavada construída no campo experimental da ESSC-USP, para a estaca *Hollow Auger* construída no campo experimental da COPESOLO e para as estacas escavada e hélice contínua construídas no campo experimental da UnB. Porém, é indispensável que os valores determinados com esses modelos propostos sejam averiguados por meio de resultados de ensaios de campo;
- Os métodos semi-empíricos tiveram um bom desempenho na previsibilidade da capacidade de carga da estaca isolada (escavada) e dos grupos implementados no campo experimental da ESSC-USP, sendo o método de Aoki & Velloso (1975) a metodologia mais indicada para esse local;
- Os modelos propostos para estimar as cargas aparentes tiveram um bom desempenho na previsão da capacidade de carga tanto para as estacas isoladas (hélice contínua) quanto para os grupos com até 3 estacas UnB;
- Os modelos propostos para estimar as cargas "verdadeiras" forneceram previsões conservadoras e dispersas da capacidade de carga para as estacas isoladas (hélice contínua) e também para os grupos instalados no campo experimental da UnB;
- Os modelos propostos para estimar as cargas aparentes e àqueles propostos para as cargas "verdadeiras" tiveram um desempenho tanto da estaca isolada (*Hollow Auger*) quanto dos grupos construídos no campo experimental da COPESOLO.

5.4.3 AVALIAÇÃO DOS MODELOS PROPOSTOS PARA GRUPOS

Ainda que o coeficiente de correlação obtido na fase de validação para o modelo proposto que estima a capacidade de carga de grupos de estacas tenha sido próximo a 1,0, é indis-

pensável realizar uma avaliação da modelagem deste modelo. Para isso, foram confrontados os valores desejados (calculados a partir dos resultados de prova de cargas estáticas ou simulações numéricas), os valores obtidos com as RNA e os valores determinados por dois métodos semi-empíricos consagrados, Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978), referentes aos 60 grupos que compõem o banco de dados usados na modelagem neural (Figura A.20).

De acordo com as Figuras 5.70, 5.71, 5.72 e 5.73 o modelo proposto fez previsões bastante divergentes do valor desejado para os grupos G01 a G015 e também para os grupos G46 a G60. Para os demais grupos a previsão deste modelo foi próxima ao valor desejado. Portanto, recomenda-se cautela ao aplicar o modelo proposto na previsão da capacidade de carga de grupos de estacas, especialmente quando se tratar de estacas escavadas ou hélice contínua.

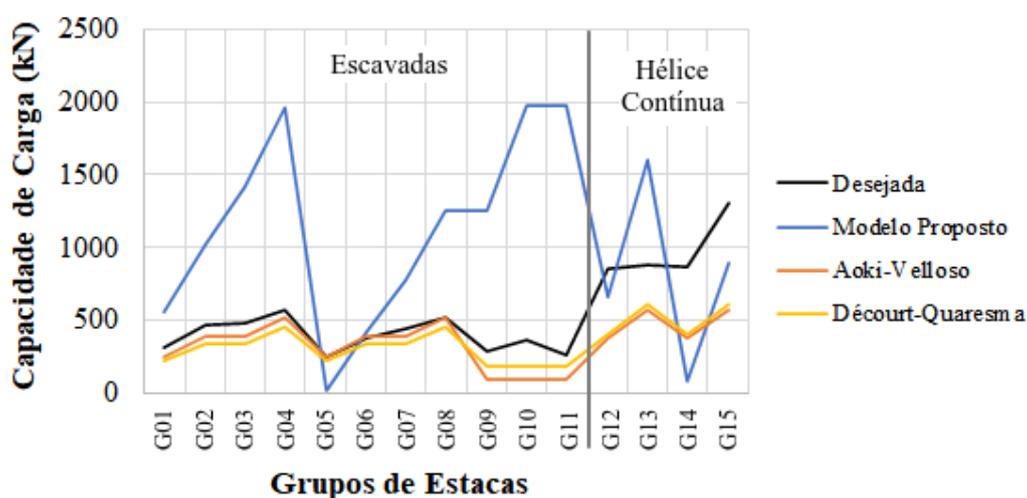


Figura 5.70 – Comparação entre as capacidades de carga desejada, estimadas pelo modelo proposto e pelos métodos semi-empíricos, referentes aos grupos G01 a G15.

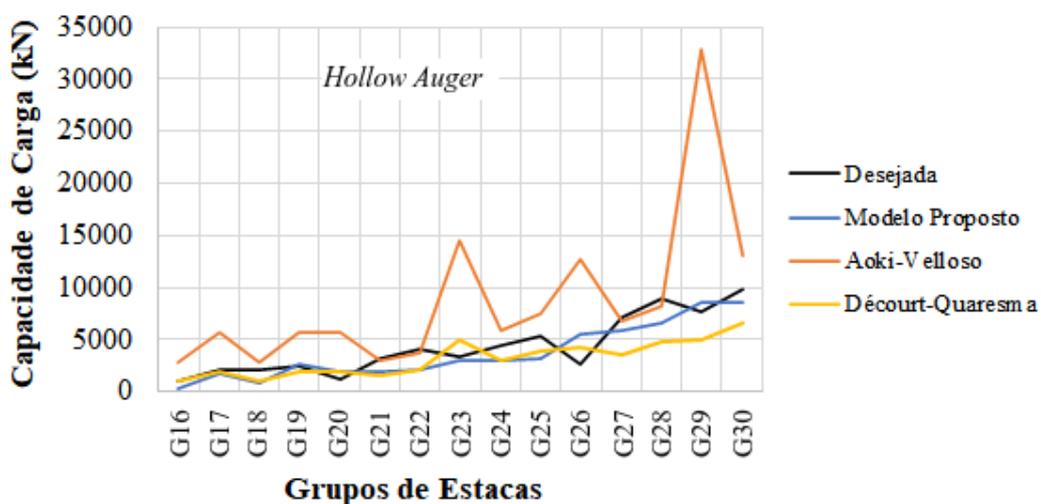


Figura 5.71 – Comparação entre as capacidades de carga desejada, estimadas pelo modelo proposto e pelos métodos semi-empíricos, referentes aos grupos G16 a G30.

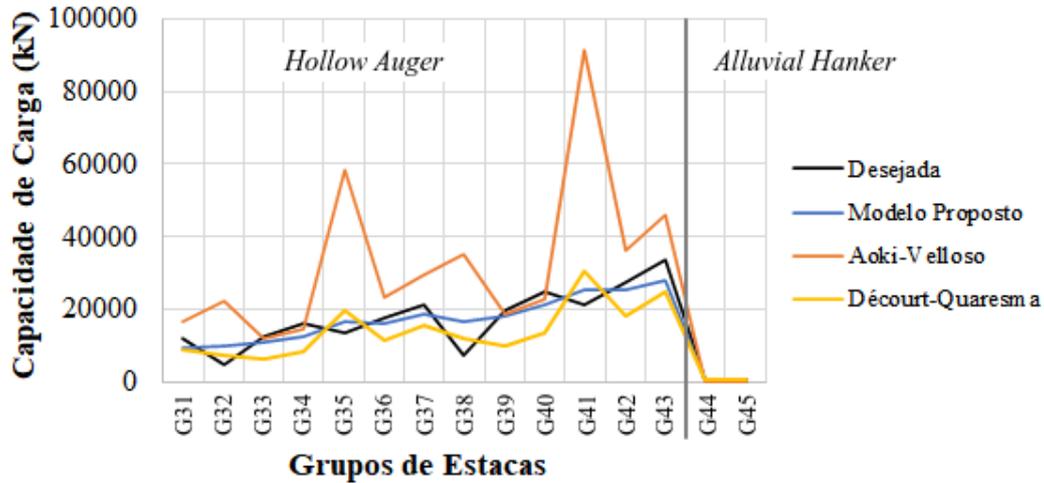


Figura 5.72 – Comparação entre as capacidades de carga desejada, estimadas pelo modelo proposto e pelos métodos semi-empíricos, referentes aos grupos G31 a G45.

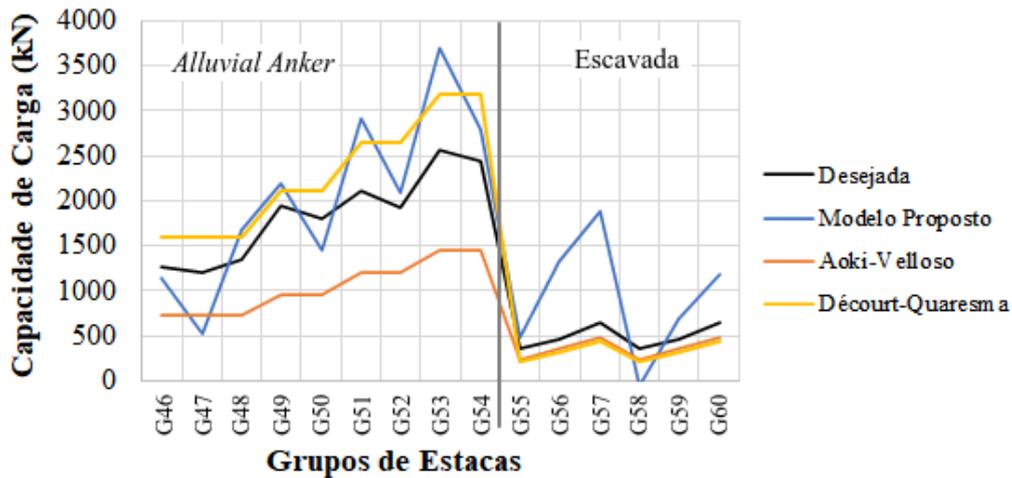


Figura 5.73 – Comparação entre as capacidades de carga desejada, estimadas pelo modelo proposto e pelos métodos semi-empíricos, referentes aos grupos G46 a G60.

Com relação aos métodos semi-empíricos, percebe-se que o método de Aoki & Velloso (1975), na maioria dos grupos, superestima os valores desejados. Já o método de Décourt & Quaresma (1978), apresentou o melhor desempenho, uma vez que, para a maioria dos grupos, se aproximou do valor desejado (boa aderência).

Todavia, sabe-se que os métodos semi-empíricos não diferenciam se bloco de coroa-mento está contribuindo ou não com a capacidade de carga da fundação, a alteração no espaça-mento entre as estacas e não considera a geometria do grupo (apenas a quantidade de estacas).

5.4.4 APLICAÇÃO DO MODELO PROPOSTO PARA GRUPOS DE ESTACAS

O modelo proposto que estima a capacidade de carga de grupos de estacas foi aplicado em 3 (três) edificações de múltiplos pavimentos construídas em locais distintos. No primeiro caso, as capacidades de carga dos grupos foram calculadas por métodos teóricos, já no segundo as cargas atuantes nos grupos de estacas foram medidas através de *strains gauges* instalados nos pilares e no terceiro, as capacidades de carga dos grupos foram determinadas por meio de simulações numéricas tridimensionais. A seguir, estão apresentados os detalhes sobre cada um deles.

(a) Edifício em Uberlândia, MG

Trata-se de um edifício localizado em Uberlândia/MG (Figura 5.74a) composto por oito pavimentos, sendo um térreo, seis pavimentos tipos e a cobertura. O estaqueamento contém 85 estacas do tipo hélice contínua monitorada, com diâmetro igual a 500 mm e comprimento de 14 m. Essas estacas foram distribuídas em cinco blocos com uma estaca, dezoito com duas estacas, quatro com três estacas e oito com quatro estacas (Figura 5.74b). Os dois blocos mais críticos correspondem aos pilares P26 e P19 (Figura 5.75) e, por esse motivo, foram estudados por Sousa (2019) em termos de capacidade de carga e recalque.

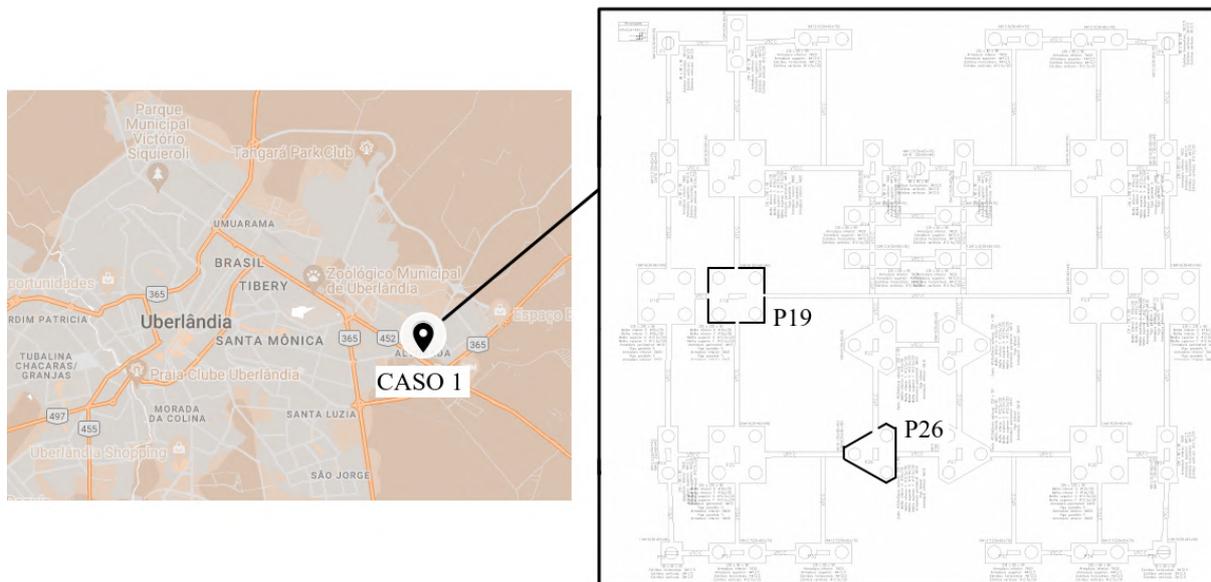


Figura 5.74 – (a) Localização do Edifício em Uberlândia e (b) Planta baixa das fundações (Sousa, 2019).

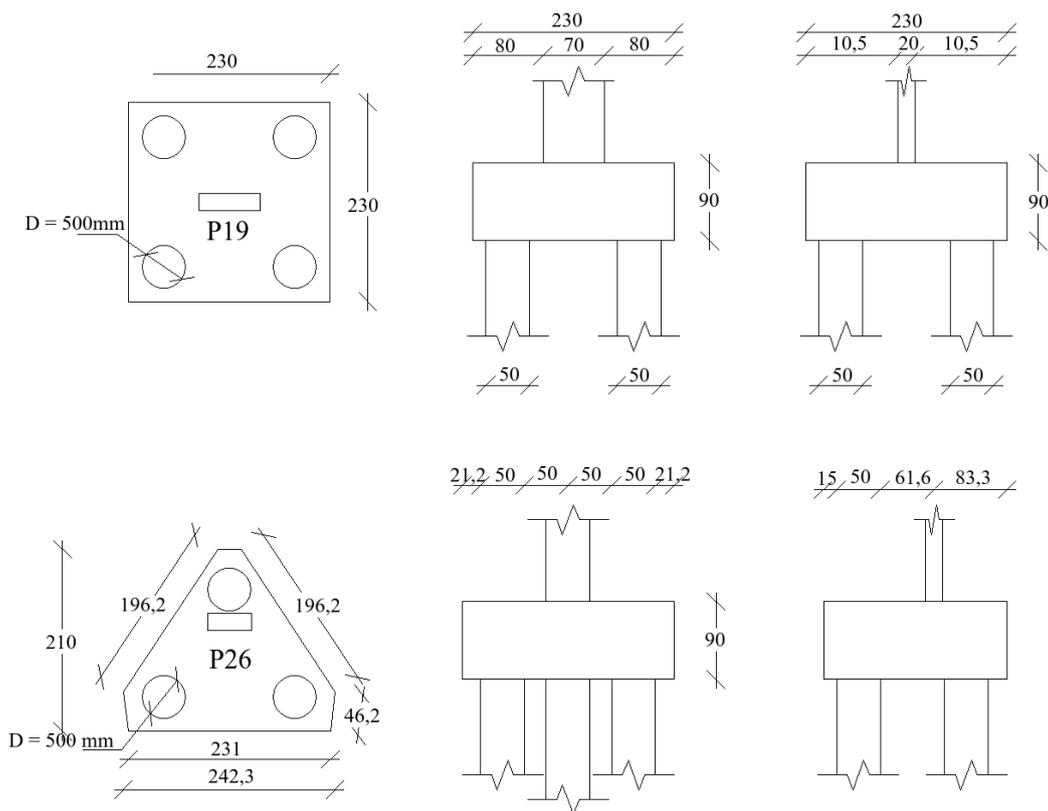


Figura 5.75 – Detalhamento dos grupos de estacas P26 e P19 do Edifício em Uberlândia (Sousa, 2019).

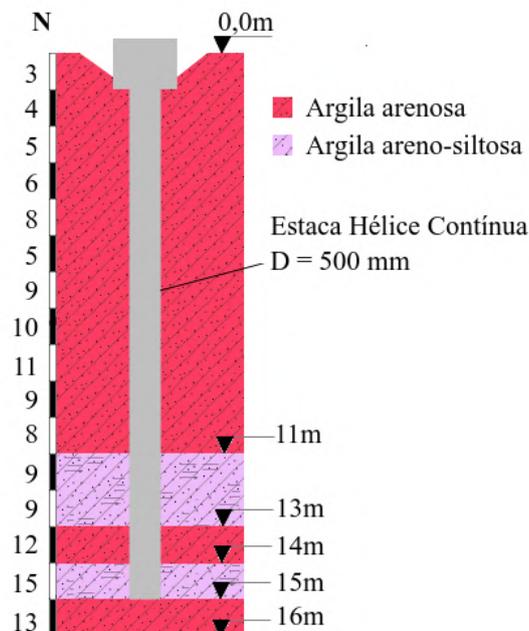


Figura 5.76 – Perfil geotécnico para o Edifício em Uberlândia, adaptado de Sousa (2019).

O perfil geotécnico utilizado por Sousa (2019) está representado na Figura 5.76 e foi obtido a partir de uma sondagem SPT. Percebe-se que as camadas de solo são compostas por

materiais argilo-arenosos, de acordo com o autor, típicos da cidade de Uberlândia-MG.

Os procedimentos realizados para o Edifício em Uberlândia estão ilustrados na Figura 5.77. De posse das informações coletadas no perfil geotécnico e admitindo-se que os grupos de estacas foram submetidos à carregamentos do tipo lento (SML), calcularam-se as parcelas lateral e de ponta da capacidade de carga das estacas isoladas por meio dos modelos propostos para cargas aparentes (RL_A e RP_A).

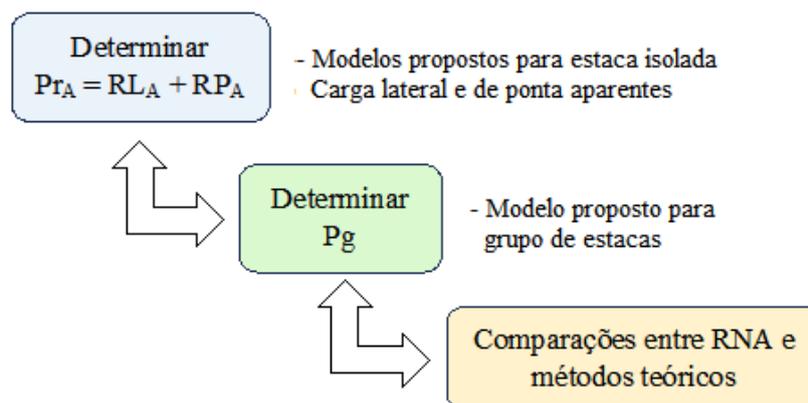


Figura 5.77 – Fluxograma executado para o Edifício em Uberlândia.

A capacidade de carga aparente da estaca isolada que compõe os dois grupos analisados (Pr_A) e os demais dados de entrada usados para estimar a capacidade de carga dos grupos, correspondentes aos pilares P26 e P19, estão exibidos na Tabela 5.28.

Tabela 5.28 – Dados de entrada usados no modelo proposto para estimar a capacidade de carga dos grupos de estacas analisados no Edifício em Uberlândia.

Pilares	s/D	CL	GE	Pr_A (kN)
P26	2,5	1 ou 2	4	1209
P19	2,5	1 ou 2	5	1209

s/D: espaçamento entre as estacas; CL: condição do bloco de coroamento (com ou sem contato); GE: geometria do grupo

Na Figura 5.78 são mostrados os resultados obtidos a partir do modelo proposto para grupos de estacas e também os valores calculados por Sousa (2019) por meio das metodologias de Terzaghi & Peck (1948), Whitaker (1957) e ABNT (2010). Com relação ao modelo proposto para grupos, a capacidade de carga convencional foi determinada para as condições em que o bloco de coroamento não está em contato com o solo ($CL = 1$) e quando está em contato com o solo ($CL = 2$).

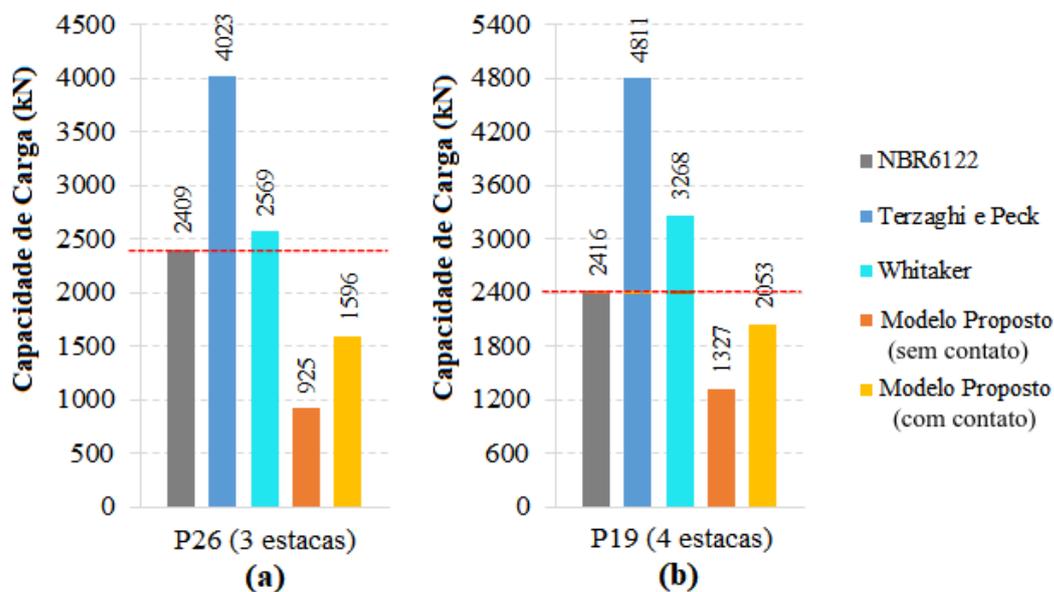


Figura 5.78 – Comparação entre as capacidades de carga calculadas pelos métodos teóricos e pelo modelo proposto, para os grupos de estacas analisados no Edifício em Uberlândia, (a) P26 e (b) P19.

Para aplicar o método de Terzaghi & Peck (1948), Sousa (2019) utilizou o conceito de "pilar equivalente" proposto por Poulos & Davis (1980), no qual os autores consideram a região do solo em que as estacas estão inseridas como uma continuação equivalente, ou seja, substituindo o grupo de estacas por um pilar equivalente. Na implementação de Whitaker (1957), Sousa (2019) usou a capacidade de carga fornecida pelo método semi-empírico de Teixeira (1996). Para obter o valor correspondente à NBR6122, Sousa (2019) dimensionou uma sapata hipotética, assentada a 13 de profundidade sobre uma camada com resistência à penetração, N , maior do que 10 golpes/30cm e considerou uma ruptura local para esse solo. Este procedimento foi baseado na seguinte recomendação da ABNT (2010): "a capacidade de carga para o bloco estaqueado não deve ser maior do que de uma sapata hipotética, de mesmas dimensões do bloco, calculada na camada suporte."

Partindo-se do pressuposto de que o valor referente à NBR 6122 é a carga máxima que os grupos poderão atingir (com segurança), nota-se que o modelo proposto, tanto "com contato" quanto "sem contato", atendeu à este requisito, pois forneceu valores de capacidades de carga inferiores aos máximos. As diferenças entre a capacidade de carga referente à NBR6122 e a capacidade de carga obtida pelo modelo proposto (sem contato) foram de 60% para o grupo com 3 estacas (P26) e 45% para o grupo com 4 estacas (P19), já para o modelo proposto (com contato) as mesmas diferenças foram de 35% para o grupo com 3 estacas e 15% para o grupo com 4 estacas. Por outro lado, os métodos de Whitaker (1957) e Terzaghi & Peck (1948) supe-

restimaram a capacidade de carga referente à NBR 6122 em 10 e 35% e em 70 e 100% para os grupos com 3 e 4 estacas, respectivamente.

Comparando-se os dois valores correspondentes ao modelo proposto para grupos (com e sem contato), percebe-se que, para um mesmo grupo de estacas, há diferença entre as capacidades de carga convencionais que, em termos percentuais, é aproximadamente 65%. Tal constatação ratifica o que apontaram os autores Senna Jr & Cintra (1994), Soares (2011) e Garcia (2015) quando instrumentaram tanto o elemento de ligação quanto às estacas de diferentes grupos e observaram que o elemento de ligação contribuiu com a capacidade de carga de um grupo de estacas.

Tendo em vista que a única diferença entre os grupos analisados é a quantidade de estacas (Tabela 5.28), foi possível analisar a sensibilidade do modelo proposto para grupos em relação à geometria. Para isso elaborou-se a Figura 5.79 que exhibe as curvas capacidade de carga \times número de estacas correspondentes aos modelos propostos para grupos de estacas (com e sem contato) e às metodologias de Terzaghi & Peck (1948), Whitaker (1957) e ABNT (2010).

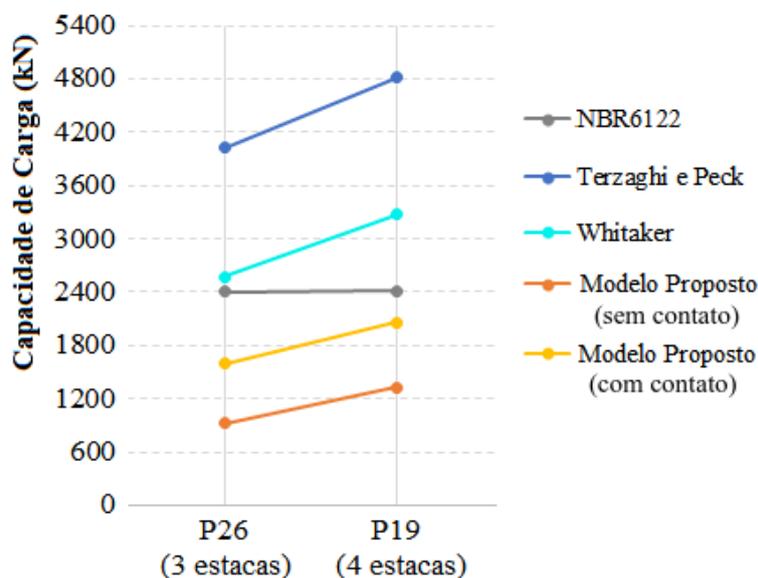


Figura 5.79 – Capacidade de carga \times número de estacas para os grupos analisados no Edifício em Uberlândia.

Percebe-se que para o modelo proposto para grupos (com e sem contato) a capacidade de carga aumentou em função da quantidade de estacas, assim como ocorreu para os métodos teóricos - exceto para a ABNT (2010), e conforme o esperado. Já as inclinações das curvas referentes ao modelo proposto para grupos (com e sem contato) são um pouco menos acentuadas do que àquelas correspondentes aos métodos teóricos, isso significa que as diferenças entre as

capacidades de carga dos grupos com 3 e 4 estacas são menores para o modelo proposto para grupos (com e sem contato) do que para os métodos teóricos.

Ante o exposto, é possível afirmar que para os grupos composto por 3 ou 4 estacas hélice contínua ($D = 500 \text{ mm}$ e $L = 14 \text{ m}$) executadas em Uberlândia/MG, o modelo proposto para grupos teve um desempenho melhor na previsibilidade da capacidade de carga dos grupos do que os métodos teóricos, mesmo sendo conservador.

(b) Edifício em Águas Claras, DF

Refere-se a um edifício residencial situado em Águas Claras, DF (Figura 5.80) constituído por 22 pavimentos, sendo dois subsolos, um térreo e dezenove pavimentos tipos. O estaqueamento é composto por estacas hélice contínua monitoradas com diâmetros de 400 e 500 mm e comprimento médio igual a 15 m, que foram distribuídas em 36 grupos, cuja as quantidades de estacas variam de 2 a 33 (Figura 5.81) e o seu desempenho foi avaliado por Bahia (2013, 2015) e Bahia *et al.* (2016).

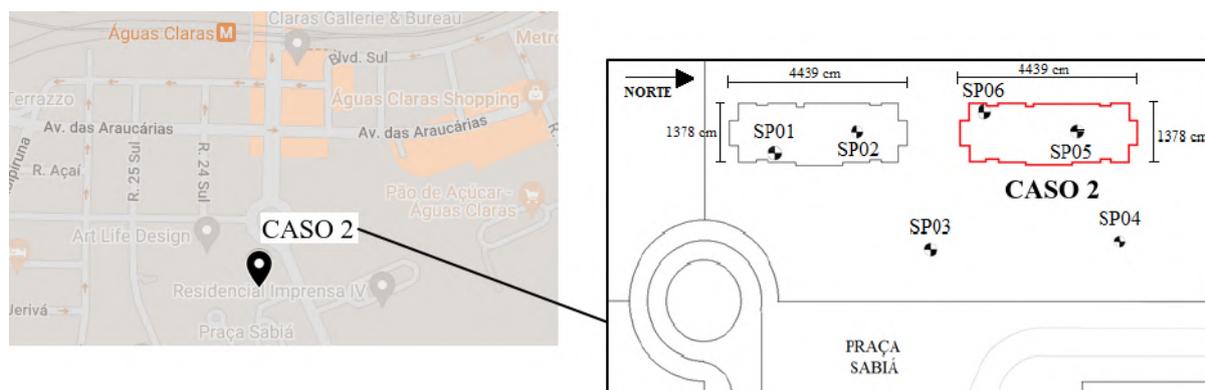


Figura 5.80 – Localização do Edifício em Águas Claras, adaptada de (Bahia *et al.*, 2016)

A torre e os pilares analisados neste caso estão destacados nas Figuras 5.80 e 5.81, os perfis geotécnicos obtidos das sondagens SP05 e SP06 estão representados na Figura 5.82. Observa-se que as camadas de solos são compostas por basicamente argila e silte e o nível d'água foi encontrado a 2,9 m no furo SP05 e a 2,1 m no furo SP06.

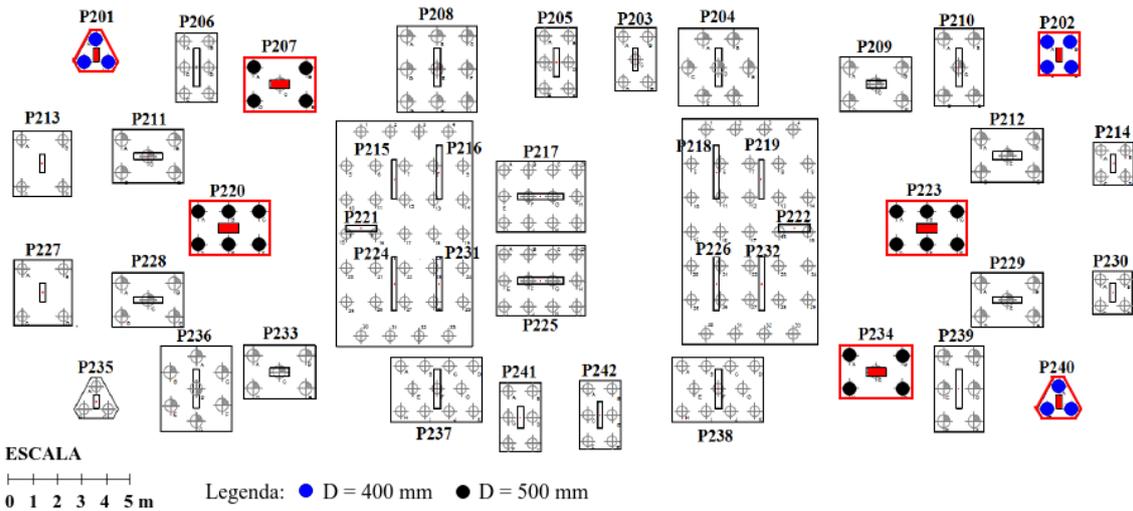


Figura 5.81 – Planta baixa das fundações estaqueadas do Edifício em Águas Claras, adaptada de (Bahia, 2015)

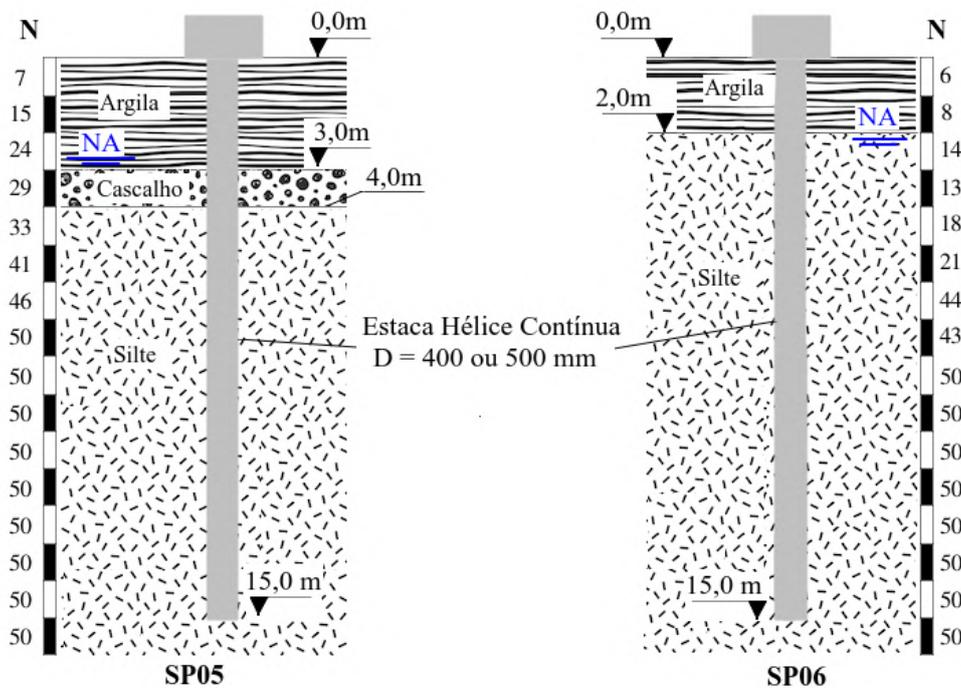


Figura 5.82 – Perfis geotécnicos do Edifício em Águas Claras, adaptado de Bahia (2015)

Bahia *et al.* (2016) relatam que as deformações de 42 pilares pertencentes à torre estudada (inclusive os sete destacados na Figura 5.81) foram medidas por meio de extensômetros elétricos de resistência (*strain gauges*) instalados no mesmo nível, em posição diametralmente oposta, no período compreendido entre 10/12/2011 e 05/04/2012. Para calcular as cargas atuantes nestes pilares os autores utilizaram a Equação 5.6.

$$\text{Carga atuante no pilar} = A_R \cdot \epsilon \cdot E_C + A_S \cdot \epsilon \cdot E_S \quad (5.6)$$

onde A_R é a área de aço menos a área de concreto, ϵ é a deformação específica medida, E_C é o módulo de elasticidade do concreto, A_S é a área de aço e E_S é o módulo de elasticidade do aço.

A Tabela 5.29 apresenta os resultados da penúltima medição de cargas nos pilares e as cargas de projeto provenientes do cálculo estrutural. Percebe-se que as cargas atuantes são maiores do que as cargas de projeto, em torno de 46%, motivo pelo qual Bahia *et al.* (2016) recomendaram a realização de novas medições nesta estrutura. Todavia, Bahia (2013) monitorou os recalques durante a construção e averiguou que estes atenderam aos limites estabelecidos em bibliografias consagradas.

Tabela 5.29 – Cargas nos pilares estudados no Edifício em Águas Claras (Bahia *et al.*, 2016).

Pilares	Nº de Estacas	Carga de Projeto (kN)	Carga Atuante (kN)
P201	3	1250	2244
P202	4	1340	2033
P207	5	3660	5369
P220	6	4740	6372
P223	6	6559	4570
P234	5	3830	6100
P240	3	1630	1796

s/D: espaçamento entre as estacas; CL: condição do bloco de coroamento (com ou sem contato);
GE: geometria do grupo

Os procedimentos realizados para o Edifício em Águas Claras estão ilustrados na Figura 5.83. Primeiramente fez-se a coleta das informações no perfil geotécnico e calcularam-se as parcelas lateral e de ponta da capacidade de carga das estacas isoladas por meio dos modelos propostos para cargas aparentes (RL_A e RP_A). Para isso, admitiu-se que os grupos de estacas foram submetidos à carregamentos do tipo lento (SML).

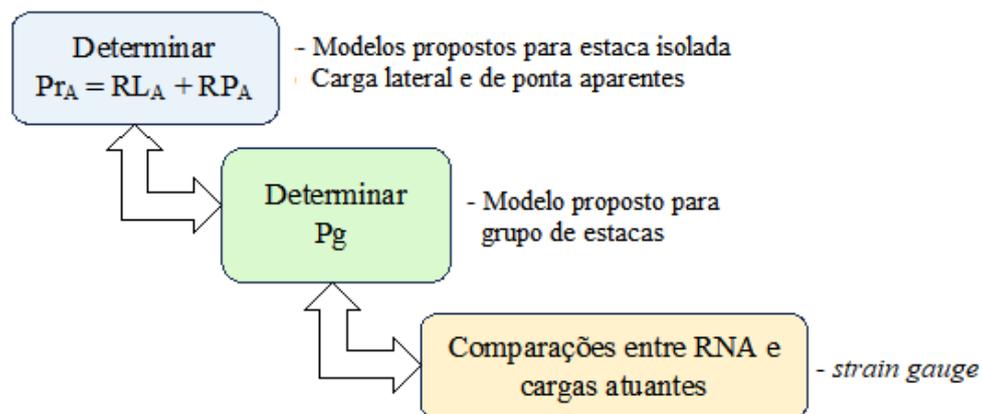


Figura 5.83 – Fluxograma executado para o Edifício em Águas Claras.

Em seguida, determinou-se a capacidade de carga aparente (Pr_A) e coletou-se as informações necessárias para efetuar a previsão da capacidade de carga dos grupos correspondentes

aos pilares P201, P202, P207, P220, P223, P234 e P240. Na Tabela 5.30 estão sintetizados os dados de entrada usados no modelo proposto para grupos de estacas.

Tabela 5.30 – Dados de entrada usados no modelo proposto para estimar a capacidade de carga dos grupos de estacas analisados no Edifício em Águas Claras.

Pilares	D (mm)	Sondagem	s/D	CL	GE	Pr _A (kN)
P201	400	SP06			3	1590
P202	400	SP05			5	1851
P207	500	SP06			6	2266
P220	500	SP06	2,5	1 ou 2	7	2266
P223	500	SP05			7	2541
P234	500	SP05			6	2541
P240	400	SP05			3	1851

s/D: espaçamento entre as estacas; CL: condição do bloco de coroamento (com ou sem contato); GE: geometria do grupo

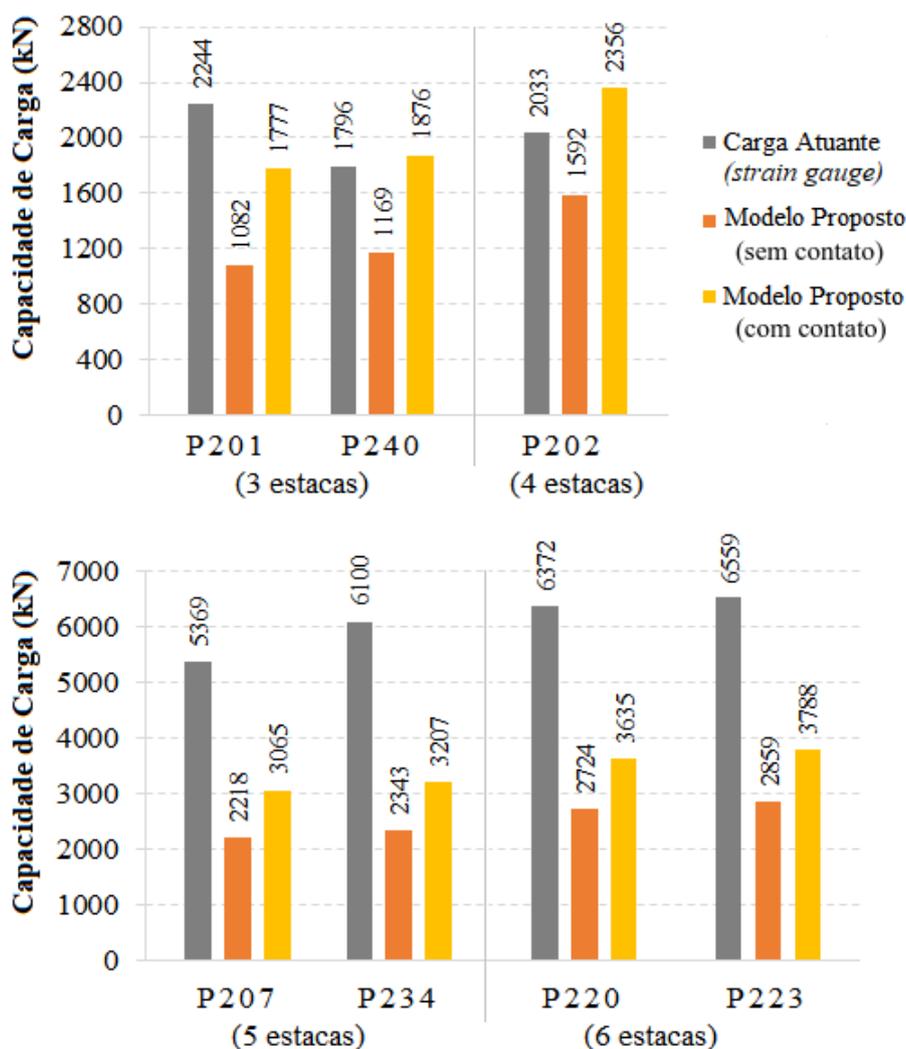


Figura 5.84 – Comparação entre as capacidades de carga calculadas pelo modelo proposto (com e sem contato) e as cargas atuantes, para os grupos de estacas analisados no Edifício em Águas Claras.

Na Figura 5.84 está revelada a comparação entre as capacidade de cargas alcançadas com o modelo proposto (com e sem contato) e as cargas atuantes nos pilares (*strain gauges*). Nota-se que a maioria dos valores fornecidos pelo modelo proposto (tanto "sem contato" quanto "com contato") são menores do que as cargas atuantes (*strain gauges*), ou seja, para as estacas estacas hélice contínua do edifício residencial situado em Águas Claras/DF, os modelos propostos foram conservadores. As diferenças entre as capacidades de carga calculadas pelo modelo proposto "sem contato" e "com contato" e a carga atuante foram, em média, 27 e 20% para os grupos com 3 estacas; 22 e 16% para o grupo com 4 estacas, e 60 e 45% para os grupos com 5 e 6 estacas, respectivamente.

Além disso, percebe-se que as capacidade de carga fornecidas pelo modelo proposto "com contato" são maiores do que aqueles correspondentes ao modelo proposto "sem contato", tal como aconteceu para o Edifício em Uberlândia. Entretanto, vale lembrar que o Edifício em Uberlândia foi construído sobre um perfil de solo argiloso e o Edifício em Águas Claras, sobre um perfil de solo siltoso.

Na Figura 5.85 plotou-se, em um mesmo eixo, quatro curvas capacidade de carga \times número de estacas, duas para o modelo proposto "com contato" (uma referente à sondagem SP05 e outra à sondagem SP06) e duas para o modelo proposto "sem contato" (uma referente à sondagem SP05 e outra à sondagem SP06).

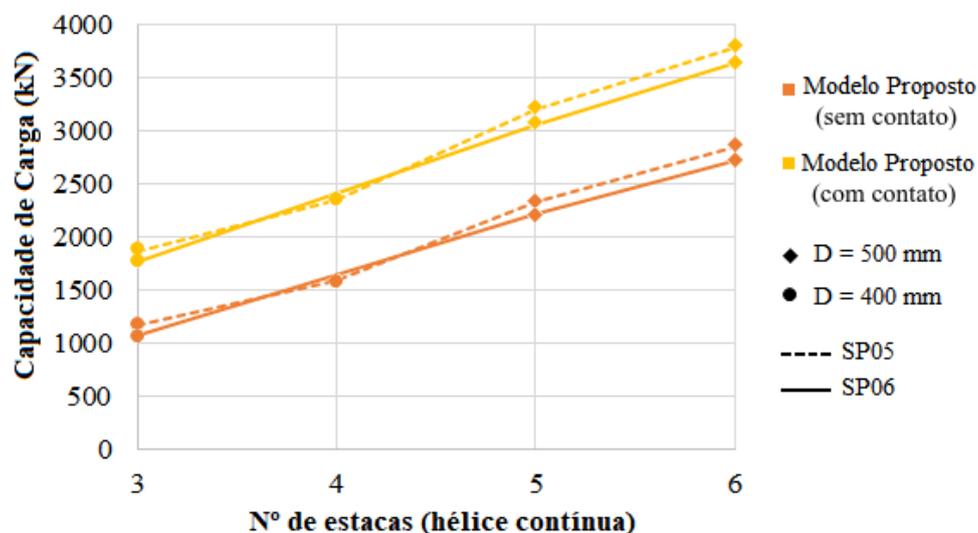


Figura 5.85 – Capacidade de carga \times número de estacas para os grupos de estacas analisados no Edifício em Águas Claras.

Observa-se que as duas curvas que correspondem ao mesmo modelo proposto são praticamente iguais, fato que pode ser explicado pelas semelhanças entre as sondagens SP05 e SP06

(Figura 5.82). Ademais, verifica-se que as previsões feitas pelo modelo proposto para grupos (com ou sem contato) aumentam à medida em que a quantidade de estaca aumenta.

Em suma, para os grupos de estacas hélice contínua analisados no Edifício em Águas Claras, a previsão da capacidade de carga feita pelo modelo proposto para grupos foi conservadora, especialmente naqueles compostos por 5 ou 6 estacas. É importante salientar que, de acordo com os perfis geotécnicos (Figura 5.82), as estacas desta obra estão com metade do seu comprimento (incluindo a ponta) em contato com um material considerado impenetrável ao SPT e, esta pode ser uma das razões pelas quais o modelo proposto subestimou as capacidades de carga, uma vez que essa configuração não está contemplada no banco de dados de entrada utilizado na modelagem neural realizada para os grupos de estacas.

(c) Edifício em Campos dos Goytacazes, RJ

Trata-se de um edifício residencial que está localizado no município de Campos dos Goytacazes/RJ e possui 12 pavimentos tipo e um pavimento de garagem (Figura 5.86). As fundações definidas para os pilares internos foram estaca hélice contínua, com profundidade média de 22 metros e diâmetros de 500 e 600 mm e, para os da periferia foi adotada sapata isolada, conforme ilustra a Figura 5.87.



Figura 5.86 – Localização do Edifício em Campos dos Goytacazes, adaptada de (Barros, 2005).

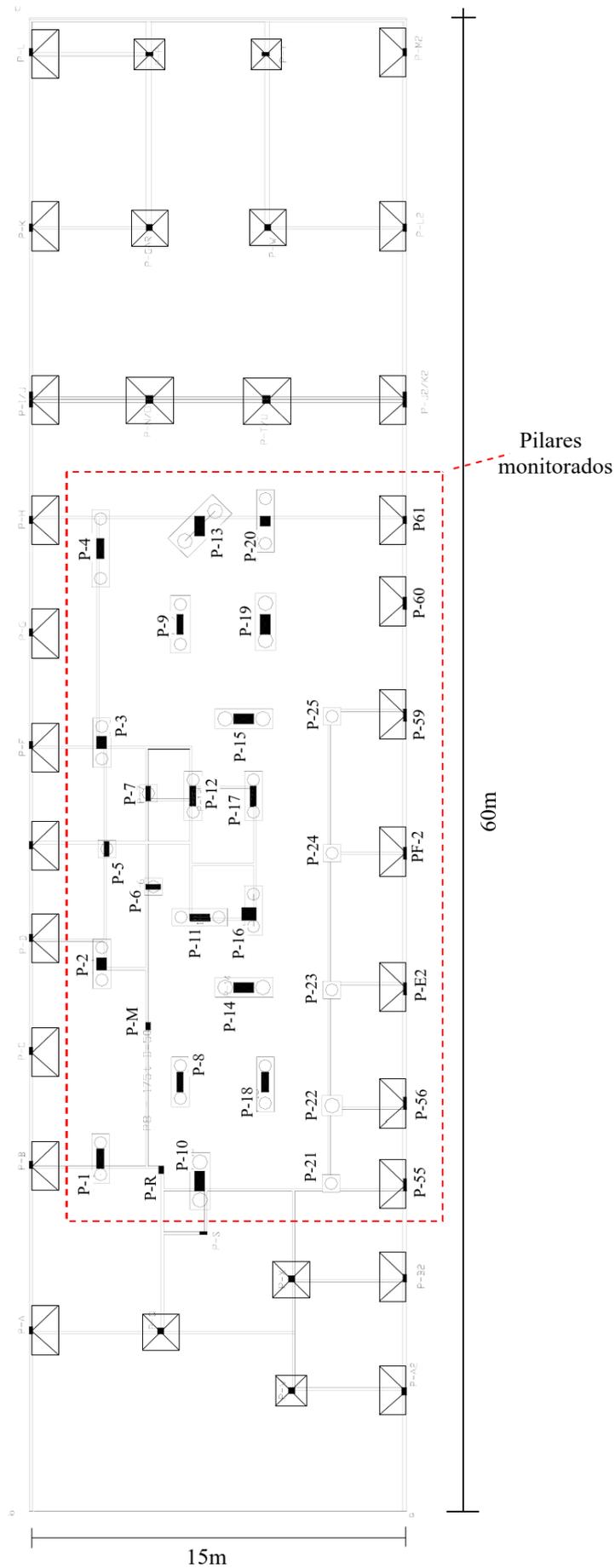


Figura 5.87 – Planta baixa das fundações estacadas do Edifício em Campos dos Goytacazes (Barros, 2005).

Barros (2005) realizou o monitoramento dos recalques durante as etapas da construção do prédio e elaborou modelos numéricos tridimensionais para estimar os carregamentos correspondentes a cada uma dessas etapas. Além disso, o autor considerou duas condições de apoio para cada modelo, na primeira os apoios foram assumidos como indeslocáveis verticalmente e na segunda os recalques medidos em cada fase foram impostos nos apoios, simulando os efeitos da interação solo-estrutura em termos de deslocamentos (condição mais realista).

De posse dos valores obtidos com a simulação numérica, Barros (2005) conseguiu elaborar uma curva carga \times recalque para cada pilar (apoiados em grupos de estacas). Nas Figuras 5.88 e 5.89 estão apresentadas as curvas curvas carga \times recalque dos pilares monitorados apoiados sobre um grupo composto por duas estacas hélice com diâmetro igual a 500 e 600 mm, nesta ordem, sob a condição de recalque nos apoios, que serão utilizadas para definir as capacidades de carga "simuladas". De imediato, nota-se que todos os recalques máximos são maiores do que 30 mm, valor que pode ser considerado elevado, segundo critérios práticos e de experiência da engenharia de fundações nacional, para edificações residenciais.

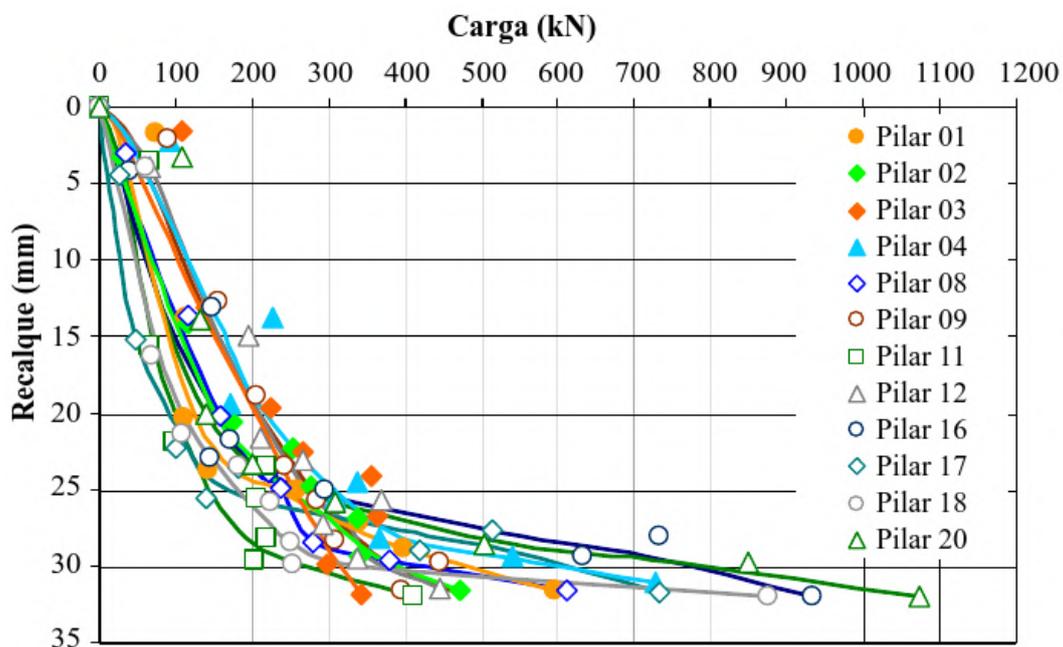


Figura 5.88 – Curva carga \times recalque dos pilares apoiados em grupos de estacas com diâmetro igual a 500 mm considerando recalque nos apoios, do Edifício em Campos dos Goytacazes (Barros, 2005).

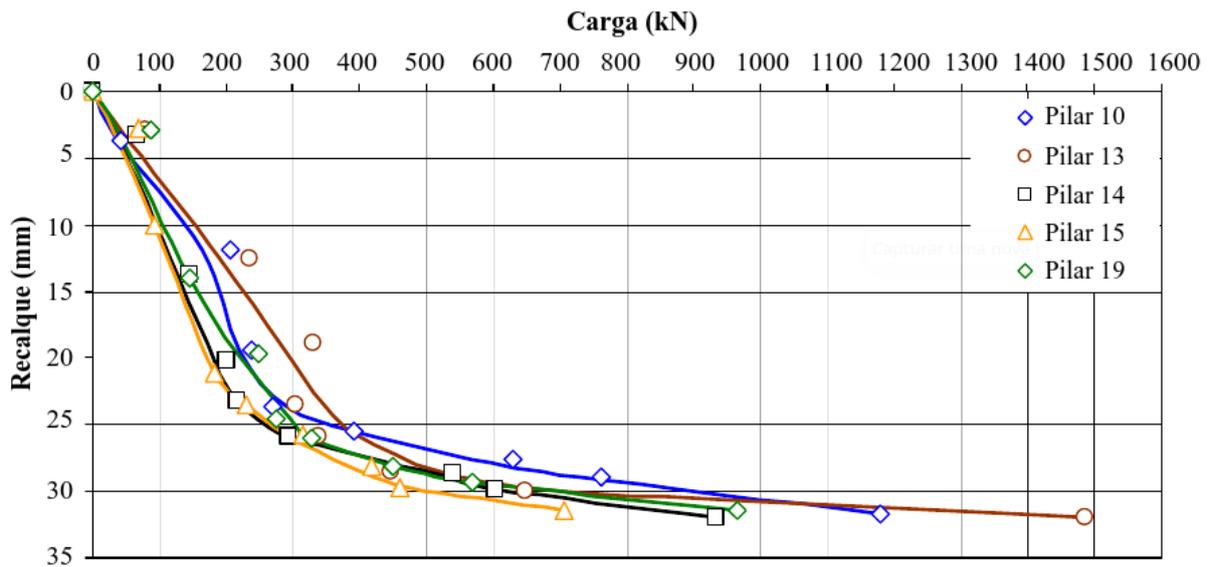


Figura 5.89 – Curva carga x recalque dos pilares apoiados em grupos de estacas com diâmetro igual a 600 mm considerando recalque nos apoios, do Edifício em Campos dos Goytacazes (Barros, 2005).

Os procedimentos realizados para detectar se houve ruptura nos grupos de estacas do Edifício em Campos dos Goytacazes, estão ilustrados na Figura 5.90. Tendo em vista que o modelo proposto para grupos fornece a capacidade de carga e, que os valores correspondentes a essa variável foram determinados pela metodologia de Terzaghi (1943) - ver Seção 4.4.1 - essa seria a alternativa mais apropriada para calcular a capacidade de carga a partir das curvas carga x recalque apresentadas nas Figuras 5.88 e 5.89. Porém, os recalques máximos (para todos os pilares) são menores do que 10% do diâmetro das estacas, ou seja, é inexequível aplicar a metodologia de Terzaghi (1943).

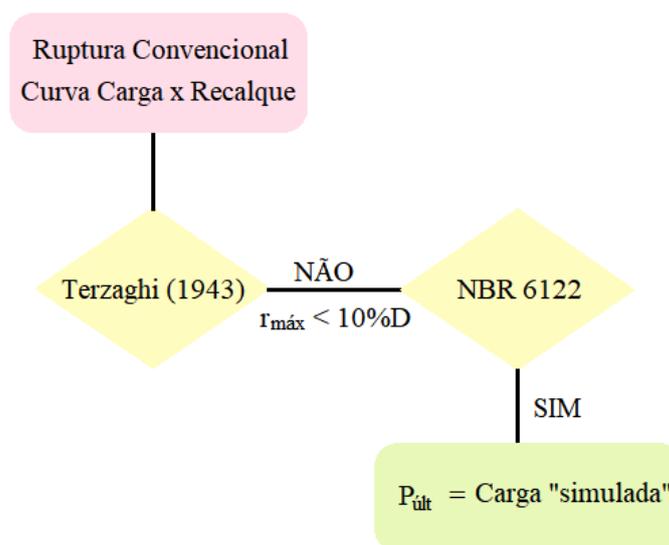


Figura 5.90 – Fluxograma executado para definir a capacidade de cargas dos grupos do Edifício em Campos dos Goytacazes analisados.

Diante deste cenário, optou-se por empregar o método sugerido pela ABNT (2019) para analisar se as curvas carga x recalque (Figuras 5.88 e 5.89) alcançaram a ruptura convencional. Para facilitar esta avaliação, as curvas carga x recalque e as curvas calculadas pela ABNT (2019) foram plotadas no mesmo eixo, conforme mostra a Figura 5.91. Nota-se que as curvas se interceptaram em aproximadamente 17 mm, ou seja, segundo os critérios estabelecidos pela ABNT (2019) o pilar P16 atingiu a capacidade de carga convencional.

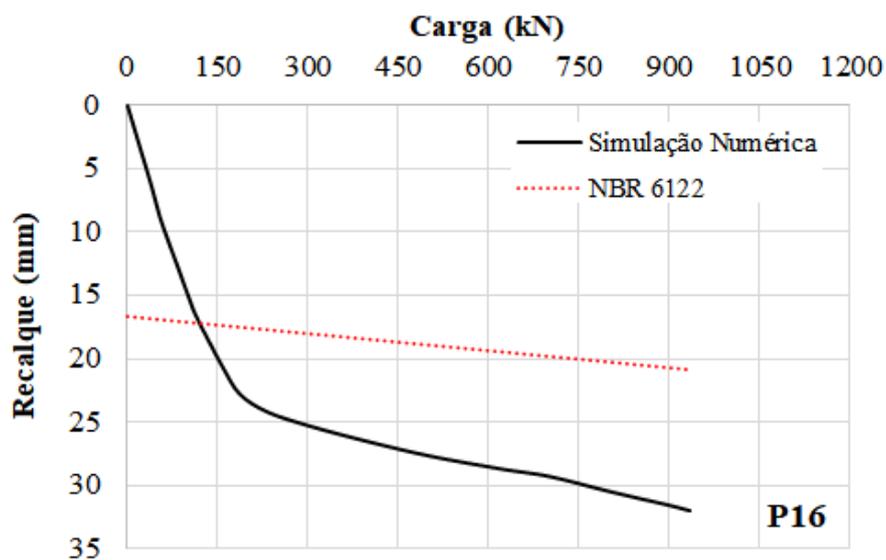


Figura 5.91 – Curvas carga x recalque para o pilar P16 do Edifício em Campos dos Goytacazes.

Tendo em vista as semelhanças entre as curvas carga x recalque do pilar P16 e àquelas ilustradas nas Figuras 5.88 e 5.89 e também devido ao fato dos recalques nos demais pilares ultrapassarem 17 mm, pode-se inferir que os todos pilares analisados atingiram a capacidade de carga convencional pela ABNT (2019). Sendo assim, é possível admitir que carga última é igual a capacidade de carga "simulada" de cada pilar (grupo de estacas).

O valor da carga simulada correspondente a cada um dos pilares (grupos de estacas) analisados no Edifício em Campos dos Goytacazes estão exibidos na Tabela 5.31 e serão confrontados com aqueles obtidos pelo modelo proposto para grupos.

Tabela 5.31 – Capacidade de carga "simulada" para os pilares apoiados sobre um grupo de duas estacas considerando recalques nos apoios, do Edifício em Campos dos Goytacazes (Barros, 2005).

Pilares	Carga "simulada"(kN)	
	D = 500 mm	D = 600 mm
P01	596	-
P02	474	-
P03	344	-
P04	728	-
P08	612	-
P09	445	-
P10	-	1181
P11	411	-
P12	446	-
P13	-	1487
P14	-	932
P15	-	707
P16	933	-
P17	734	-
P18	874	-
P19	-	966
P20	1073	-

Para determinar a capacidade de carga de grupos pelo modelo proposto para grupos, foram executados os processos representados na Figura 5.92. Primeiramente, calcularam-se as parcelas lateral e de ponta da capacidade de carga das estacas hélice contínua por meio dos modelos propostos para cargas aparentes, admitindo-se que o carregamento aplicado foi lento (SML) e com base no perfil geotécnico representado na Figura 5.93, que advém da média aritmética de duas sondagens SPT disponíveis em Barros (2005).

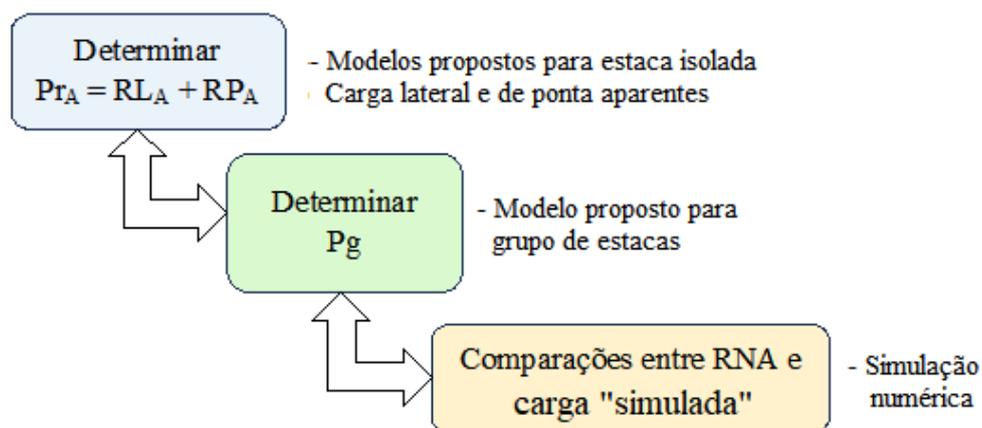


Figura 5.92 – Fluxograma executado para o Edifício em Campos dos Goytacazes.

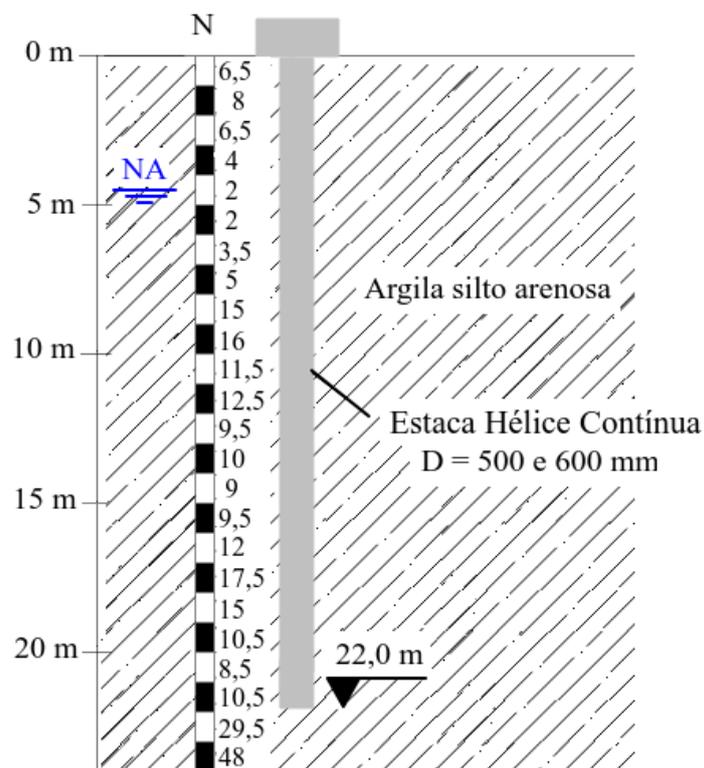


Figura 5.93 – Perfil geotécnico do Edifício em Campos dos Goytacazes.

Tabela 5.32 – Dados de entrada usados no modelo proposto para estimar a capacidade de carga dos grupos de estacas pertencentes ao do Edifício em Campos dos Goytacazes.

Pilares	D (mm)	s/D	CL	GE	Pr _A (kN)
P01	500	2,5			3823
P02	500	2,5			3823
P03	500	2,5			3823
P04	500	5,0			3823
P08	500	2,5			3823
P09	500	3,0			3823
P10	600	2,5			4628
P11	500	3,0			3823
P12	500	2,5	1 ou 2	2	3823
P13	600	3,0			4628
P14	600	2,5			4628
P15	600	2,5			4628
P16	500	2,5			3823
P17	500	2,5			3823
P18	500	3,0			3823
P19	600	2,5			4628
P20	500	3,5			3823

s/D: espaçamento entre as estacas; CL: condição do bloco de coroamento (com ou sem contato); GE: geometria do grupo

As capacidades de carga aparentes das estacas isoladas, Pr_A foram usadas junto com as

demais informações apresentadas na Tabela 5.32 no modelo neural para estimar a capacidade de carga dos grupos compostos por 2 estacas.

Os valores fornecidos pelo modelo proposto para grupos (com e sem contato) estão comparados às cargas "simuladas" nas Figuras 5.94 e 5.95. A primeira refere-se aos grupos compostos por duas estacas com diâmetro igual a 500 mm e a segunda aos grupos compostos por duas estacas com diâmetro igual a 600 mm.

Com base na Figura 5.94 foi possível observar que, para os grupos compostos por duas estacas com diâmetro igual a 500 mm analisados no Edifício em Campos dos Goytacazes:

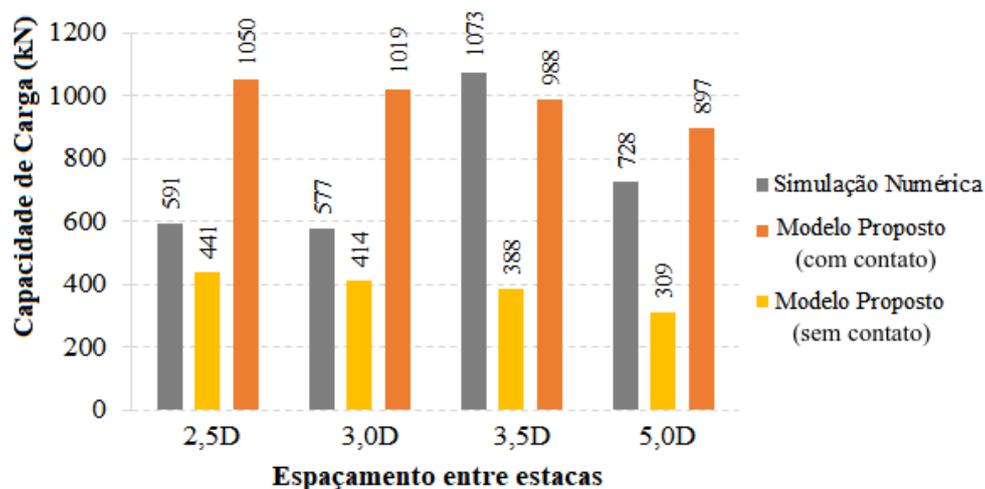


Figura 5.94 – Comparação entre as capacidades de carga "simuladas" e aquelas obtidas com o modelo proposto para os grupos de 2 estacas com diâmetro igual de 500 mm analisados no Edifício em Campos dos Goytacazes.

- A capacidade de carga estimada pelo modelo proposto (com e sem contato) diminui à medida em que o espaçamento entre as estacas aumenta, contrariando as conclusões feitas por Gowthaman & Nasvi (2018) e Ferchat *et al.* (2021) de que a capacidade de carga do grupo de estacas aumenta com o aumento do espaçamento entre as estacas, mantendo-se a quantidade de estacas;
- As cargas estimadas pelo modelo proposto (com contato) são, em média, 42% maiores do que as cargas "simuladas", sendo a diferença máxima referente ao espaçamento de 2,5D e a menor ao espaçamento de 3,5D;
- As cargas estimadas pelo modelo proposto (sem contato) são, em média, 44% menores do que as cargas "simuladas", sendo a maior diferença referente ao espaçamento de 3,5D e a menor ao espaçamento de 2,5D;

- Assim como ocorreu para os Edifícios em Uberlândia e em Água Claras, as cargas estimadas pelo modelo proposto (com contato) são maiores do que aquelas fornecidas pelo modelo proposto (sem contato).

A partir da Figura 5.95, para os grupos compostos por duas estacas com diâmetro igual a 600 mm analisados no Edifício em Campos dos Goytacazes, percebe-se que:

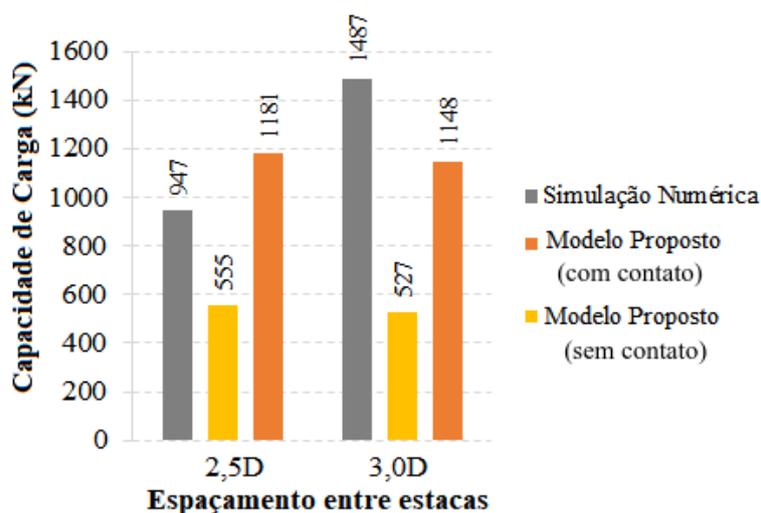


Figura 5.95 – Comparação entre as capacidades de carga "simuladas" e aquelas obtidas com o modelo proposto para grupos de 2 estacas com diâmetro igual de 600 mm analisados no Edifício em Campos dos Goytacazes.

- As capacidades de carga estimadas pelos modelos propostos para grupos diminuí à medida em que o espaçamento entre as estacas aumenta. O mesmo que ocorreu para os grupos com estacas de diâmetros iguais a 500 mm;
- Outra constatação que também se repetiu, foi a de que os valores fornecidos pelo modelo proposto (sem contato) são menores do que as cargas "simuladas";
- Para $s/D = 2,5$, a capacidade de carga referente ao modelo proposto para grupos (com contato) é 25% maior do que a "simulada";
- Para $s/D = 3,0$, a capacidade de carga referente ao modelo proposto para grupos (com contato) é 23% menor do que a "simulada";
- As cargas estimadas pelo modelo proposto (com contato) são maiores do que aquelas fornecidas pelo modelo proposto (sem contato).

Com o intuito de analisar a influência do diâmetro da estaca e do espaçamento entre as estacas na capacidade de carga dos grupos de 2 estacas hélice contínua analisados no Edifício em Campos dos Goytacazes, confeccionaram-se as curvas capacidade de carga \times diâmetro de

estacas em relação aos espaçamentos entre as estacas (2,5; 3,0; 3,5 e 5,0D), tanto para o modelo proposto para grupos com contato quanto sem contato (Figura 5.96).

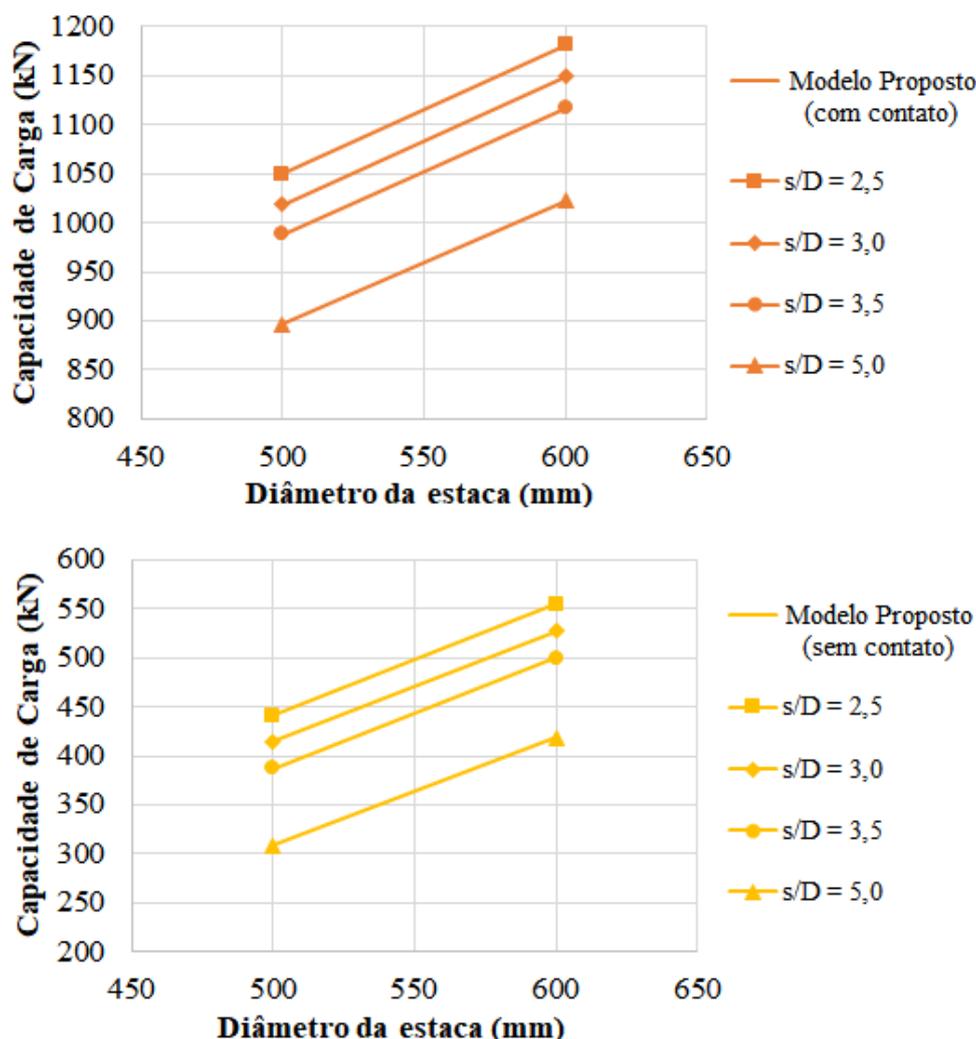


Figura 5.96 – Curvas capacidade de carga x diâmetro de estacas para os grupos analisados no Edifício em Campos dos Goytacazes.

Nota-se que a capacidade de carga fornecida pelo modelo proposto para grupos aumentou em função do diâmetro da estaca, conforme o desejado. Em relação ao espaçamento entre as estacas, verifica-se que as diferenças entre aqueles espaçamentos mais próximos são em torno de 50 kN, porém, quando aumenta de 3,5 para 5D, os valores de capacidade de carga reduzem cerca de 100 kN, aproximadamente o dobro da anterior.

Após as análises e discussões acerca dos resultados obtidos para os grupos de estacas hélice contínua analisados no Edifício em Campos dos Goytacazes, pode-se afirmar que o modelo proposto para grupos (com contato) superestimou as cargas "simuladas", enquanto o modelo proposto para grupos (sem contato) foi conservador. Isso significa que o modelo proposto para

grupos (com contato) forneceu resultados mais realistas do que o modelo proposto (sem contato), uma vez que o modelo proposto para grupos foi desenvolvido para a capacidade de carga correspondente a 10%D e as cargas "simuladas" são valores que correspondem a aproximadamente 5%D.

(d) Considerações Parciais

A partir dos resultados apresentados e das comparações feitas entre os valores obtidos por diferentes metodologias e àqueles fornecidos pelo modelo proposto para grupos, para os 3 (três) casos analisados, pode-se deduzir que o perceptron multicamadas forneceu modelos capazes de estimar valores conservadores de capacidade de carga de grupos de estacas.

Diferente de outros modelos neurais já desenvolvidos, o modelo proposto nesta tese para grupos permite a utilização de até 7 (sete) tipos de estacas, de 2 (dois) tipos de carregamentos (SML e QML), de diferentes configurações de grupos (geometria, espaçamentos entre as estacas e contribuição do elemento de ligação). Pode ser empregado em diferentes perfis geotécnicos, com ou sem a presença do nível d'água, e para aplicá-lo, basta conhecer o perfil geotécnico fornecido por uma sondagem SPT.

Vale ressaltar que, em relação ao espaçamento entre as estacas, o modelo proposto para grupos forneceu resultados fora do esperado, contrariando as conclusões feitas por Gowthaman & Nasvi (2018) e Ferchat *et al.* (2021) de que a capacidade de carga do grupo de estacas aumenta se o espaçamento entre as estacas aumenta, mantendo-se a quantidade de estacas.

Por fim, lembre-se de que qualquer fundação por estaca (grupos ou estacas isoladas) deve ser submetida à prova de carga para averiguar se os valores estimados por diferentes metodologias atenderam aos requisitos estabelecidos pela ABNT (2019), em termos de capacidade de carga e deformabilidade.

5.4.5 ANÁLISE PARAMÉTRICA DO MODELO PROPOSTO PARA GRUPOS DE ESTACAS

Com o intuito de estudar a influência das principais variáveis de entrada do modelo proposto que estima a capacidade de carga de grupos de estacas e fornecer aos projetistas de fundações uma maior clareza sobre o potencial e as limitações desse modelo, realizou-se uma análise paramétrica para um perfil geotécnico fictício que está exibido na Figura 5.97, variando-se os seguintes parâmetros:

- A geometria das estacas por meio da relação entre o comprimento e o diâmetro das estacas (L/D), sendo L um valor fixo e igual a 15 m;
- A geometria dos grupos de estacas por meio do espaçamento entre as estacas (s/D) e da disposição dessas (GE);
- O tipo de solo encontrado no perfil geotécnico de uma sondagem SPT;
- O tipo de estaca que representa a metodologia construtiva executada para a sua inserção no solo.

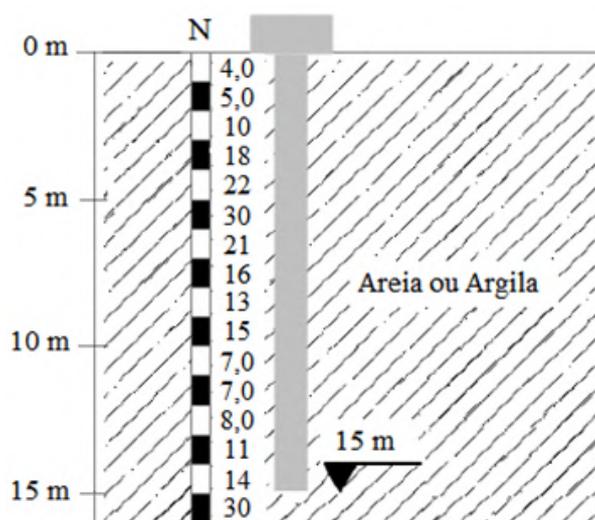


Figura 5.97 – Perfil geotécnico fictício.

Após a escolha dos parâmetros, foi possível elaborar diferentes cenários fixando-se um e/ou dois desses parâmetros e variando-se os demais. Para cada um desses cenários, calculou-se a capacidade de carga por meio do modelo proposto para grupo. Na Tabela 5.33 estão ilustrados os valores adotados para cada uma das variáveis analisadas, com base nas experiências brasileiras em relação a projetos de fundações de edificações.

Tabela 5.33 – Valores adotados para os parâmetros analisados.

L/D	s/D	Solo	Estaca	GE
15, 30 ou 60	1, 3 ou 6	Areia, Argila ou Misto	Escavada, Hélice Contínua, Escavada com deslocamento e Injetadas	2x1, 3, 2x2, 5 e 3x2

L/D : comprimento/diâmetro da estaca; s/D : espaçamento entre as estacas; GE: geometria do grupo

De posse dos valores de capacidade de carga, calculados por meio do modelo proposto para grupos, correspondente a cada um dos cenários, foram confeccionados os gráficos tridimensionais que estão exibidos nas Figuras 5.98 a 5.108. As Figuras 5.98, 5.99 e 5.100 referem-se ao

perfil geotécnico fictício 100% arenoso e exibem a variabilidade da capacidade de carga obtida pelo modelo proposto para grupo em relação à quantidade de estacas (ou GE), ao espaçamento entre as estacas do grupo, ao tipo de estaca e ao diâmetro das estacas (ou L/D).

De acordo com a Figura 5.98, na qual a relação L/D é fixa e igual a 30, a capacidade de carga fornecida pelo modelo proposto aumentou à medida em que a quantidade de estacas aumentou e diminuiu quando o espaçamento entre as estacas aumentou. Em relação aos tipos de estacas, nota-se que as capacidades de carga são praticamente iguais para os quatro tipos analisados.

Os valores exibidos na Figura 5.99 são relativos a um grupo composto por 4 estacas (geometria 2x2). Observa-se que a capacidade de carga fornecida pelo modelo proposto foi pouco influenciada pelo tipo de estaca e diminuiu quando a relação L/D ou o espaçamento entre as estacas (s/D) aumentaram, exceto para L/D = 15.

Na Figura 5.100 fixou-se o parâmetro s/D = 3 (espaçamento entre as estacas de um grupo). Nota-se que a capacidade de carga fornecida pelo modelo proposto aumentou em função do aumento da quantidade de estacas e diminuiu quando a relação L/D aumentou. Em relação aos tipos de estacas, repete-se o comportamento observado na Figura 5.100, ou seja, valores praticamente iguais para diferentes tipos de estacas.

Em síntese, para o perfil geotécnico fictício composto apenas por areia, a capacidade de carga de grupos de estacas (fornecidas pelo modelo proposto) foi pouco influenciada pelo tipo de estaca, contradizendo o fato de que a metodologia construtiva das estacas interfere nessa grandeza. Por outro lado, a geometria tanto das estacas quanto dos grupos afetaram essa capacidade de carga conforme o esperado, uma vez que aumentou em função da quantidade ou do diâmetro das estacas.

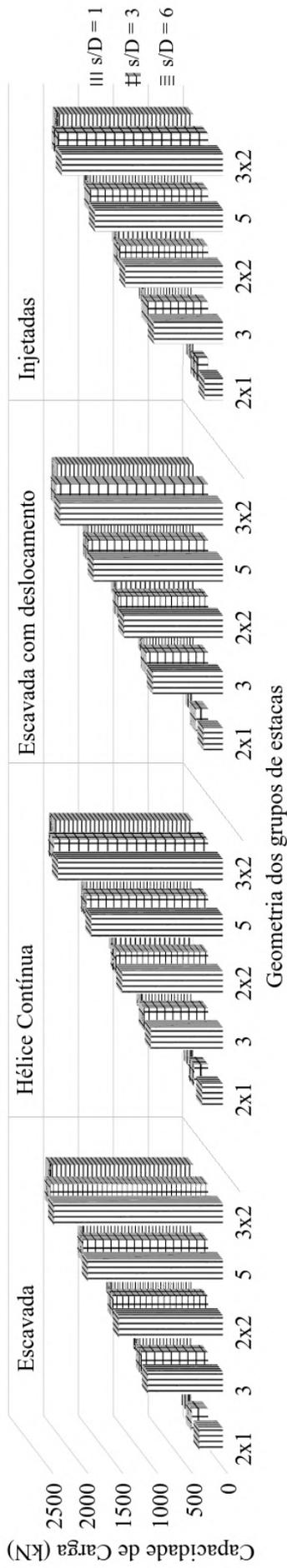
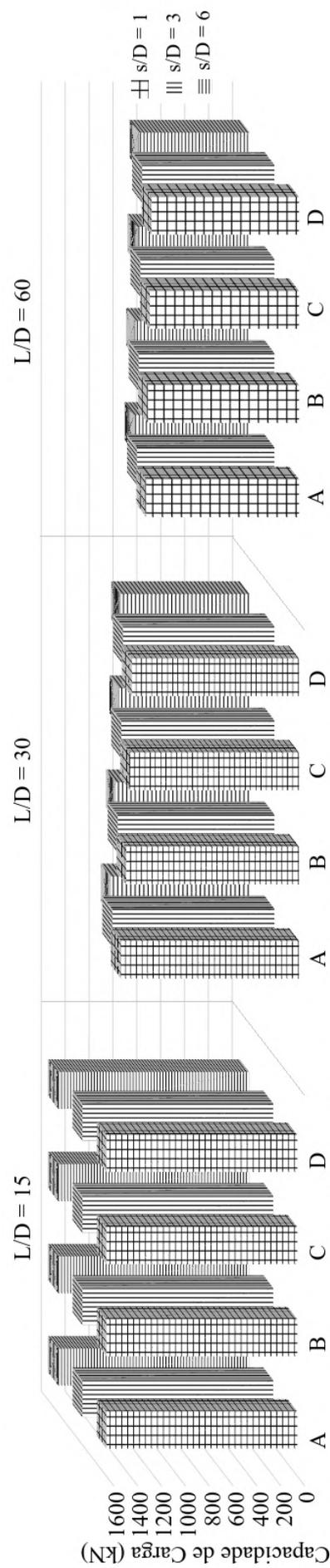


Figura 5.98 – Capacidade de Carga x Geometria x Tipo de Estaca ($L/D = 30$; $s/D =$ variável) para o perfil fictício arenoso.



Tipos de estacas: A (Escavada); B (Hélice Contínua); C (Escavada com deslocamento) e D (Injetadas)

Figura 5.99 – Capacidade de Carga x Tipo de Estaca x L/D (Geometria 2x2; $s/D =$ variável) para o perfil fictício arenoso.

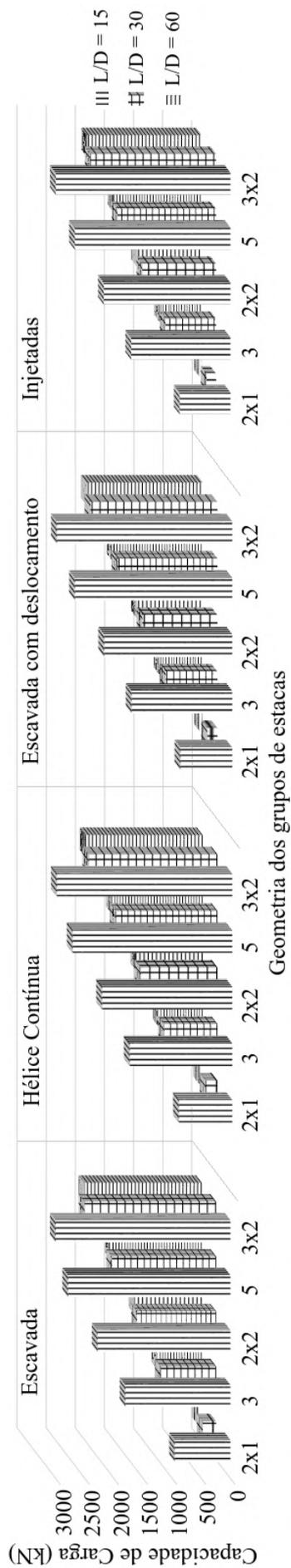


Figura 5.100 – Capacidade de Carga x Geometria x Tipo de Estaca ($L/D = \text{variável}; s/D = 3$) para o perfil fictício arenoso.

As Figuras 5.101 a 5.103 apresentam as mesmas comparações realizadas para o solo arenoso, modificando apenas o tipo de solo para argila. Verificou-se que a capacidade de carga se comportou de modo similar ao do perfil arenoso, ou seja, o tipo de estaca interferiu muito pouco na capacidade de carga fornecida pelo modelo proposto para grupos, enquanto as geometrias das estacas e dos grupos modificaram a capacidade de carga de acordo com o esperado.

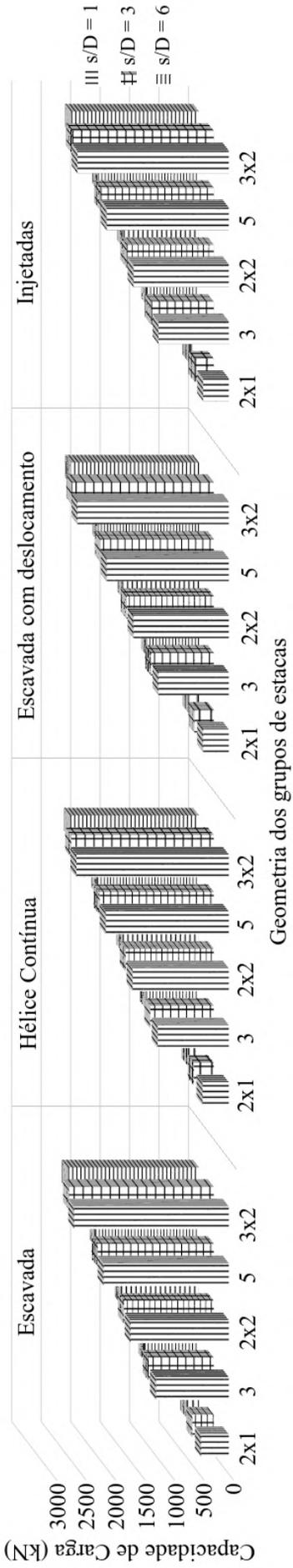
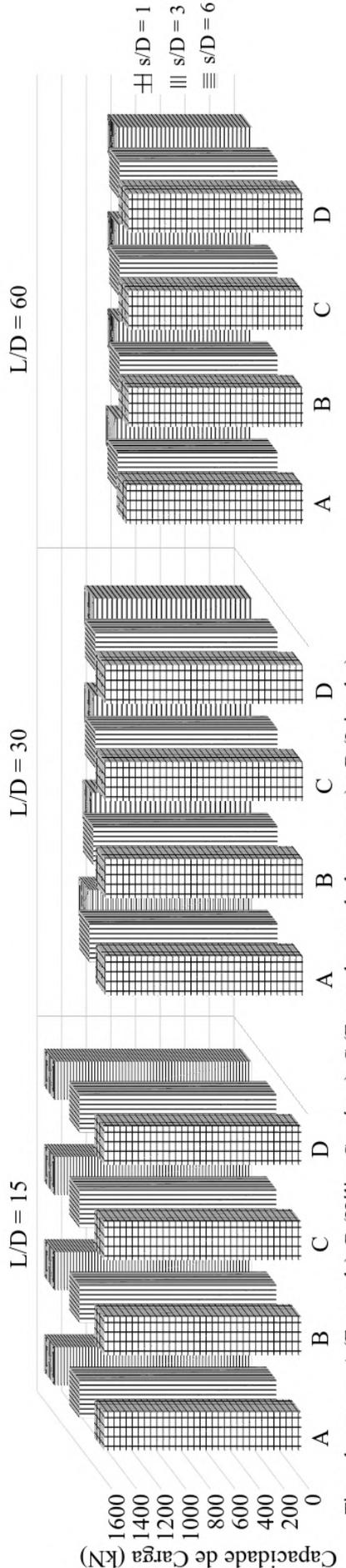


Figura 5.101 – Capacidade de Carga x Geometria x Tipo de Estaca ($L/D = 30$; $s/D =$ variável) para o perfil fictício argiloso.



Tipos de estacas: A (Escavada); B (Hélice Contínua); C (Escavada com deslocamento) e D (Injetadas)
 Figura 5.102 – Capacidade de Carga x Tipo de Estaca x L/D (Geometria 2x2; $s/D =$ variável) para o perfil fictício argiloso.

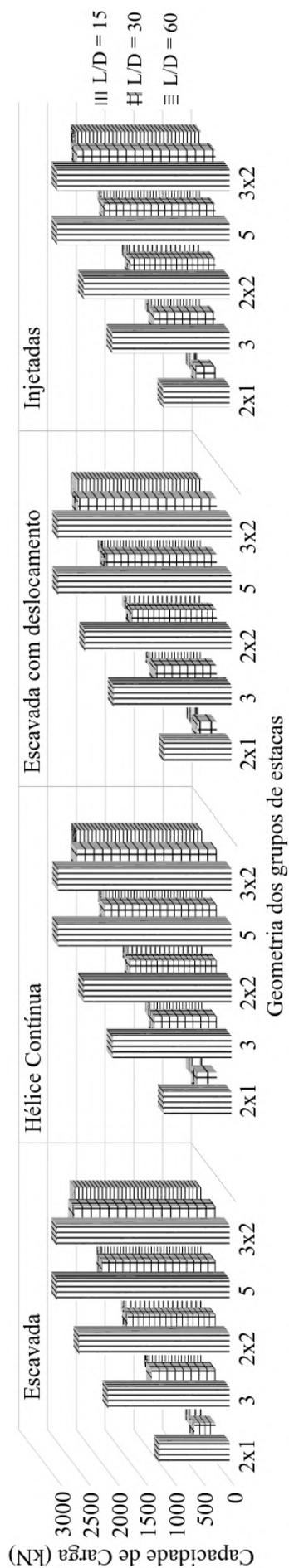


Figura 5.103 – Capacidade de Carga x Geometria x Tipo de Estaca ($L/D =$ variável; $s/D = 3$) para o perfil fictício argiloso.

Os mesmos procedimentos realizados para a areia e a argila foi replicado para um perfil geotécnico fictício composto por 50% de areia e 50% de argila (denominado por essa razão de misto). As Figuras 5.104 a 5.106 mostram os resultados encontrados para os mesmos cenários analisados tanto para perfil arenoso quanto para o argiloso. Mais uma vez repetem-se as mesmas constatações feitas para os perfis arenoso e argiloso a respeito dos comportamentos das capacidades de carga fornecidas pelo modelo proposto para grupos.

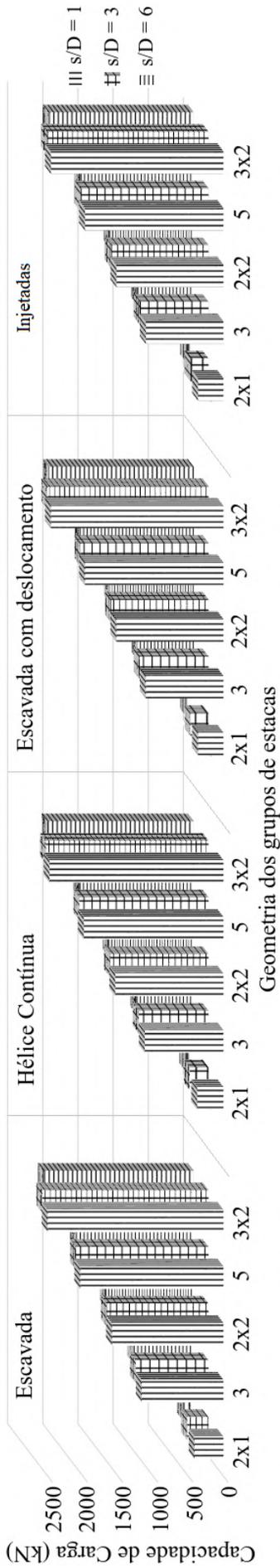
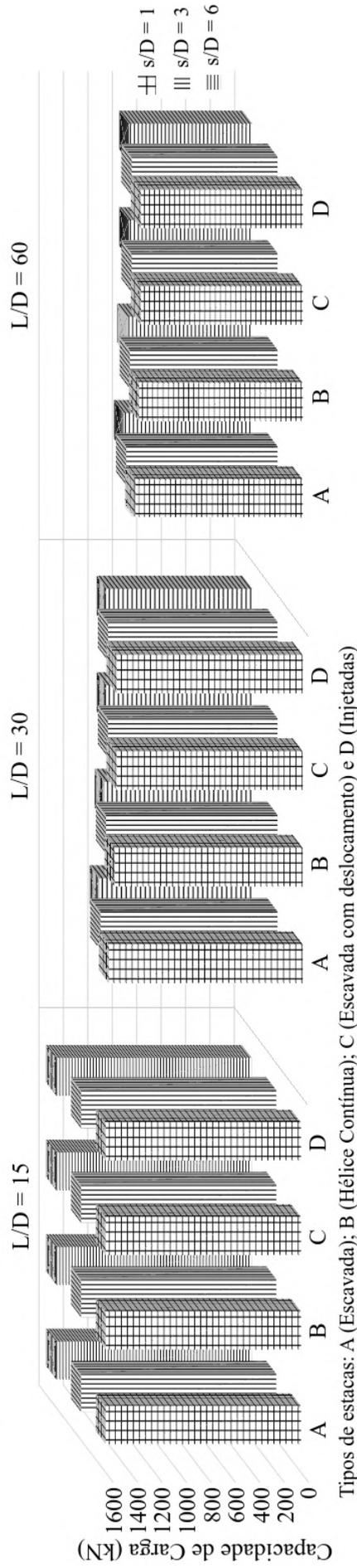


Figura 5.104 – Capacidade de Carga x Geometria x Tipo de Estaca ($L/D = 30$; $s/D =$ variável) para o perfil fictício misto.



Tipos de estacas: A (Escavada); B (Hélice Contínua); C (Escavada com deslocamento) e D (Injetadas)

Figura 5.105 – Capacidade de Carga x Tipo de Estaca x L/D (Geometria 2x2; $s/D =$ variável) para o perfil fictício misto.

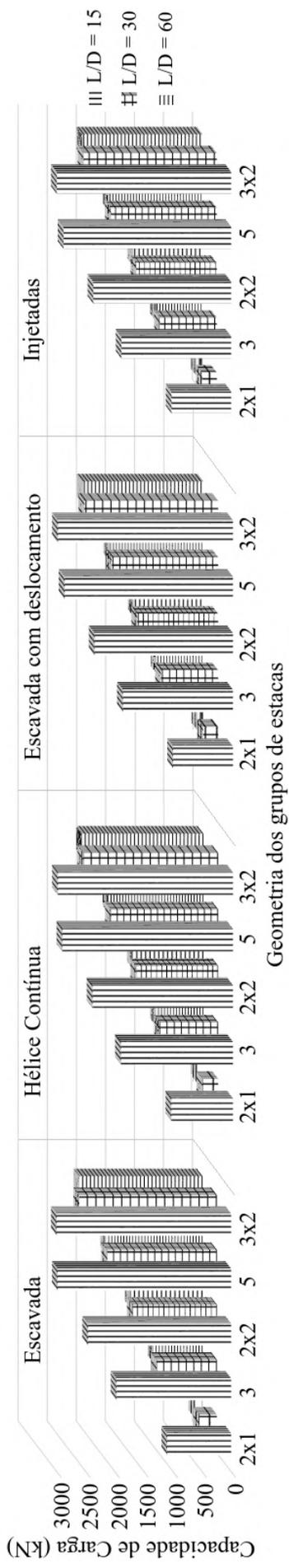


Figura 5.106 – Capacidade de Carga x Geometria x Tipo de Estaca ($L/D =$ variável; $s/D = 3$) para o perfil fictício misto.

Nas Figuras 5.107 e 5.108 estão confrontados os valores de capacidade de carga encontrados para um grupo de estaca composto por 4 estacas (2x2) instalado em três tipos de solo (areia, argila e misto), variando-se o tipo de estaca, o espaçamento entre as estacas e também o diâmetro das estacas (L/D). Após analisar essas Figuras, pode-se afirmar que:

- O tipo de solo influenciou na capacidade de carga calculada pelo modelo proposto para grupo, sendo o maior valor aquele correspondente ao perfil argiloso;
- Permanece a observação de que o tipo de estaca afeta muito pouco a capacidade de carga do grupo;
- Houve uma queda expressiva na capacidade de carga do grupo quando a relação L/D passa de 15 para 30. Por outro lado, a redução nas capacidades de carga do grupo quando a relação L/D passa de 30 para 60 foi irrelevante;
- A capacidade de carga do grupo diminuiu com o aumento do espaçamento entre as estacas, entretanto as variações foram muito pequenas.

É importante ressaltar que os gráficos apresentados nesta seção foram produzidos com o auxílio das planilhas eletrônicas disponíveis gratuitamente (Figura A.17). Entretanto essas ferramentas foram desenvolvidas APENAS para uso didático ou pela comunidade acadêmica. NÃO devem ser aplicadas para elaboração de projetos de fundações.

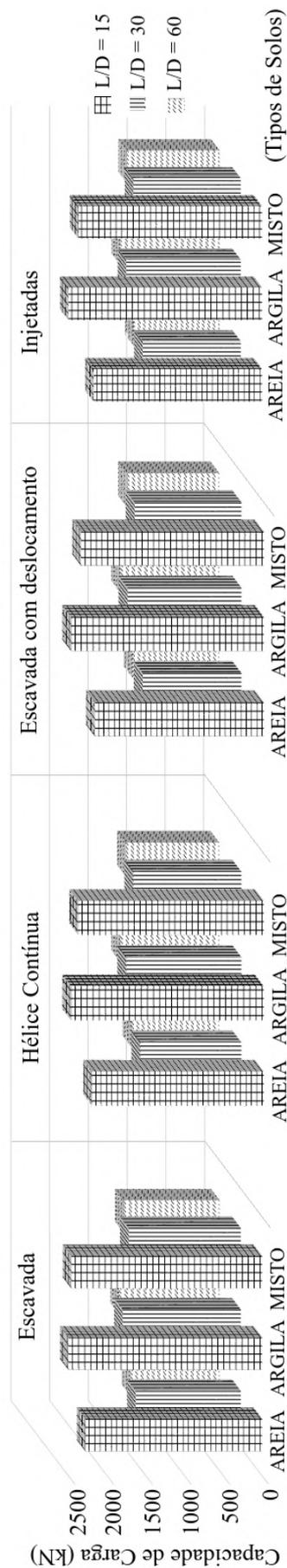


Figura 5.107 – Capacidade de Carga x Tipo de Solo x Tipo de Estaca (L/D = variável; s/D = 3 e Geometria 2x2).

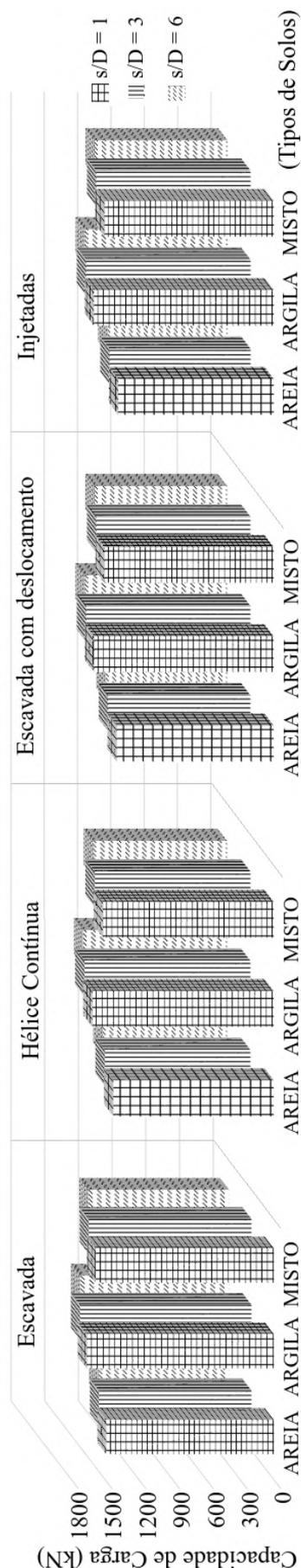


Figura 5.108 – Capacidade de Carga x Tipo de Solo x Tipo de Estaca (L/D = 30; s/D = variável e Geometria 2x2).

6 CONCLUSÕES

Esta pesquisa teve como proposta disponibilizar modelos de previsão do comportamento de uma fundação por estaca, isoladas ou em grupo, em termos de capacidade de carga, desenvolvidos a partir das redes neurais MLP, considerando aspectos não abordados nas metodologias corriqueiramente utilizadas por engenheiros geotécnicos, tais como as cargas residuais, a presença do nível d'água, o tipo de carregamento aplicado entre outros.

As variáveis de entradas foram baseadas no mecanismo de transferência de carga que ocorre tanto nas estacas isoladas quanto nos grupos. As informações relativas à ensaios de campo foram extraídas de relatórios de sondagens SPT, por ser uma das mais realizadas em território brasileiro e representar o comportamento das fundações estaqueadas.

As variáveis de saída foram adquiridas a partir dos resultados de provas de carga estática (instrumentada ou não) e são as cargas lateral e de ponta para estacas isoladas; as cargas lateral e de ponta (incluindo o efeito das cargas residuais) para estacas isoladas e a capacidade de carga convencional para grupos de estacas.

É importante salientar que as cargas residuais das 95 estacas isoladas foram estimadas pelo método unificado (detalhado em Fellenius (2002b)) e a carga lateral "verdadeira" é 22% menor do que a carga lateral obtida a partir da instrumentação e a carga de ponta "verdadeira" é 22% maior do que a carga de ponta obtida a partir da instrumentação.

O modelo neural proposto para estimar a carga lateral, sem a influência das cargas residuais, possui oito (8) variáveis de entrada (D , NF_{ac} , NA , $TE2$, $\%Ar_{ac}$, $\%Sil_{ac}$, $\%Arg_{ac}$, TC). No modelo que estima esta mesma grandeza, porém, com a influência das cargas residuais a variável de entrada TC não está presente, sendo esta a única diferença entre eles. Os coeficientes de correlação entre a resposta desejada e a calculada foram iguais a 95 e 88%, respectivamente.

O modelo neural proposto para prever a carga de ponta, sem a inserção das cargas residuais, possui apenas três variáveis de entrada (D , $NP1$, $TE2$), no entanto, o coeficientes de correlação foi igual a 99%. O modelo que estima este mesmo parâmetro com a ativação das cargas residuais também contém três variáveis de entrada, apenas com uma diferença, a variável relativa ao índice de resistência do solo é a $NP2$ e o coeficientes de correlação foi similar, 97%.

O modelo neural proposto para presumir a capacidade de carga convencional de grupos de estacas apresenta uma particularidade, pois uma das variáveis de entrada é a resposta de um modelo neural, ou seja, a capacidade de carga de estaca isolada, P_A . As demais variáveis são relacionadas a geometria do grupo e a participação do elemento que liga as estacas. Com isso,

foi possível alcançar um coeficiente de correlação igual a 99%.

Em suma, percebe-se que os coeficientes de correlação obtidos na fase de validação dos modelos neurais propostos neste trabalho variam entre 0,88 a 0,99, intervalo semelhante ao obtido por autores que avaliaram a aplicabilidade de redes neurais artificiais na previsão da capacidade de carga de estacas isoladas. No entanto, de acordo com a avaliação do comportamento desses modelos para os dados que compõem o banco de dados utilizados na modelagem neural, pode-se afirmar que:

- O modelo proposto para estimar a carga lateral aparente teve um bom desempenho para as estacas metálica, hélice contínua e escavadas com estabilizante, porém, o mesmo não ocorreu para as estacas pré-moldadas de concreto, injetadas, escavadas com trado e escavadas com deslocamento;
- O modelo proposto para estimar a carga lateral "verdadeira" teve desempenho mediano para as estacas metálica, hélice contínua, injetadas e escavadas com trado, porém, o mesmo não ocorreu para as estacas pré-moldadas de concreto, escavadas com estabilizante e escavadas com deslocamento;
- Os modelos propostos para estimar as cargas de ponta aparente e "verdadeira" forneceram valores próximos ao desejado para uma quantidade maior de estacas isoladas do que os métodos semi-empíricos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978);
- O modelo proposto para estimar a capacidade de carga de grupos de estacas teve um desempenho mediano, fornecendo previsões bastante divergentes do valor desejado para grupos compostos por estacas escavadas ou hélice contínua;

O diferencial destes modelos em relação àqueles já disponíveis em fontes acadêmicas está na simplicidade das arquiteturas, na rapidez de processamento, no fato de que a parcela lateral é calculada em função da profundidade e não apenas o valor total desta ou da capacidade de carga. Além disso, há possibilidade de avaliar até sete tipos de estacas, dois tipos de carregamentos (SML e QML) e diferentes perfis geotécnicos.

Ao avaliar a aplicabilidade dos modelos propostos para estimar as grandezas referentes às estacas isoladas em três casos distintos, constatou-se que:

- Os comportamentos das curvas carga lateral \times profundidade produzidos pelo modelo proposto para estimar a carga lateral (sem a inclusão das cargas residuais) foram com-

patíveis aos dos métodos semi-empíricos, exceto para as estacas isoladas construídas no campo experimental da UnB;

- Os comportamentos das curvas carga lateral x profundidade produzidos pelo modelo proposto para estimar a carga lateral, considerando as cargas residuais, foram similares àqueles correspondentes aos métodos semi-empíricos;
- As cargas de ponta fornecidas pelo modelo proposto sem a inclusão das cargas residuais foram próximas àquelas determinadas pelos métodos semi-empíricos, exceto para a estaca isolada construída no campo experimental da ESSC-USP;
- As capacidades de carga das estacas isoladas estimadas pelos modelos propostos para estimar a carga lateral e de ponta (que não incluem as cargas residuais) foi maior do que àquela obtida por meio da prova de carga estática e o contrário foi observado para os modelos propostos para estimar a carga lateral e de ponta que consideram a presença das cargas residuais;
- Os modelos propostos para estimar a carga lateral e de ponta (que não consideram as cargas residuais) superestimaram as capacidades de carga dos grupos (contendo entre 2 e 4 estacas) enquanto os modelos propostos para estimar a carga lateral e de ponta incluindo as cargas residuais as subestimaram;
- Nos 3 casos, as previsões da capacidade de carga feitas pelos modelos neurais tiveram um desempenho melhor (tanto na estaca isolada quanto nos grupos) do que pelos métodos semi-empíricos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978).

Ao empregar o modelo proposto para prever a capacidade de carga convencional de grupos de estacas em três edifícios construídos em localidades diferentes, verificou-se a sua boa capacidade em captar as diferenças ocasionadas pela variação na quantidade de estacas, na geometria das estacas, nos perfis geotécnicos e na contribuição do elemento de ligação. Em contrapartida, foi bastante conservador para grupos com mais de quatro estacas e forneceu valores fora do esperado em relação ao espaçamento das estacas. Essas limitações poderão ser sanadas com a ampliação do banco de dados com resultados mais realistas.

Ao analisar a influência dos principais parâmetros do modelo proposto para grupos de estacas na capacidade de carga de grupos, verificou-se que:

- A capacidade de carga dos grupos foi pouco afetada pelo tipo de estaca;
- O tipo de solo influenciou os resultados encontrados para capacidade de carga dos grupos, porém de um modo discreto;

- A geometria do grupo (ou quantidade de estacas) exerceu uma influência praticamente linear na capacidade de carga de grupos;
- O aumento no espaçamento entre as estacas, implicou em redução na capacidade de carga do grupo;
- A redução da L/D , provocou um aumento na capacidade de carga do grupo.

Ante o exposto, conclui-se que a rede neural do tipo perceptron multicamadas é uma técnica promissora no entendimento do comportamento de fundações estacadas e que os modelos neurais aqui propostos e implementados em planilhas eletrônicas (Figura A.17) são recomendáveis APENAS para previsões, no que tange a capacidade de carga.

6.1 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Perante as limitações encontradas após as análises dos resultados obtidos neste trabalho, sugerem-se a inclusão dos seguintes procedimentos em futuras pesquisas:

- Ampliar os bancos de dados, especialmente aquele utilizado para a modelagem neural feita com grupos;
- Determinar as cargas residuais por outras metodologias;
- Efetuar as correções das curvas carga \times recalque, incluindo as cargas residuais e recalcular as cargas últimas;
- Desenvolver modelos neurais para previsão de recalques monitorados;
- Comparar os valores fornecidos pelos modelos neurais proposto a resultados de instrumentação e/ou provas de cargas estáticas realizadas em grupos de estacas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABBAS, J. M., & MAHMOOD, A. K. (2021). Effect of vertical loads on pile group response subjected to lateral cyclic loading with different configuration of piles: experimental study. 2nd International Scientific Conference of Engineering Sciences - ISCES 2020, IOP Publishing, Diyala, Iraq, 1076.
- ABEF. (1989). Research on Foundation Engineering. Published on the Occasion of the XII ICSMF, ABEF, São Paulo, SP, 86 p.
- ABNT. (2006). NBR 12131. Estacas - Prova de Carga Estática-Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 8.
- ABNT. (2010). NBR 6122. Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 91.
- ABNT. (2016). NBR 7181. Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 12.
- ABNT. (2019). NBR 6122. Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 108.
- ABNT. (2020a). NBR 16903. Solo - Prova de carga estática em fundação profunda. Rio de Janeiro, 11.
- ABNT. (2020b). NBR 6484. Sondagem de simples reconhecimento com SPT. Rio de Janeiro, 28.
- ALBUQUERQUE, P. J. R. (1996). Análise do comportamento de estaca pré-moldada de pequeno diâmetro, instrumentada, em solo residual de diabásio da Região de Campinas. Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, UNICAMP, Campinas, SP, 170 p.
- ALBUQUERQUE, P. J. R. (2001). Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade. Tese de Doutorado, Escola Politécnica, USP, São Paulo, SP, 263 p.
- ALBUQUERQUE, P. J. R., & GARCIA, J. R. (2019). Avaliação de prova de carga em estaca escavada de grande diâmetro em solo sedimentar. 9^o Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, ABEF, São Paulo, SP.
- ALENCAR JUNIOR, J. A., SOUZA, R. M., COMIN, C., BANHA, G. S., & TAGLIARINI, E. (2015). Apresentação e interpretação de prova de carga monitorada em perfil metálico para fundação de prédio alto na cidade de Belém-PA. 8^o Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, ABEF, São Paulo, SP.
- ALLEDI, C. (2013). Transferência de carga de estacas hélice contínua instrumentadas em profundidade. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, UFV, Viçosa, MG, 293 p.
- ALMEIDA, L. R. & MASET, V. L. (2014). Estudo dos critérios técnico-econômicos e logísticos do projeto de fundações por estacas escavadas com fluido estabilizante na Baixada Santista. Trabalho de Conclusão de Curso, Escola Politécnica, USP, São Paulo, SP, 78 p.
- AMÂNCIO, L. B. (2013). Previsão de recalques em fundações profundas utilizando redes neurais artificiais do tipo perceptron. Dissertação de Mestrado, Centro de Tecnologia, UFC, Fortaleza, CE, 90 p.
- AMANN, K. A. P. (2010). Metodologia semiempírica unificada para a estimativa da capacidade de carga de estacas. Tese de Doutorado, Escola Politécnica, USP, São Paulo, SP, 430 p.

- AMANN, K. A. P., KUBOYAMA, C. T., & SILVA, C. O. (2018). Metodologia para a avaliação estatística da aplicabilidade de métodos semi-empíricos de cálculo da capacidade resistente última de estacas. 16º Congresso Nacional de Geotecnia, SPG, Açores, Ponta Delgada, Portugal.
- ANJOS, G. J. M. (2006). Estudo do comportamento de fundações escavadas em solos tropicais. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB, Brasília, DF, 341 p.
- ANTUNES, W. R., & CABRAL, D. A. (1996). Capacidade de carga de estacas hélice contínua. 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, ABEF, São Paulo, SP, 3, 105–109.
- AOKI, N., & CINTRA, J. C. A. (1996). Influência da variabilidade do maciço de solos no comprimento de estacas. 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, ABEF, São Paulo, SP, 1, 173–184.
- AOKI, N., & VELLOSO, D. A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. 5th Pan-American Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ISSMGE, Buenos Aires, Argentina, 1, 367–376.
- ARAUJO, B. K. S. (2019). Cálculo de capacidade de carga em estacas utilizando métodos semi-empíricos : abordagem probabilística dos resultados. Trabalho de Conclusão de Curso, Campus de Crateús, UFC, Crateús, CE, 123 p.
- ARAUJO, C. B. C. (2015). Aplicação das redes neurais artificiais do tipo perceptron na estimativa de recalques em estacas. Dissertação de mestrado, Centro de Tecnologia, UFC, 227 p.
- ARAUJO, C. B. C., DANTAS NETO, S. A., & ANJOS, G. J. M. (2016). Estimativa de Recalque em Estacas Utilizando Redes Neurais Artificiais. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Belo Horizonte, MG.
- BAHIA, G. A. D. (2013). Análise do desempenho de fundações durante a construção de edifício localizado no DF. Trabalho de Conclusão de Curso, Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas, UniCEUB, Brasília, DF. 94 p.
- BAHIA, G. A. D. (2015). Avaliação do desempenho de fundações em edificação no DF com a utilização de técnicas de interação solo-estrutura. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB, Brasília, DF, 245 p.
- BAHIA, G. A. D., MOTA, N. M. B., CUNHA, R. P., & SALES, M. M. (2016). Avaliação do Desempenho de Fundações em Edifício do DF. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Belo Horizonte, MG.
- BARBOSA, Y., ALBUQUERQUE, P. J. R., GAVASSO, D., & IORIO, W. R. (2019). Micro-estaca Injetada: comportamento sob carregamento dinâmico e comparação com métodos semiempíricos, dinâmicos e numéricos. 9º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, ABEF, São Paulo, SP.
- BARRETO, G. W. (2005). Desenvolvimento de um Equipamento para Execução de Estacas Hélice Segmentada. Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, SP, 151 p.
- BARROS, R. A. (2005). Avaliação do comportamento de fundações em estaca hélice através de medidas de recalques. Dissertação de Mestrado, Centro de Ciência e Tecnologia, UENF, Campos dos Goytacazes, RJ. 118 p.
- BARTZ, J. R., & BLATZ, J. A. (2022). Considerations for measuring residual stresses in driven piles with vibrating wire strain gauges. *Canadian Geotechnical Journal*, 59(3), 441–446.

- BAZIAR, M. H., KASHKOOL, A., & SAEEDI-AZIZKANDI, A. (2012). Prediction of pile shaft resistance using cone penetration tests (CPTs). *Computers and Geotechnics*, 45, 74–82.
- BENALI, A., BOUKHATEM, B., HUSSIEN, M. N., NECHNECH, A., & KARRAY, M. (2017). Prediction of axial capacity of piles driven in non-cohesive soils based on neural networks approach. *Journal of Civil Engineering and Management*, 23(3), 393–408.
- BENALI, A., HACHAMA, M., BOUNIF, A., NECHNECH, A., & KARRAY, M. (2021). A TLBO-optimized artificial neural network for modeling axial capacity of pile foundations. *Engineering with Computers*, 37(1), 675–684.
- BENALI, A., NECHNECH, A., BOUKHATEM, B., HUSSEIN, M. N., & KARRY, M. (2018). Neural networks and principle component analysis approaches to predict pile capacity in sand. 2nd International Congress on Materials & Structural Stability, MATEC Web of Conferences, EDP Sciences, 149.
- BENETTI, L. B. (2016). Estacas hélice contínua executadas em solos de formação Guabirotuba: estudo do comportamento e reavaliação de métodos semiempíricos de previsão da capacidade de carga. Dissertação de Mestrado, Setor de Tecnologia, UFPR, Curitiba, PR, 257 p.
- BEREZANTZEV, V. (1965). Design of deep foundations. 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, 2, 234–237.
- BEREZANTZEV, V., KHRISTOFOROV, V. S., & GOLUBKOV, V. N. (1961). Load bearing capacity and deformation of piled foundations. 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, 2, 11–15.
- BESSA, A. O. (2005). Avaliação da resistência lateral em estacas escavadas com trado submetidas à tração. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFV, Viçosa, MG, 153 p.
- BEZERRA, J. E. (2003). Estudo do comportamento de fundações em radier estaqueado: conceitos e aplicações. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB, Brasília, DF, 193 p.
- BISHOP, C. M. (1995). *Neural networks for pattern recognition*. Oxford University Press, Oxford, UK.
- BITTENCOURT, E. C., FREITAS NETO, O., SANTOS JUNIOR, O. F., CUNHA, R. P., ALBUQUERQUE, P. J. R., & MACEDO, J. W. N. (2018). Radier Estaqueado: Análise do Benefício do Contato do Radier com o Solo na Capacidade de Carga da Fundação em Solo Arenoso. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Salvador, BA.
- BITTENCOURT, G. (2001). *Inteligência artificial: ferramentas e teorias*. Editora da UFSC, 2^a ed., Florianópolis, SC.
- BOLAÑOS, C. M. (2013). Estudo do comportamento mecânico e numérico de grupo de estacas do tipo Alluvial Anker em solo poroso do Distrito Federal. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB, Brasília, DF, 234 p.
- BONAN, V. H. F. (2017). Estudo experimental do efeito de grupo de estacas escavadas em perfil de solo granular. Dissertação de mestrado, Centro de Tecnologia, UFC, 172 p.
- BONAN, V. H. F., MOURA, A. S., & LLANQUE AYALA, G. R. (2020). Estudio experimental del efecto de grupo de pilotes cortos excavados en un perfil de suelo granular. *Ingeniare. Revista chilena de ingeniería*, 28(2), 323–334.

- BORGES, A. B., LINN, R. V., SCHNAID, F., & MAGHOUS, S. (2020). A simplified numerical approach to the evaluation of residual shaft friction induced by concrete curing in drilled shafts on granular soils. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, 13.
- BOWLES, J. E. (1996). *Foundation Analysis and Design*. The McGraw-Hill Companies, 5th ed., Singapore.
- BRAGA, A. P., CARVALHO, A. P. L. F. & LUDEMIR, T. B. (2011). *Redes neurais artificiais: teoria e aplicações*. Livros Técnicos e Científicos, 2^a ed., Rio de Janeiro, RJ.
- BRANDI, J. L. G., & THÁ, P. C. (2015). Análise dos resultados de prova de carga instrumentada em estaca hélice contínua na cidade de Curitiba. 8^o Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, ABEF, São Paulo, SP.
- BRASFOND. (1991). *Catálogo técnico sobre estacas raiz*. Guarulhos, SP.
- BRIAUD, J. L., & TUCKER, L. (1984). Piles in sand: a method including residual stresses. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110(11), 1666–1680.
- BURLAND, J. (1973). Shaft friction of piles in clay - A simple fundamental approach. *Ground Engineering*, 6, 30–42.
- BUTLER, H. D. & HOY, H. E. (1977). User's manual for the Texas quick-load method for foundation load testing. Report N^o FHWA-IP-77-8. Federal Highway Administration. Washington, DC. 59 p.
- CABRAL, D. A. (1986). O uso de estacas raiz como fundação de obras normais. VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, Porto Alegre, RS, 6, 71–82.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J., SILVA, C., AQUINO, F., AGUIAR, L., MOTA, N., & ALBUQUERQUE, P. (2010). Análises dos Resultados de Provas de Carga Estáticas sobre Fundações Profundas. XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Gramado, RS.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J., SILVA, C., PAOLUCCI, H., GONZÁLEZ, Y., & VALENCIA, L. (2008). Considerações sobre a análise dos resultados de provas de carga estáticas. 6^o Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, ABEF, São Paulo, SP, 1, 355–369.
- CARBONI, L. A. (2021). Comparação entre métodos de previsão de capacidade de carga para cálculo de fundações profundas - estudo de caso em Jurerê/Florianópolis-SC. Trabalho de Conclusão de Curso, Departamento Acadêmico de Construção Civil, IFSC, Florianópolis, SC, 136 p.
- CARNEIRO, B. J. I. (1999). Comportamento de tubulões à céu aberto, instrumentados, em solo não-saturado, colapsível. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, SP, 246 p.
- CARPENTER, G. A., & GROSSBERG, S. (1988). The ART of adaptive pattern recognition by a self-organizing neural network. *Computer*, 21(3), 77–88.
- CARVALHO, C. A., & SANTOS, D. A. F. (2019). Análise geotécnico-estrutural de resultados de prova de carga estática em estacas. *Engineering Sciences*, 7(1), 61–72.

- CARVALHO, D., MANTILLA, J. N. R., ALBIERO, J. H., & CINTRA, J. C. A. (1991). Provas de carga à tração e à compressão em estacas instrumentadas do tipo raiz. 2º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, ABEF, São Paulo, SP, 1, 79–87.
- CERQUEIRA JUNIOR, E. (2019). Avaliação da simulação do comportamento de grupos de estacas escavadas em perfil de solo granular a partir de funções de transferência de carga. Dissertação de mestrado, Centro de Tecnologia, UFC, Fortaleza, CE, 113 p.
- CHAN, R. K. S. (2006). Foundation Design and Construction (GEO PUBLICATION N^o 1/2006). The Government of the Hong Kong Special Administrative Region. Hong Kong.
- CHEN, W., SARIR, P., BUI, X. N., NGUYEN, H., TAHIR, M. M., & ARMAGHANI, D. J. (2020). Neuro-genetic, neuro-imperialism and genetic programming models in predicting ultimate bearing capacity of pile. *Engineering with Computers*, 36(3), 1101–1115.
- CHIN, F. K. (1970). Estimation of the ultimate load of piles from tests not carried to failure. 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering, Singapore, 81–90.
- CINTRA, J. C. A. & AOKI, N. (2010). Fundações por estacas: projeto geotécnico. Oficina de Textos, São Paulo, SP.
- CINTRA, J. C. A., AOKI, N., TSUHA, C. H. C. & GIACHETI, H. L. (2013). Fundações ensaios estáticos e dinâmicos. Oficina de Textos, São Paulo, SP.
- CINTRA, J. C. A., CARVALHO, D., GIACHETI, H. L., BORTOLUCCI, A. A., & ALBIERO, J. H. (1991). Campo experimental de fundações em São Carlos. 2º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, ABEF, São Paulo, SP, 1, 96.
- COSTA, A. M. (1988). Programa DINEXP-1D, Software desenvolvido no CENPES.
- COSTA, L. M. (1994). Previsão do Comportamento de Estacas Considerando as Tensões Residuais de Cravação. Tese de Doutorado, COOPE, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 99 p.
- COSTA, L. M., LOPES, F. R., & DANZIGER, B. R. (1994). Considerações das tensões residuais de cravação na previsão da curva carga-recalque de estacas. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, Foz do Iguaçu, PR, 1, 143–150.
- CRUZ JUNIOR, A. J. (2016). Instrumentação de fundações estaqueadas. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia Civil, UFG, Goiânia, GO, 208 p.
- DANTAS NETO, S. A. (2004). Avaliação das Propriedades dos Ligantes e das Misturas Asfálticas Modificados com Borracha Granulada de Pneus Usados. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB, Brasília, DF, 265 p.
- DANTAS NETO, S. A., INDRARATNA, B., OLIVEIRA, D. A. F., & ASSIS, A. P. (2017). Modelling the shear behaviour of clean rock discontinuities using artificial neural networks. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 50(7), 1817–1831.
- DANTAS NETO, S. A., SILVEIRA, M. V., AMÂNCIO, L. B., & ANJOS, G. J. M. (2014). Pile settlement modeling with multilayer perceptrons. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 19(Q), 4517–4528.
- DARBOR, M., FARAMARZI, L., & SHARIFZADEH, M. (2019). Performance assessment of rotary drilling using non-linear multiple regression analysis and multilayer perceptron neural network. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 78(3), 1501–1513.

- DARRAG, A., & LOVELL, C. W. (1989). A simplified procedure for predicting residual stresses for piles. 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ISSMGE, Rio de Janeiro, 2, 1127–1130.
- DAS, B. M. (2014). Principles of Foundation Engineering. Cengage Learning, 8^a ed., Boston, MA.
- DAS, S. K., & SIVAKUGAN, N. (2010). Discussion of "Intelligent computing for modeling axial capacity of pile foundations". Canadian Geotechnical Journal, 47(8), 928–930.
- DAVISSON, M. T. (1972). High capacity piles. Lecture Series on Innovations in Foundation Construction, ASCE, Illinois Section, Chigago, 81–112.
- DE BEER, E. E. (1968). Proefondervindlijke bijdrage tot de studie van het grensdrag vermogen van zand onder funderingen op staal. Annales des Travaux Publics deBelgique, (n.6 (1967) and n.1, 4, 5 and 6 (1968)).
- DE BEER, E. E., & WALAYS, M. (1972). Franki piles with overexpanded bases. La Technique des Travaux, 333, 48.
- DE GRANRUT, M., SIMON, A., & DIAS, D. (2019). Artificial neural networks for the interpretation of piezometric levels at the rock-concrete interface of arch dams. Engineering Structures, 178, 616–634.
- DÉCOURT, L. (1996). A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. 3^o Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, ABEF, São Paulo, SP, 215–224.
- DÉCOURT, L. (2006). Desenvolvimento do atrito lateral estaca-solo, a partir de provas de carga utilizando células expansivas hidrodinâmicas. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Curitiba, PR, 2, 1061–1066.
- DÉCOURT, L. (2008). Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito. 6^o Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, ABEF, São Paulo, SP, 221–245.
- DÉCOURT, L., & QUARESMA, A. R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, Rio de Janeiro, RJ, 6, 45–53.
- DELAZZERI, M. L. C. (2018). Estimativa da capacidade de carga de fundações profundas utilizando rede neural. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, UEFS, Feira de Santana, BA, 209 p.
- EBID, A. M. (2021). 35 Years of (AI) in geotechnical engineering: state of the art. Geotechnical and Geological Engineering, 39(2), 637–690.
- EBTEHAJ, I., BONAKDARI, H., MORADI, F., GHARABAGHI, B., & KHOZANI, Z. S. (2018). An integrated framework of Extreme Learning Machines for predicting scour at pile groups in clear water condition. Coastal Engineering, 135, 1–15.
- EL YACOUBI, S., FARGETTE, M., FAYE, A., CARVALHO JUNIOR, W., LIBOUREL, T., & LOIREAU, M. (2019). A multilayer perceptron model for the correlation between satellite data and soil vulnerability in the Ferlo, Senegal. International Journal of Parallel, Emergent and Distributed Systems, 34(1), 3–12.
- ELSHORBAGY, A., CORZO, G., SRINIVASULU, S., & SOLOMATINE, D. (2010). Experimental investigation of the predictive capabilities of data driven modeling techniques in hy-

drology part 1: concepts and methodology. *Hydrology and Earth System Sciences*, 14, 1931–1941.

FALCONI, F., CORRÊA, C. N., ORLANDO, C., SCHIMDT, C., ANTUNES, W. R., ALBUQUERQUE, P. J. R., HACHICH, W. & NIYAMA, S. (2019). *Fundações: teoria e prática*. Oficina de Textos, 3ª ed., São Paulo, SP.

FALCONI, F. F., CORRÊA, C. N., & MASET, V. L. (2016). Prova de Carga Estática Prévia e Instrumentada em Estaca Escavada de Grande Diâmetro na Baixada Santista. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Belo Horizonte, MG.

FALCONI, F. F., & PEREZ, W. (2008a). Estacas Metálicas Profundas de seção decrescente na Baixada Santista - complemento aos estudos anteriores com base em novas provas de carga. XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, Búzios, RJ.

FALCONI, F. F., & PEREZ, W. (2008b). Prova de carga estática instrumentada em estaca metálica de seção decrescente com a profundidade na Baixada Santista - Análise de desempenho e critérios de dimensionamento. IV Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia e 11º Congresso Nacional de Geotecnia, SPG, Coimbra, Portugal, 4, 147–154.

FATEHNIA, M., & AMIRINIA, G. (2018). A review of genetic programming and artificial neural network applications in pile foundations. *International Journal of Geo-Engineering*, 9(1), 1–20.

FELLENIOUS, B. H. (2002a). Determining the Resistance Distribution in Piles. Part 1: Notes on Shift of No-Load Reading and Residual Load. *Geotechnical News Magazine*, 20(2), 35–38.

FELLENIOUS, B. H. (2002b). Determining the Resistance Distribution in Piles. Part 2: Method for Determining the Residual Load. *Geotechnical News Magazine*, 20(3), 25–29.

FELLENIOUS, B. H. (2004). Unified design of piled foundations with emphasis on settlement analysis. *Current practices and future trends in deep foundations*, ASCE, Los Angeles, California, United States, 253–275.

FELLENIOUS, B. H. (2008). Effective stress analysis and set-up for shaft capacity of piles in clay. Honoring John Schmertmann "From research to practice in geotechnical Engineering", The Geo-Institute of the American Society of Civil Engineers, Edited by Lair, J.E., Crapps, D.K. and Hussein, M.H., ASCE Geotechnical Special Publication, 384–406.

FELLENIOUS, B. H. (2015). Static tests on instrumented piles affected by residual load. *DFI Journal-The Journal of the Deep Foundations Institute*, 9(1), 11–20.

FELLENIOUS, B. H. (2016). Fallacies in piled foundation design. *Geotechnics for Sustainable Infrastructure Development—Geotec Hanoi*, 41–46.

FELLENIOUS, B. H. (2021, agosto 5). *Basics of Foundation Design* (R. E. EDITION, Ed.). <https://www.fellenius.net>

FERCHAT, A., HOUHOU, M. N., & BENMEBAREK, S. (2021). Numerical investigation on pile group efficiency embedded in soft clay. *World Journal of Engineering*, 18(3), 397–406.

FERNANDES, J. C. S., & CINTRA, J. C. A. (1997). Influência da colapsibilidade do solo na capacidade de carga de grupos de estacas. III Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Rio de Janeiro, RJ, 1, 91–97.

- FERREIRA, C. V. (1998). Efeito da inundação do solo no comportamento de estacas moldadas in loco, instrumentadas, em campo experimental de Bauru-SP. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, SP, 160 p.
- FRANÇA, D. C. (2011). Provas de carga estáticas instrumentadas em profundidade em estacas escavadas de grande diâmetro (Estacões). Dissertação de mestrado, Escola Politécnica, USP, São Paulo, SP, 230 p.
- FRANÇA, V. H. (2017). Comportamento de estaca moldada in loco instrumentada e confeccionada com concreto incorporando resíduo de borracha. Tese de Doutorado, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, UNICAMP, Campinas, SP, 254 p.
- FRANZA, A., DEJONG, M. J., MORICI, M., CARBONARI, S., & DEZI, F. (2018). Artificial neural networks for the evaluation of impedance functions of inclined pile groups. IX Numerical Methods in Geotechnical Engineering, CRC Press, 823–828.
- FREITAS NETO, O. (2013). Avaliação Experimental e Numérica de Radiers Estaqueados com Estacas Defeituosas em Solo Tropical do Brasil. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB, Brasília, DF, 253 p.
- GARCIA, J. R. (2006). Estudo do comportamento carga vs recalque de estacas raiz carregadas à compressão. Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, UNICAMP, Campinas, SP, 165 p.
- GARCIA, J. R. (2015). Análise experimental e numérica de radiers estaqueados executados em solo da região de Campinas/SP. Tese de Doutorado, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, UNICAMP, Campinas, SP, 321 p.
- GARCIA, J. R., & ALBUQUERQUE, P. J. R. (2021). Numerical analysis of the influence of block geometry on the behavior of piled foundations. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, 14(1, e14107).
- GOMES, W. R. V. (2021). Análise numérica do efeito de grupo na capacidade de carga em fundações estaqueadas. Trabalho de Conclusão de Curso, Faculdade de Engenharia Civil, UFU, Uberlândia, MG, 54 p.
- GOWTHAMAN, S., & NASVI, M. C. M. (2018). Three-dimensional numerical simulation and validation of load-settlement behaviour of a pile group under compressive loading. *ENGINEER*, L1(1), 9–21.
- GREGERSEN, O., AAS, G., & DIBIAGIO, E. (1973). Load tests on friction piles in loose sand. VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ISSMGE, Moscow, 2.1, 109–117.
- GUIMARÃES, R. C. (2002). Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB, Brasília, DF, 183 p.
- GUO, W. D. (2012). *Theory and practice of pile foundations*. CRC press, Boca Raton.
- HAGAN, M. T., & MENHAJ, M. B. (1994). Training feedforward networks with the Marquardt algorithm. *IEEE transactions on Neural Networks*, 5(6), 989–993.
- HAN, F., SALGADO, R., PREZZI, M., & LIM, J. (2019). Axial resistance of nondisplacement pile groups in sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 145(7).

- HANNA, A. M., MORCOUS, G., & HELMY, M. (2004). Efficiency of pile groups installed in cohesionless soil using artificial neural networks. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(6), 1241–1249.
- HAYKIN, S. (2009). *Neural Networks and Learning Machines*. Pearson Education, 3th ed., New Jersey.
- HOLLOWAY, D. M., CLOUGH, G. W., & VESIC, A. S. (1978). The effects of residual driving stresses on pile performance under axial loads. *Offshore Technology Conference, OnePetro*.
- HUNTER, A., & DAVISSON, M. (1969). Measurements of pile load transfer. Performance of deep foundations, ASTM International.
- HUNTER, D., YU, H., PUKISH III, M. S., KOLBUSZ, J., & WILAMOWSKI, B. M. (2012). Selection of proper neural network sizes and architectures a comparative study. *IEEE Transactions on Industrial Informatics*, 8(2), 228–240.
- JANDA, T., CUNHA, R. P. d., KUKLIK, P., & ANJOS, G. M. (2009). Three dimensional finite element analysis and back-analysis of CFA standard pile groups and piled rafts founded on tropical soil. *Soil and Rocks*, 32(1), 3–18.
- JESUS, B. V. D., SIEIRA, A. C. C. F., & MENEZES FILHO, A. P. (2022). Experimentos com Redes Neurais Artificiais (RNAs) para estimativa da carga de ruptura em estacas carregadas axialmente à compressão. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Campinas, SP.
- KANIA, J. G., SORENSEN, K. K., & FELLENIUS, B. H. (2020). Analysis of a static loading test on an instrumented cased CFA pile in silt and sand. *International Journal of Geoengineering Case Histories*, 5(3), 170–181.
- KARDANI, N., ZHOU, A., NAZEM, M., & SHEN, S. L. (2020). Estimation of bearing capacity of piles in cohesionless soil using optimised machine learning approaches. *Geotechnical and Geological Engineering*, 38(2), 2271–2291.
- KIM, B. T., KIM, Y. S., & LEE, S. H. (2001). Prediction of lateral behavior of single and group piles using artificial neural networks. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 5(2), 185–198.
- KIRAN, S., LAL, B., & TRIPATHY, S. S. (2016). Shear strength prediction of soil based on probabilistic neural network. *Indian Journal of Science and Technology*, 9(41).
- KOHONEN, T. (1982). Self-organized formation of topologically correct feature maps. *Biological cybernetics*, 43(1), 59–69.
- KORDJAZI, A., NEJAD, F. P., & JAKSA, M. B. (2015). The evaluation of ultimate axial-loading capacity of piles using artificial intelligence methods. XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development, BGA, Edinburgh, Scotland, 3929–3934.
- KOU, H. L., CHU, J., GUO, W., & ZHANG, M. Y. (2016). Field study of residual forces developed in pre-stressed high-strength concrete (PHC) pipe piles. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(4), 696–707.
- KOVÁCS, Z. L. (2006). *Redes Neurais Artificiais: Fundamentos e Aplicações*. Livraria da Física, 4^a ed., São Paulo, SP.
- LACHTERMACHER, G., & FULLER, J. D. (1995). Back propagation in time-series forecasting. *Journal of forecasting*, 14(4), 381–393.

- LAI, J., QIU, J., FENG, Z., CHEN, J., & FAN, H. (2016). Prediction of soil deformation in tunnelling using artificial neural networks. *Computational Intelligence and Neuroscience*, 2016.
- LANGONE, M. J. (2012). Método UFRGS de previsão de capacidade de carga em estacas: análise de provas de carga estáticas instrumentadas. Dissertação de mestrado, Porto Alegre, RS, 202 p.
- LEE, J. H., KIM, H., PARK, H. J., & HEO, J. H. (2021). Temporal prediction modeling for rainfall-induced shallow landslide hazards using extreme value distribution. *Landslides*, 18(1), 321–338.
- LI, J. Y., CHOW, T. W., & YU, Y. L. (1995). The estimation theory and optimization algorithm for the number of hidden units in the higher-order feedforward neural network. *ICNN'95 - International Conference on Neural Networks*, IEEE, Perth, WA, Australia, 3, 1229–1233.
- LIANG, S., FOONG, L. K., & LYU, Z. (2020). Determination of the friction capacity of driven piles using three sophisticated search schemes. *Engineering with Computers*, 1–13.
- LIKINS, G. E., FELLENIUS, B. H., & HOLTZ, R. D. (2012). Pile driving formulas: past and present. *Full-Scale Testing and Foundation Design: Honoring Bengt H. Fellenius*, ASCE, Oakland, California, United States, 737–753.
- LIU, L., MOAYEDI, H., RASHID, A. S. A., RAHMAN, S. S. A., & NGUYEN, H. (2020). Optimizing an ANN model with genetic algorithm (GA) predicting load-settlement behaviours of eco-friendly raft-pile foundation (ERP) system. *Engineering with Computers*, 36(1), 421–433.
- LOBO, B. O. (2005). Método de previsão de capacidade de carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT. Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia, UFRGS, Porto Alegre, RS, 121 p.
- LOBO, B. O., SCHNAID, F., ODEBRECHT, E., & ROCHA, M. M. (2009). Previsão de capacidade de carga de estacas através do conceito de transferência de energia no SPT. *Geotecnia*, 115, 5–20.
- LOPES, F. R. (1986). Medições de transferência de carga. VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, Porto Alegre, RS, 25–42.
- LOPES, F. R., MARIA, P. E. L. S., DANZIGER, F. A. B., MARTINS, I. S. M., DANZIGER, B. R., & TASSI, M. C. (2021). A proposal for static load tests on piles: the Equilibrium Method. *Soils and Rocks*, 44.
- MACHADO, L. B. (2020). Análise numérica tridimensional de fundações em radier estaqueado. Trabalho de Conclusão de Curso, Faculdade de Engenharia Civil, UFU, Uberlândia, MG, 39 p.
- MAHDEVARI, S., & TORABI, S. R. (2012). Prediction of tunnel convergence using artificial neural networks. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 28, 218–228.
- MAIZIR, H. (2017). Evaluation of shaft bearing capacity of single driven pile using neural network. *Proceedings of The International Multiconference of Engineers and Computer Scientists*, IAENG, Hong Kong, 1, 15–17.
- MAIZIR, H., GOFAR, N., & KASSIM, K. A. (2015). Artificial Neural Network Model for Prediction of Bearing Capacity of Driven Pile. *Journal of Civil Engineering*, 22(1), 49–56.

- MANTILLA, J. N. R., ALBIERO, J. H., & CARVALHO, D. (1994). Transferência de carga em estacas escavadas à compressão. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Fundações, ABMS, Foz do Iguaçu, PR, 1, 303–310.
- MARQUES, J. A. F. (2004). Estudos de estacas escavadas de pequeno diâmetro, com bulbos, instrumentadas em profundidade, em terrenos sedimentares. Tese de Doutorado, Escola Politécnica, USP, São Paulo, SP, 319 p.
- MASCARUCCI, Y., MANDOLINI, A., & MILIZIANO, S. (2013). Effects of residual stresses on shaft friction of bored cast in situ piles in sand. *Journal of Geo-Engineering Sciences*, 1(1), 37–51.
- MASET, V. L. (2020). Modelo para análise do comportamento de estacas escavadas de grande diâmetro com fluido estabilizante na Baixada Santista submetidas a cargas axiais. Dissertação de mestrado, Escola Politécnica, USP, São Paulo, SP, 152 p.
- MASSAD, F. (1992). Sobre a interpretação de provas de carga em estacas considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral. Parte I: solos relativamente homogêneos. *Solos e Rochas*, 15(2), 103–115.
- MASSAD, F. (1993). Sobre a interpretação de provas de carga em estacas considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral. Parte II: estacas atravessando camada de solo mais fraca e embutida em solo mais resistente. *Solos e Rochas*, 16(2), 93–112.
- MASSAD, F. (1995). Pile analysis taking into account soil rigidity and residual stresses. X Panamerican Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ISSMGE, Guadalajara, México, 2, 1199–1210.
- MASSOCCO, N. S. (2018). Comparação da capacidade de carga em estacas escavadas por meio de ensaios estatísticos convencional e bidirecional. Trabalho de Conclusão de Curso, Departamento Acadêmico de Construção Civil, IFSC, Florianópolis, SC, 182 p.
- MASTERS, T. (1993). *Practical neural network recipes in C++*. Morgan Kaufmann Publishers, San Francisco, CA.
- MCCULLOCH, W. S., & PITTS, W. (1943). A logical calculus of the ideas immanent in nervous activity. *The bulletin of mathematical biophysics*, 5(4), 115–133.
- MELO, E. O. (2015). Análise do comportamento de estacas pré-moldada e mista, instrumentadas, em solo sedimentar da região do Recife/PE. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, UNICAMP, Campinas, SP, 237 p.
- MENEZES, S. M. (1997). Efeito da inundação do solo no comportamento de estacas moldadas in loco, instrumentadas, em campo experimental de Bauru-SP. Tese de Doutorado, Escola Politécnica, USP, São Paulo, SP, 377 p.
- MENEZES, S. M., CARVALHO, D., & ALBUQUERQUE, P. J. R. (2005). Estimativa de cargas residuais obtidas na ponta de estacas cravadas em solos porosos. *Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas*, 26(1), 3–10.
- MEYERHOF, G. G. (1953). The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, 1, 234–237.
- MILITISKY, J. (1991). Provas de carga estática. 2^o Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, ABEF, São Paulo, SP, 2, 203–228.

- MOAYEDI, H., MOSALLANEZHAD, M., RASHID, A. S. A., JUSOH, W. A. W., & MUAZU, M. A. (2020). A systematic review and meta-analysis of artificial neural network application in geotechnical engineering: theory and applications. *Neural Computing and Applications*, 32(2), 495–518.
- MOMENI, E., NAZIR, R., ARMAGHANI, D. J., & MAIZIR, H. (2014). Prediction of pile bearing capacity using a hybrid genetic algorithm-based ANN. *Measurement*, 57, 122–131.
- MOMENI, E., NAZIR, R., ARMAGHANI, D. J., & MAIZIR, H. (2015). Application of artificial neural network for predicting shaft and tip resistances of concrete piles. *Earth Sciences Research Journal*, 19(1), 85–93.
- MONTOYA, E. (2018). Metodologia para aplicação de redes neurais artificiais para sistemas de alerta de escorregamentos deflagrados por chuvas em regiões montanhosas. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB, Brasília, DF, 87 p.
- MOREIRA, I. I. P., MORAIS, E. C., MORAES, R. I. R., ZISSOU, A. J., CAMPOS, P. S. S., & MARQUES, G. T. (2021). Redes neurais artificiais para previsão de capacidade de carga em estacas do tipo hélice contínua. *Brazilian Journal of Development*, 7(12), 112577–112597.
- MOTA, N. M. B. (2003). Ensaios avançados de campo na argila porosa não saturada de Brasília: interpretação e aplicação em projetos de fundação. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB, Brasília, DF, 335 p.
- MUCHETI, A. S. (2008). Estaca hélice segmentada: execução, verificação de integridade e estudo de comportamento. Tese de Doutorado, Escola Politécnica, USP, São Paulo, SP, 123 p.
- NASCIMENTO, L. V. (2020). Carregamento lateral de estacas em grupo em um solo residual. Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia, UFRGS, Porto Alegre, RS, 147 p.
- NEJAD, F. P., & JAKSA, M. B. (2011). Prediction of Pile Behavior Using Artificial Neural Networks Based on Standard Penetration Test Data. 13th International Conference of the International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics.
- NEJAD, F. P., & JAKSA, M. B. (2017). Load-settlement behavior modeling of single piles using artificial neural networks and CPT data. *Computers and Geotechnics*, 89, 9–21.
- NIE, R., LENG, W., YANG, Q., & CHEN, Y. F. (2018). Effects of pile residual loads on skin friction and toe resistance. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 55(2), 76–81.
- NIE, R. S., LENG, W. M., WU, A. H., LI, F. Q., & CHEN, Y. F. (2014). Field measurement and analysis of residual stress in bored piles. *Journal of Highway and Transportation Research and Development (English Edition)*, 8(4), 57–62.
- NIENOV, F. A. (2016). Desempenho de estacas escavadas de grande diâmetro em solo arenoso sob carregamento vertical. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia, UFRGS, Porto Alegre, RS, 267 p.
- NOGUEIRA, R. C. R. (2004). Comportamento de estacas tipo raiz, instrumentadas, submetidas à compressão axial, em solo de diabásio. Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, UNICAMP, Campinas, SP, 204 p.
- OCHOA, M. (2019). A refinery expansion project with piles installed in setting soil - a case study. *CIGMAT 2019 Conference & Exhibition*, Houston, I, 11–18.

- OLIVEIRA, J. L. S., & CURADO, T. S. (2018). Previsão Numérica dos Recalques em Fundações Estaqueadas na Cidade de Jataí-GO. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Salvador, BA.
- O'NEILL, M. W. (1983). Group action in offshore piles. Conference on Geotechnical Practice in Offshore Engineering, ASCE, Austin, 25–64.
- O'NEILL, M. W., HAWKINS, R. A., & MAHAR, L. J. (1982). Load transfer mechanisms in piles and pile groups. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 108(12), 1605–1623.
- PARSAIE, A. (2016). Predictive modeling the side weir discharge coefficient using neural network. *Modeling Earth Systems and Environment*, 2(2), 63.
- PATROCÍNIO, G. M. A., COSTA, Y. D. J., COSTA, J. P. S., & SILVA, P. H. S. (2018). Capacidade de Carga e Eficiência de Grupos de Duas e Quatro Estacas Helicoidais sob Tração. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Salvador, BA.
- PEREIRA, A. B. (2020). Metodologia semiempírica de cálculo de capacidade de carga geotécnica de estacas com base em dados de SPT extrapolados via krigagem e ensaios de carregamento dinâmico. Tese (Doutorado em Geotecnia), Escola de Minas, UFOP. Ouro Preto, MG, 293 p.
- PEREIRA, A. B., PORTO, T. B., GOMES, R. C., SANTOS, R. L. R., & RABELO, J. M. G. (2020). Análise de desempenho de métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga geotécnica aplicados a estacas pré-moldadas de concreto assentes em argila arenosa. *Brazilian Journal of Development*, 6(2), 5948–5976.
- PEREIRA, D. A. (2016). Análise de provas de carga estática instrumentadas em estacas escavadas em areia. Dissertação de Mestrado, Setor de Tecnologia, UFPR, Curitiba, PR, 190 p.
- PÉREZ, N. B. M. (2014). Análise de transferência de carga em estacas escavadas em solo da região de Campinas/SP. Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, UNICAMP, Campinas, SP, 171 p.
- PESSOA, A. D., SOUSA, G. C. L., de ARAUJO, R. C., & ANJOS, G. J. M. (2021). Artificial neural network model for predicting load capacity of driven piles. *Research, Society and Development*, 10(1), e12210111526.
- PEZO, O. B. (2013). Análises numéricas de provas de carga em radier estaqueado utilizando o método dos elementos finitos. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, UFPE, Recife, PE, 132 p.
- PHAM, B. T., BUI, D. T., PRAKASH, I., & DHOLAKIA, M. B. (2017). Hybrid integration of Multilayer Perceptron neural networks and machine learning ensembles for landslide susceptibility assessment at Himalayan area (Índia) using GIS. *Catena*, 149, 52–63.
- PHAM, B. T., NGUYEN, D. D., THI, Q. A. B., NGUYEN, M. D., VU, T. T., & PRAKASH, I. (2022). Estimation of ultimate bearing capacity of bored piles using machine learning models. *Vietnam Journal of Earth Sciences*, 1–12.
- PHAM, T. A., LY, H. B., TRAN, V. Q., GIAP, L. V., VU, H. L. T., & DUONG, H. A. T. (2020). Prediction of pile axial bearing capacity using artificial neural network and random forest. *Applied Sciences*, 10(5), 1871.
- POLIDO, F. U., CASTELLO, R. R., & ALLEDI, C. T. D. B. (2000). Comportamento de estacas tubadas injetadas a alta pressão. 4º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, ABEF, São Paulo, SP, 403–415.

- POLIDO, U. F., FRANÇA, H. F., ALBUQUERQUE, P. J. R., FELIX, M., & KOEHLER, T. (2014). Prova de carga à compressão instrumentada em estaca cravada moldada in loco do tipo Ecopile. XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Goiânia, GO.
- POULOS, H. G. (1987). Analysis of residual stress effects in piles. *Journal of geotechnical engineering*, 113(3), 216–229.
- POULOS, H. G. & DAVIS, E. H. (1980). *Pile foundation analysis and design*. John Wiley & Sons, New York.
- PRAKASH, S. & SHARMA, H. D. (1990). *Pile foundations in engineering practice*. John Wiley & Sons, New York.
- PROBST, C. A., AGUIAR, M. F. P., MENDES, G. C. M., & OLIVEIRA, F. H. L. (2018). Análise Comparativa de Métodos de Determinação da Capacidade de Carga em Estacas Hélice Contínua com Ensaio de Prova de Carga Estática Realizados em Uberaba-MG. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Salvador, BA.
- PRUNUNCIATI, P. L. (2016). *Recalques em fundações profundas: análise em estacas hélice contínua*. Trabalho de Conclusão de Curso, Sorocaba, SP, 111 p.
- QUITO, V. S., & DANZIGER, B. R. (2022). Estimativas de tensões residuais: aplicação a caso clássico de estacas instrumentadas em areia. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Campinas, SP.
- RABIEI, M., & CHOBBASTI, A. J. (2020). Innovative piled raft foundations design using artificial neural network. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 14(1), 138–146.
- REZENDE, M. E. B., & CINTRA, J. C. A. (1998). Recalques de grupos de estacas escavadas de pequeno diâmetro. XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Brasília, DF, 3, 1351–1357.
- RIEDMILLER, M., & BRAUN, H. (1993). A direct adaptive method for faster backpropagation learning: The RPROP algorithm. *IEEE International Conference on Neural Networks*, IEEE, San Francisco, Califórnia, USA, 586–591.
- RIEKE, R. D., & CROWSER, J. C. (1987). Interpretation of pile load test considering residual stresses. *Journal of geotechnical engineering*, 113(4), 320–334.
- RINCON, E. R., CUNHA, R. P., & HORMAZA, B. C. (2018). Análise comparativa do comportamento de um radier e de um radier estacado, apoiados em solo mole, com o uso de modelagem física em centrífuga geotécnica. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Salvador, BA.
- ROLIM NETO, C. (2018). *Caracterização geotécnica e estudo da capacidade de carga de estaca escavada, instrumentada, submetida à compressão axial em solo de Formação Barreiras*. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, UFPE, Recife, PE, 210 p.
- ROMANINI, A. (2019). *Análise geotécnica em Estacas Hélice Contínua no município de SINOP-MT*. Dissertação de Mestrado Profissional, Escola de Minas, UFOP. Ouro Preto, MG, 220 p.
- ROSENDO, D. C. (2020). *Análise experimental e teórica de grupos de estacas carregadas horizontalmente em solo laterítico*. Tese de Doutorado, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, UNICAMP, Campinas, SP, 311 p.

- RUMELHART, D. E., HINTON, G. E., & WILLIAMS, R. J. (1986). Learning representations by back-propagating errors. *Nature*, 323(6088), 533–536.
- SALES, M. M. (2000). Análise do Comportamento de Sapatas Estaqueadas. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB, Brasília, DF, 229 p.
- SANDALLA NETO, S. F., BERNARDES, G. P., & ALENCAR JUNIOR, J. A. (1998). Análise da distribuição de cargas e atrito lateral unitário de estacas injetadas instrumentadas. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Brasília, DF, 3, 1511–1518.
- SASSO, L. F. (2020). Análise de Sapata Estaqueada Submetida a Carregamento Axial em Solo Residual Considerando Estaca Individual e Grupo de Estacas. Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia, UFRGS, Porto Alegre, RS, 182 p.
- SAYED, S. M., & BAKEER, R. M. (1992). Efficiency formula for pile groups. *Journal of geotechnical engineering*, 118(2), 278–299.
- SCHIAVON, J. A., dos SANTOS FILHO, J. M. S. M., TSUHA, C. H. C., & THOREL, L. (2015). The occurrence of residual stresses in helical piles. *From Fundamentals to Applications in Geotechnics*, IOS Press, 1851–1858.
- SCHNAID, F. & ODEBRECHT, E. (2012). Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações: 2ª edição. Oficina de Textos, 2ª ed., São Paulo, SP.
- SCHULZE, T. (2013). Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semi-empíricos. Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, UNICAMP, Campinas, SP, 136 p.
- SENNA JR, R. S., & CINTRA, J. C. A. (1994). Análise da Distribuição de Carga Em Grupos de Estacas Escavadas. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, Foz do Iguaçu, PR, 1, 19–26.
- SESTREM, L. P. (2018). Mecanismos de transferência de carga em estacas escavadas em solos arenosos através de provas de carga instrumentadas. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia, UFRGS, Porto Alegre, RS, 271 p.
- SHAHIN, M. A. (2013). Artificial intelligence in geotechnical engineering: applications, modeling aspects, and future directions. *Metaheuristics in Water, Geotechnical and Transport Engineering*, Yang, X., Gandomi, A.H., Talatahari, S. e Alavi, A.H. (eds), Elsevier, London, 169–204.
- SHAHIN, M. A. (2014). Load–settlement modeling of axially loaded steel driven piles using CPT-based recurrent neural networks. *Soils and Foundations*, 54(3), 515–522.
- SHAHIN, M. A. (2016). State-of-the-art review of some artificial intelligence applications in pile foundations. *Geoscience Frontiers*, 7(1), 33–44.
- SHAHIN, M. A., JAKSA, M. B., & MAIER, H. R. (2001). Artificial neural network applications in geotechnical engineering. *Australian geomechanics*, 36(1), 49–62.
- SHAHIN, M. A., JAKSA, M. B., & MAIER, H. R. (2008). State of the art of artificial neural networks in geotechnical engineering. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 8(1), 1–26.

SHAHIN, M. A., JAKSA, M. B., & MAIER, H. R. (2009). Recent advances and future challenges for artificial neural systems in geotechnical engineering applications. *Advances in Artificial Neural Systems*, 2009.

SHAHIN, M. A., MAIER, H. R., & JAKSA, M. B. (2004). Data division for developing neural networks applied to geotechnical engineering. *Journal of Computing in Civil Engineering*, 18(2), 105–114.

SHARAFKHAH, M., & SHOOSH PASHA, I. (2018). Physical modeling of behaviors of cast-in-place concrete piled raft compared to free-standing pile group in sand. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 10(4), 703–716.

SHARMA, B., SARKAR, S., & HUSSAIN, Z. (2019). A study of parameters influencing efficiency of micropile groups. *Ground Improvement Techniques and Geosynthetics*, Thyagaraj, T. (ed), Springer, Singapore, 2, 11–18.

SHEELA, K. G., & DEEPA, S. N. (2013). Review on methods to fix number of hidden neurons in neural networks. *Mathematical Problems in Engineering*.

SHIBATA, K., & IKEDA, Y. (2009). Effect of number of hidden neurons on learning in large-scale layered neural networks. *ICROS-SICE International Joint Conference 2009, IEEE, Fukuoka, Japan*, 5008–5013.

SILVA, B. M. (2019). Aplicação do método dos elementos finitos para análise da influência do bloco de coroamento na distribuição de deformações, tensões e recalques de um grupo de estacas escavadas. Trabalho de Conclusão de Curso, Centro de Engenharias, UFERSA, Mossoró, RN, 90 p.

SILVA, C. M. (2011). Energia e confiabilidade aplicadas aos estaqueamentos tipo hélice contínua. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB, Brasília, DF, 311 p.

SILVA, I. N., SPATTI, D. H. & FLAUZINO, R. A. (2016). Redes neurais artificiais para engenharia e ciências aplicadas. *Artliber*, 2^a ed., São Paulo, SP.

SILVA, J. P. (2021). Previsão de comportamento de fundação em radier estaqueado utilizando o método dos elementos finitos e análise de prova de carga: estudo de caso. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, UFPE, Recife, PE, 120 p.

SILVA, P. A. B. A., & CINTRA, J. C. A. (1996). Capacidade de carga de grupos de estacas escavadas de pequeno diâmetro. 3^o Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, ABEF, São Paulo, SP, 1, 247–257.

SILVA, R. C. S. (2020). Análise da interação estaca inclinada e o solo via combinação MEC/MEF. Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, SP, 132 p.

SILVA, R. R. C. (2020b). Análise de métodos de previsão de capacidade de carga em estaca raiz a partir do comportamento em ensaios de carregamento estático e dinâmico. *Revista Tecnologia*, 41(2).

SILVEIRA, M. V. (2014). Modelo neuronal para previsão de recalques em estacas hélice contínua, metálica e escavada. Dissertação de mestrado, Centro de Tecnologia, UFC, Fortaleza, CE, 106 p.

- SINGH, T., PAL, M., & ARORA, V. K. (2019). Modeling oblique load carrying capacity of batter pile groups using neural network, random forest regression and M5 model tree. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 13(3), 674–685.
- SMITH, G. N. (1986). *Probability and statistics in civil engineering*.
- SOARES, F. L. (2006). Análise de provas de carga estática em estacas pré-moldadas instrumentadas em depósitos argilosos. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, UFPE, Recife, PE, 258 p.
- SOARES, J. M. (2004). Estudo numérico experimental da interação solo-estrutura em dois edifícios do Distrito Federal. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB, Brasília, DF, 265 p.
- SOARES, W. C. (2011). Radier Estaqueado Com Estacas Hollow Auger em Solo Arenoso. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, UFPE, Recife, PE, 310 p.
- SOUSA, V. B. P. (2019). Análise da capacidade de carga e recalque das fundações de um edifício em solo da região de Uberlândia/MG. Trabalho de Conclusão de Curso, Faculdade de Engenharia Civil, UFU, Uberlândia, MG, 69 p.
- SOUZA, A. (2001). Estaca piloto instrumentada: uma ferramenta para o estudo da capacidade de carga de estacas quando submetidas a esforços axiais de compressão. Tese de Doutorado, Escola Politécnica, USP, São Paulo, SP, 250 p.
- SOUZA, B. C. (2020). Métodos de capacidade de carga de fundações profundas: um estudo de caso das fundações de dois viadutos localizados na rodovia BR376-PR. Trabalho de Conclusão de Curso, Centro Tecnológico de Joinville, UFSC, Joinville, SC, 83 p.
- SOUZA, W. M., RIBEIRO, A. J. A., & SILVA, C. A. U. (2020). Use of ANN and visual-manual classification for prediction of soil properties for paving purposes. *International Journal of Pavement Engineering*, 1–9.
- SWINGLER, K. (1996). *Applying neural networks: a practical guide*. Morgan Kaufmann Publishers, San Francisco, CA.
- TAFNER, M. A., XEREZ, M. & RODRIGUES FILHO, I. W. (1995). *Redes neurais artificiais: introdução e princípios de neurocomputação*. Eko, Blumenau, SC.
- TAMURA, S., & TATEISHI, M. (1997). Capabilities of a four-layered feedforward neural network: four layers versus three. *IEEE Transactions on Neural Networks*, 8(2), 251–255.
- TARAWNEH, B. (2013). Pipe pile setup: database and prediction model using artificial neural network. *Soils and Foundations*, 53(4), 607–615.
- TAVARES, E. S. (2019). Influência da presença da fundação na otimização topológica de estruturas estaqueadas. Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia Mecânica, UNICAMP, Campinas, SP, 53 p.
- TEIXEIRA, A. H. (1996). Projeto e execução de fundações. 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, ABEF, São Paulo, SP, 3, 33–50.
- TEIXEIRA, C., & ALBIERO, J. (1994). Comportamento de estacas escavadas instrumentadas em um solo colapsível. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, Foz do Iguaçu, PR, 1, 95–102.
- TERZAGHI, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, New York.

- TERZAGHI, K. & PECK, R. B. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, New York.
- THOMAS, A. J., PETRIDIS, M., WALTERS, S. D., GHEYTASSI, S. M., & MORGAN, R. E. (2017). Two hidden layers are usually better than one. *Engineering Applications of Neural Networks*, Boracchi, G., Iliadis, L., Jayne, C., Likas, A. (eds), Springer, EANN 2017, Athens, Greece, 279–290.
- TIZPA, P., CHENARI, R. J., FARD, M. K., & MACHADO, S. L. (2015). ANN prediction of some geotechnical properties of soil from their index parameters. *Arabian Journal of Geosciences*, 8(5), 2911–2920.
- TOKAR, A. S., & JOHNSON, P. A. (1999). Rainfall-runoff modeling using artificial neural networks. *Journal of Hydrologic Engineering*, 4(3), 232–239.
- TOMLINSON, M. & WOODWARD, J. (2008). *Pile design and construction practice*. Taylor & Francis, 5th ed., New York.
- TOMLINSON, M. J. (1957). The adhesion of piles driven in clay soils. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ISSMGE, London, England, 2, 66–71.
- TOMLINSON, M. J. (1994). *Pile design and construction practice*. E & F.N SPON, 4th ed., London.
- TSIAOUSHI, D., TRAVASAROU, T., DROSOS, V., UGALDE, J., & CHACKO, J. (2018). Machine learning applications for site characterization based on CPT data. *V Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics: Slope Stability and Landslides, Laboratory Testing and In Situ Testing*, ASCE, Austin, Texas, 461–472.
- VAN DER VEEN, C. (1953). The bearing capacity of pile. 3rd Conference on Soil Mechanics Foundation Engineering, ISSMGE, Zurich, Suíça, 2, 84–90.
- VELLOSO, D. A. & LOPES, F. R. (2010). *Fundações - Volume único*. Oficina de Textos, São Paulo, SP.
- VELLOSO, P. P. C. (1981). Estacas em solo: dados para a estimativa do comprimento. *Ciclo de Palestras sobre Estacas Escavadas*.
- VESIC, A. S. (1972). Expansion of cavities in infinite soil mass. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 98(3), 265–290.
- VESIC, A. S. (1977a). Design of pile foundations. *Synthesis of Highway Practice* 42.
- VESIC, A. S. (1977b). On the significance of residual loads for load response of piles. IX International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3, 373–379.
- VIANA DA FONSECA, A., & FERNANDES, D. (2014). Definição de curvas de transferência de carga de estacas em solo residual de granito. *Geotecnia*, 130, 79–99.
- VJAJAYVERGIYA, V. N., & FOCHT, J. A. (1972). A new way to predict the capacity of piles in clay. *OFFSHORE TECHNOLOGY CONFERENCE, OTC*, Houston, Texas, 2, 865–874.
- VUJII, T., MATIJEVI, T., LJUCOVI, J., BALOTA, A., & EVARAC, Z. (2016). Comparative analysis of methods for determining number of hidden neurons in artificial neural network. *Central European Conference on Information and Intelligent Systems*, Faculty of Organization and Informatics Varazdin, Varadin, Croatia, 219–250.

- WANG, H., MOAYEDI, H., & KOK FOONG, L. (2021). Genetic algorithm hybridized with multilayer perceptron to have an economical slope stability design. *Engineering with Computers*, 37(4), 3067–3078.
- WARDANI, S. P. R., SURJANDARI, N. S., & JAJAPUTRA, A. A. (2013). Analysis of ultimate bearing capacity of single pile using the artificial neural networks approach: A case study. 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ISSMGE, Paris, France, 837–840.
- WHITAKER, T. (1957). Experiments with model piles in groups. *Geotechnique*, 7(4), 147–167.
- WIDROW, B., & HOFF, M. E. (1960). Adaptive switching circuits. *Ire Wescon Convention Record*, Institute of Radio Engineers, Los Angeles, 96–104.
- XU, S., & CHEN, L. (2008). A novel approach for determining the optimal number of hidden layer neurons for FNN'S and its application in data mining. 5nd International Conference on Information Technology and Applications, Cairns, Queensland, Australia, 683–686.
- ZHANG, G., PATUWO, B. E., & HU, M. Y. (1998). Forecasting with artificial neural networks:: The state of the art. *International journal of forecasting*, 14(1), 35–62.
- ZHANG, W., LI, H., LI, Y., LIU, H., CHEN, Y., & DING, X. (2021). Application of deep learning algorithms in geotechnical engineering: a short critical review. *Artificial Intelligence Review*, 54(8), 5633–5673.

A APÊNDICE A – CÓDIGOS QR

A seguir estão expostos os códigos QR relativos aos Capítulos 2 a 5. Os arquivos podem ser encontrados também no seguinte link <https://github.com/luciana-amancio/apendices-tese-2023>.



Figura A.1 – Curvas carga-recalque de 120 estacas isoladas.



Figura A.5 – Curvas carga-recalque das 95 estacas isoladas.



Figura A.2 – Cargas transferidas pelos carregamentos aplicados nas 120 estacas (instrumentação).



Figura A.6 – Perfis geotécnicos das 95 estacas isoladas.



Figura A.3 – Curvas carga-recalque para as metodologias de Terzaghi, NBR6122, Davisson e Van der Veen.



Figura A.7 – Perfis geotécnicos dos 60 grupos de estacas.



Figura A.4 – Recalques calculados pelas metodologias de Terzaghi, NBR6122, Davisson e Van der Veen.



Figura A.8 – Diagramas carga transferida x profundidade das 95 estacas.



Figura A.9 – Rotina computacional para corrigir as cargas instrumentadas.



Figura A.14 – Diagrama carga x profundidade para 95 estacas isoladas.



Figura A.10 – Conjuntos entrada-saída dos 30 modelos neurais.



Figura A.15 – REQM e coeficientes de correlação obtidos para as arquiteturas candidatas.



Figura A.11 – Valores percentuais das cargas lateral e de ponta aparentes em relação a $P_{\text{últ}}$.



Figura A.16 – Curvas coeficientes de correlação e REQM x Iterações para as arquiteturas candidatas.



Figura A.12 – Valores percentuais das cargas lateral e de ponta "verdadeiras" em relação a $P'_{\text{últ}}$.



Figura A.17 – Modelos neurais implementados em Excel.



Figura A.13 – Curvas carga lateral aparente x carga lateral "verdadeira" para 95 estacas isoladas.



Figura A.18 – Curvas carga lateral aparente x profundidade para 95 estacas isoladas.



Figura A.19 – Curvas carga lateral
"verdadeira" x profundidade
para 95 estacas isoladas.



Figura A.20 – Valores de capacidade de carga
para 60 grupos de estacas.

B APÊNDICE B – PLANILHA ELETRÔNICA

Neste apêndice estão apresentadas as páginas entrada e saída das planilhas eletrônicas disponíveis gratuitamente em <https://github.com/luciana-amancio/apendices-tese-2023>.

VARIÁVEIS DE ENTRADA

Sondagem SPT						
ΔL	N	NFac	NA	Areia	Silte	Argila
1,0	4	4	0	1	0	0
1,0	5	9	0	1	0	0
1,0	10	19	0	1	0	0
1,0	18	37	0	1	0	0
1,0	22	59	0	1	0	0
1,0	30	89	0	1	0	0
1,0	21	110	0	1	0	0
1,0	16	126	0	1	0	0
1,0	13	139	0	1	0	0
1,0	15	154	0	1	0	0
1,0	7	161	1	1	0	0
1,0	7	168	1	1	0	0
1,0	8	176	1	1	0	0
1,0	11	187	1	1	0	0
1,0	14	201	1	1	0	0

Dados da Estaca		
D (mm)	L (m)	Tipo
500	15	6

Tipo de Carregamento: 1

Tipo de Estaca	Valor
Cravada de Concreto	1
Cravada Metálica	2
Injetadas	3
Escavada c/ deslocamento	4
Hélice Contínua	5
Escavada Convencional	6
Escavada c/ estabilizante	7

Tipo de Carregamento	
Carregamento Lento - SML	1
Carregamento Rápido - QML	2

MANUAL SAÍDA

GRÁFICOS

É possível inserir até 50 trechos!

Inicio Manual **Entrada** Normalização Camada1 Camada2 Saída Gráficos ... + : ◀

Figura B.1 – Página entrada da planilha eletrônica referente ao modelo neural que estima a carga lateral aparente de estacas isoladas.

SAÍDA

-	Saída
1	-4,9354
2	-6,1155
θ	5,6014

1	2	Saída	
0,3728	0,8860	-1,657	0,160
0,3681	0,8853	-1,629	0,164
0,3586	0,8838	-1,574	0,172
0,3436	0,8817	-1,486	0,184
0,3279	0,8794	-1,395	0,199
0,3117	0,8774	-1,303	0,214
0,3027	0,8765	-1,253	0,222
0,2969	0,8760	-1,221	0,228
0,2929	0,8758	-1,200	0,232
0,2889	0,8756	-1,179	0,235
0,2863	0,8750	-1,163	0,238
0,2837	0,8745	-1,147	0,241
0,2811	0,8739	-1,130	0,244
0,2780	0,8733	-1,111	0,248
0,2746	0,8729	-1,092	0,251

z (m)	RL _A (kN)
0,0	0,0
1,0	90
2,0	123
3,0	192
4,0	306
5,0	431
6,0	565
7,0	640
8,0	689
9,0	723
10,0	755
11,0	781
12,0	807
13,0	834
14,0	865
15,0	898

Parcela lateral da capacidade de carga de estaca isolada, sem considerar as cargas residuais.

INICIAR

GRÁFICOS

Inicio Manual Entrada Normalização Camada1 Camada2 **Saída** Gráficos ... + : ◀

Figura B.2 – Página saída da planilha eletrônica referente ao modelo neural que estima a carga lateral aparente de estacas isoladas.

VARIÁVEIS DE ENTRADA

Sondagem SPT						
ΔL	N	NFac	NA	Areia	Silte	Argila
1,0	4	4	0	1	0	0
1,0	5	9	0	1	0	0
1,0	10	19	0	1	0	0
1,0	18	37	0	1	0	0
1,0	22	59	0	1	0	0
1,0	30	89	0	1	0	0
1,0	21	110	0	1	0	0
1,0	16	126	0	1	0	0
1,0	13	139	0	1	0	0
1,0	15	154	1	1	0	0
1,0	7	161	1	1	0	0
1,0	7	168	1	1	0	0
1,0	8	176	1	1	0	0
1,0	11	187	1	1	0	0
1,0	14	201	1	1	0	0

Dados da Estaca		
D (mm)	L (m)	Tipo
500	15,0	6

Tipo de Estaca	Valor
Cravada de Concreto	1
Cravada Metálica	2
Injetadas	3
Escavada c/ deslocamento	4
Hélice Contínua	5
Escavada Convencional	6
Escavada c/ estabilizante	7

MANUAL SAÍDA

GRÁFICOS

É possível inserir até 50 trechos!

Início Manual **Entrada** Normalização Camada1 Saída Gráficos +

Figura B.3 – Página entrada da planilha eletrônica referente ao modelo neural que estima a carga lateral "verdadeira" de estacas isoladas.

3	-5,7751
4	2,2273
5	-1,0019
6	-2,6587
7	0,5093
8	-0,9787
θ	4,8567

Parcela lateral da capacidade de carga de estaca isolada, considerando as cargas residuais.

1	2	3	4	5	6	7	8
0,9667	0,0770	0,0325	0,0265	0,2708	0,0130	0,2894	0,1166
0,9663	0,0745	0,0330	0,0266	0,2709	0,0129	0,2892	0,1168
0,9656	0,0696	0,0340	0,0270	0,2711	0,0126	0,2887	0,1173
0,9643	0,0616	0,0358	0,0277	0,2715	0,0120	0,2878	0,1180
0,9626	0,0529	0,0381	0,0285	0,2720	0,0114	0,2867	0,1189
0,9602	0,0429	0,0416	0,0297	0,2727	0,0106	0,2852	0,1202
0,9584	0,0371	0,0442	0,0306	0,2732	0,0101	0,2842	0,1211
0,9570	0,0331	0,0462	0,0313	0,2735	0,0097	0,2834	0,1218
0,9558	0,0302	0,0480	0,0318	0,2738	0,0095	0,2827	0,1224
0,9522	0,0271	0,0508	0,0318	0,2711	0,0090	0,2817	0,1240
0,9491	0,0258	0,0525	0,0314	0,2683	0,0088	0,2811	0,1253
0,9458	0,0245	0,0542	0,0310	0,2655	0,0085	0,2805	0,1265
0,9422	0,0231	0,0562	0,0307	0,2627	0,0083	0,2798	0,1279
0,9379	0,0213	0,0588	0,0304	0,2600	0,0080	0,2790	0,1294

Saída	
z (m)	RL _v (kN)
0,0	0,0
1,0	32
2,0	47
3,0	74
4,0	121
5,0	171
6,0	229
7,0	264
8,0	286
9,0	302
10,0	333
11,0	355
12,0	378
13,0	403
14,0	432

INICIAR

GRÁFICOS

Início Manual Entrada Normalização Camada1 **Saída** Gráficos +

Figura B.4 – Página saída da planilha eletrônica referente ao modelo neural que estima a carga lateral "verdadeira" de estacas isoladas.

