

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Gabryel Gomercindo Soares

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES EM
ESTACAS METÁLICAS CURTAS PARA *TRACKERS* EM
USINAS FOTOVOLTAICAS NO BRASIL**

Florianópolis

2021

Gabryel Gomercindo Soares

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES EM
ESTACAS METÁLICAS CURTAS PARA *TRACKERS* EM
USINAS FOTOVOLTAICAS NO BRASIL**

Trabalho Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.
Orientador: Prof. Naloan Coutinho Sampa Dr.
Coorientadora: Prof^a. Gracieli Dienstmann Dr^a.

Florianópolis

2021

Ficha de identificação da obra

Soares, Gabryel G.

Análise e Dimensionamento Geotécnico de Fundações em Estacas Metálicas Curtas para Trackers em Usinas Fotovoltaicas no Brasil. / Gabryel G. Soares ; orientador, Naloan Coutinho Sampa, coorientadora, Gracieli Dienstmann, 2021.

160 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2021.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Usinas fotovoltaicas. 3. Fundações de trackers. 4. Estacas curtas. 5. Pull Out Tests. I. Sampa, Naloan Coutinho. II. Dienstmann, Gracieli. III. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. IV. Título.

Gabryel Gomercindo Soares

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES EM
ESTACAS METÁLICAS CURTAS PARA *TRACKERS* EM USINAS
FOTOVOLTAICAS NO BRASIL**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de “Engenheiro Civil” e aprovado em sua forma final pelo Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 07 de maio de 2021.

Prof^a. Luciana Rohde, Dr^a.
Coordenadora do Curso

Banca Examinadora:

Prof. Naloan Coutinho Sampa Dr.
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof^a. Gracieli Dienstmann, Dr^a.
Coorientadora
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.
Avaliador
Universidade Federal de Santa Catarina

Eng. Maurício Vivan Guarnieri, MSc.
Avaliador
Araxá Solar

Dedico este trabalho a minha mãe, Sirlei Gomercindo.

Exemplo de força, dedicação e determinação.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por me conceder o dom da vida e me proporcionar infinitas graças sendo luz e conforto nos momentos mais difíceis da minha caminhada.

Agradeço aos meus pais Sirlei Gomercindo e Charles Pedro Soares por me apoiarem e garantirem que os meus estudos fossem a minha prioridade.

À minha namorada Eduarda Schmitt pelo companheirismo e apoio de sempre. Pela ajuda em todos os momentos que precisei e por ter estado ao meu lado durante estes 5 anos de graduação, sendo meu par na vida, nas dificuldades e sonhos.

Agradeço à minha segunda família, meus sogros Altanir T. K. Schmitt e Claudino Almir Schmitt, por terem gentilmente me recebido em sua casa e fazendo eu me sentir acolhido.

Ao meu orientador Naloan Coutinho Sampa e a minha professora de graduação, iniciação científica e neste trabalho coorientadora Gracieli Dienstmann pela orientação, paciência, tempo e ajuda do início ao fim deste trabalho. Sou muito grato por ter tido a oportunidade de receber muito conhecimento e entendimento mais aprofundado sobre a geotecnia e sei que muito há a aprender ainda.

Agradeço aos professores do ensino fundamental que mesmo com as dificuldades se mantem firme na missão de fomentar o estudo na vida dos alunos e em especial a Olidete Augusta Favaretto, que me indicou aos doze anos a realização de um curso técnico e que o caminho seguido após isto me traz até aqui doze anos depois.

Agradeço ao IFSC que me proporcionou a formação técnica e fomentou em mim o gosto pela Engenharia Civil e a UFSC que me proporcionou um ensino superior de qualidade. Assim como agradeço a todos os professores das duas instituições que de alguma forma contribuíram para o meu desenvolvimento no ensino técnico e superior.

Agradeço ao engenheiro Maurício Vivan Guarnieri e o geólogo Victor Martiliano, pelo auxílio com informações e esclarecimento que foram necessários e possibilitaram este estudo. O auxílio de vocês foi fundamental, muito obrigado pela disponibilidade, paciência e parceria.

Ao Consórcio SETA-Araxá que forneceu os dados para viabilizar o presente estudo.

Aos colegas de trabalho da SETA Engenharia em especial a minha líder Romênia Aquino de Freitas, pelo apoio e por ser uma inspiração como profissional.

Aos colegas da Araxá que de alguma maneira contribuíram para este trabalho.

A todos que, de alguma maneira, colaboraram para a realização deste trabalho.

RESUMO

Há uma tendência global em diminuir a geração de energia não renováveis. No Brasil, a energia solar fotovoltaica tem ganhado cada vez mais espaço e se tornado mais atrativa. Apesar de ser constatado um significativo aumento, ao longo dos últimos 10 anos, das construções de grande porte para geração de energia com uso da tecnologia fotovoltaica, alguns aspectos relacionados às investigações geotécnicas e técnicas de dimensionamento das fundações de suporte de *trackers* ainda não são padronizados nem totalmente entendidos. Neste sentido, o presente trabalho tem por objetivo analisar vários aspectos relacionados aos procedimentos executivos de ensaios *pull out test* (POT) e ao dimensionamento das fundações em estacas metálicas curtas para *trackers* utilizados em usinas fotovoltaicas no Brasil. Primeiramente, pesquisas foram realizadas junto aos especialistas e fornecedores de *trackers* para mapear semelhanças e divergências de procedimentos executivos, bem como dos métodos de dimensionamento utilizados. Em seguida, os resultados medidos nas provas de carga de carregamentos axial de tração e horizontal foram comparados com os resultados previstos pelos métodos consagrados de capacidade de carga. Os métodos de capacidade de carga de Grenoble, de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma foram utilizados na previsão de carga axial, considerando somente a parcela do atrito lateral. O Método de Broms foi utilizado para prever carga última e deslocamento horizontal na superfície do terreno. Em termos de resultados, a pesquisa feita junto aos fornecedores e especialistas de *trackers* permitiu elaborar dois fluxogramas e mapear os pontos convergentes e divergentes que merecem ainda mais investigações. Notou-se que há necessidade de uma maior densidade de ensaios SPT por hectare de modo a ter perfis característicos mais representativos do comportamento do solo. Também que a estatística pode ser utilizada para incorporar incertezas na elaboração de perfis característicos de resistência do solo. O método de Grenoble apresentou menores valores de capacidade de carga à tração em relação aos métodos de Aoki-Velloso (32 a 69%) e de Décourt-Quaresma (60 a 81%). Ainda assim, na maioria dos perfis, as cargas admissíveis de tração estimadas pelo método de Grenoble são menores que as cargas medidas *in situ*. Os deslocamentos horizontais estimados na superfície pelo método de Broms foram superiores à média dos deslocamentos medidos nas provas de carga. Uma equação semi-empírica foi desenvolvida e pode ser utilizada nos futuros empreendimentos para estimar o deslocamento horizontal na superfície do solo em função da carga lateral aplicada na estaca, rigidez e lado da estaca. Ressalta-se que, comprovado a aplicabilidade da equação proposta a partir de novos resultados de POT diferentes dos utilizados para desenvolver o método, os ganhos podem ser consideráveis em termos de custo e tempo.

Palavras-chave: Usinas fotovoltaicas. Fundações de *trackers*. Estacas curtas. *Pull Out Tests*.

ABSTRACT

There is a global trend toward decreasing non-renewable energy generation. In Brazil, photovoltaic solar energy has been gaining more space and becoming more attractive. Although there has been a significant increase, over the last 10 years, of large constructions for energy generation using photovoltaic technology, some aspects related to geotechnical investigations and design techniques for tracker foundations are still neither standardized nor fully understood. In this sense, the present work aims to analyze several aspects related to the executive procedures of pull out test (POT) tests and to the design of short steel pile foundations for trackers used in photovoltaic plants in Brazil. First, surveys were conducted with tracker specialists and suppliers to map similarities and divergences of executive procedures, as well as of the design methods used. Then, the results measured in axial load and horizontal load tests were compared with the results predicted by established load capacity methods. Grenoble, Aoki-Velloso, and Décourt-Quaresma load capacity methods were used for axial load prediction, considering only the lateral friction portion. Broms method was used to predict ultimate load and horizontal displacement on the ground surface. In terms of results, the survey with tracker suppliers and experts allowed to elaborate two flowcharts and to map the convergent and divergent points that deserve further investigation. It was noted that there is a need for higher densities of SPT tests per hectare in order to have characteristic profiles more representative of the soil behavior. Also, statistics can be used to incorporate uncertainties in the development of characteristic soil resistance profiles. The Grenoble method showed lower tensile load capacity values compared to the Aoki-Velloso (32 to 69%) and Décourt-Quaresma (60 to 81%) methods. In most of the profiles, the allowable tensile loads estimated by the Grenoble method are smaller than the loads measured in situ. The horizontal displacements estimated at the surface by the Broms method were higher than the average of the displacements measured in the load tests. A semi-empirical equation was developed and can be used in future ventures to estimate the horizontal displacement at the soil surface as a function of the lateral load applied to the pile, stiffness, and side of the pile. It is emphasized that, if the applicability and accuracy of the proposed equation are proven based on new POT results different from those used to develop the method, the gains can be considerable in terms of cost and time.

Keywords: Photovoltaic power plants. Piles of trackers. Short piles. Pull out tests.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Irradiação média global no Brasil e Europa.....	20
Figura 2 - Complexo Solar São Gonçalo. São Gonçalo do Gurguéia, Piauí.....	21
Figura 3 - Esquema dos componentes para geração de energia em usinas fotovoltaicas.....	28
Figura 4 - Estruturas de suporte fixa.	29
Figura 5 - Estruturas de suporte tipo <i>tracker</i> de eixo vertical.	30
Figura 6 - Estruturas de suporte tipo <i>tracker</i> de eixo horizontal.	30
Figura 7 - Estruturas de suporte tipo <i>tracker</i> de eixo horizontal e ligação com a viga de torção.	31
Figura 8 - Tipos de estacas. (a) Estaca de Atrito; (b) Estaca de Ponta.....	33
Figura 9 - Perfis metálicos do tipo I (a), C (b) e Ômega (c).....	35
Figura 10 - Principais soluções de fundação de usinas fotovoltaicas utilizadas no Brasil.....	38
Figura 11 - Cravadora de estacas em usinas solares fotovoltaicas (hincadora).....	38
Figura 12 - Sistema de carregamento horizontal no POT.	44
Figura 13 - Sistema de carregamento axial de tração no POT.	45
Figura 14 - Sistema de carregamento axial de compressão no POT.	45
Figura 15 - Sistema de medição do deslocamento da estaca no carregamento horizontal.....	47
Figura 16 - Redução da velocidade média do vento da periferia para o interior de uma central.	49
Figura 17 - Ruptura para diversas soluções teóricas. (a) Terzaghi; (b) Meyerhof; (c) Berezantzev; (d) Vesic.....	51
Figura 18 - Método do cilindro de atrito, no caso de sapata (a), tubulão sem base alargada ou estaca (b) e tubulão com base alargada (c).	58
Figura 19 - Modelo de ruptura ao arranque pelo Método de Grenoble (a) Solo uniforme (b) Solo estratificado.	59
Figura 20 - Distribuição de tensões unitárias em estaca antes e depois de deslocamento lateral.	62
Figura 21 - Deformação da estaca sob carregamento horizontal.....	63
Figura 22 - Estaca curta sob carregamento horizontal. Topo livre (a) Topo restringido (b)....	64
Figura 23 - Estaca longa sob carregamento horizontal. Topo livre (a) Topo restringido (b)...	65
Figura 24 - Estaca submetida a uma força transversal: reação do solo (a) real e (b) modelada pela hipótese de Winkler.	66

Figura 25 - Mecanismos de Ruptura, distribuição de pressões e diagrama de momentos fletores para estacas curtas.	69
Figura 26 - Mecanismos de Ruptura, distribuição de pressões e diagrama de momentos fletores para estacas longas.....	70
Figura 27 - Curvas p-y para cada camada de solo e mobilização de resistência lateral em função do deslocamento sofrido pela estaca.	73
Figura 28 - Estaca vertical, topo livre, submetida a uma força horizontal e a um momento, ambos no topo da estaca e superfície do terreno.	74
Figura 29 - Layout geral da UFV.	78
Figura 30 - Mapa de cravação preliminar da UFV.	79
Figura 31 - Grupos de sondagem com $N_{SPT} < 35$ até: (verde) 3,5 metros, (amarelo) 2,5 metros e (vermelho) até 1,5 metros.	80
Figura 32 - Grupos de DPSH com $N_{20} < 50$ até: (verde) 3,4 metros, (amarelo) 2,4 metros e (vermelho) até 1,4 metros.	81
Figura 33 - Quantidade de ensaios executados por perfil de estaca.	84
Figura 34 - Método de aplicação da carga horizontal.	86
Figura 35 – Curvas típicas do POT horizontal	86
Figura 36 - Fluxograma de trabalho do presente estudo.	87
Figura 37 - Menor distância entre os furos de DPSH e de SPT.	89
Figura 38 - Distribuição das cotas altimétricas do SPT por zona.....	91
Figura 39 - Menor distâncias entre furos de SPT e pontos do POT	92
Figura 40 - Perfil bruto e característico da zona 01.....	95
Figura 41 - Perfil bruto e característico da zona 02.....	96
Figura 42 - Perfil bruto e característico da zona 03.....	97
Figura 43 - Capacidade de carga à tração na zona 01 para cada perfil de estaca e método de cálculo.....	100
Figura 44 - Capacidade de carga admissível à tração na zona 01 para cada perfil de estaca e método de cálculo.....	102
Figura 45 - Capacidade de carga à tração na zona 02 para cada perfil de estaca e método de cálculo.....	103
Figura 46 - Capacidade de carga admissível à tração na zona 02 para cada perfil de estaca e método de cálculo.....	104
Figura 47 - Capacidade de carga à tração na zona 03 para cada perfil de estaca e método de cálculo.....	104

Figura 48 - Capacidade de carga admissível à tração na zona 03 para cada perfil de estaca e método de cálculo.....	105
Figura 49 - Tendências obtidas por zona para o método de Broms (1964b).....	108
Figura 50 - Carga de Projeto versus Duração da Aplicação Fornecedor 01.....	114
Figura 51 - Carga de Projeto versus Duração da Aplicação Fornecedor 02.....	115
Figura 52 - Carga de Projeto versus Duração da Aplicação Fornecedor 03.....	115
Figura 53 - Es versus nh adotado na calibração com os POT.	119
Figura 54 - Distribuição de C em função de B.	120
Figura 55 - Distribuição normal do coeficiente α	122
Figura 56 - Distribuição normal do coeficiente m.....	123
Figura 57 - Distribuição do coeficiente α em função do tipo de perfil de teste.	123
Figura 58 - Distribuição do coeficiente m por cada perfil de teste.	124
Figura 59 – Curvas do POT - Horizontal do teste L012 ao L027	150
Figura 60 – Curvas do POT - Horizontal do teste L073 ao L090	151
Figura 61 – Curvas do POT - Horizontal do teste L094 ao L137	152
Figura 62 – Curvas do POT - Horizontal do teste L138 ao L146	153
Figura 63 – Curvas do POT - Horizontal do teste L146B ao L156.....	154
Figura 64 – Curvas do POT - Horizontal do teste L157 ao L164	155
Figura 65 – Curvas do POT - Horizontal do teste L163B ao L178.....	156
Figura 66 – Curvas do POT - Horizontal do teste L183 ao L206B.....	157
Figura 67 – Curvas do POT - Horizontal do teste L233 ao L263	158
Figura 68 – Curvas do POT - Horizontal do teste L265 ao L279	159
Figura 69 – Curvas do POT - Horizontal do teste L281 ao L286	160

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Tipos e definições de fundações superficiais.	32
Quadro 2 - Tipos de estacas.....	34
Quadro 3 - Influência das propriedades de solos granulares na resistência à penetração.	41
Quadro 4 - Critérios de rejeição no <i>Pull Out Test</i>	85

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Especificação de alguns perfis metálicos utilizados em POT.	35
Tabela 2 - Espessura de compensação da corrosão.	37
Tabela 3 - Estado de compacidade e consistência.	40
Tabela 4 - Tipos de penetrômetros dinâmicos.	43
Tabela 5 - Fatores de correção F1 e F2 atualizados.	53
Tabela 6 - Coeficiente K e razão de atrito α	54
Tabela 7 - Coeficiente K e razão de atrito α proposto por Laprovitera (1988).	55
Tabela 8 - Fatores de correção F1 e F2 propostos por Laprovitera (1988).	56
Tabela 9 - Coeficiente característico do solo C.	56
Tabela 10 - Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo.	57
Tabela 11 - Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo.	57
Tabela 12 - Constante de reação do solo para areias.	72
Tabela 13 - Resumo das quantidades dos principais ensaios.	79
Tabela 14 - Estatística do Ensaio SPT.	80
Tabela 15 - Estatística do Ensaio DPSH.	81
Tabela 16 - Perfis de teste e carregamento a ser aplicado.	84
Tabela 17 - Identificação e quantidade de sondagens das zonas.	90
Tabela 18 - Valores dos indicadores para os perfis bruto e característico da zona 01.	95
Tabela 19 - Valores dos indicadores para perfis bruto e característico da zona 02.	96
Tabela 20 - Valores dos indicadores para perfis bruto e característico da zona 03.	98
Tabela 21 - Comprimento de cravação de cálculo de cada perfil por zona.	98
Tabela 22 - Capacidade de carga à tração pelo método de Grenoble (zona 01 perfil IPE-160).	99
Tabela 23 - Capacidade de carga à tração pelos métodos semi-empíricos (zona 01 perfil IPE-160).	100
Tabela 24 – Capacidade de carga à tração para cada estaca, zona e métodos utilizados.	101
Tabela 25 - Resumo dos POT à tração.	106
Tabela 26 - Resultados de capacidade de carga à tração e deslocamento por Broms (1964b).	107
Tabela 27 - Resultados das previsões de deslocamento pelo método de Broms (1964b).	109

Tabela 28 - Quantidade de <i>Pull Out Test</i> por fornecedor.....	111
Tabela 29 - Perfis de teste por fornecedor.....	112
Tabela 30 - Ensaios saturados por fornecedor.....	112
Tabela 31 - Ensaios por estaca para cada fornecedor.....	113
Tabela 32 - Altura de aplicação da carga horizontal por fornecedor.....	113
Tabela 33 - Deslocamentos máximos admissíveis no E.L.S. e E.L.U. por fornecedor.....	116
Tabela 34 - Fatores de segurança global por fornecedor.....	117
Tabela 35 - Indicadores estatísticos dos coeficientes α e m	122
Tabela 36 - Resultados das Sondagens SPT.....	137
Tabela 37 – Resultados dos Ensaios DPSH	139
Tabela 38 – Resultado dos <i>Pull Out Tests</i>	140

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

Abreviaturas

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas;
ASTM *American Society for Testing and Materials*;
DP – *Dynamic Probe*;
DPL – *Dynamic Probe Light*;
DPM – *Dynamic Probe Medium*;
DPH – *Dynamic Probe Heavy*;
DPSH – *Dynamic Probe Super Heavy*;
ELS – Estado Limite de Serviço;
ELU – Estado Limite Último;
FS – Fator de Segurança;
POT – *Pull Out Test*;

Siglas

A – Coeficiente que depende da compactidade relativa da areia;
 A_y – Coeficiente de deslocamento referente a força horizontal;
 A_l - Área lateral da estaca;
 a – Aderência solo-estaca
 α – Razão de atrito;
 B – Diâmetro ou largura da estaca;
 B_y – Coeficiente de deslocamento referente ao momento;
 c – coesão do solo;
 C – Coeficiente característico do solo;
 D_r – Densidade relativa da areia;
 δ – Ângulo de atrito na interface solo-estaca;
 Δ_L – Espessura da camada;
 EI – Rigidez a flexão da estaca;
 e – Excentricidade;
 F_1 – Fator de correção do efeito de escala referente a resistência de ponta;
 F_2 - Fator de correção do efeito de escala referente a resistência lateral;
 f – Distância da superfície em que ocorre o momento fletor máximo;
 f_s – Atrito Lateral unitário na luva;
 γ - Peso específico;
 H_u – Capacidade de carga lateral última;
 kh – Coeficiente de reação horizontal do solo;
 K – Coeficiente de empuxo;
 K_p – Coeficiente de empuxo passivo;
 K_q e K_c – Coeficientes de empuxo de Hansen;
 L - Comprimento de embutimento;
 λ – Ângulo de abertura da superfície
 M – Momento fletor da estaca;
 $M_{m\acute{a}x}$ – Momento fletor máximo da estaca;
 $M_C, (M_\emptyset + M_\gamma), M_q$ - Coeficientes de capacidade de carga à tração no método de Grenoble.

N_p – Média entre os valores de $NSPT$ calculado utilizando o valor da cota de apoio da estaca nas camadas imediatamente superior e inferior do solo;
 N_L – Índice de resistência a penetração na superfície lateral da estaca;
 N_{SPT} – Índice de resistência à penetração (número de golpes medidos em campo);
 N_{20} – Índice de resistência à penetração em 20 cm no ensaio DPSH;
 N_{60} – Índice de resistência à penetração para uma energia de 60%;
 $N_{spt,b1}$ – Índices de resistência à penetração do perfil bruto da zona 01;
 $N_{spt,b2}$ – Índices de resistência à penetração do perfil bruto da zona 02;
 $N_{spt,b3}$ – Índices de resistência à penetração do perfil bruto da zona 03;
 $N_{spt,k1}$ – Índices de resistência à penetração do perfil característico da zona 01;
 $N_{spt,k2}$ – Índices de resistência à penetração do perfil característico da zona 02;
 $N_{spt,k3}$ – Índices de resistência à penetração do perfil característico da zona 03;
 nh – Constante de reação horizontal do solo;
 P_u - Carga última não majorada (capacidade de carga ao arranque);
 p – Reação do solo;
 pr – Pressão de contato;
 p_0 – Pressão efetiva de embutimento;
 q - Sobrecarga uniforme;
 qc – Resistência de ponta do cone;
 Q_u – Capacidade de carga geotécnica à compressão;
 Q_p – Resistência mobilizada na ponta das estacas;
 Q_l – Resistência mobilizada na superfície lateral;
 R – Capacidade de carga
 R_e – Raio equivalente;
 r_p – Resistência de ponta;
 r_L – Resistência lateral;
 s – Rotação da estaca;
 T – Rigidez relativa estaca solo;
 $\tau_{l,ult}$ – Tensão cisalhante última;
 V – Esforço cortante da estaca;
 σ_h – Tensão horizontal na superfície da estaca;
 σ'_{vz} – Tensão vertical efetiva no nível z ;
 W - Peso do elemento de fundação;
 y – Deslocamento horizontal da estaca;
 y_0 – Deslocamento horizontal da estaca na superfície do solo;
 z – Profundidade;
 $Z_{máx}$ – Coeficiente de profundidade máxima;

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	20
1.1	JUSTIFICATIVA E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	24
1.2	OBJETIVOS	26
1.2.1	Objetivo Geral.....	26
1.2.2	Objetivos Específico.....	26
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	27
2.1	USINAS FOTOVOLTAICAS.....	27
2.1.1	Componentes de uma usina fotovoltaica	27
2.1.2	Estrutura de Suporte.....	29
2.1.3	Fundações	31
2.1.3.1	<i>Conceitos básicos sobre fundações</i>	31
2.1.3.2	<i>Fundações rasas.....</i>	31
2.1.3.3	<i>Fundações profundas.....</i>	32
2.1.4	Fundações utilizadas em usinas solares fotovoltaicas.....	34
2.2	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	39
2.2.1	<i>Standard penetration test.....</i>	40
2.2.2	Ensaio de cone ou penetrômetros dinâmicos	42
2.2.3	<i>Pull Out Test (POT).....</i>	43
2.2.3.1	<i>Metodologia de execução</i>	44
2.3	DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO	48
2.3.1	Esforços solicitantes.....	48
2.3.2	Previsão da capacidade de carga axial.....	50
2.3.2.1	<i>Capacidade de carga à compressão.....</i>	51
2.3.2.1.1	Métodos teóricos.....	51

2.3.2.1.2	Método de Aoki-Velloso (1975).....	52
2.3.2.1.3	Método de Décourt – Quaresma (1978)	56
2.3.2.2	<i>Capacidade de carga à tração</i>	57
2.3.2.2.1	Método de Grenoble	59
2.3.3	Previsão da capacidade de carga lateral.....	62
2.3.3.1	<i>Mecanismos de interação e de ruptura</i>	62
2.3.3.2	<i>Reação do solo</i>	65
2.3.3.2.1	Hipótese de Winkler	66
2.3.3.3	<i>Método de Broms (1964b)</i>	68
2.3.3.3.1	Previsão da carga de ruptura.....	70
2.3.3.3.2	Previsão de deslocamento.....	71
2.3.3.4	<i>Curvas p-y</i>	73
3	MATERIAIS E MÉTODOS	77
3.1	APRESENTAÇÃO GERAL DA ÁREA DE ESTUDO.....	77
3.2	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA	79
3.2.1	Sondagens SPT	80
3.2.2	DPSH	81
3.2.3	Poços de inspeção	82
3.2.4	Ensaio de Laboratório	82
3.2.5	<i>Pull Out Test</i>	83
3.3	MÉTODO DE ANÁLISE.....	87
3.3.1	Tratamento dos dados	89
3.4	PESQUISA A FORNECEDORES DE <i>TRACKERS</i>	93
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	94
4.1	PERFIS CARACTERÍSTICOS.....	94
4.2	PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA	98
4.2.1	Capacidade de carga à tração	99
4.2.2	Capacidade de carga lateral e deslocamento	107

4.3	RESULTADOS DA PESQUISA AOS FORNECEDORES DE <i>TRACKERS</i>	110
4.3.1	Investigação inicial.....	110
4.3.2	Densidade de ensaios	111
4.3.3	Condições para realização dos ensaios	111
4.3.4	Quantidade de testes por estaca	112
4.3.5	Aplicação da carga horizontal	113
4.3.6	Critérios de aceitação do ensaio	116
4.3.7	Fluxograma de dimensionamento de fundações de <i>trackers</i> em usinas FV..	117
4.4	PROPOSTA PARA PROJETOS FUTUROS DE USINAS FV.....	118
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES.....	126
5.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	129
	REFERÊNCIAS	130
	APÊNDICE A – FLUXOGRAMA DO PROCESSO DE DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES DE <i>TRACKERS</i> EM USINAS FOTOVOLTAICAS.....	134
	APÊNDICE B – FLUXOGRAMA DO PROCESSO DE EXECUÇÃO DO <i>PULL OUT TEST</i> EM USINAS FOTOVOLTAICAS COM AS DIFERENÇAS PRINCIPAIS OBSERVADAS ENTRE FORNECEDORES.....	135
	APÊNDICE C – CÁLCULO PARA PREVISÃO DA CURVA CARGA <i>VERSUS</i> DESLOCAMENTO PARA CARREGAMENTO LATERAL	136
	ANEXO A – RESULTADO DAS SONDAgens SPT.....	137
	ANEXO B – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE DPSH.....	139
	ANEXO C – RESULTADOS DOS <i>PULL OUT TESTS</i>	140
	ANEXO D – EQUAÇÃO DOS COEFICIENTES DE CAPACIDADE DE CARGA DO MÉTODO DE GRENOBLE.....	149
	ANEXO E – CURVAS DO POT – HORIZONTAL.....	150

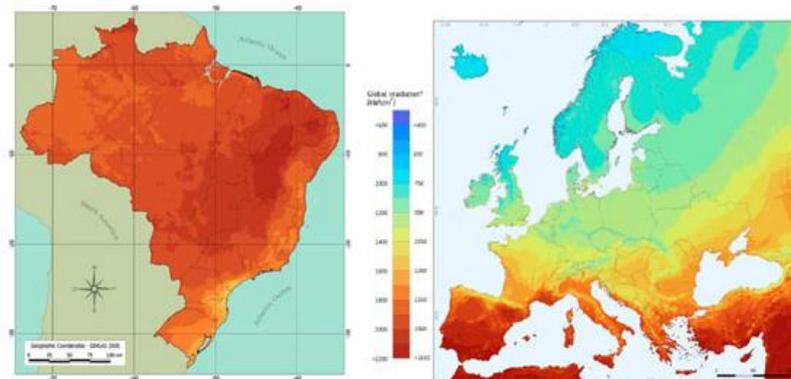
1 INTRODUÇÃO

O desenvolvimento e o crescimento econômico provocam claramente o aumento da demanda ilimitada e constante por energia elétrica, seja pelo uso de equipamentos elétricos pela população, devido ao aumento do poder de compra, como pelo aumento do consumo de energia das indústrias para produzir os equipamentos.

De acordo com a ABSOLAR (2020) as usinas fotovoltaicas de geração centralizada (usinas de grande porte) não são apenas geradoras de energia limpa e renovável, mas vem se tornando cada vez mais competitivas. Além disso, esses empreendimentos garantem a redução do acionamento de termelétricas que geram energia com um custo mais elevado e com fontes não renováveis.

No Brasil, os níveis nacionais de irradiância solar global são muito maiores que os de países que fazem uso da tecnologia solar fotovoltaica para geração de energia elétrica em grande escala, como a Alemanha, por exemplo. A Figura 1 apresenta os mapas de irradiação média global no Brasil e Europa.

Figura 1 - Irradiação média global no Brasil e Europa.



Fonte: Atlas Brasileiro de Energia Solar, 2006 e PVGIS, 2012.

Em 2012, a Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL) aprovou a Resolução Normativa nº 482 (RN 482) – marco regulatório no Brasil – que estabelece as condições gerais para o acesso de microgeração e minigeração distribuídas de energia elétrica aos sistemas de distribuição e compensação de energia elétrica. Após este marco a geração centralizada de energia fotovoltaica cresceu rapidamente. Segundo a ABSOLAR (2021), a capacidade instalada de geração fotovoltaica era praticamente inexistente em 2013 e passou a ser de 3GW no ano de 2020.

De acordo com a Empresa de Pesquisas Energéticas (EPE, 2020), a maior expansão proporcional na capacidade instalada de geração de eletricidade no Brasil ocorreu na energia solar fotovoltaica, tendo em 2019 um aumento de 37,6% após um crescimento de quase 100% em 2018 em relação a 2017.

O Complexo Solar São Gonçalo (Figura 2) situado no município de São Gonçalo do Gurguéia no estado do Piauí é o maior complexo solar instalado no Brasil até o momento. Quando entrar em operação total, o complexo terá capacidade de gerar 741,9 MW de potência e 1.500 GWh por ano de energia, evitando assim a emissão anual de mais de 860 mil toneladas de CO₂ na atmosfera (PORTAL SOLAR, 2020).

Figura 2 - Complexo Solar São Gonçalo. São Gonçalo do Gurguéia, Piauí.



Fonte: Andrade (2020).

Tal como ocorreu durante as primeiras obras de usinas hidrelétricas e complexos eólicos no Brasil, a implantação de usinas fotovoltaicas ainda é revestida de desafios de várias ordens devido a sua pouca difusão no país. Entretanto, com aumento de investidores, tecnologia e fornecimentos internacionais voltados para energia solar, aliados a políticas de redução das taxas de importação de equipamentos fotovoltaicos, essa área torna-se cada vez mais atrativa.

As usinas fotovoltaicas (FV) são compostas de uma série de equipamentos essenciais ao seu pleno funcionamento. Dentre os equipamentos necessários, destacam-se os módulos fotovoltaicos que são responsáveis pela geração de energia, e estruturas metálicas constituídas por elementos estruturais e de fundação que têm funções de resistir as ações solicitantes durante a vida útil das usinas.

Em termos práticos, os elementos de fundação suportam os elementos estruturais de suporte onde atuam predominantemente as ações de vento, considerando a pequena magnitude do peso próprio do conjunto. Assim, o dimensionamento dos elementos de fundação depende, por um lado, da configuração dos elementos estruturais de suporte e por consequência, do produto de cada fornecedor de *tracker*. Por exemplo, para cada fileira de um *tracker* (elemento de suporte móvel) pode variar a distância, quantidades, perfis e o comprimento das estacas, assim como, a solução para cada ponto de implantação de uma estaca. Contudo, as características das primeiras camadas do solo também influenciam no dimensionamento da fundação tendo em conta o reduzido comprimento das estacas, onde muitas vezes a maior parte de sua área lateral é embutida em profundidades não investigadas no método de sondagem convencional mais utilizado no Brasil, o SPT (*Standard Penetration Test*). A extensa área onde são instaladas geralmente essas usinas inviabilizam economicamente a proximidade dos furos de sondagem com os pontos de instalação dos elementos de fundação, exigindo assim uma análise mais racional dos resultados das sondagens de modo a extrair os parâmetros representativos do comportamento do subsolo e interpretar adequadamente os resultados das provas de carga.

Diferente das fundações convencionais onde as estacas são longas e as cargas de compressão atuantes são estáticas, o dimensionamento de fundações de painéis solares não é convencional devido às particularidades supracitadas, demandando assim o cumprimento de vários requisitos para atender a segurança do projeto pertencente ao empreendimento. Neste sentido, no Brasil, as normas vigentes no ramo da engenharia de fundações são mais abrangentes quando utilizadas para usinas solares fotovoltaicas.

O projetista das fundações do *tracker* precisa garantir um projeto seguro e exequível, enquanto que as construtoras precisam adaptar-se a qualquer necessidade de mudança durante os seus processos executivos. Atualmente, a falta de uma legislação específica gera inúmeras complicações para os clientes, projetistas e construtoras.

Face ao acima exposto, nota-se que as fundações de painéis solares são elementos importantes para o funcionamento desejado de usinas fotovoltaicas e que estes empreendimentos contribuem de forma significativa para a diversificação da matriz energética Brasileira e redução de CO₂ lançado na atmosfera.

Os aspectos relacionados às técnicas de dimensionamento e sistemas construtivos destas fundações ainda não são padronizados nem totalmente entendidos. Nessa ótica, este trabalho busca, por um lado, apresentar alguns aspectos relacionados às fundações que

sustentam os painéis fotovoltaicos e desmistificar a metodologia de execução de provas de cargas utilizadas neste tipo obra. Por outro lado, este trabalho compara os valores medidos nas provas de carga com os valores previstos através dos métodos de previsão consagrados na área de fundações, bem como apresenta o desenvolvimento de uma equação semi-empírica para previsão de comportamentos de curvas $p - y$.

1.1 JUSTIFICATIVA E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O setor das energias renováveis está em crescimento e a energia gerada através do sol é a que mais cresce dentre as fontes renováveis. Em decorrência disto, vem aumentando o número de obras para construção de usinas solares fotovoltaicas no Brasil. Este tipo de obra é relativamente simples e se assemelha a uma fábrica, devido as repetições necessárias em cada atividade, seja cravação de estacas, montagem da estrutura ou de módulos. Possui menores riscos e possibilita uma geração de um maior volume de energia em menor tempo, em relação a geração hídrica e eólica. Corroborando com este cenário, as construções de usinas solares fotovoltaicas não possuem 10 anos de mercado no Brasil, logo, demandam de expertise externa ou de empresas com maiores experiências na construção das usinas e que se adaptam aos desafios durante a construção.

Ainda assim, as empresas Brasileiras de construção quando iniciam neste mercado, não contribuem previamente na definição das soluções dos clientes e dos seus fornecedores/projetistas dos *trackers*. Porém, muitas vezes, os riscos durante a construção são passados totalmente às construtoras. Durante a fase executiva, quando os problemas surgem, procura-se soluções alternativas e viabiliza-se um novo método que pode ser mais oneroso e que poderia ter sido levado em consideração inicialmente.

Neste sentido, o presente trabalho traz primeiramente a necessidade de discussão do tema entre todas as partes envolvidas na construção de usinas fotovoltaicas no Brasil. Depois, fornece para as empresas responsáveis pela execução, sejam as construtoras ou especialistas, maior conhecimento em relação ao tema, já que a fonte de geração de energia é nova no Brasil.

Por fim, procura esclarecer as diferentes maneiras de definir os *pull out tests* (POT), que determinam as especificações de projeto das estacas, identificam uma linguagem unificada e um processo que atenda as variações entre estruturas de apoio dos módulos de cada fornecedor.

O trabalho foi organizado de maneira estratégica para ajudar o leitor na compreensão completa do assunto. O capítulo 2 trata especialmente de usinas fotovoltaicas e de fundações sobre a ótica do que vem sendo praticado no Brasil. O capítulo 3 apresenta primeiramente os matérias com um conjunto de informações que subsidiaram os resultados do estudo, e depois esclarece no método como os dados foram analisados e tratados. No capítulo 4 são apresentados e discutidos os principais resultados além de propor melhorias no processo de fundações de

tracker em projetos futuros de usinas fotovoltaicas e no capítulo 5 foram descritas as considerações finais.

1.2 OBJETIVOS

Apresenta-se a seguir o objetivo geral e os objetivos específicos deste trabalho.

1.2.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem por objetivo principal analisar vários aspectos relacionados aos procedimentos executivos de ensaios POT e ao dimensionamento das fundações em estacas metálicas curtas para *trackers* utilizadas em usinas fotovoltaicas no Brasil.

1.2.2 Objetivos Específico

- realizar uma pesquisa bibliográfica detalhada sobre aspectos de interesse para o desenvolvimento deste trabalho;
- realizar uma pesquisa junto aos especialistas e fornecedores dos *trackers* para entender as semelhanças e divergências nos procedimentos executivos dos ensaios Pull Out Test e métodos de cálculo;
- comparar os resultados obtidos nos ensaios POT com os estimados pelos métodos consagrados de capacidade de carga de tração axial e horizontal;
- propor uma equação semi-empírica com base nos resultados obtidos nos ensaios POT como método de previsão da curva p-y para futuros empreendimentos que envolvem *tracker*.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo é apresentado um referencial teórico que visa fundamentar o entendimento dos problemas associados ao projeto e definição de fundações de usinas fotovoltaicas. Neste sentido, são abordados tópicos referentes a concepção geral de usinas fotovoltaicas e suas respectivas estruturas de suporte. Na sequência são revisados aspectos pertinentes às metodologias de verificação geotécnica de fundações e investigação geotécnica.

2.1 USINAS FOTOVOLTAICAS

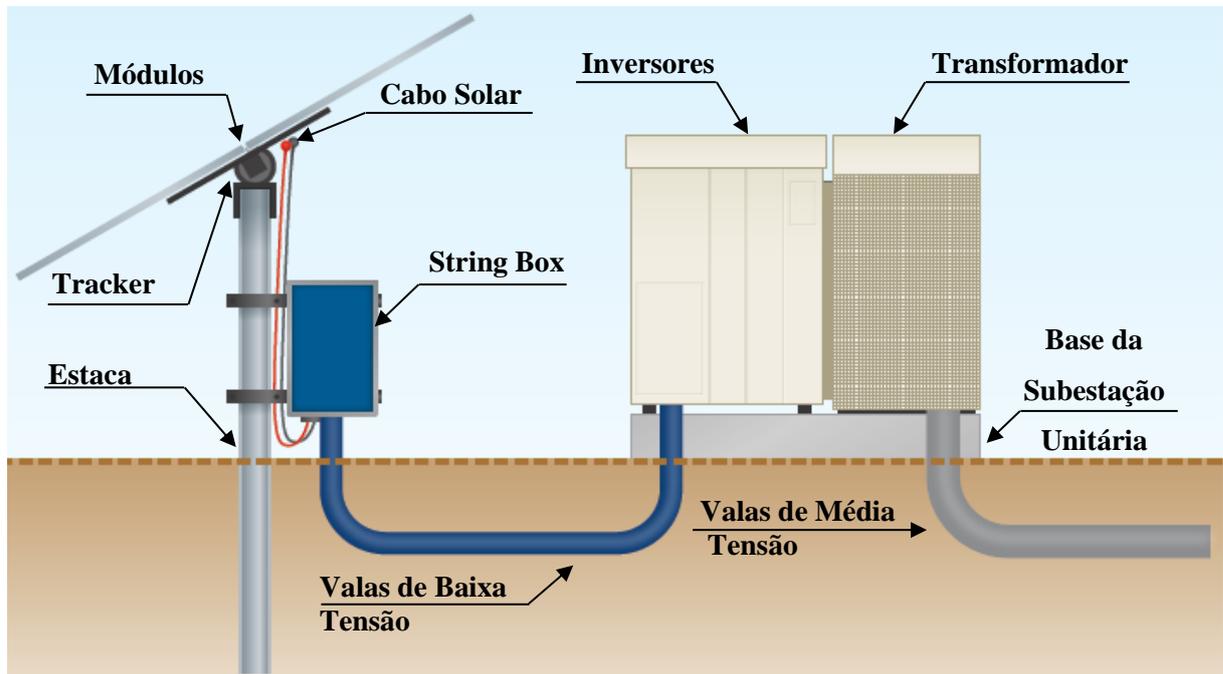
Os sistemas fotovoltaicos compreendem um setor da economia em ascensão, o das fontes renováveis de energia. Destaca-se neste contexto, a energia gerada por um conjunto de placas que ocupam grandes áreas, comumente chamadas de complexos solares, compostos por usinas de geração de energia solar fotovoltaica centralizada que posteriormente será distribuída ao consumidor final.

A geração de energia centralizada é caracterizada por grandes centrais de produção e capacidade de geração. Estas usinas localizam-se muito longe dos grandes centros de consumo, necessitando assim de sistemas de transmissão.

2.1.1 Componentes de uma usina fotovoltaica

Uma Usina Fotovoltaica (FV) é composta de uma série de equipamentos essenciais ao seu pleno funcionamento. A Figura 3 esquematiza os principais componentes envolvidos na geração de energia. Os principais componentes são: os módulos fotovoltaicos, a estrutura de suporte do módulo, o *tracker* - estrutura de suporte que permite o giro dos módulos em função da posição do sol, a fundação, cabos solares, *string box*, cabos de baixa e média tensão, bem como as valas para passagem destes cabos, os inversores e transformadores.

Figura 3 - Esquema dos componentes para geração de energia em usinas fotovoltaicas.



Fonte: Consórcio SETA-Araxá (2020) (adaptado pelo autor).

Os responsáveis pela geração de energia, efetivamente, são os módulos fotovoltaicos constituídos de células que geram corrente contínua através do efeito fotovoltaico na incidência de irradiação solar. A tecnologia atual permite que essa geração ocorra tanto pela incidência de irradiação quanto pela reflexão da mesma no solo. Neste caso, os módulos precisam ser bifaciais. Estes componentes são sustentados por estruturas metálicas e estacas projetadas para resistir as ações que solicitarão o sistema durante sua vida útil, seja como um elemento estrutural ou elemento de fundação (VILLALVA, 2012). As estruturas de suporte, os *trackers* e as estacas, representadas na Figura 3 serão apresentadas nos próximos itens.

Após a energia ser gerada é preciso transmiti-la por cabos solares até um quadro elétrico de junção e proteção de circuitos, denominado *string box*. Em seguida, a energia vai por cabos de baixa tensão em valas no solo até os inversores que transformarão a corrente contínua em corrente alternada. Após a inversão de corrente, a tensão é transformada de baixa para média e a energia segue em cabos de média tensão por valas no solo até a subestação coletora de energia, onde será elevada a tensão para uma linha de transmissão (VILLALVA, 2012).

2.1.2 Estrutura de Suporte

As estruturas de suporte de módulos fotovoltaicos podem ser fixas ou móveis. Nas estruturas fixas (Figura 4), os módulos ficam orientados e direcionados para o lado com melhor aproveitamento dos raios solares, enquanto que nas estruturas móveis os módulos acompanham o movimento de rotação da terra para que o sol incida sobre a placa de modo a maximizar a irradiação solar sobre a superfície dos módulos (TOMALSQUIM, 2016).

Figura 4 - Estruturas de suporte fixa.



Fonte: STi Norland (2021).

A estrutura móvel é comumente chamada de seguidor solar ou *tracker*, e dependendo da região de instalação, torna-se a opção mais adequada. Existem diversos tipos de *trackers*, pois é um produto customizado em função do fornecedor. Com relação à configuração, podem ser verticais (Figura 5) ou horizontais. O *tracker* de eixo horizontal é o tipo de estrutura que será objeto deste trabalho, este pode ter uma ou mais fileiras de módulos, sendo que neste segundo caso o *tracker* é denominado multifileira (GUARNIERI, 2017). A Figura 6 mostra os *trackers* de eixo horizontal com duas fileiras de módulos acionadas por um único motor.

Figura 5 - Estruturas de suporte tipo *tracker* de eixo vertical.



Fonte: Portal Solar (2021).

Figura 6 - Estruturas de suporte tipo *tracker* de eixo horizontal.



Fonte: Consórcio SETA-Araxá (2021).

Além dessas características, existem também os *trackers* 1V que permitem a instalação de apenas um módulo por linha de *tracker* e os 2V que permitem a instalação de 2 módulos. A ligação da cabeça da estaca com o restante do *tracker* depende do perfil metálico escolhido pelo fornecedor. O formato do perfil influencia nas peças mecânicas necessárias ao alinhamento e posicionamento da viga de torção (elemento metálico horizontal), conseqüentemente, influencia também na altura dos módulos fotovoltaicos. A Figura 7 ilustra um exemplo de ligação das estacas com o restante do *tracker*.

Figura 7 - Estruturas de suporte tipo *tracker* de eixo horizontal e ligação com a viga de torção.



Fonte: Consórcio SETA-Araxá (2021).

2.1.3 Fundações

2.1.3.1 Conceitos básicos sobre fundações

As fundações são elementos de grande importância em praticamente todas as obras construídas. Elas têm a função de transferir as cargas nelas aplicadas, provenientes das superestruturas, para o solo onde estão inseridas. Dependendo das dimensões e do mecanismo de transferência de carga, as fundações são convencionalmente divididas em fundações superficiais (diretas ou rasas) e profundas (VELLOSO & LOPES, 2010).

2.1.3.2 Fundações rasas

A NBR6122 de 2019 define que uma fundação rasa é aquela cuja base está assentada em profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, recebendo aí as tensões distribuídas que equilibram a carga aplicada. O Quadro 1 apresenta alguns exemplos de fundações rasas.

Quadro 1 - Tipos e definições de fundações superficiais.

Bloco	Elemento de concreto simples, sem armadura;
Sapara Isolada	Elemento de concreto armado, solicitado pontualmente;
Sapara Corrida	Elemento de concreto armado, solicitado de forma distribuída;
Viga de fundação	Elemento contínuo que recebe várias ações pontuais alinhadas;
Sapata Associada	Elemento que auxilia na distribuição de tensão gerada em carregamentos excêntricos;
Radier	Elemento contínuo e plano, que recebe todas as ações.

Fonte: Consoli (2012) (adaptado pelo autor).

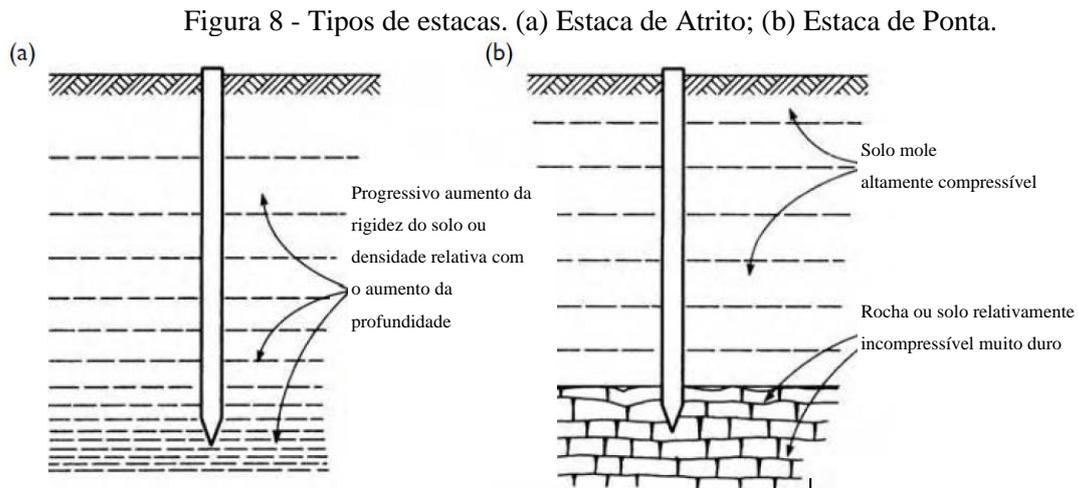
Em usinas solares fotovoltaicas, fundações rasas são utilizadas principalmente no prédio de operação e manutenção e nas estruturas que irão receber os inversores e o transformador, chamadas de subestação unitária, *skid*, *inverter transformer unit* (ITS), ou *power converter unit* (PCU).

2.1.3.3 Fundações profundas

As fundações profundas são comumente utilizadas, seja para alcançar solos mais resistentes a grandes profundidades ou para evitar deformações excessivas.

A norma NBR6122 de 2019 estabelece como o elemento de fundação profunda aquele que transmite a carga ao solo, pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas. A base deve estar apoiada a uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão transversal e no mínimo 3,0 metros de profundidade.

Como mencionado acima, o mecanismo de transferência de carga de fundações profundas pode ocorrer por meio de atrito lateral, ou da resistência de ponta ou a combinação de ambos. O atrito lateral e a resistência de ponta variam de proporção e influenciam na capacidade de carga da fundação. Isso se deve ao método executivo, tipo de solo e das características do próprio elemento de fundação. A Figura 8 mostra uma estaca denominada estaca de atrito (caso (a)) por apresentar a parcela da resistência de ponta muito pequena em relação a parcela de atrito lateral. Por outro lado, uma estaca que terá sua ponta sob material mais resistente ou incompreensível é chamada de estaca de ponta (caso (b)) (TOMLINSON & WOODWARD 2008).



Fonte: Tomlinson & Woodward, (2008) (adaptado pelo autor).

O Quadro 2 apresenta a classificação de diversos tipos de estacas em função do tipo de execução: estacas de deslocamento, estacas sem deslocamento, e estacas de substituição (VELLOSO E LOPES, 2010). Segundo os autores as estacas de deslocamento caracterizam-se por deslocar o solo horizontalmente, neste caso estão as estacas cravadas em geral. Já as estacas sem deslocamento enquadram-se alguns tipos de estacas escavadas onde no processo de escavação não há remoção de solo, enquanto que as estacas escavadas em geral se encaixam na classificação de estaca de substituição, uma vez que o solo no local de instalação é removido com conseqüente redução nas tensões horizontais geostáticas.

As faixas convencionais de diâmetro de estacas variam de 30 a 60 cm. Quando se trabalha com estacas de diâmetros maiores de 60 cm, usa-se os termos, estacas de grande diâmetro ou estação, segundo Hachich *et al.* (1998). Em relação às estacas de menores diâmetros, Tomlinson e Woodward (2008) afirmam que as miniestacas são estacas com diâmetros entre 5 e 30 cm e com capacidade de absorver cargas de trabalho na faixa de 50 a 500 kN. Para estes autores, as microestacas consistem nas estacas com faixa inferior de diâmetro. Embora micro e miniestacas são bastante utilizadas, o processo de dimensionamento de nenhuma delas foi especificamente mencionado nas normas brasileiras.

Quadro 2 - Tipos de estacas.

Tipo de Execução		Estacas
De deslocamento	Grande	(a) Madeira;
		(b) Pré moldada de concreto;
		(c) Tubos de aço de ponta fechada;
		(d) Tipo Franki;
		(e) Micro estacas injetadas.
	Pequeno	(a) Perfis de aço;
		(b) Tubo de aço vazado (sem embuchamento);
(c) Estacas hélice especiais.		
Sem deslocamento		(a) Escavadas com revestimento metálico perdido que avança a frente de escavação;
		(b) Estaca raiz.
De substituição		(a) Escavadas sem revestimento ou com uso de lama;
		(b) Tipo Strauss;
		(c) Estaca hélice contínua em geral.

Fonte: Velloso & Lopes (2010). Fundações Profundas. Vol. 2, p.228 (adaptado pelo autor).

No presente trabalho foram utilizados métodos convencionais de previsão de capacidade de carga para dimensionar geotecnicaamente estacas metálicas com diâmetros equivalentes menores que 30 cm e comprimentos cravados de até 3,5 metros. Sendo assim, assumindo que o mecanismo de transmissão de carga destas fundações se dá por atrito lateral e/ou ponta.

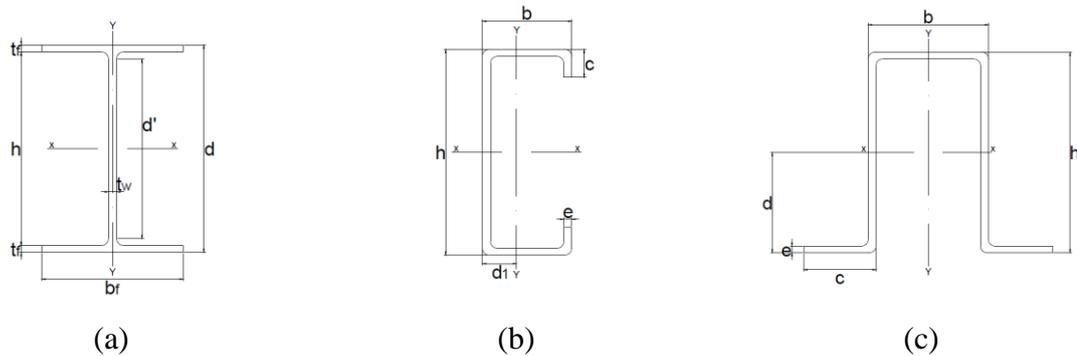
2.1.4 Fundações utilizadas em usinas solares fotovoltaicas

Os perfis das estacas metálicas ou de aço utilizados como elementos de fundação podem apresentar diversas formas. Os perfis podem ser laminados ou soldados, sendo que na fabricação dos mesmos pode ser incorporado cobre para conferir maior resistência a corrosão (VELLOSO & LOPES, 2010).

Os perfis utilizados em usinas fotovoltaicas geralmente são pré-definidos pelas empresas que desenvolvem projetos e fornecem toda a estrutura de apoio dos módulos, tendo

em conta as ligações da cabeça da estaca com o restante da estrutura. Dentre os principais perfis utilizados estão os perfis I, C e Ômega mostrados na Figura 9 e especificação destes perfis é apresentada na Tabela 1.

Figura 9 - Perfis metálicos do tipo I (a), C (b) e Ômega (c).



Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 1 - Especificação de alguns perfis metálicos utilizados em POT.

Ref.	Identificação	Massa (kg/m)	d (mm)	bf (mm)	tw (mm)	tf (mm)	As (cm ²)	U (cm)	Ix (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)
IPE 160	W150x13,0	13,0	148	100	4,3	4,9	16,6	65	635	82,0
HEA 140	W150x22,5	22,5	152	152	5,8	6,6	29,0	86	1229	387,0
HEA 160	W150x29,8	29,8	157	153	6,6	10,3	38,5	88	1739	556,0
Ref.	Identificação	Massa (kg/m)	h (mm)	b (mm)	c (mm)	e (mm)	As (cm ²)	U (cm)	Ix (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)
CP 140	CP140x50x20x3	6,07	140	50	20,0	3,0	7,3	52	255	23,5

Fonte: Consórcio SETA-Araxá (2020).

As seções transversais dos perfis metálicos são reduzidas, mobilizando assim pequeno valor da resistência de ponta. Em função disso, a resistência lateral mobilizada ao longo da superfície lateral da estaca é significativamente superior a resistência de ponta, fazendo com que a resistência de ponta seja desprezada no cálculo da capacidade de carga. Em termos de dimensionamento, pode-se considerar que essas estacas se comportam como estacas de atrito. Portanto, a estrutura estará em segurança se a resistência lateral mobilizada no fuste da estaca

for suficiente para equilibrar as cargas laterais e de arrancamento originadas pela ação do vento (ALMEIDA, 2014).

No processo de dimensionamento, o perímetro dos perfis I, C e Ômega podem ser convertidos em um raio equivalente para o efeito de simplificação. A faixa de variação do raio equivalente destes perfis estão entre 16 e 28 cm, logo pode-se classificar as estacas metálicas utilizadas como miniestacas, quando utilizadas com o propósito de transferência de carga ao solo.

Tomlinson e Woodward (2008) listam algumas vantagens e desvantagens da utilização de estacas metálicas.

Vantagens:

- a estaca pode ser inspecionada antes da cravação;
- não tem problemas quanto ao nível de água;
- pode ser projetada para suportar altas tensões de flexão e tração.

Vale ainda acrescentar nesta lista de vantagens, os seguintes itens, específicos para as obras em questão:

- facilidade de corte para nivelamento da cabeça, quando necessário;
- facilidade de ligação entre a estaca e demais peças mecânicas do tracker;
- peso relativamente baixo que possibilita manuseio sem equipamentos de grande porte.

Desvantagens:

- pode sofrer danos invisíveis que reduzem a capacidade de carga;
- problemas de manuseio devido a elevada esbeltez.

A exposição do material metálico a solos altamente corrosivos constitui também outra desvantagem. Nesta condição, é indicado o tratamento das peças antes de serem cravadas no solo. Em relação à variação de oxigênio em que o metal estará exposto (parte da estaca é cravada e a outra fica a cima da superfície), há um entendimento que esse problema pode ser superado quando as estacas metálicas permanecem totalmente enterradas em solo natural, pois o oxigênio disponível nos solos naturais é em pequeníssima quantidade. Quando a reação química começa, imediatamente esgota a maior parte do componente responsável pela corrosão (MILITITSKY

et al, 2015). Entretanto, a NBR6122 determina que seja utilizado uma espessura de compensação que varia de acordo com o tipo de solo.

“[...] As estacas de aço que estiverem total e permanentemente enterradas, independentemente da situação do lençol d’água, dispensam tratamento especial, desde que seja descontada a espessura da **Tabela 2. Nas estacas em que a parte superior ficar desenterrada**, é obrigatória a proteção com camisa de concreto ou outro recurso de proteção do aço, ou aumento de espessura de sacrifício definida em projeto [...]” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2019, p. 36-37, grifo nosso).

Tabela 2 - Espessura de compensação da corrosão.

Classe	Espessura mínima de sacrifício (mm)
Solos em estado natural e aterros controlados	1,0
Argila orgânica; solos porosos e não saturados	1,5
Turfa	3,0
Aterros não controlados	2,0
Solos contaminados ^a	3,2

^a Casos de solos agressivos devem ser estudados especificamente.

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019) p. 36-37.

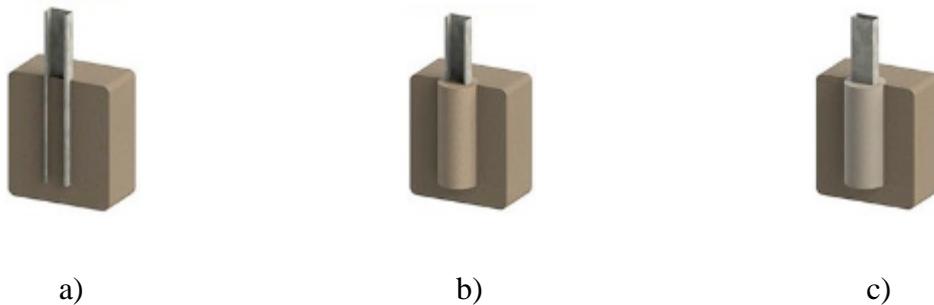
Em complexos solares, a instalação da estaca no terreno é uma atividade crítica, pois a sua eficiência depende de boas estimativas para determinar a profundidade de cravação de projeto. Em uma planta solar, o comprimento aéreo (parte desenterrada) das estacas é fixo e possui uma tolerância pequena, portanto, o restante do comprimento que ficará embutido no solo precisa ser suficiente para absorver e distribuir adequadamente as ações solicitantes. A Figura 10 ilustra os principais tipos de soluções e diferentes formas de instalação das estacas metálicas em parques solares fotovoltaicos. A seguir, destacam-se 3 formas de instalação:

- *Direct ramming* - (cravação direta) - é a solução mais comum, devido a sua simplicidade e é utilizada, principalmente, em terrenos de resistência intermediária. Porém, muitas vezes, a estaca pode não atingir a profundidade requerida em projeto, exigindo assim outras soluções;
- *Pre-drilling* - (pré-furo e cravação por interferência) - para regiões rochosas onde é realizado um pré-furo com diâmetro ligeiramente menor que a estaca e as extremidades do perfil interage com a rocha; e

- *Micropilote* – (micro estaca de concreto) - para solos com propriedades geomecânicas ruins, altamente agressivos e presença de rochas, sendo a solução composta de um pré-furo, locação da estaca e concretagem de todo o furo.

Além dessas soluções existem outras que contemplam reforço do solo com estaca de compactação antes da cravação e soluções otimizadas a partir das soluções anteriores.

Figura 10 - Principais soluções de fundação de usinas fotovoltaicas utilizadas no Brasil.
a) *Direct Ramming* b) *Pre-drilling* c) *Micropilote*



Fonte: STi Norland, (2021).

Em usinas solares FV, a cravação das estacas é feita geralmente com cravadoras de acionamento hidráulico comumente chamadas de hincas ou hincadoras (Figura 11).

Figura 11 - Cravadora de estacas em usinas solares fotovoltaicas (hincadora).



Fonte: Consórcio SETA-Araxá (2020).

2.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

O conhecimento das principais características do solo em que são assentes as fundações é de extrema importância para um dimensionamento adequado. Em plantas solares, o comportamento do solo não influencia somente no dimensionamento das estruturas de apoio dos módulos, mas também nos dispositivos de drenagem e na estrutura de aterramento.

As investigações geotécnicas visam basicamente identificar o perfil geológico-geotécnico (ou seja, a espessura e o tipo de material das camadas de solo), presença de água e profundidade do nível d'água, eventuais artesianismos e parâmetros de compressibilidade, resistência e permeabilidade dos solos. Assim, as informações de investigações geotécnicas possibilitam definir tipos de fundações, definir a capacidade de suporte dos solos, limitar estruturas quanto às deformações e garantir a segurança das obras vizinhas.

A NBR 8036/83 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1983) estabelece, dentre várias recomendações, que em quaisquer circunstâncias o número mínimo de sondagens deve ser:

- a) duas para áreas de projeção em planta de até 200 m²;
- b) três para área de projeção entre 200 m² e 400 m².

A NBR 8036/83 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1983) ainda estabelece que as sondagens devem ser, no mínimo, de uma para cada 200 m² da área de projeção em planta do edifício, para edifícios de até 1200 m² de área. Para estruturas com área de projeção em planta entre 1200 m² e 2400 m², além de considerar a especificação anterior, deve-se fazer uma sondagem para cada 400 m² que excederem a área básica de 1200 m². Acima de 2400 m², a norma recomenda que o número de sondagens deve ser fixado de acordo com o plano particular da construção. Nos casos em que não houver ainda disposição em planta dos edifícios, como nos estudos de viabilidade ou de escolha de local, o número de sondagens deve ser fixado de forma que a distância máxima entre elas seja de 100 m, com um mínimo de três sondagens dispostas não em linha reta.

Em obras do tipo usinas solares fotovoltaicas, a campanha de investigação geotécnica pode envolver diversos tipos de ensaios e diversas fases de implantação devido a grande extensão das áreas ocupadas. Muitas das vezes, pode-se encontrar uma grande variabilidade dos materiais com diversas origens e comportamentos, tanto na vertical como na horizontal.

A seguir, são apresentados os principais métodos utilizados para investigação geotécnica em áreas de usinas solares FV.

2.2.1 *Standard penetration test*

O *Standard Penetration Test* (SPT) é um ensaio popular, rotineiro, econômico, prático e rápido, regulamentado pela Norma NBR 6484 de 2020, com a finalidade de investigar o perfil de solo, obter parâmetros de resistência dinâmica e determinar a posição do nível d'água. É considerado o tipo de sondagem mais conhecido e realizado ainda no Brasil. O ensaio SPT consiste basicamente na cravação dinâmica de um amostrador padrão tipo Raymond no solo, através da queda livre de um peso de 65 kg, caindo de uma altura de 75 cm (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2020).

Geralmente, são registrados número de golpes necessários para cravar 3 segmentos de 15 cm do amostrador, sendo que o número de golpes necessários para cravar os últimos 30 cm finais do amostrador é chamado de N_{SPT} , índice de resistência a penetração, da profundidade ensaiada.

A Tabela 3 apresenta o estado de compactidade e consistência dos solos com base nos valores medidos de N_{SPT} estabelecidos na NBR 6484/2020.

Tabela 3 - Estado de compactidade e consistência.

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação ^a
Areias e Siltes Arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e Siltes Argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	20 a 30	Muito rija(o)
	> 30	Dura(o)

^a As expressões empregadas para designação das areias (fofa, compacta etc.) são referências a deformabilidade e resistência desses solos, sob o ponto de vista de fundações e não podem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos definidos na mecânica dos solos.

Aoki e Cintra (2000) esclareceram que valores de N_{SPT} inferiores a 60 implicam a condição de ruptura do solo pelo critério de Terzaghi (1942), porque produzem uma penetração média, por golpes, de no mínimo 5 mm, ou de 10% do diâmetro externo do amostrador padrão. Assim, os valores superiores a 60 não teriam o mesmo significado físico, por representar uma condição além da ruptura.

Em solos coesivos a resistência a penetração é função da resistência não drenada, sendo os fatores (plasticidade e sensibilidade a fissuração da argila) o motivo de relações específicas nas literaturas (SCHNAID, 2000). No case de solos granulares o Quadro 3 resume as influências das propriedades deste tipo de solo: índice de vazios, tamanho médio das partículas, coeficiente de uniformidade, pressão neutra, angulosidade das partículas, cimentação, nível de tensões e idade do depósito na resistência a penetração.

Quadro 3 - Influência das propriedades de solos granulares na resistência à penetração.

Fator	Influência
Índice de Vazios	Redução do índice aumenta a resistência à penetração.
Tamanho médio da partícula	Aumento do tamanho médio aumenta a resistência à penetração.
Coeficiente de uniformidade	Solos uniformes apresentam menor resistência à penetração.
Pressão neutra	Solos finos densos dilatam aumentando a resistência a resistência; solos finos muito fofos podem se liquefazer no ensaio.
Angulosidade das partículas	Aumento da angulosidade aumenta a resistência à penetração.
Cimentação	Aumenta à resistência.
Nível de tensões	Aumento da tensão vertical ou horizontal aumenta a resistência à penetração.
Idade	Aumento da idade do depósito a resistência à penetração.

Fonte: Schnaid (2000) (adaptado pelo autor).

Segundo Schnaid (2000), a eficiência do sistema do ensaio é função das perdas por atrito e da própria dinâmica de transmissão de energia. Em decorrência disso, o autor complementa que no Brasil, devido à prática de operação manual para liberação do martelo, a aplicação de energia é da ordem de 70% da energia teórica. Contudo, a prática internacional

sugere a normalização do número de golpes, conforme operação mecanizada do sistema do SPT nos E.U.A e Europa que chegam à energia de aproximadamente 60%. Portanto, o padrão de medida a ser determinado nesta abordagem é o N_{60} . A relação linear entre energia empregada e energia de referência é descrita por Schnaid (2000) através da Equação 2.1.

$$N_{60} = \frac{N_{SPT} \cdot \text{Energia Aplicada}}{0,60} \quad (2.1)$$

No Brasil o ensaio realizado conforme as regras da Norma Brasileira com acionamento manual do martelo, fornece uma medida de energia de 72% da energia teórica de queda livre. Assim a Equação 1 pode ser resumida pela Equação 2.2.

$$N_{60} = 1,2 \cdot N_{SPT} \quad (2.2)$$

2.2.2 Ensaios de cone ou penetrômetros dinâmicos

Os ensaios de cone ou penetrômetros dinâmicos – DP (ensaios da família *dynamic probe*) são ensaios amplamente utilizados, e geralmente são realizados junto às sondagens SPT para avaliação geotécnica preliminar.

O ensaio DP consiste em uma penetração dinâmica contínua através de uma cabeça-de-bater, hastes, e cone maciço de ponta fechada. O ensaio é realizado mecanicamente, conferindo uma velocidade constante de batidas à medida que o cone penetra no solo. O N_{20} é a medida correspondente ao avanço em 20 cm da ponta do cone a partir da batida de uma massa sobre a haste ligada ao cone de uma altura de 75 cm (CARVALHO, 2017).

Os ensaios de penetrômetros dinâmicos foram normatizados em 1988 pela *Technical Committee on Penetration Testing* da *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (ISSMFE), sendo classificados em 4 níveis energéticos (Tabela 4):

- Leve: DPL (Dynamic Probing Light)
- Médio: DPM (Dynamic Probing Medium)
- Pesado: DPH (Dynamic Probing Heavy)
- Superpesado: DPSH (Dynamic Probing Super Heavy)

Tabela 4 - Tipos de penetrômetros dinâmicos.

Tipo	Sigla	Massa do martelo (kg)
Ligeiro ou Leve	DPL	$M \leq 10$
Médio	DPM	$10 < M < 40$
Pesado	DPH	$40 \leq M \leq 60$
Superpesado	DPSH	$60 < M$

Fonte: Matos Fernandes (2011) *apud* Afonso (2016).

O ensaio DP se torna interessante para verificação do comportamento do solo com a profundidade, avaliação de mudanças de camadas e conhecimento da profundidade do impenetrável. Trabalhos publicados (NILSSON, 2004; AZEVEDO, 2009; GOMES et al., 2005) *apud* (CARVALHO, 2017) comprovam a eficiência do DPL, por exemplo, pois resultam em uma correlação satisfatória quando comparado com SPT e CPT, ainda que limitados por profundidades reduzidas e influência do NA. Segundo esses autores, o baixo custo do ensaio DPL e a alta produtividade em campo conferem vantagens quando executados em áreas de difícil acesso.

Afonso (2016) avaliou a correlação entre resultados de ensaios *in situ* de penetração dinâmica DP com o ensaio SPT e obteve uma relação N_{spt}/N_{dpsh} de 0,7 a 1,58, com um R^2 variando de 0,88 a 0,96.

2.2.3 *Pull Out Test (POT)*

O teste de verificação *Pull Out Test* tem sido aplicado em campos solares fotovoltaicos no Brasil. O seu procedimento pode ser encontrado em materiais dos fornecedores dos *trackers* como especificações técnicas, procedimentos e instruções de trabalho na construção de parques solares fotovoltaicos.

Um único elemento de fundação, enterrado em solo saturado ou não, pode ser submetido a carregamentos axiais de compressão e tração, carregamento horizontal ou ambos. Assim, com base nos procedimentos consagrados para realização do POT, esse tipo de ensaio pode ser definido de forma adequada como uma campanha de provas de carga estática em

estacas, composta por um ou mais testes por estaca para dimensionamento e análise de uma ou mais opções de fundações de usinas solares fotovoltaicas.

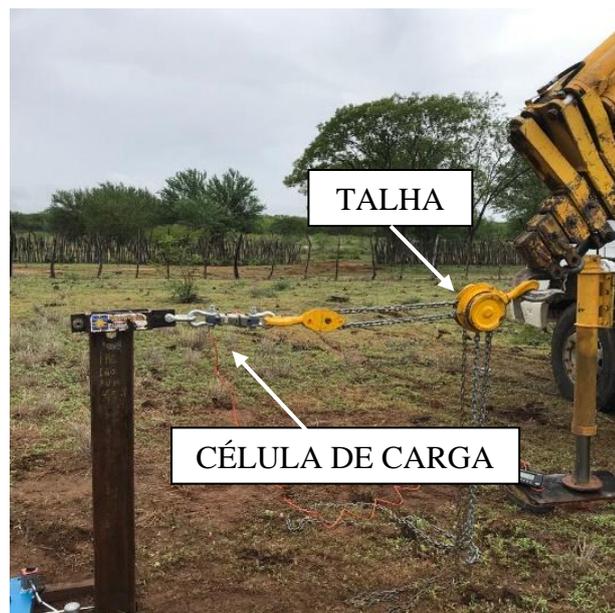
2.2.3.1 Metodologia de execução

Após a definição do ponto de ensaio, é instalada uma estaca teste para verificar o funcionamento de uma solução predefinida. A profundidade de cravação é previamente estimada com base na experiência dos fornecedores, realizando cálculos e análises dos ensaios e sondagens realizados.

O tipo de carregamento, local de aplicação da carga, tipo de perfil do teste, soluções testadas, saturação do solo, quantidade de testes e demais informações para a prova de carga são variáveis dependentes de cada tipo de *tracker* e consequentemente de seus fornecedores.

O sistema de aplicação do carregamento horizontal e axial de tração é composto por um elemento de reação, geralmente um equipamento pesado (peso próprio em torno de 2 vezes a máxima carga que será aplicada no teste) que não sofrerá deslocamento. Uma talha manual é utilizada para dar a carga que será medida indiretamente pela célula de carga acoplada ao sistema (Figuras 12 e 13).

Figura 12 - Sistema de carregamento horizontal no POT.



Fonte: Consórcio SETA-Araxá (2020).

Figura 13 - Sistema de carregamento axial de tração no POT.



Fonte: Consórcio SETA-Araxá (2020).

No carregamento axial de compressão a talha é substituída por um conjunto hidráulico acoplado ao sistema de reação (Figura 14).

Figura 14 - Sistema de carregamento axial de compressão no POT.



Fonte: STi Norland Brasil, (2021).

A intensidade básica do carregamento que deverá ser aplicado à estaca teste é estabelecida no procedimento de POT pelo fornecedor do *tracker*, tendo como origem a análise estrutural do seu produto. As análises estruturais geralmente compreendem a utilização de modelos numéricos com a utilização de *softwares*, ou modelos analíticos simplificados. Testes dos *trackers* em túnel de vento também são realizados para determinar os parâmetros específicos que são dados de entrada nas análises estruturais. Maiores detalhes sobre a definição das cargas estruturais são dados no item 2.3.1.

Para definição do tempo de aplicação da carga e a quantidade de ciclos de carga e descarga que devem ser considerados, geralmente são utilizadas normativas internacionais. Por exemplo, ASTM D3966.07 *Standard Test Methods for deep Foundation Under Lateral Load* estabelece critérios para o carregamento horizontal que pode ser realizado a partir de diferentes procedimentos que vão da aplicação de cargas estáticas à carregamentos ciclos, enquanto que ASTM D3689.07 *Standard Test Methods for deep Foundation Under Static Axial Tensile Load* estabelece critérios para os carregamentos axiais.

A nova revisão da norma de prova de carga em fundações profundas NBR 16903/20 estabelece quatro tipos de carregamento (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2020):

- Lento (PCE);
- Rápido (PCR);
- Misto (Lento seguido de rápido) (PCM);
- Cíclico, Lento (PCCL) e Rápido (PCCR).

A norma estabelece ainda que a carga de cada estágio de carregamento deve ser mantida dentro de uma tolerância de $\pm 25\%$ do valor do incremento de carga.

Os deslocamentos são medidos com relógios comparadores calibrados posicionados sobre uma estrutura nivelada a aproximadamente 10 cm da superfície do solo, como ilustra a Figura 15 para o caso de carregamento horizontal.

De forma direta, os resultados do POT podem ser utilizados para verificar as previsões de capacidade de carga do solo de fundação. Os parâmetros do solo podem ser validados como o coeficiente de reação horizontal para métodos de cálculo que utilizam análises numéricas, proporcionando assim maior segurança nas definições do projeto executivo.

Segundo Vargas (1990), as provas de carga são um dos métodos mais confiáveis para determinação de capacidade de carga individual de estacas. As evidentes divergências entre os diferentes métodos para previsão de capacidade de carga, como relatam inúmeras literaturas, corroboram a utilização de provas de carga *in situ* em detrimento dos modelos de cálculos teóricos e semi-empíricos.

Figura 15 - Sistema de medição do deslocamento da estaca no carregamento horizontal.



Fonte: Consórcio SETA-Araxá (2020).

2.3 DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

Os projetos racionais de elementos de fundação requerem a verificação de duas condições principais: capacidade de carga necessária para absorver às solicitações impostas e níveis de deslocamentos compatíveis com o tipo de estrutura. A capacidade de carga do sistema estaca-solo é determinada na condição do estado limite último (E.L.U.), enquanto que a magnitude dos deslocamentos tolerados durante sua vida útil é determinada na condição de estado limite de serviço (E.L.S.). O não cumprimento de uma destas condições pode condicionar uma má operação da estrutura suportada e as especificações de segurança podem não ser atendidas (MILITINSKI *et al.* 2015).

2.3.1 Esforços solicitantes

As ações nas fundações são fornecidas pelos projetistas da estrutura, pois cabe a este profissional a indicação dos esforços já com coeficientes de majoração e ponderação em que a estrutura será solicitada para verificação geotécnica, segundo a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2019). Esta norma prevê classificações das ações conforme sua variabilidade no tempo em:

- a) Ações permanentes (peso próprio, sobrecarga permanente, empuxos etc.);
- b) Ações variáveis (sobrecargas variáveis, impactos, vento etc.);
- c) Ações excepcionais.

A NBR 6123/88, que aborda forças devidos ao vento em edificações, especifica procedimento de cálculo dos esforços solicitantes de ventos. Esses procedimentos podem ser utilizados para estimar as ações de vento que atuam em painéis solares fotovoltaicos. Porém, para edificações de formas, dimensões ou localização fora do comum a norma estabelece:

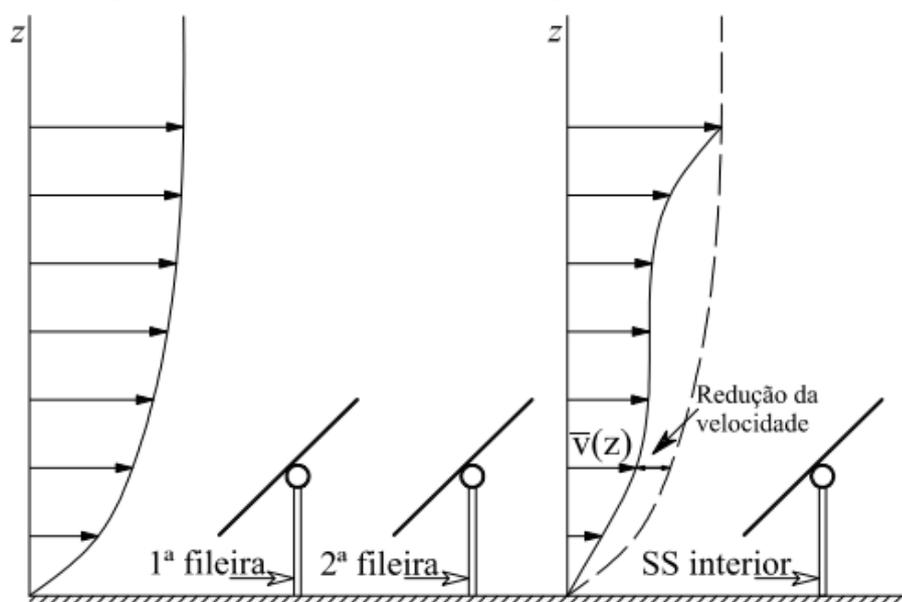
[...] estudos especiais devem ser feitos para determinar as forças atuantes do vento e seus efeitos. Resultados experimentais obtidos em túnel de vento, com simulação das principais características do vento natural, podem ser usados em substituição do recurso aos coeficientes [...] (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p.1).

Neste sentido, em decorrência de não haver uma norma específica que orienta sobre levantamento de ações de vento em estruturas diferentes das edificações, é comum simular *trackers* em túnel de vento com o intuito de medir os parâmetros necessários nas modelagens numéricas. Essas simulações são feitas conforme a operação do *tracker* na prática. Os esforços são medidos por estaca, variando a inclinação dos módulos em posição de operação ou de segurança.

A análise de *trackers* em túnel de vento deve levar em consideração a região em que a obra está inserida (rugosidade do terreno), a sua posição relativamente à dos restantes seguidores da central fotovoltaica (na periferia ou no interior da central), e as suas características aerodinâmicas (SILVA, 2013).

Segundo Silva (2013), o fluxo do vento em uma usina FV sobre a influência dos próprios *trackers* instalados. Observando uma planta solar é possível identificar que alguns *trackers* estão posicionados em linhas externas, laterais e outros cercados de *trackers* em linhas centrais. Em relação aos *trackers* de linhas centrais, ensaios em túnel de vento mostram que a pressão neles exercida é inferior às observadas nas estruturas das linhas periféricas. A autora esclarece que isto ocorre, porque os *trackers* periféricos conferem uma “proteção” ao atenuarem os efeitos das rajadas de vento. A Figura 16 ilustra esquematicamente a redução da velocidade média do vento entre as duas primeiras linhas e as fileiras internas.

Figura 16 - Redução da velocidade média do vento da periferia para o interior de uma central.



Fonte: Silva (2013).

2.3.2 Previsão da capacidade de carga axial

De acordo com Cintra e Aoki (2011), a análise de um modelo físico pode ser feita para definição da capacidade de carga em duas situações: uma estaca cravada, após o avanço de um carregamento axial de compressão, mobilizará inicialmente apenas a resistência lateral ao longo do seu fuste. Segundo os autores, a mobilização plena do atrito lateral ocorre quando os elementos forem submetidos aos deslocamentos absolutos na ordem de 5 mm a 10 mm; após a mobilização completa da resistência lateral, a resistência de ponta continua sendo mobilizada até atingir um valor máximo, que ocorre em níveis de deslocamentos de 10% e 30% do diâmetro em estacas cravadas e escavadas, respectivamente. Vale ressaltar que outros valores podem ser encontrados na literatura, dependendo do autor consultado, porém todos convergem na sinalização de que a mobilização completa da resistência lateral ocorre bem antes da mobilização completa da resistência de ponta.

A soma dos efeitos descritos por Cintra e Aoki (2010), resistência lateral mobilizada mais resistência de ponta, geralmente é considerada em estacas submetidas aos esforços axiais de compressão.

Por outro lado, quando a solicitação muda de sentido e passa a ser axial de tração, a abordagem acima não é aplicada de forma automática, como se fosse necessário apenas retirar a resistência mobilizada na ponta da estaca. Além de não haver contribuição da ponta em estacas sob esforços axiais de tração, a superfície de ruptura que se desenvolve ao arrancar essas estacas do solo é distinta da considerada quando se analisa estacas sob compressão axial. Dependendo da geometria da estaca, o efeito Poisson pode contribuir para a redução da resistência lateral de estacas sob tração axial. A NBR 6122/2019 recomenda que o eventual comportamento diferente entre atrito lateral à tração e o atrito lateral a compressão seja considerada ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2019).

Diversas metodologias de cálculos para previsão de capacidade de carga foram desenvolvidas por diferentes autores ao longo do século XX. Porém, este trabalho limita-se aos métodos comumente utilizados na prática pelos projetistas de fundações para usinas solares fotovoltaicas estudadas no Brasil.

2.3.2.1 Capacidade de carga à compressão

2.3.2.1.1 Métodos teóricos

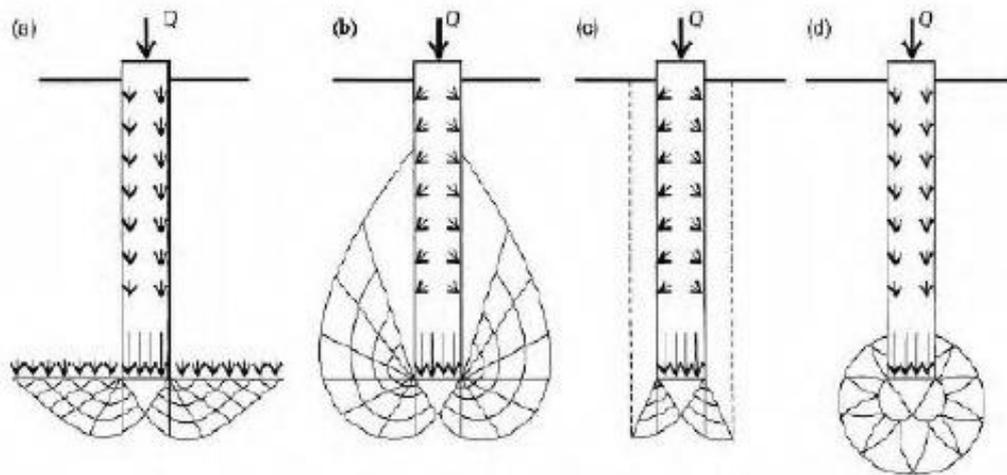
A capacidade de carga geotécnica à compressão (Q_u) é determinada por uma parcela de resistência mobilizada na ponta das estacas (Q_p) e outra de resistência mobilizada na superfície lateral (Q_l) em contato com o solo (Equação 2.3).

$$Q_u = Q_p + Q_l \quad (2.3)$$

Estas previsões podem ser baseadas em métodos racionais, que utilizam parâmetros intrínsecos do solo, tais como, coesão, ângulo de atrito, peso específico e propriedades geométricas do elemento de fundação que será utilizado para transmissão das cargas.

Através de equações diferenciais com hipóteses da superfície de ruptura (Figura 17) e utilizando a teoria da plasticidade, foi possível desenvolver diferentes expressões, com base nas diferentes soluções teóricas, para determinar a resistência de ponta de estacas.

Figura 17 - Ruptura para diversas soluções teóricas. (a) Terzaghi; (b) Meyerhof; (c) Berezantzev; (d) Vesic.



Fonte: O'Neill (2001).

A formulação teórica para resistência de ponta de fundações profundas implica, também, na inclusão de fatores de capacidade de carga. Estes fatores são funções dos

parâmetros dos solos e variam também de acordo com a literatura consultada, uma vez que a Figura 17 mostra diferentes mecanismos de ruptura propostos por diferentes autores.

Embora a resistência de ponta não seja o foco deste trabalho, é interessante pontuar uma diferença apreciável dos valores dos fatores de capacidade de carga. Por exemplo, Cintra & Aoki (2011) afirmaram que, para um ângulo de atrito da ordem de 40°, o fator de capacidade de carga Nq^* pode variar de 100 a 1000, dependendo do autor consultado. Esses autores ainda ressaltam que há limitações quanto à aplicação prática destes fatores, tendo em conta que as metodologias se separam para diferentes tipos de solos. Em razão disto, a utilização de formulações teóricas para o cálculo da capacidade de carga das fundações por estaca à compressão tem pouca aplicação.

A segunda parcela da capacidade de carga, o atrito lateral – foco deste estudo, pode ser calculada a partir da Equação 2.4. Esta equação é análoga a equação da resistência ao deslizamento de um sólido em contato com o solo, onde a é a aderência entre estaca e solo, σ_h é a tensão horizontal atuante na superfície da estaca e δ é o ângulo de atrito na interface solo-estaca.

$$\tau_{l,ult} = a + \sigma_h \cdot tg\delta \quad (2.4)$$

Os métodos semi-empíricos possibilitam a determinação da capacidade de carga com base em um conjunto de medidas indiretas de resistência do solo, obtidas em ensaios *in-situ* como o SPT, CPT (*Cone Penetration Test*) ajustadas com provas de carga estática. Destacam-se os métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978), entre outros como Alonso (1992) e Teixeira (1996).

2.3.2.1.2 Método de Aoki-Velloso (1975)

O método proposto por Aoki-Velloso (1975), segundo Cintra e Aoki (2011), foi desenvolvido a partir de uma correlação inicial com o ensaio CPT. Este ensaio fornece os parâmetros de resistência de ponta do cone (q_c) e o atrito lateral unitário da luva (f_s). Por semelhança com estacas, o método estabelece fatores de correção F1 e F2 (Tabela 5) que levam em consideração o efeito de escala entre o cone e as estacas, bem como o método executivo.

Tabela 5 - Fatores de correção F1 e F2 atualizados.

Tipo de estaca	F₁	F₂
Franki	2,50	2F ₁
Metálica	1,75	2F ₁
Pré-moldada	1+D/0,80	2F ₁
Escavada	3,00	2F ₁
Raiz, Hélice Contínua e Ômega	2,00	2F ₁

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

De acordo com a proposta do método, é possível escrever cada uma das parcelas de resistência, r_p (resistência de ponta) e r_l (resistência lateral) através dos fatores de correção propostos, conforme Equações 2.5 e 2.6, respectivamente.

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (2.5)$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad (2.6)$$

Para utilização do método quando ensaios SPT são realizados, Cintra e Aoki (2011) estabeleceram uma relação entre o valor da resistência de ponta do cone (q_c) e o índice de resistência à penetração do ensaio SPT (N_{SPT}), como mostra a Equação 2.7.

$$q_c = K \cdot N_{SPT} \quad (2.7)$$

Segundo Cintra e Aoki (2010), há uma relação diretamente proporcional entre q_c e N_{SPT} caracterizada por um coeficiente K, que é função do tipo de solo. Seguindo o mesmo raciocínio, Cintra e Aoki (2010) estabeleceram também uma relação entre o atrito lateral do cone e o N_{SPT} , levando em consideração a razão de atrito α inferida a partir do tipo de solo (Equação 2.8).

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \therefore f_s = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \quad (2.8)$$

Considerando as parcelas do atrito lateral e da resistência de ponta, é obtida a Equação 2.9 proposta por Aoki-Velloso (1975) para prever a capacidade de carga à compressão axial, utilizando os valores de N_{SPT} . Para tanto, os valores de N_{SPT} utilizados na formulação seguem a seguinte proposta: N_p compreende a média dos valores N_{SPT} calculados com base no valor da cota de apoio da estaca e nas camadas imediatamente superior e inferior do solo; Já o índice de resistência a penetração na superfície lateral da estaca, N_L é calculado a cada metro, adotando também valores médios das camadas analisadas. Para a utilização deste método, recomenda-se considerar valores do índice de resistência a penetração menores ou iguais a 50.

$$R = \frac{K \cdot N_p}{F_1} \cdot A_p + \frac{U}{F_2} \cdot \sum_1^n (\alpha \cdot K \cdot N_L \cdot \Delta_L) \quad (2.9)$$

Os coeficientes K e α podem ser obtidos pela Tabela 6.

Tabela 6 - Coeficiente K e razão de atrito α .

Tipo de Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilosiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenosiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki-Velloso (1975) *apud* Cintra e Aoki (2010).

De acordo com Hachich *et al.* (1998), o método de Aoki-Velloso exige uma caracterização muito adequada do solo, o que implica na possibilidade de valores de K diferentes a depender do modo de classificação do solo.

Laprovitera (1988) e Benegas (1993) em suas dissertações de mestrado realizadas no Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE-UFRJ), realizaram avaliações do método de Aoki-Velloso a partir de provas de carga em estacas de um banco de dados com resultados compilados pela COPPE-UFRJ. Laprovitera (1988) complementou, por interpolação, os valores de K e α , além dos já modificados por Danziger (1982), conforme mostra a Tabela 7.

Os trabalhos de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) também apresentam fatores F1 e F2 modificados em relação ao trabalho original de Aoki-Velloso.

Tabela 7 - Coeficiente K e razão de atrito α proposto por Laprovitera (1988).

Tipo de Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	0,60	1,4
Areia siltosa	0,53	1,9
Areia siltoargilosa	0,53	2,4
Areia argilosa	0,53	3,0
Areia argilosiltosa	0,53	2,8
Silte	0,48	3,0
Silte arenoso	0,48	3,0
Silte arenoargiloso	0,38	3,0
Silte argiloso	0,30	3,4
Silte argiloarenoso	0,38	3,0
Argila	0,25	6,0
Argila arenosa	0,48	4,0
Argila arenosiltosa	0,30	4,5
Argila siltosa	0,25	5,5
Argila siltoarenosa	0,30	5,0

Fonte: Laprovitera (1988).

Tabela 8 - Fatores de correção F1 e F2 propostos por Laprovitera (1988).

Tipo de estaca	F₁	F₂
Franki	2,5	3,0
Metálica	2,4	3,4
Pré-moldada	2,0	3,5
Escavada	4,5	4,5

Fonte: Laprovitera (1988) *apud* Benegas (1993); Cinta e Aoki (2010).

2.3.2.1.3 Método de Décourt – Quaresma (1978)

Semelhante ao método de Aoki-Velloso (1975), o método de Décourt-Quaresma (1978) considera as duas parcelas de resistências para o cálculo da capacidade de carga à compressão, entretanto, calcula as tensões resistentes que atuam na lateral da estaca (r_L) de maneira diferente, Equação 2.10. Neste caso, são adotados limites do índice de resistência à penetração de $N_L \geq 3$ e $N_L \leq 50$ (CINTRA E AOKI, 2010).

$$r_L = 10 \cdot \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (2.10)$$

A tensão resistente na ponta da estaca é calculada através da Equação 2.11 e incorpora um coeficiente característico do solo (C), expresso na Tabela 9. Segundo Cintra e Aoki (2010), o coeficiente característico foi ajustado por meio de 41 provas de carga realizadas em estacas de concreto.

$$r_p = C \cdot N_p \quad (2.11)$$

Tabela 9 - Coeficiente característico do solo C.

Tipo de Solo	C (kPa)
Argila	120
Silte argiloso	200
Silte arenoso	250
Areia	400

Fonte: Décourt e Quaresma (1978) *apud* Cintra e Aoki (2010).

Análogo aos fatores de correção propostos por Aoki-Velloso (1975), Décourt (1996) propôs os fatores α e β para as parcelas de resistência de ponta e lateral, respectivamente. As Tabelas 10 e 11 apresentam os valores de α e β em função do tipo de solo e do tipo de estaca, sendo que para estacas do tipo Franki, Metálica e Pré-moldada, os fatores α e β são iguais a 1.

Tabela 10 - Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Tipo de solo	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argila	0,85	0,85	0,30	0,85	1,0
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30	0,60	1,0
Areias	0,50	0,50	0,30	0,50	1,0

Fonte: Décourt-Quaresma (1978) *Apud* Cintra e Aoki (2010).

Tabela 11 - Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Tipo de solo	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argila	0,80	0,90	1,0	1,5	3,0
Solos intermediários	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areias	0,50	0,60	1,0	1,5	3,0

Fonte: Décourt-Quaresma (1978) *Apud* Cintra e Aoki (2010).

Deste modo, a Equação 2.12 expressa a capacidade de carga à compressão pelo método de Décourt-Quaresma (1978).

$$R = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot 10 \cdot \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \cdot N_L \cdot \Delta_L \quad (2.12)$$

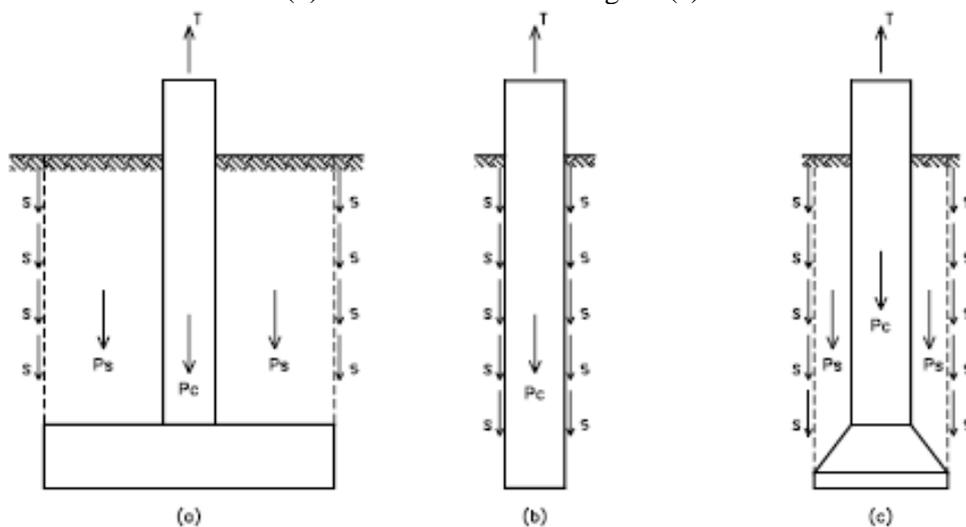
2.3.2.2 Capacidade de carga à tração

A capacidade de carga à tração (ao arranque) de fundações tem um papel fundamental nas análises do dimensionamento geotécnico das soluções para plantas solares. As estruturas utilizadas nestas plantas são relativamente leves e a atuação intensa de ventos tenta levantar os módulos fotovoltaicos, gerando assim esforços de tração na estaca.

Danziger (1983) relatou que embora já houvesse em publicações internacionais, desde a década de 10 no século XX, um método relacionado à capacidade de carga das fundações submetidas ao esforço de tração, o primeiro método teórico baseado nas práticas da Mecânica dos Solos só foi publicado em 1961, por Balla a partir da observação de superfícies de ruptura em modelos reduzidos.

Danziger (1983) trouxe em seu trabalho detalhes sobre diversos métodos, dentre os quais, cita-se primeiramente o método do cone ou tronco de cone que, segundo o autor, é considerado de resultados poucos confiáveis, pois leva em consideração a soma do peso da fundação e peso do solo contido num tronco de cone. Além deste, é reportado também no trabalho o método do cilindro de atrito (Figura 18) e o de Balla (1961) - considerados mais avançados e precisos. Estes métodos levam em consideração, não só os pesos da fundação e do solo contido na superfície de ruptura, mas também a resistência cisalhante na superfície de ruptura. Salienta-se que o método de Balla (1961) inclui o conceito de profundidade crítica.

Figura 18 - Método do cilindro de atrito, no caso de sapata (a), tubulão sem base alargada ou estaca (b) e tubulão com base alargada (c).



Fonte: Danzinger (1983).

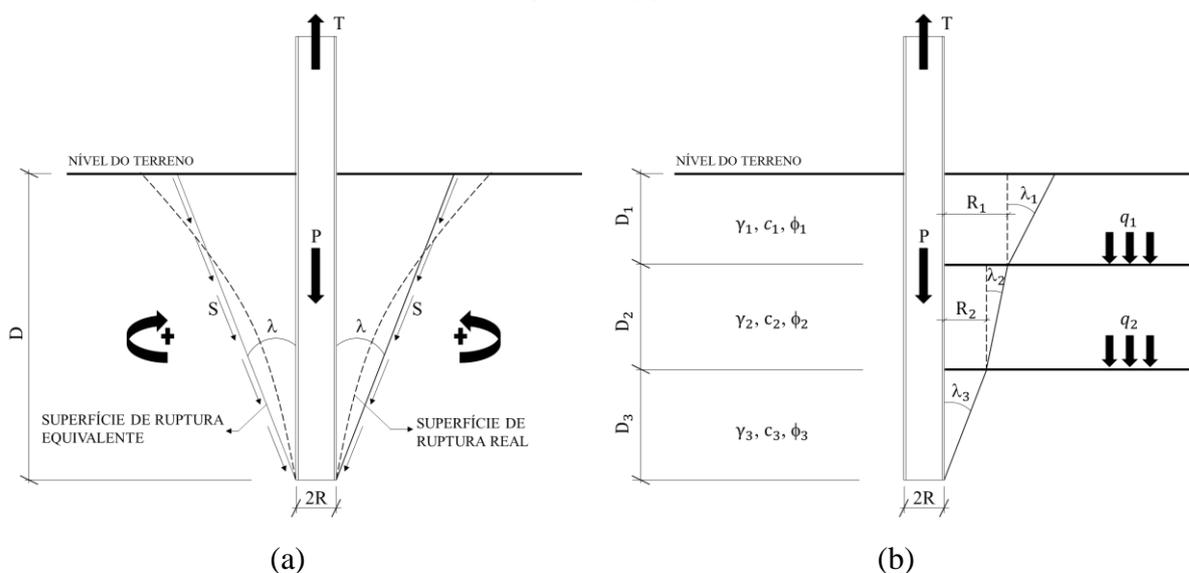
Para análise da capacidade de carga à tração, será utilizado neste trabalho o método de Grenoble abordado a seguir.

2.3.2.2.1 Método de Grenoble

O Método de Grenoble foi desenvolvido na Universidade de Grenoble na França e contou com o apoio e a colaboração da E.D.F. – Electricité de France. Este método, segundo Danziger (1983). Danziger (1983) ainda explica que este método é extremamente abrangente e envolve praticamente todos os tipos de fundações normalmente executados. A sua concepção é fruto de muitos ensaios em modelos reduzidos com as hipóteses que levam em consideração estudos do estado de equilíbrio limite. A validação do método foi feita através de provas de carga realizadas em escala real por uma série de instituições de países membros da C.I.G.R.Ê. (Conférence Internationale des Grands Réseaux Électrique à Haute Tension).

O método de cálculo aproximado para casos de estacas cilíndricas em solo homogêneo considera que há uma zona de solo junto a estaca que, também, oferece resistência ao arranque. Esta zona foi aproximada de diversas formas de curvas: arco de círculo, arco de espiral logarítmica e segmento de reta, sendo esta última a que gerou resultados mais interessantes. A Figura 19(a) ilustra a representação da superfície de ruptura e a localização dos parâmetros para um solo homogêneo. Nos casos onde o comprimento da estaca atravessa diferentes camadas de solo, o cálculo da capacidade de carga à tração é feito considerando a resistência de cada camada isoladamente, como ilustra a Figura 19(b).

Figura 19 - Modelo de ruptura ao arranque pelo Método de Grenoble (a) Solo uniforme (b) Solo estratificado.



Fonte: Consoli, (2012) (adaptado pelo autor).

Portanto, a capacidade de carga ao arranque no método de Grenoble é obtida pela soma da resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da superfície de ruptura, do peso da fundação, do peso de solo solidário à estaca e da sobrecarga na superfície quando existir, formando assim a Equação 2.13.

$$Pu = Al. [C. M_C + \gamma. L(M_\phi + M_\gamma) + q. M_q] + W \quad (2.13)$$

onde: Pu - carga última não majorada (capacidade de carga à tração);

Al - área lateral da estaca;

C - coesão;

γ - peso específico;

L - comprimento de cravação;

q - sobrecarga uniforme, infinitamente extensa, atuante na superfície do terreno;

W - peso do elemento de fundação;

$M_C, (M_\phi + M_\gamma), M_q$ - coeficientes de capacidade de carga à tração.

Os coeficientes $M_C, (M_\phi + M_\gamma)$ e M_q são dependentes do ângulo λ de abertura da superfície de ruptura, do ângulo de atrito interno do solo ϕ e da relação L/R denominada (profundidade relativa). Danziger (1983) afirma que experiências acumuladas indicaram que, independentemente do tipo de solo, o ângulo de abertura assume valores próximos a $-\phi/8$. Sendo que o sinal negativo é adotado meramente para a convenção. O efeito de sobrecarga das camadas superiores nas camadas mais profundas é considerado através do coeficiente M_q .

Além disso, para o caso de estacas prismáticas, são utilizadas as mesmas expressões e coeficientes definidos anteriormente. Neste caso, considera-se um raio equivalente R_e que resulte no mesmo perímetro da estaca prismática, como mostrada na Equação 2.14 para solos homogêneos, permitindo o cálculo, também, para solos estratificados onde o raio equivalente solo-estaca pode ser determinado através da Equação 2.15 para as camadas superiores a camada mais inferior analisada.

$$R_{eq} = \frac{p}{2\pi} \quad (2.14)$$

$$R_{eq(solo-estaca)} = R_i = R_{(i-1)} + D_{(i-1)}tg(\lambda_{i-1}) \quad (2.15)$$

O peso das estacas equivalentes no caso de solos estratificados pode ser calculado através da Equação 2.16.

$$W_i = \pi(R_i^2 - R_{(i-n)}^2)\gamma_i D_i + W_e D_i \quad (2.16)$$

onde, W_i = peso da estaca equivalente de uma camada;

W_e = peso submerso ou não submerso do elemento de fundação.

As sobrecargas são calculadas levando em consideração o peso da camada imediatamente superior e qualquer outra carga externa aplicada na superfície do terreno.

Os coeficientes de capacidade de carga à tração podem ser retirados de tabelas ou calculados por meio das equações 2.17 a 2.23, apresentadas no Anexo D.

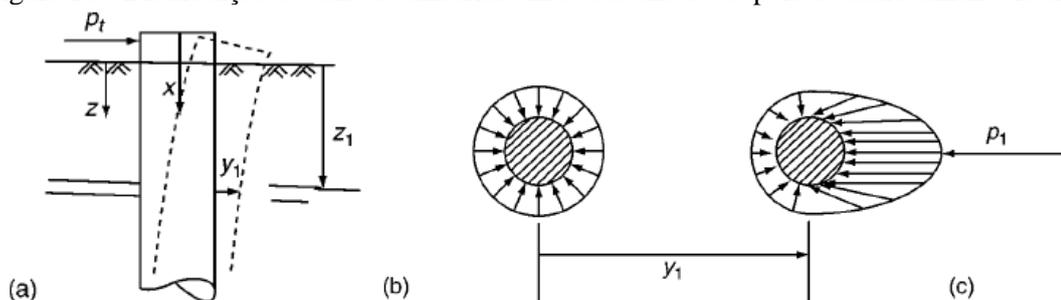
2.3.3 Previsão da capacidade de carga lateral

A análise de segurança necessária às estacas carregadas horizontalmente se dá através da avaliação dos deslocamentos, de rotações e dos esforços gerados na estaca. Na literatura, é possível encontrar diversos estudos experimentais e teóricos sobre estacas carregadas horizontalmente. Os mais difundidos foram desenvolvidos por Matlock e Reese (1960); Hansen (1961); Broms (1964a, 1964b); Poulos e Davis (1980).

2.3.3.1 Mecanismos de interação e de ruptura

O deslocamento horizontal da estaca na mesma direção e sentido da força aplicada mobiliza tensões numa parcela do solo em contato com a superfície frontal da estaca, enquanto gera um alívio de tensões na parte posterior (oposta ao sentido da força aplicada), como mostra a Figura 20. Esta mobilização de tensão é compreendida como a resposta do solo ao carregamento. Assim, o módulo de reação do solo é definido como a resistência do solo em um ponto da estaca dividido pela deflexão da estaca nesse ponto (REESE E VAN IMPE, 2010).

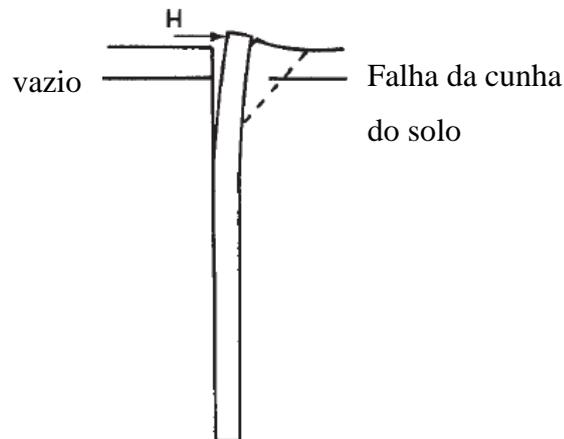
Figura 20 - Distribuição de tensões unitárias em estaca antes e depois de deslocamento lateral.



Fonte: Reese & Van Impe (2010).

Segundo Fleming *et al.* (2009), quando a magnitude da carga aplicada alcançar a resistência do solo, chegará um momento em que o solo descolar-se-á da parte posterior da estaca, abrindo assim um vazio, enquanto que a massa do solo a frente da estaca romperá por um mecanismo de cunha (Figura 21).

Figura 21 - Deformação da estaca sob carregamento horizontal.



Fonte: Fleming *et al* (2009) (adaptado pelo autor).

Segundo Broms (1964b), o mecanismo de ruptura de uma estaca carregada lateralmente depende da rigidez da estaca - rígida ou flexível. De forma geral, estacas curtas comportam-se como corpo rígido e estacas longas como corpo flexível. Como o mecanismo de ruptura varia de acordo com a relação entre rigidezes da estaca e do solo, Broms (1964b) determinou condições para caracterizar estacas como curtas ou longas através da profundidade de embutimento, representados a seguir:

βL – para solos não coesivos

ηL – para solos coesivos

Para a determinação dos coeficientes β e η são utilizadas as Equações 2.24 e 2.25.

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kD}{4EI}} \quad (2.24)$$

$$\eta = \sqrt[5]{\frac{n_h}{EI}} \quad (2.25)$$

onde: k - coeficiente de reação horizontal do solo;

D - diâmetro ou lado da estaca em contato com o solo;

n_h - constante de reação horizontal do solo;

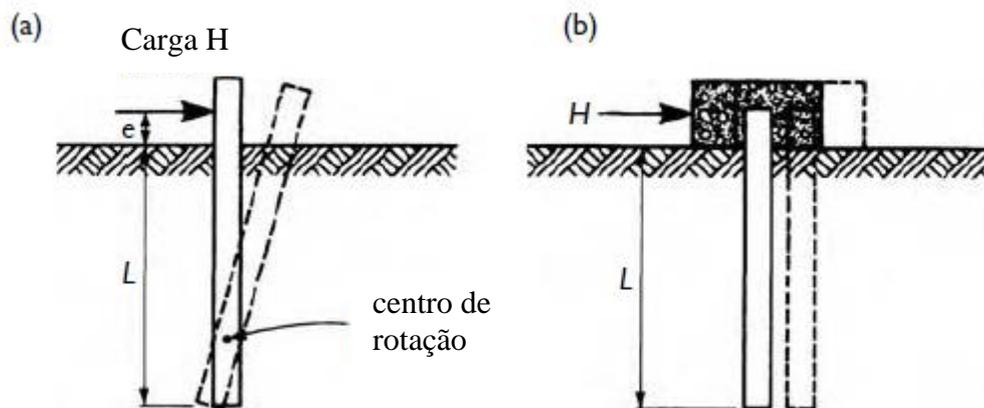
E - módulo de elasticidade da estaca;

I - momento de inércia no sentido de aplicação da carga horizontal.

Broms (1964b) estabelece que estacas instaladas em solos não coesivos comportarão como curtas quando ηL é menor que aproximadamente 2 e como longas quando ηL for maior ou igual a 4. O autor relata que para o primeiro caso, estacas curtas, um aumento no comprimento da estaca diminui as deflexões laterais e um aumento da rigidez da estaca não influi no deslocamento. Comportamentos opostos ocorrem em estacas consideradas longas.

O topo de uma estaca carregada horizontalmente pode encontrar-se em duas situações - livre ou restringida. No caso de uma estaca curta rígida de topo livre, Tomlinson e Woodward (2008) afirmam que o carregamento no topo da estaca é inicialmente resistido pelo solo superficial. Para menores carregamentos, o solo se comprime elasticamente, sendo o movimento suficiente para gerar tensão no solo a uma maior profundidade. À medida que aumenta o carregamento, o solo se plastifica e transfere sua carga para maiores profundidades. Assim, o sistema solo-estaca irá romper, girando-se, quando a força aplicada excede a resistência passiva do solo na cabeça e nos pés (Figura 22 (a)). Uma estaca curta com topo restringido irá falhar por translação uma vez que o vínculo confere maior rigidez entre a fundação e a superestrutura (Figura 22 (b)).

Figura 22 - Estaca curta sob carregamento horizontal. Topo livre (a) Topo restringido (b).

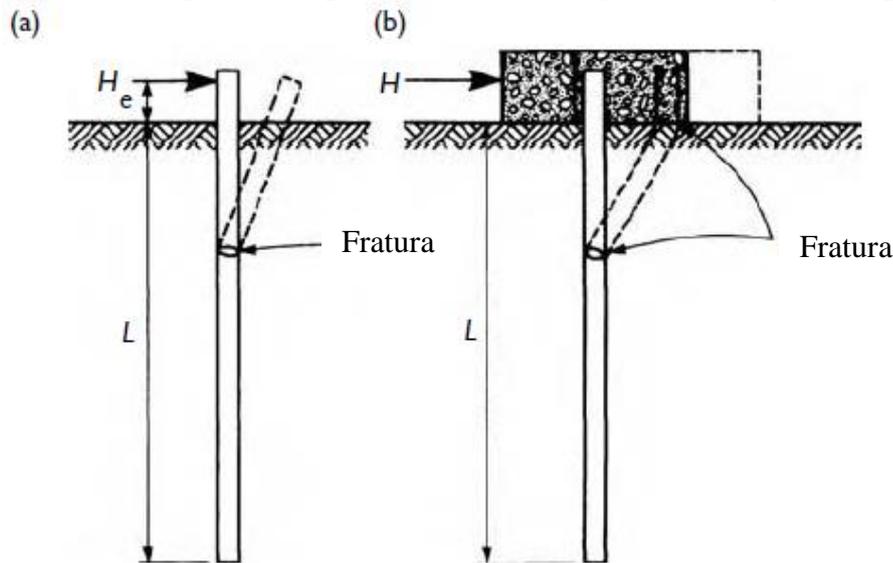


Fonte: Tomlinson e Woodward (2008) (adaptado pelo autor).

De acordo com Tomlinson e Woodward (2008), o mecanismo de ruptura no caso das estacas longas é diferente. Nas estacas longas de topo livre, a resistência passiva em maiores profundidades pode ser considerada infinita, logo, a rotação não pode ocorrer. Assim, num determinado estágio de carregamento, a estaca rompe quando é alcançado o máximo momento fletor, como mostra a Figura 23 (a). Nas estacas longas de topo restringido, além da situação

mencionada nas estacas longas de topo livre, a ruptura pode ocorrer também logo abaixo do bloco de ligação (Figura 23 (b)).

Figura 23 - Estaca longa sob carregamento horizontal. Topo livre (a) Topo restringido (b).



Fonte: Tomlinson e Woodward (2008) (adaptado pelo autor).

Para estacas cravadas em areias, Broms (1964b) esclarece que maior parte das deflexões totais ocorre no momento do carregamento. Após a pequena magnitude inicial do deslocamento, pode ocorrer depois mais deslocamentos devido à fluência e reorganização das partículas do solo. Contudo, em areias fofas, pode haver aumento substancial de deslocamento horizontal devido às ações das cargas estáticas e cíclicas/dinâmicas (vibrações).

2.3.3.2 Reação do solo

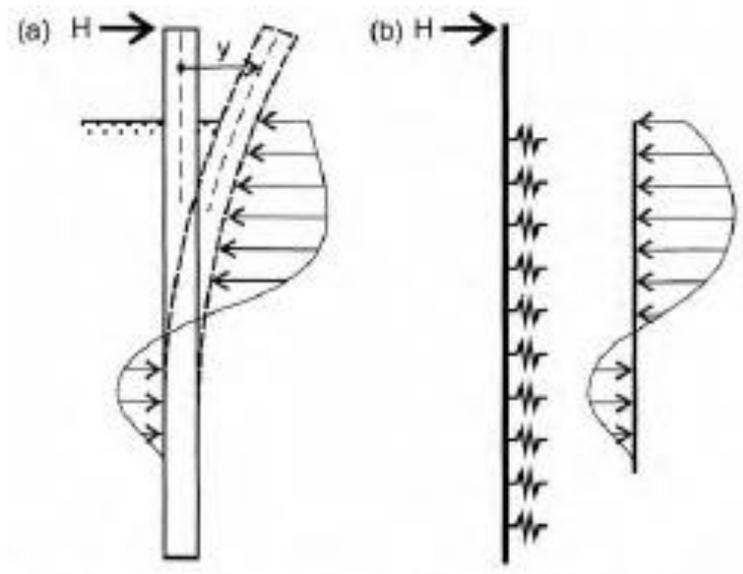
A magnitude de deslocamento horizontal no sentido de aplicação da carga é um fator importante no dimensionamento de estacas carregadas horizontalmente, considerando o estado limite de serviço (E.L.S.). Entretanto, sabe-se que a resposta do solo ao carregamento horizontal depende da natureza do solo, do nível e do tipo de solicitação (estática, cíclica, etc.), além da forma e dimensão da estaca (VELLOSO & LOPES, 2010). Neste sentido, diversos métodos foram desenvolvidos para estimar os deslocamentos horizontais e esforços internos da estaca. Nesses métodos, o solo pode ser representado através de dois modelos diferentes: Winkler e

meio contínuo. Winkler refere-se à substituição do solo por um conjunto de molas elásticas. Na hipótese de meio contínuo, solo e estaca são modelados como se fossem um meio contínuo elástico (VELLOSO & LOPES, 2010). Neste último caso, a estaca e o solo podem ser representados em softwares de elementos finitos, por exemplo. O método de Winkler será descrito brevemente na sequência.

2.3.3.2.1 Hipótese de Winkler

A hipótese de Winkler consiste na substituição do solo por um conjunto de molas horizontais, independentes entre si, conforme mostra a Figura 24 (b).

Figura 24 - Estaca submetida a uma força transversal: reação do solo (a) real e (b) modelada pela hipótese de Winkler.



Fonte: Velloso e Lopes (2010) p.334.

Segundo Velloso e Lopes (2010), a resultante das tensões geradas no solo pelo carregamento da estaca atua à frente da estaca numa faixa de largura igual ao diâmetro ou largura da estaca. Os autores afirmam que a Equação 2.26 pode ser obtido através da hipótese de Winkler.

$$p = k_h y \quad (2.26)$$

onde: p - tensão normal atuando na frente da estaca em uma faixa de largura B ;

k_h - coeficiente de reação horizontal;

y - deslocamento no sentido de aplicação da carga;

De acordo com Terzaghi (1955), antes da atuação de qualquer força horizontal na massa do solo, o terreno exerce, em qualquer ponto da superfície lateral de uma estaca, uma pressão (P_0) relacionada ao empuxo em repouso (no caso de estacas escavadas) ou maior (no caso de estacas cravadas). Se a estaca for deslocada para frente, a pressão na face posterior diminui a um valor bem pequeno. Em consequência do efeito de arco que se desenvolve, esse valor é menor que o correspondente ao empuxo em repouso e poderá ser desprezado. O autor complementa que ao mesmo tempo, e sob efeito do mesmo deslocamento horizontal, a pressão (P_p) na face frontal cresce do seu valor inicial para um valor (P_0') maior que o empuxo em repouso (P_0). Sendo que o deslocamento lateral (y_0) necessário para mobilizar essa variação é pequeno, também, poderá ser desprezado ($y_0 = 0$). Com base nessas observações, a pressão (P_p) na face frontal da estaca devido a um acréscimo de deslocamento (y) para frente, e utilizando a hipótese de Winkler, pode ser escrito com base na Equação 2.27.

$$P_p = P_0' + P = P_0' + k_h y \quad (2.27)$$

O coeficiente de reação horizontal pode, dependendo das características de deformação do terreno, ser constante como ocorre nos solos coesivos (argilas pré-adensadas) ou variar com a profundidade em solos não coesivos (areias e argilas normalmente adensadas) (TERZAGHI, 1955). Neste último caso, o coeficiente de reação do solo pode ser escrito, através da Equação 2.28, utilizando a constante de reação horizontal do solo (n_h) e uma relação entre a profundidade (z) e o diâmetro ou a largura da estaca (B).

$$k_h = n_h \frac{z}{B} \quad (2.28)$$

A equação apresentada por Terzaghi (1955) assume que o deslocamento é calculado levando em consideração as pressões que atuam em uma região lateral homogênea de extensão igual a $3B$. Portanto, os deslocamentos da estaca não são influenciados pelo solo a uma distância

maior que 3 vezes o seu diâmetro ou lado. Esta consideração é importante ao avaliar a aplicação do método e o contexto onde as estacas estão inseridas, como por exemplo, a distância de estacas em relação à crista de taludes de aterros, sendo necessário reavaliar o método.

Para a determinação do módulo de reação horizontal do solo, podem ser utilizados os seguintes métodos, onde os dois primeiros fornecem curva p-y.

- Prova de carga sobre estacas em escala natural;
- Ensaaios de placa;
- Correlações empíricas com outras propriedades do solo.

Terzaghi (1955), a partir do módulo de elasticidade, definiu uma correlação para areias através da Equação 2.29 para o cálculo da constante de reação horizontal em função do peso específico do solo (γ) e do coeficiente A, que depende da densidade relativa das areias.

$$n_h = \frac{A\gamma}{1,35} \quad (2.29)$$

Os valores de A variam de (100-300·10³ kN/m³) para areias fofas a até (1000-2000·10³ kN/m³) para areias compactas. Em Leoni (201-) apud Christan (2012) pode ser encontrado uma correlação (Equação 2.30) entre A e o N_{SPT} .

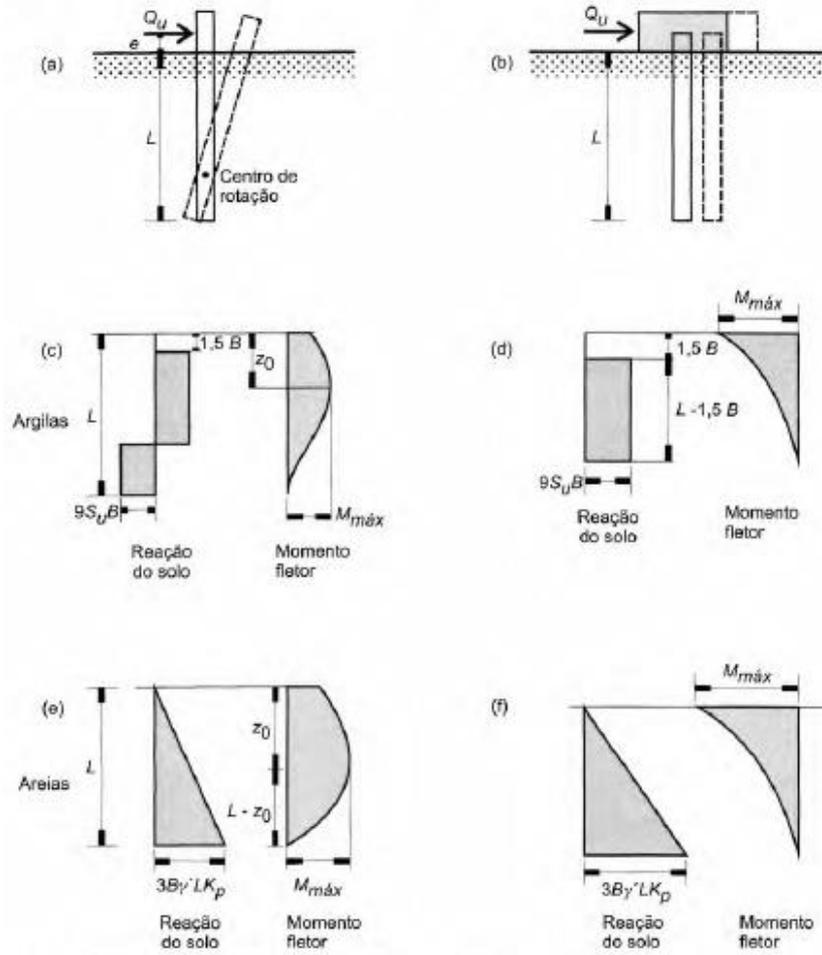
$$A = \left(\frac{N_{SPT}}{1,35 + 0,015N_{SPT}} \right)^2 + 80 \quad (2.30)$$

2.3.3.3 Método de Broms (1964b)

De acordo com Velloso e Lopes (2010), Broms (1965) resumiu as conclusões dos seus dois estudos anteriores desenvolvidos para diferentes condições de estacas submetidas à carregamento horizontal em argilas na condição não drenada (1964a) e em areias (1964b).

A partir das definições de Broms, Velloso e Lopes (2010) apresentaram diagramas de reação do solo e momento fletor para os casos de estacas curtas (Figura 25) e estacas longas (Figura 26), restringidas e com topo livre em solos coesivos e não coesivos.

Figura 25 - Mecanismos de Ruptura, distribuição de pressões e diagrama de momentos fletores para estacas curtas.

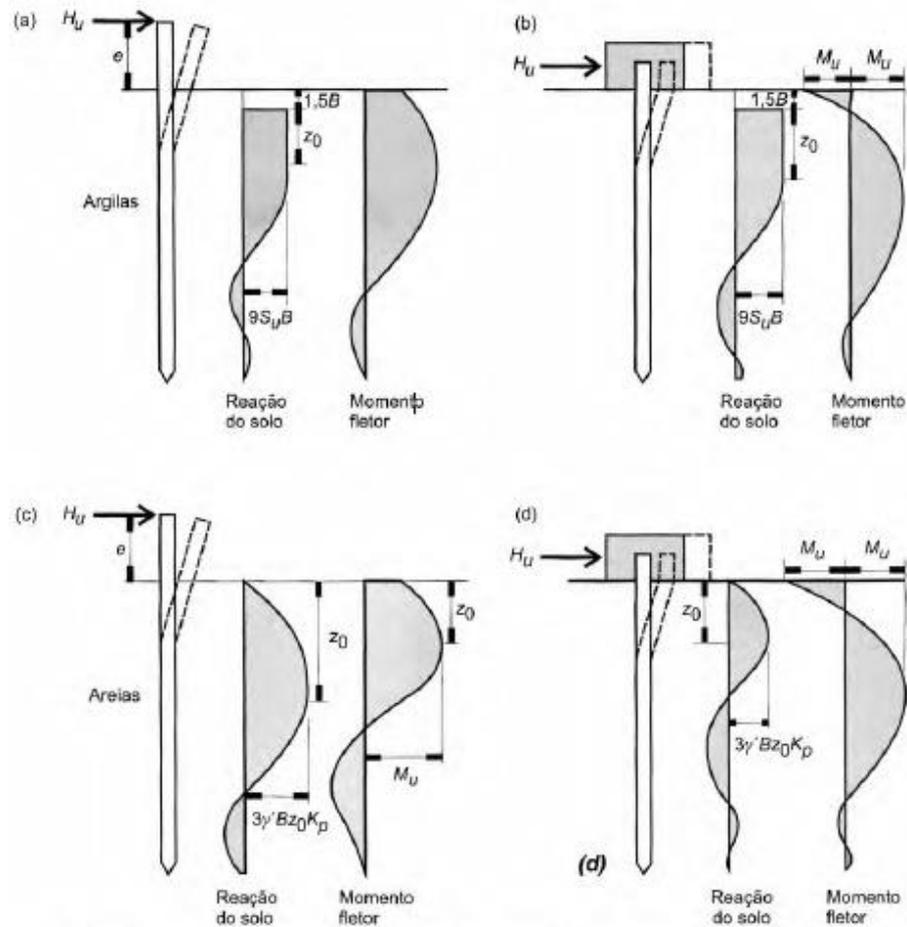


Fonte: Velloso e Lopes (2010) p.369.

Os autores complementam a exposição com as conclusões de Broms, sendo que o autor do método conclui para o caso de estacas metálicas:

Estacas de aço tem capacidade de rotação suficiente para produzir completa redistribuição de rotação e despertar o empuxo passivo acima da rótula plástica [...] ou acima do centro de rotação [...]. No caso de estacas tubulares, cumpre evitar a flambagem local, o que pode ser conseguido, enchendo-as com areia ou concreto. (VELLOSO & LOPES, 2010, p.371)

Figura 26 - Mecanismos de Ruptura, distribuição de pressões e diagrama de momentos fletores para estacas longas.



Fonte: Velloso e Lopes (2010) p.370.

2.3.3.3.1 Previsão da carga de ruptura

Os métodos baseados na carga de ruptura partem de equações de equilíbrio. Para isso, as cargas horizontais correspondem a própria carga horizontal que perturba o sistema e as reações mobilizadas lateralmente no solo. Entretanto, as condições de ruptura do sistema estaca-solo influenciam na equação e nas condições de contorno consideradas.

A Equação 2.31 proposta por Broms (1964b) define a capacidade de carga lateral última de estacas curtas de topo livre em solos não coesivos.

$$H_u = \frac{0,5\gamma BL^3 K_p}{e + L} \quad (2.31)$$

onde: γ = peso específico do solo

B = dimensão transversal da estaca que pressiona o solo;

L = comprimento cravado da estaca;

e = excentricidade (altura de aplicação da carga a partir da superfície do solo);

e $K_p = \frac{1+\text{sen}\phi'}{1-\text{sen}\phi'}$ coeficiente de empuxo passivo;

Poulos e Davis (1980), a partir da teoria de Broms, simplificaram a equação do momento fletor máximo (Equação 2.32) da estaca que ocorre a uma distância f (Equação 2.33) da superfície, quando o esforço cortante é igual a zero.

$$M_{\text{máx}} = H_u \left(e + \frac{2}{3} f \right) \quad (2.32)$$

$$f = \sqrt{\frac{2H_u}{3\gamma BK_p}} \quad (2.33)$$

2.3.3.3.2 Previsão de deslocamento

Maiores detalhes sobre expressões propostas para o cálculo de deflexões horizontais em estacas submetidas às cargas de trabalho podem ser encontrados em Broms (1964b). Segundo o autor, é possível determinar o deslocamento horizontal na superfície do solo (y_0) através das Equações 2.34 e 2.35 para estacas curtas de topo livre e restringido, respectivamente. A solução para estacas longas e demais considerações podem ser consultadas em Broms (1964b).

$$y_0 = \frac{18H \left(1 + 1,33 \frac{e}{L} \right)}{L^2 n_h} \quad (2.34)$$

$$y_0 = \frac{2H}{L^2 n_h} \quad (2.35)$$

onde: e = excentricidade

H = carga horizontal no topo da estaca

L = comprimento cravado da estaca

n_h = constante de reação horizontal do solo

As observações do Broms (1964b) reforçam que as equações propostas para previsão dos deslocamentos a nível da superfície do solo (Equações 2.34 e 2.35) não são válidas para estacas com comprimentos (L) menores que 4 vezes o diâmetro da estaca (B). Além desse aspecto, vale citar outra observação relacionada aos grupos de estacas curtas em areias de densidade relativa média, que mostra a duplicação do deslocamento horizontal após aplicação de 40 ciclos de carga. Nessa condição, houve uma redução de 1/3 do valor de coeficiente de reação do solo. Em consequência disto, os autores enfatizam a pertinência de considerar uma redução de 1/4 do valor de coeficiente de reação horizontal de solos com densidades relativas baixas uma vez que é esperado maiores ciclos para alcançar um deslocamento máximo. Para solos com altos valores de densidade relativa, os autores recomendam uma redução de 1/2 do valor de coeficiente de reação horizontal de solos, tendo em conta que é esperado menor número de ciclos para atingir o mesmo efeito.

A Tabela 12 apresenta os coeficientes de reação horizontal utilizados por Broms (1964b).

Tabela 12 - Constante de reação do solo para areias.

Densidade Relativa	Constante de reação do solo n_h (kN/m ³)		
	Baixa	Média	Alta
A cima do N.A.	2.472,03	7.416,09	19.776,25
Abaixo do N.A.	1.412,59	2.472,03	12.007,01

Fonte: Terzaghi (1955) *apud* Broms (1964b) (adaptado pelo autor).

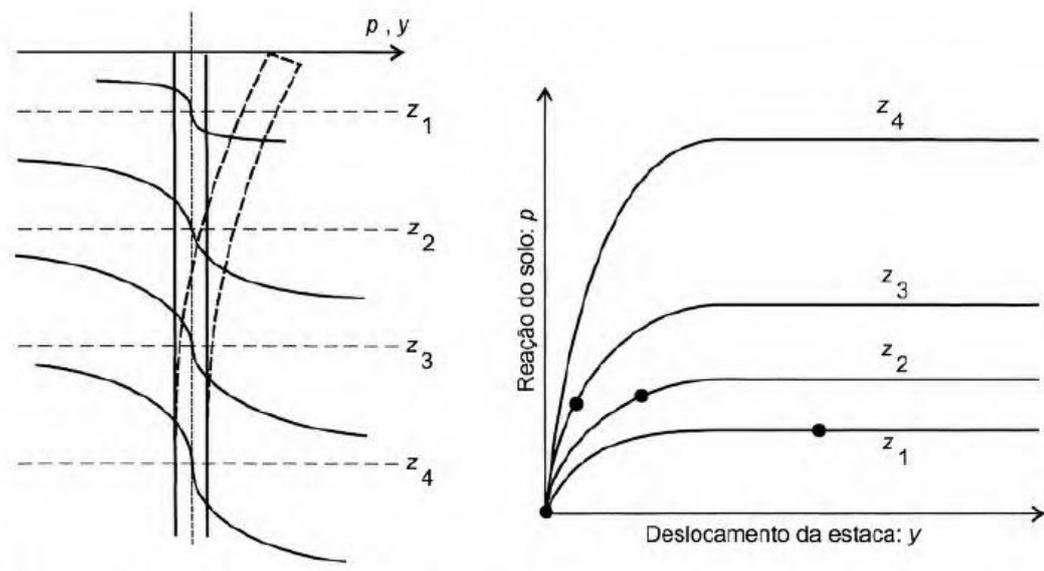
Para fins de comparação em prática, vale ressaltar que Broms (1964b) comparou um conjunto de valores de deslocamentos horizontais medidos nas provas de carga com os valores previstos através do seu método. A comparação mostrou que os valores de deslocamentos horizontais calculados foram, em sua maioria, superiores aos valores medidos nas provas de carga.

2.3.3.4 Curvas p-y

As provas de carga horizontais realizadas em estacas fornecem geralmente curvas denominadas p-y. Essas curvas são de extrema importância na previsão do comportamento de das fundações, uma vez que permitem obter parâmetros de deformação do solo e carga de projeto, além de permitir uma melhor análise dos dois critérios essenciais estabelecidos no dimensionamento de fundações: carga de ruptura e deslocamentos toleráveis.

Como ressaltaram Velloso e Lopes (2010), as curvas p-y representam uma condição de carregamento do solo até o estado de ruptura, com o intuito de verificar todas as possibilidades de esgotar a resistência passiva do solo, nos casos em que o solo é representado por molas de Winkler não-lineares. Os autores afirmaram ainda que as curvas p-y permitem considerar diferentes níveis de mobilização da resistência do solo em função do deslocamento horizontal da estaca em diferentes profundidades, processo ilustrado na Figura 27.

Figura 27 - Curvas p-y para cada camada de solo e mobilização de resistência lateral em função do deslocamento sofrido pela estaca.



Fonte: Velloso e Lopes (2010) p.386.

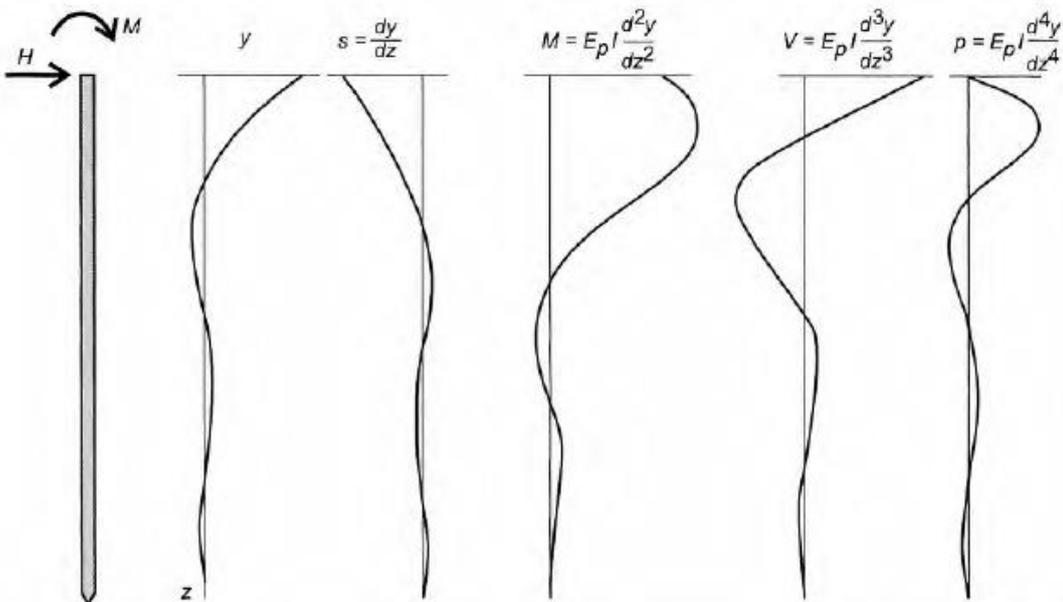
Velloso e Lopes (2010) apresentam soluções para as situações de estacas carregadas lateralmente em solos não coesivos por diferentes autores como Miche (1930) e Matlock e Reese (1956; 1960 e 1961).

Inicialmente, Miche (1930) utilizou a teoria do coeficiente de reação do solo para definir o comprimento característico ou rigidez relativa estaca-solo (T), segundo a Equação 2.36 de modo a desenvolver os diagramas de reação, deslocamento, momento fletor e cortante da estaca.

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I}{n_h}} \quad (2.36)$$

A contribuição do Matlock e Reese (1961) consiste na resolução do problema através de diferentes leis de variação do coeficiente de reação horizontal. Dessa contribuição, surgiram equações diferenciais mostradas na Figura 28 para determinar os diagramas da estaca, considerando uma estaca de comprimento L , diâmetro ou largura B , rigidez a flexão $E_p I$ (VELLOSO E LOPES, 2010).

Figura 28 - Estaca vertical, topo livre, submetida a uma força horizontal e a um momento, ambos no topo da estaca e superfície do terreno.



Fonte: Velloso e Lopes (2010) p.394.

Com base nestas leis de variação do coeficiente de reação, é possível notar que o deslocamento (y) é função do comprimento da estaca na profundidade de análise (z), da rigidez relativa estaca-solo (T), do coeficiente de reação horizontal do solo (k_h), da rigidez da estaca ($E_p I$), da força horizontal e momento aplicados.

Coefficientes apresentados nas Equações 2.37 a 2.41 foram desenvolvidos a partir da consideração acima, considerando que cada solicitação gera um deslocamento e posteriormente, através de superposição dos efeitos, o deslocamento total será obtido pela soma do deslocamento devido à força horizontal e ao momento:

Coefficiente de profundidade:

$$Z = \frac{z}{T} \quad (2.37)$$

Coefficiente de profundidade máxima:

$$Z_{m\acute{a}x} = \frac{L}{T} \quad (2.38)$$

Função coeficiente de reação do solo:

$$\phi(Z) = \frac{k_h T^4}{E_p I} \quad (2.39)$$

Coefficiente de deslocamento referente a força horizontal:

$$A_y = \frac{y_A E_p I}{H_t T^3} \quad (2.40)$$

Coefficiente de deslocamento referente ao momento:

$$B_y = \frac{y_A E_p I}{M_t T^2} \quad (2.41)$$

Após a definição dos coeficientes, as expressões necessárias para elaborar os diagramas podem ser apresentadas de acordo com as Equações 2.42 a 2.46.

Deslocamento:

$$y = \left[\frac{H_t T^3}{E_p I} \right] A_y + \left[\frac{M_t T^2}{E_p I} \right] B_y \quad (2.42)$$

Rotação:

$$s = s_A + s_B = \left[\frac{H_t T^2}{E_p I} \right] A_s + \left[\frac{M_t T}{E_p I} \right] B_s \quad (2.43)$$

Momento Fletor:

$$M = M_A + M_B = [H_t T] A_m + [M_t] B_m \quad (2.44)$$

Esforço Cortante:

$$V = V_A + V_B = [H_t] A_v + \left[\frac{M_t}{T} \right] B_v \quad (2.45)$$

Reação do solo:

$$p = H_A + H_B = \left[\frac{H_t}{T} \right] A_p + \left[\frac{M_t}{T} \right] B_p \quad (2.46)$$

Os valores dos coeficientes A e B em função da profundidade de análise na estaca podem ser encontrados nas tabelas apresentadas por Velloso e Lopes (2010), sendo que foram propostos por Matlock e Reese (1961) para situações onde a rigidez relativa estaca-solo tem expoente igual a 5 ($n = 1$).

Os estudos anteriores mencionados neste capítulo buscam discutir e realçar vários aspectos pertinentes relacionados com este trabalho. Muitas das expressões apresentadas foram utilizadas nos próximos capítulos tanto na parte de previsão da capacidade de carga de estacas sob tração axial e sob cargas horizontais, como também na parte de análise das curvas p-y obtidas nas provas de carga. Análise dessas curvas foram essenciais para a calibração do n_h e desenvolvimento posterior de um método semi-empírico que permite prever curvas p-y.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo são apresentados a área de estudo do qual se teve acesso a todos os dados de ensaios. Os resultados dos ensaios serão apresentados, assim como a caracterização geológica e geotécnica. Em sequência será abordado o método de análise dos dados e como eles serão utilizados para alcançar o resultado do presente trabalho. Ao fim deste capítulo é explanado a respeito da consulta feita às empresas de fornecimento de *trackers*.

3.1 APRESENTAÇÃO GERAL DA ÁREA DE ESTUDO

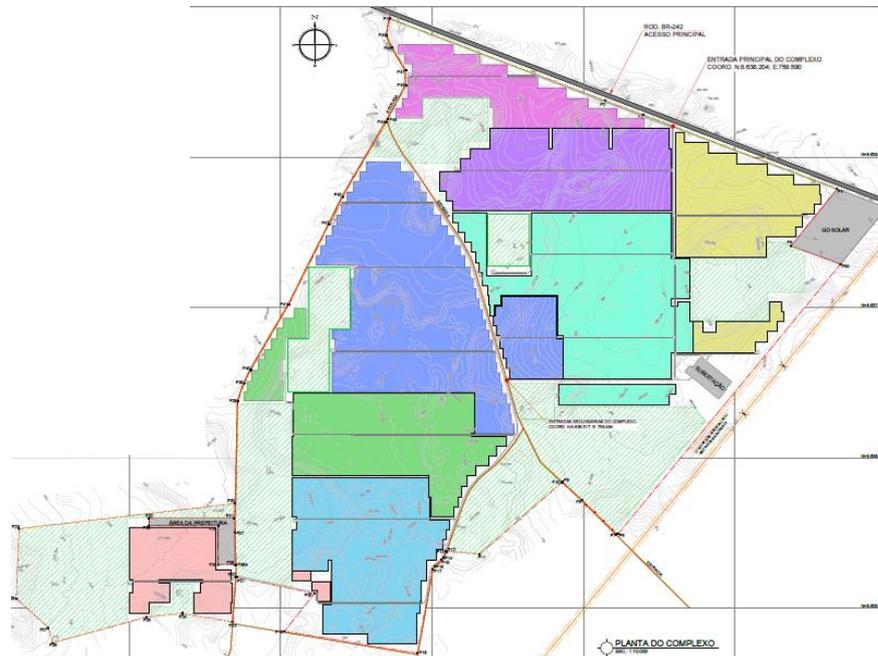
A usina solar fotovoltaica (UFV) objeto de estudo desse trabalho é uma usina de geração centralizada com capacidade instalada prevista entre 450 a 500 MWp de potência e está localizada na microrregião de Boquira, no estado da Bahia.

Segundo o Consórcio SETA-Araxá (2020), a área do projeto se encontra, em âmbito regional, localizada na Serra do Espinhaço Setentrional, entre dois grupos – mesoproterozóico e neoproterozóico. O primeiro grupo consiste em unidades sedimentárias, com parcela vulcânica, aparente nos diques e soleiras básicos, cuja presença se faz sentir pelos fragmentos de basalto encontrados em campo. As formações geológicas presentes são: Pajeú, Bom Retiro, Fazendinha e Serra da Vereda.

- [...] a) Formação Pajeú: Rochas sedimentarias predominantemente siliciclásticas: conglomerados, arenitos e pelitos formando o corpo principal, além de rochas vulcânicas. Em geral, as rochas apresentam coloração esverdeada associada ao desenvolvimento de uma paragênese hidrotermal.
- b) Formação Bom Retiro: Cristas alongadas de gnaisses migmatíticos, correlatas ao grupo Paramirim.
- c) Formação Fazendinha: composta de Quartzitos e micaxistos Ortoquartzitos de espessura métrica a decamétrica, que apresentam estratificação cruzada.
- d) Formação Serra da Vereda: Quartzitos conglomeráticos e quartzitos com estratificações cruzadas diversas [...] (CONSÓRCIO SETA-ARAXÁ, 2020)

A área total de implantação da UFV é de aproximadamente 754 hectares. A Figura 29 mostra um layout geral da UFV com seu 8 sub parques.

Figura 29 - Layout geral da UFV.

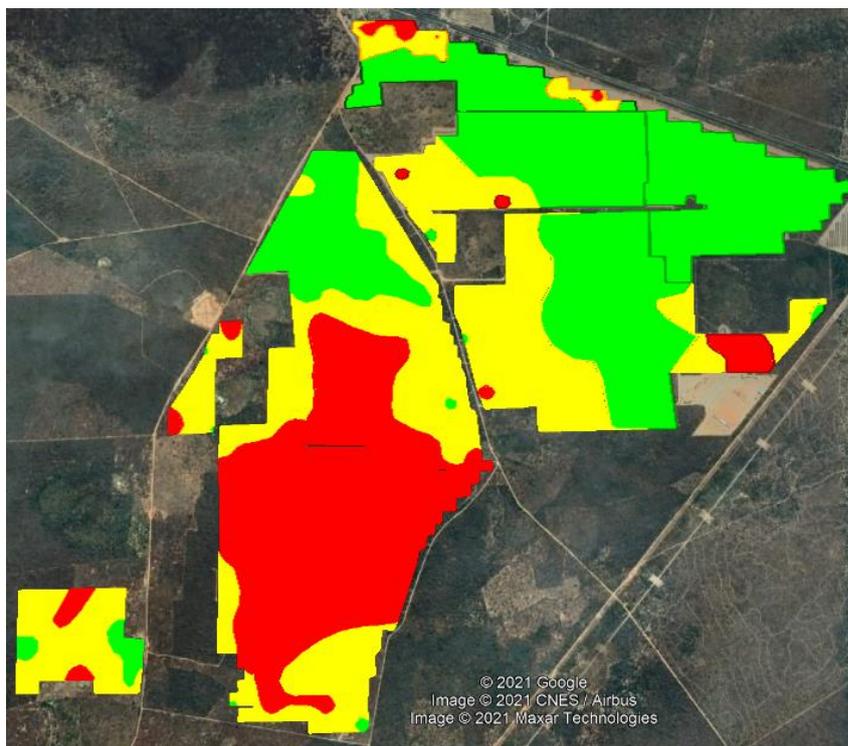


Fonte: Consórcio SETA-Araxá (2020).

Neste empreendimento, os POTs foram realizados por um fornecedor, enquanto que a concepção e dimensionamento das fundações dos painéis fotovoltaicos foram realizados por outro fornecedor. Os seguidores solares utilizados consistem em *trackers* do tipo bi fileira, com aproximadamente 1,40 m de altura, medida a partir da superfície do solo. Foram utilizadas 19 estacas por *tracker* e cada *tracker* é composto por 3 tipos de perfis metálicos diferentes, sendo que um dos perfis tem comprimento nominal de cravação de 1,90 m e os demais têm 2,60 m. A distância entre eixos dos *trackers* é de 5,25 m.

Para todo o empreendimento, foi projetada a utilização de 170.240 estacas, das quais cerca de 60% são previstas para serem do tipo cravação direta e cerca de 40% são previstas para serem do tipo micropilote. A Figura 30 mostra a divisão da área elaborada pelo fornecedor do *tracker* com o auxílio de geostatística aplicada aos dados de sondagens para a definição dos locais onde pode ser executada cada uma das soluções de cravação. Cravações diretas são previstas nas áreas destacadas em verde, micropilotes são previstos nas áreas destacadas em vermelho, enquanto que as duas soluções podem ser aplicadas nas áreas amarelas.

Figura 30 - Mapa de cravação preliminar da UFV.



Fonte: Consórcio SETA-Araxá (2020).

3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

De forma detalhada, este item apresenta as particularidades dos ensaios/sondagens realizados para caracterização geotécnica da região, bem como a classificação do solo local e os seus parâmetros básicos. A Tabela 13 resume a quantidade dos principais ensaios realizados e fornecidos pelo Consórcio SETA-Araxá (2020), através de Relatório Geotécnico.

Tabela 13 - Resumo das quantidades dos principais ensaios.

Ensaio	Quantidade
SPT	85
DPSH	40
Poços de Inspeção	30
Caracterização do Solo	30
<i>Pull Out Test</i>	100

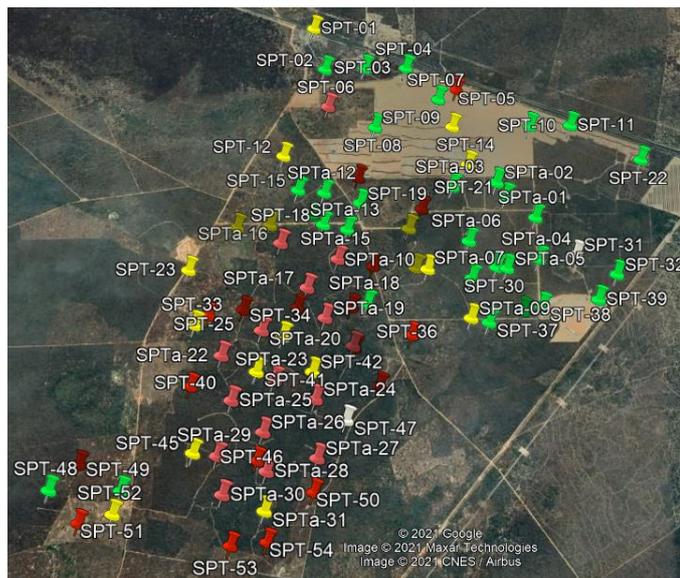
Fonte: (Consórcio SETA-Araxá, 2020).

3.2.1 Sondagens SPT

Os resultados das sondagens SPT foram compilados e apresentados no Anexo A em forma de tabela. Ao todo, foram executadas 85 sondagens - 54 no início e 31 adicionais, com penetrações máximas de até 4 m, em ambos os casos. Desses 85 furos realizados, 18% não chegaram a 3 m de profundidade e 40 % pararam antes de 4 m de profundidade.

Os materiais foram classificados predominantemente como areias e algumas variações com areias-siltosas e silto-argilosas de cor amarela a marrom, fofas a muito compactas, plásticas e não plásticas. O nível de água inicial encontrado variou entre 3 a 4 m. A Figura 31 apresenta a distribuição do SPT no local de implantação da UFV e a Tabela 14 resume alguns indicadores estatísticos obtidos a partir dos resultados das sondagens SPT.

Figura 31 - Grupos de sondagem com $N_{SPT} < 35$ até: (verde) 3,5 metros, (amarelo) 2,5 metros e (vermelho) até 1,5 metros.



Fonte: Google Earth (2021) (adaptado pelo autor).

Tabela 14 - Estatística do Ensaio SPT.

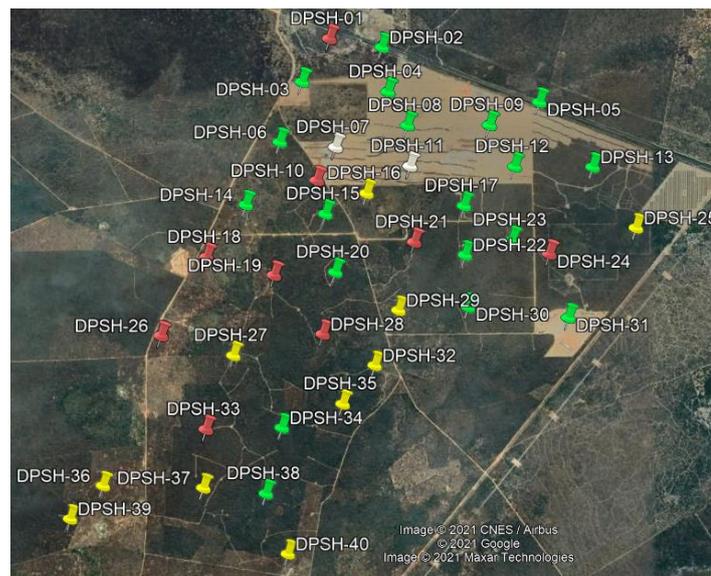
Indicadores	1 m	2 m	3 m	4 m
Mínimo	6	8	15	17
Máximo	57	88	90	94
Média	14	34	39	47
Valores ≤ 35	83	49	31	18
Valores > 35	2	30	54	67
% > 35	2%	35%	64%	79%

Fonte: Consórcio SETA-Araxá (2020).

3.2.2 DPSH

Os resultados dos ensaios DPSH foram compilados e apresentados no Anexo B em forma de tabela. Foram realizados 40 ensaios DP do tipo DPSH, sendo os critérios de paralisação do ensaio a penetração máxima de até 6 m ou N_{20} (medidas a cada 20 centímetros) igual a 100 golpes. Desses 40 ensaios realizados, mais de 80% não chegaram a 5 m de profundidade, 50 % pararam antes de 4 m e 30% pararam antes de 3 m de profundidade. 90% dos ensaios chegaram ou passaram de 2 m de profundidade. A Figura 32 apresenta a distribuição dos ensaios DSPH no local de implantação da UFV e a Tabela 15 apresenta alguns indicadores estatísticos obtidos a partir dos resultados dos ensaios DPSH.

Figura 32 - Grupos de DPSH com $N_{20} < 50$ até: (verde) 3,4 metros, (amarelo) 2,4 metros e (vermelho) até 1,4 metros.



Fonte: Google Earth (2021) (adaptado pelo autor).

Tabela 15 - Estatística do Ensaio DPSH.

Indicador	1 m	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m
Mínimo	1	4	10	11	15	17
Máximo	89	100	100	83	84	84
Média	10	23	32	38	34	44
Valores ≤ 50	39	32	21	14	6	3
Valores > 50	1	8	19	26	34	37
% > 50	3%	20%	48%	65%	85%	93%

Fonte: Consórcio SETA-Araxá (2020).

3.2.3 Poços de inspeção

A realização de poços de inspeção possibilitou a caracterização do solo *in-situ* e a descrição geológica e pedológica, em complemento à caracterização obtida das sondagens SPT.

Segundo o Relatório de Investigações Geotécnicas fornecido pelo Consórcio SETA-Araxá (2020), a maioria dos perfis encontrados corresponde a latossolos amarelos e ou avermelhados, com horizontes O e H. Os horizontes O e H caracterizados concentram matéria orgânica, de coloração escura, geralmente cinza a negro, variando segundo a concentração e estado de decomposição da matéria orgânica. A presença desses horizontes ocorre em camadas pouco profundas a inexistentes.

Adicionalmente, foram descritos horizontes A e B difusos, pois não é perceptível uma variação de graduação entre os horizontes. No primeiro metro inicial foram identificados macroporos visíveis e resistência ao corte, pois a cava possuía paredes estáveis e sem vestígios de desmoronamentos.

Nesses poços, foram encontrados predominantemente os materiais arenosos finos, com presença considerável de argila e silte, grãos subarredondados e subesféricos, cores predominantes amarela e vermelha. Devido à presença de níveis lateríticos, grande parte dos poços de inspeção tiveram seu avanço interrompido, por isso as profundidades máximas alcançadas foram de até 3 m.

3.2.4 Ensaio de Laboratório

Um conjunto de ensaios de laboratório – limites de Atterberg, granulometria, compactação e ensaio CBR – foi realizado com as amostras coletadas nos poços de inspeção para determinar os principais parâmetros dos solos. Resultados desses ensaios foram apresentados no Relatório de Investigações Geotécnicas fornecido pelo Consórcio SETA-Araxá (2020) e algumas conclusões são destacadas abaixo.

O ensaio de granulometria confirmou que o solo local consiste predominantemente em areia fina (aproximadamente 90% passante na peneira n° 40) com grande contribuição de finos (média de 30%). Índices de plasticidade variam de 4 a 15% (plasticidade baixa a média). A densidade dos grãos variou de 1,714 g/cm³, para os solos bem graduados com maior presença de areia média e fina, a 2,109 g/cm³ em areia fina siltosa.

De acordo com o Sistema de Classificação HRB, os solos enquadram nas categorias A-2-4 e A-4. A-2-4 consiste em pedregulhos e areias siltosa ou argilosa com comportamento de bom a excelente quando empregado como materiais de subleito. A-4 contempla solos siltsos de comportamento ruim a regular como materiais de subleito.

A expansão ficou no intervalo de 0,1% a 0,7%, enquanto que o Índice de Suporte Califórnia (ISC) variou entre 5% e 19%. Os valores se encontram dentro do que se espera para esta faixa granulométrica, já que os solos não possuem grãos de maiores dimensões, que possam constituir um esqueleto granular resistente.

Foram realizados, também, ensaios *in-situ* de infiltração do tipo duplo anel para caracterizar o solo quanto a permeabilidade. Os valores encontrados foram considerados coerentes e as possíveis razões são apresentadas a seguir:

[...] Estes valores se devem, possivelmente, a característica de lixiviação comum nos latossolos, nos quais as partículas finas são arrastadas pelas precipitações, acumulando-se em níveis inferiores. A lavagem dos finos aumenta o índice de vazios do solo e diminui sua densidade em superfície, já que não há ação mecânica inicial de compactação. O resultado é um solo arenoso e macroporoso em superfície, com estrutura granular e densidade relativamente baixa. A vegetação local contribui para a aeração superficial do solo e em consequência sua permeabilidade. Os pontos de menor infiltração possivelmente correspondem a áreas nas quais o teor de argila próximo a superfície é mais alto ou haja concreção de óxidos [...] (CONSÓRCIO SETA-ARAXÁ, 2020).

3.2.5 *Pull Out Test*

Como esclarecido no item 3.1, os ensaios POT foram realizados por um fornecedor diferente do que realizou a concepção e o dimensionamento das fundações. Neste sentido, as informações apresentadas abaixo fazem parte de um procedimento de POT que não é especificado pelo projetista final dos *trackers* executados no empreendimento. Contudo, essas informações foram utilizadas pelo projetista dos *trackers* para concepção das fundações e realização do dimensionamento. A Tabela 16 resume os perfis de teste indicados com as suas respectivas cargas horizontais e axial de tração, bem como os comprimentos de cravação. Ressalta-se que não foi especificado a realização de testes de compressão nem foi feita a diferenciação entre linhas externas, internas ou laterais.

Tabela 16 - Perfis de teste e carregamento a ser aplicado.

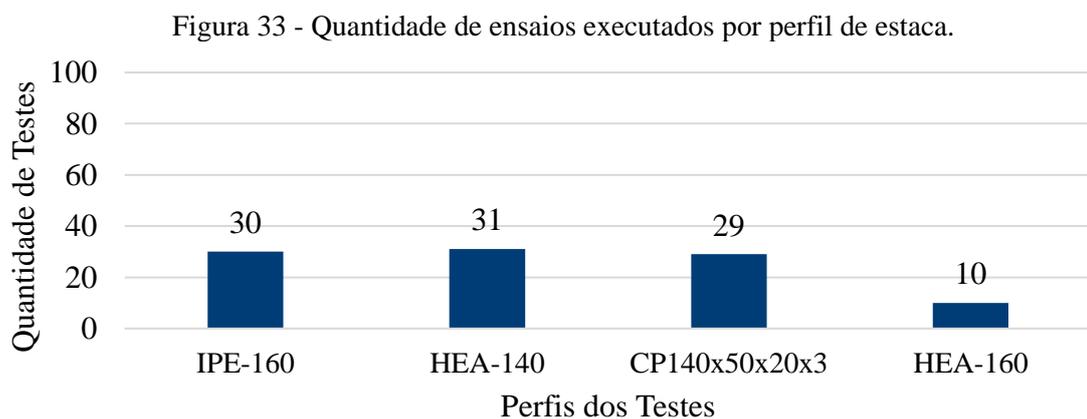
Perfil	Carga Horizontal (N)	Carga Axial de Tração (N)	Comprimento de Cravação (m)	Comprimento Total (m)
IPE-160	7642	6539	3.30	4,50
HEA-140	11373	5172	3.15	4,35
CP140x50x20x3	2023	4052	2.50	3,70

Fonte: Consórcio SETA-Araxá (2020).

Inicialmente, foram realizados 90 ensaios POT, depois foi adicionado um perfil de teste para a realização de mais 10 ensaios POT, totalizando assim 100 ensaios POT. A carga aplicada no perfil de teste variou-se dentro da faixa de carga já especificada para outros perfis, entretanto, o comprimento previsto de cravação foi de 3,20 m.

A profundidade de cravação prevista nem sempre é alcançada no campo. Quando isso ocorre, a estaca é cravada até uma profundidade que não consiga mais penetrar no solo (impenetrável) e o ensaio é realizado normalmente. No total, apenas 48 ensaios foram realizados no comprimento de cravação previsto na Tabela 16.

A Figura 33 mostra a quantidade de ensaios realizados para cada tipo de perfil, sendo que foi realizado apenas um tipo de ensaio em cada estaca, resultando em 84 carregamentos horizontais e 16 carregamentos axiais de tração.



Fonte: Consórcio SETA-Araxá (2020).

Dos 100 ensaios realizados, 23 foram executados na condição inundada. É comum realizar cerca de 20% dos ensaios na condição de solo inundado (ver a pesquisa feita com os fornecedores no item 4.4.3). A quantidade de água necessária para inundar o solo é geralmente calculada, considerando o pior cenário que a estaca pode estar submetida durante o período do projeto: chuva prolongada (devido à baixa declividade do terreno) aliada à ação d'água

subterrânea de infiltração. Com base nesta consideração, o procedimento de POT especificou que a quantidade total de água seria uma composição de uma chuva máxima de 82,99 mm por dia, 50% de água que infiltra verticalmente e água de escoamento superficial.

Considerando uma área ao redor da estaca de 1 m², a combinação das três parcelas de contribuição descritas acima resulta em um volume total de água de 207,5 l. Além disso, deve-se respeitar a especificação que determina o início dos ensaios somente após a infiltração de toda a água, o que ocorre em aproximadamente 45 minutos.

O Quadro 4 apresenta a descrição dos principais critérios adotados para rejeitar os resultados dos ensaios (não aprovado), analisando se os mesmos tenham alcançado uma condição crítica que pode ser interpretada como ruptura da estaca, do solo ou do sistema estaca-solo. No total, 79 ensaios atenderam os critérios mínimos e 21 não atenderam.

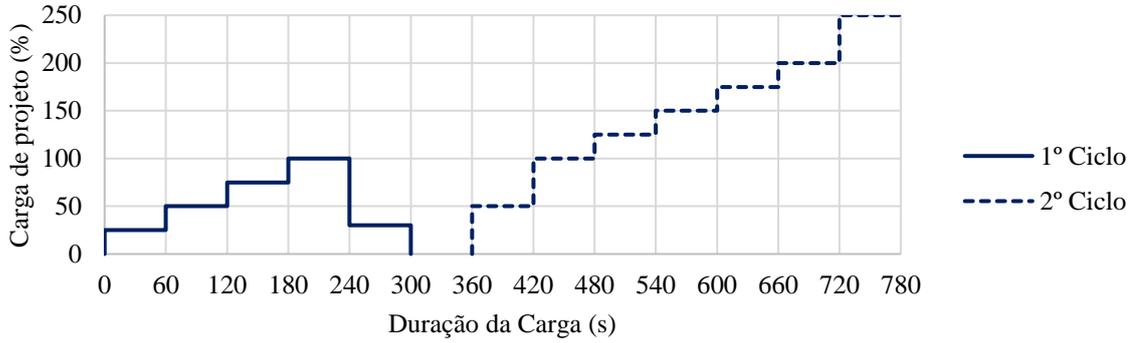
O procedimento de POT para carregamento horizontal estabelece dois ciclos de carregamento. O primeiro ciclo consiste na aplicação de uma carga até 100% da carga de projeto seguido de descarga, enquanto que no segundo ciclo o carregamento é aplicado até 250% da carga de projeto com o objetivo de determinar o fator de segurança. A Figura 34 ilustra o método de aplicação da carga horizontal, ao passo que a Figura 35 mostra 4 curvas típicas obtidas no ensaio POT.

Quadro 4 - Critérios de rejeição no *Pull Out Test*.

Condição	Critério de Rejeição
Durante o Teste	Quando houver um movimento rápido e progressivo da estaca na direção da carga aplicada, sem nenhum incremento de pressão está sendo registrado no manômetro.
Estaca	Uma ruptura estrutural da estaca testada.
Ensaio de Compressão	Deflexão igual ou superior a 10 mm com uma carga de 100% ou 5 mm de deslocamento quando realizar a descarga até 0%.
Ensaio de Tração	Deflexão igual ou superior a 8 mm com uma carga de 100% ou 5 mm de deslocamento quando realizar a descarga até 0%.
Ensaio Horizontal	Deflexão igual ou superior a 10 mm com uma carga de 100% ou 5 mm de deslocamento quando realizar a descarga até 0%.
Carga Última	Menor que a carga de projeto

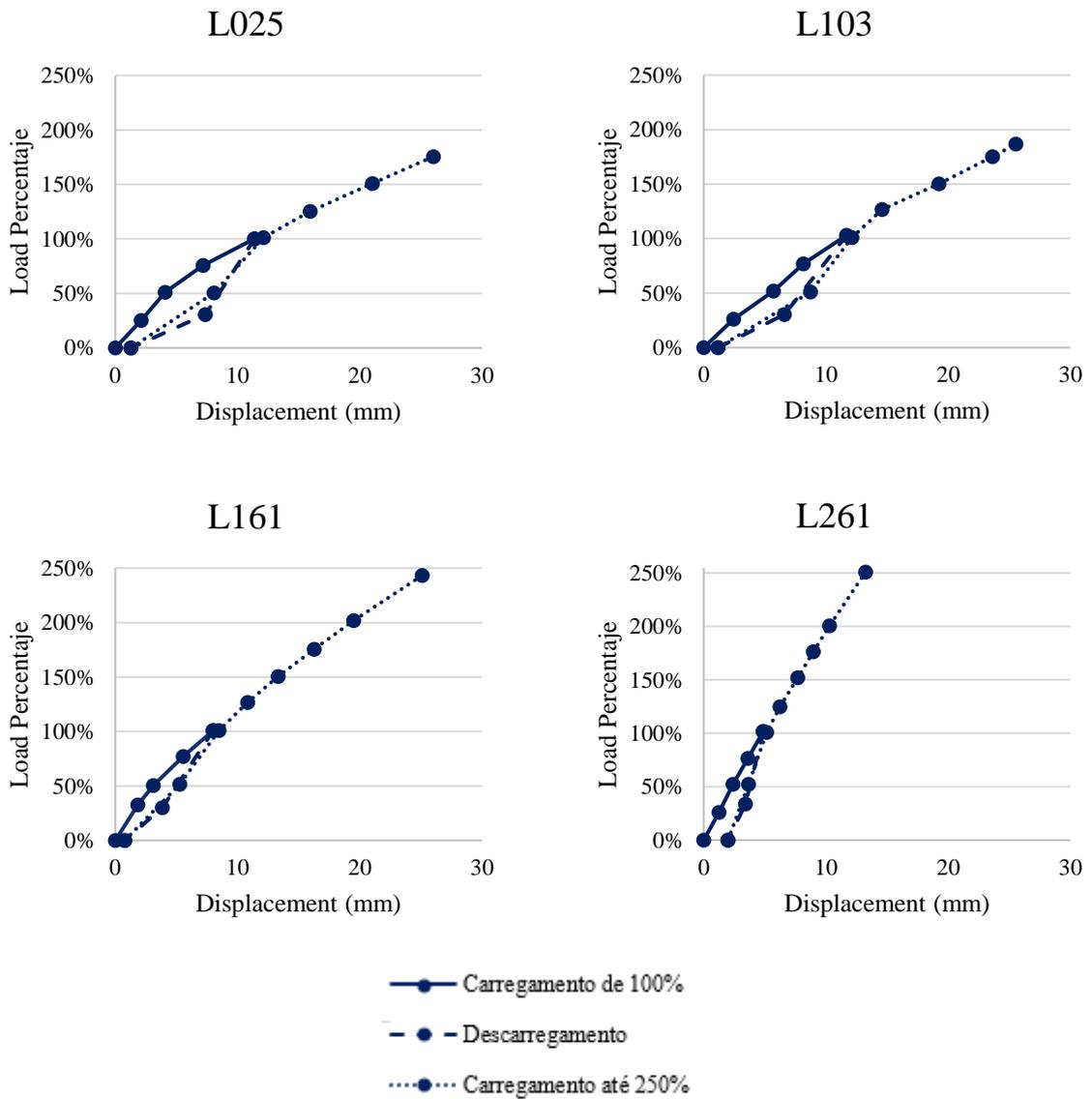
Fonte: Consórcio SETA-Araxá (2020).

Figura 34 - Método de aplicação da carga horizontal.



Fonte: Consórcio SETA-Araxá (2020).

Figura 35 – Curvas típicas do POT horizontal

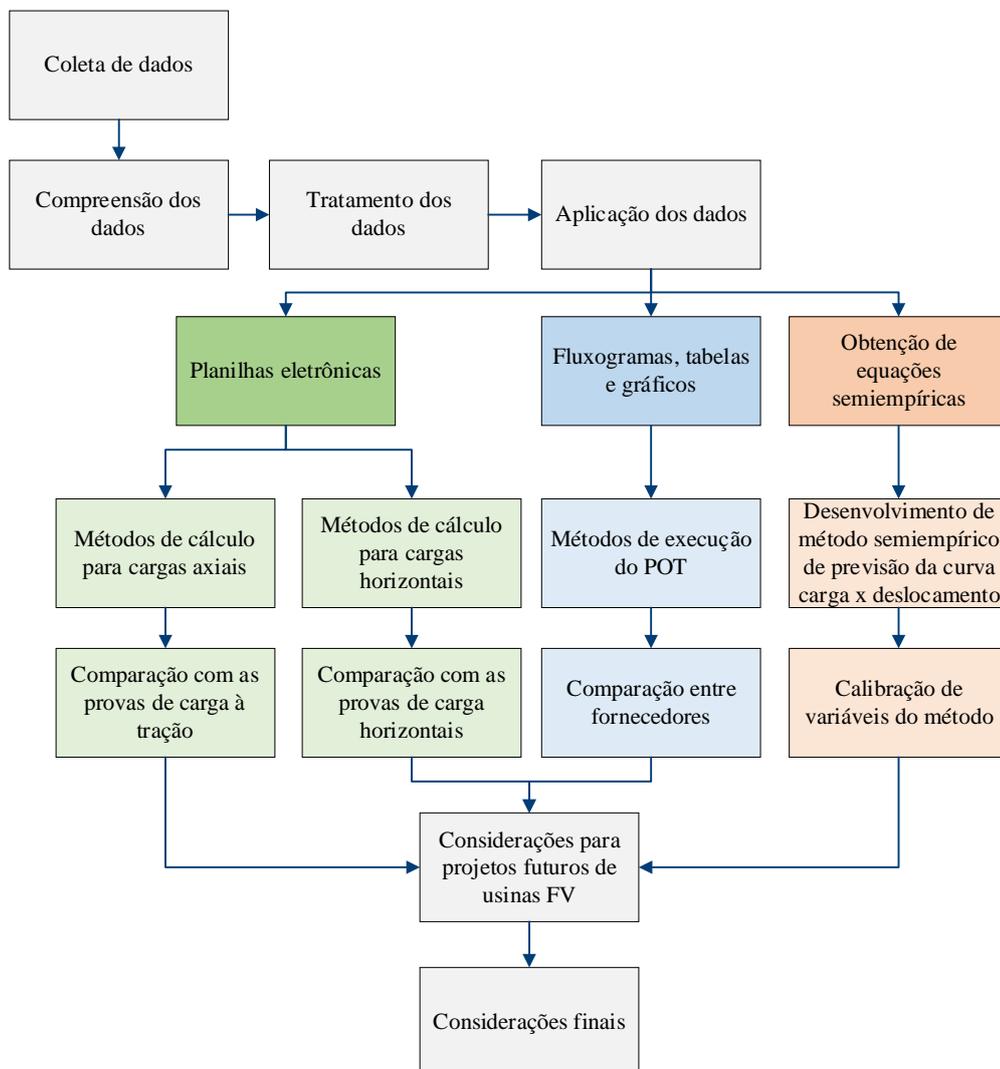


Fonte: Elaborado pelo autor.

3.3 MÉTODO DE ANÁLISE

O método do presente trabalho foi desenvolvido com o objetivo de: a) entender basicamente diferentes etapas e procedimentos relacionados à realização dos ensaios POTS e ao dimensionamento racional de *trackers*, b) confrontar os valores obtidos nas provas de carga com os estimados pelos métodos de previsão de capacidade de carga consagrados na área de fundações, c) realizar uma retroanálise com base nos resultados de POT para determinar uma expressão de previsão de curvas p-y. O fluxograma apresentado na Figura 36 apresenta maiores detalhes do método usado para atingir os objetivos do trabalho.

Figura 36 - Fluxograma de trabalho do presente estudo.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A primeira etapa do método consiste na coleta de dados e informações quantitativas e qualitativas em relatórios de investigação geotécnicas, resultados de sondagens e ensaios de laboratório, provas de carga, procedimentos para realização do *Pull Out Test*, e em pesquisas com fornecedores. Na posse desses dados, foi possível compreender as características do solo da região de estudo, as soluções adotadas pelo fornecedor do *tracker*, e outras informações relevantes para análise.

Devido à quantidade expressiva de informações disponíveis, foi realizado um tratamento prévio nos resultados de sondagem, apresentado detalhadamente no item 3.2.1, para identificar perfis característicos de diferentes microáreas a partir dos resultados de sondagens. As informações oriundas da pesquisa feita com os fornecedores foram também tratadas de modo a buscar um padrão de procedimentos.

Os dados tratados de sondagens foram utilizados posteriormente nas planilhas de cálculo desenvolvidas no Excel para estimar capacidade de carga de estacas sob carregamentos axiais de tração, assim como de estacas sob carregamento horizontal. Para carregamentos horizontais foram considerados o método de Broms (1964b), para carregamentos verticais foram considerados os métodos de Grenoble e semi-empíricos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma, enquanto que o método de curvas p-y foi adotado na análise de carregamentos horizontais. Após realizar os cálculos, os resultados obtidos foram comparados com os valores reais medidos nas provas de carga.

Como mencionado anteriormente, a pesquisa realizada com três empresas de *trackers*, apresentada detalhadamente no item 3.4, permitiu a elaboração de fluxogramas, tabelas e gráficos necessários para o entendimento básico dos processos relacionados à execução dos ensaios e dimensionamento de fundações dos *trackers*. As pessoas entrevistadas são especialistas de engenharia e projetistas de *trackers* para usinas FV de grande porte.

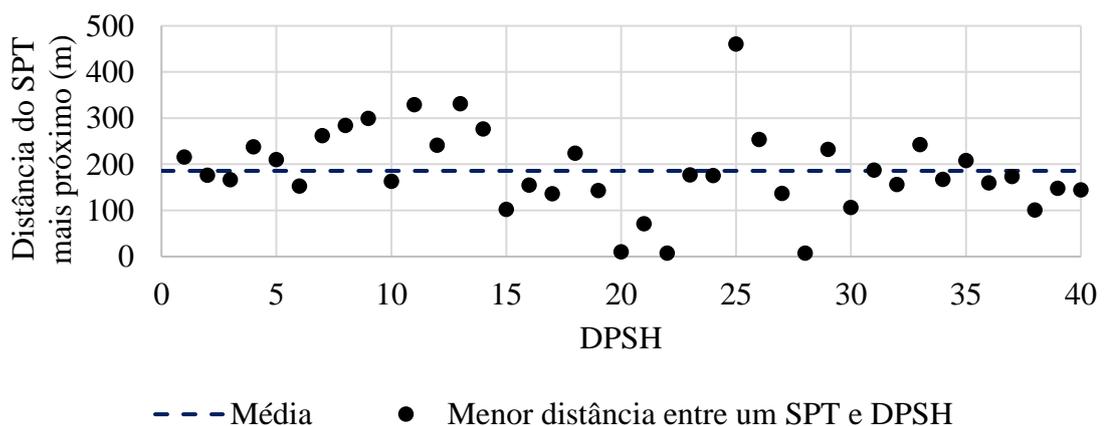
Por fim, foi realizada uma retroanálise com base nos resultados das provas de carga de carregamentos horizontais, usando as equações expostas no item 2.3.3, para obter uma expressão que permite prever curvas p-y, considerando situações similares deste estudo. Para isso, as curvas p-y obtidas nas provas de carga foram utilizadas para calibrar as constantes de reação horizontal do solo (n_h). Ao todo, foram utilizadas 84 curvas carga *versus* deslocamento, considerando somente a parte de carregamento (descarregamento foi desconsiderado). Os valores calibrados de constantes de reação horizontal do solo foram plotados contra razão carga por deslocamento ($E = p/y$), obtendo para cada curva ajustada uma expressão potencial do

tipo $E = \frac{p}{y} = \mu \cdot (n_h)^\beta$. Por outro lado, o coeficiente μ apresentou uma relação linear com lado das estacas metálicas em contato com o solo (B), na forma de $\mu = \alpha \cdot B + k$. Devidas deduções, apresentadas no capítulo de resultados, foram feitas para gerar uma equação que permite estimar deslocamento da estaca na superfície do solo em função da carga aplicada, de parâmetros mecânicos e geométricos das estacas analisadas. Por fim, os coeficientes α e m da equação proposta foram analisados estatisticamente e os principais indicadores estatísticos foram apresentados para destacar os intervalos de validade da equação.

3.3.1 Tratamento dos dados

Inicialmente, para melhor aproveitamento dos dados de SPT e DPSH procurou-se uma correlação entre as duas medidas de resistência à penetração. Porém, esses ensaios foram distribuídos em uma região de aproximadamente 754 hectares, resultando maior distância entre os furos dos dois tipos de ensaios o que não permitiu uma boa correlação. Em virtude disso, os ensaios DPSH não foram utilizados para compor os 85 resultados de SPT. A Figura 37 ilustra para cada furo de DPSH a menor distância de um furo de SPT e a média dessas distâncias que foi de 185 m. A análise resultou em apenas 35 SPTs mais próximos possíveis dos 40 DPSH.

Figura 37 - Menor distância entre os furos de DPSH e de SPT.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Concentrando no tratamento dos resultados de SPT, foi tomado como consideração inicial a identificação de 3 conjuntos de sondagens que indicassem o impenetrável à cravação

direta em 3 profundidades distintas, levando em consideração o comprimento de cravação especificado e as profundidades obtidas no POT. Para isto, tomou-se como limite de cravação solos com índice de resistência à penetração de 35 golpes, tendo em conta a dificuldade de penetração em solos mais resistentes. Em seguida, foram separadas as sondagens em que valores de N_{spt} são menores que 35 golpes até profundidade de 3,5 m. O mesmo procedimento foi realizado para profundidades de até 2,5 m e 1,5 m. Essas profundidades foram adotadas com base na segunda consideração: o N_{spt} para cada profundidade corresponde o N_{spt} médio de uma camada de 1 m devido aos valores discretos obtidos a cada 1m em ensaios de SPT. Por exemplo, para efeito de cálculo, o N_{spt} a uma profundidade de 3 m será considerado constante no intervalo de 2,5 a 3,5 m. Ainda, valores maiores que 50 golpes foram limitados a 50 por causa das limitações dos métodos de cálculo.

A Tabela 17 resume a quantidade de sondagens de cada uma das situações mencionadas. As zonas definidas como 1, 2 e 3 contemplam 31, 18 e 34 SPTs, respectivamente. Duas sondagens tiveram resultados superiores a 35 golpes a menos de 1,5 m de profundidade.

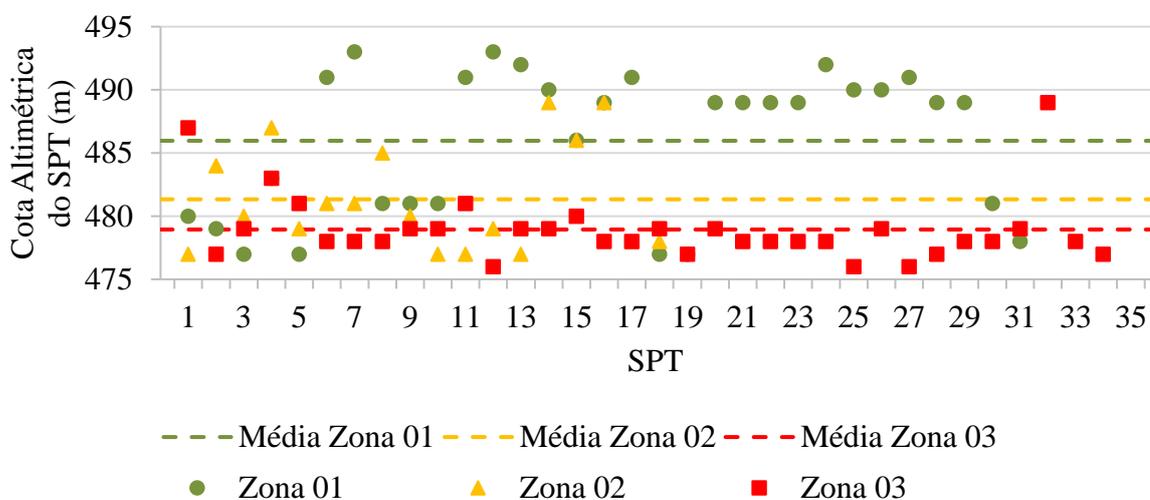
Tabela 17 - Identificação e quantidade de sondagens das zonas.

Zona	$N_{spt} < 35$	Quantidade de Sondagens
1	Até 3,5 m	31
2	Até 2,5 m	18
3	Até 1,5 m	34

Fonte: Elaborado pelo autor.

Após esta consideração, verificou-se a cota média do conjunto de sondagens de cada zona. A Figura 38 mostra as cotas individuais e as cotas médias por zona. A zona 01 encontra-se numa cota média de 486 m, já a zona 02 a média das cotas é igual a 481 m, e a média das cotas da zona 03 é igual a 479 m. Observa-se então uma diferença representativa entre os conjuntos de sondagens. O material dessa região, como identificado no item 3.1.4, é predominantemente arenoso, logo a análise das cotas altimétricas se torna interessante se for considerada uma provável sedimentação desses materiais em camadas, podendo apresentar comportamento similar para mesma cota altimétrica. Uma análise geológica mais detalhada da região precisaria ser feita para validar a associação entre as cotas obtidas e o tipo de solo.

Figura 38 - Distribuição das cotas altimétricas do SPT por zona.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 31 do item 3.2.1 mostra os furos de sondagem através do *Google Earth*, sendo os marcadores verdes referentes à zona 01, os amarelos referentes a zona 02 e os vermelhos referentes às sondagens da zona 03. Os dois marcadores brancos indicam as sondagens que tiveram N_{SPT} maior que 35 até 1,5 m de profundidade.

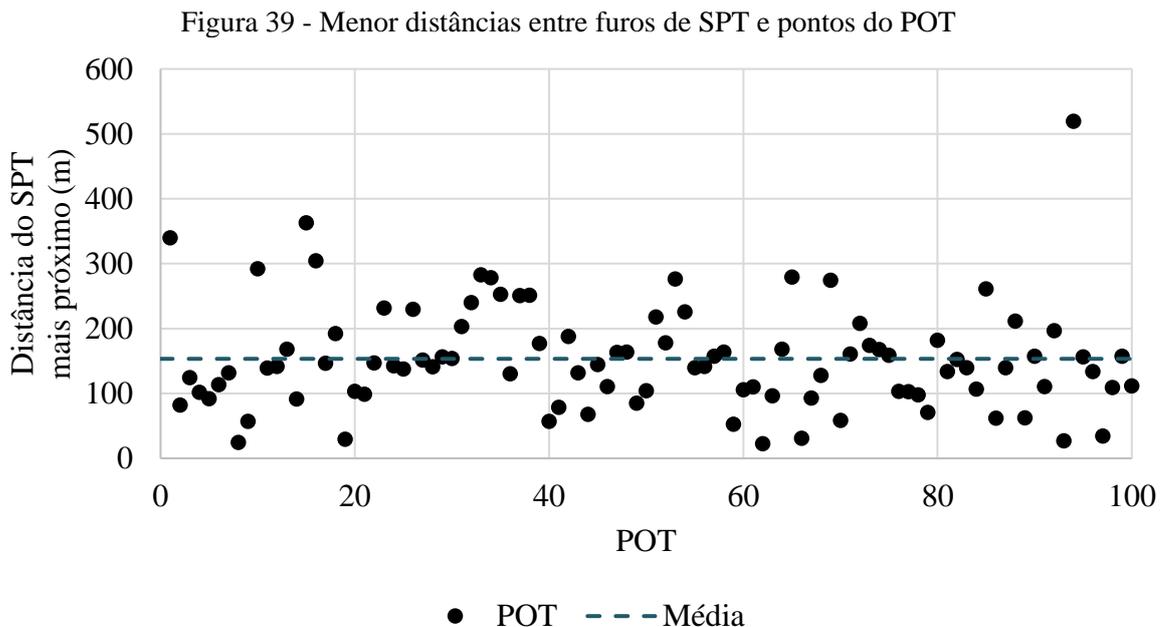
Após separar os conjuntos de sondagens de comportamento similar, os resultados de SPT foram tratados estatisticamente para encontrar um perfil característico representativo do comportamento do conjunto de SPTs. Para isto, foi plotado um perfil bruto para cada zona, utilizando a média ($\bar{\mu}$) de todos os perfis de uma mesma zona por profundidade. Em seguida, foram calculados desvio padrão (σ) e os limites superior ($LS = \bar{\mu} + 1,5\sigma$) e inferior ($LI = \bar{\mu} - 1,5\sigma$). Para análises geotécnicas, esse intervalo pode ser considerado adequado devido à variabilidade esperada dos solos.

Um perfil final (ver item 4.1) representativo de cada zona, utilizado posteriormente nos métodos de previsão, foi obtido após os devidos ajustes e retirada dos *outliers* (pontos que destoam dos demais).

Os resultados do DPSH foram utilizados para análise do impenetrável. De acordo com a prática de fornecedores, números de golpes do DPSH em torno de 50 indicam impenetrável a cravação direta. Foram consideradas as mesmas abordagens utilizadas em SPT para separação dos dados. Como os resultados do DSPH são obtidos a cada 20 cm, tomou-se como limite as profundidades de 3,4 m, 2,4 m e 1,4 m, sendo o N_{20} menor que 50 dentro desses intervalos. A

Figura 32 do item 3.2.2 mostra a distribuição dos pontos de DPSH na planta fotovoltaica, sendo os pontos verdes referentes aos DPSHs com N_{20} menor que 50 até 3,4 m de profundidade e os pontos amarelos e vermelhos referem aos DPSHs com N_{20} menor que 50 até 2,4 m e 1,4 m de profundidade, respectivamente. Dois pontos ficaram de fora, pois apresentaram N_{20} maior que 50 a menos de 1,5 m de profundidade.

Considerando que os resultados dos POT foram comparados com valores previstos pelos métodos de cálculo e utilizados na retroanálise, vale a pena levantar a distância média entre os pontos onde foram realizados esses ensaios e os furos de SPT. Na análise dos POT verificou-se que os ensaios foram realizados a uma distância média de 153 m dos 32 furos de SPT mais próximos. A Figura 39 ilustra a distribuição das distâncias mínimas de um SPT em relação aos 100 pontos de provas de carga executadas.



Fonte: Elaborado pelo autor.

3.4 PESQUISA A FORNECEDORES DE *TRACKERS*

Como já foi exposto na seção 2.3.2, o *Pull Out Test* é o principal ensaio realizado em usinas fotovoltaicas para o dimensionamento das fundações dos seguidores solares. Foram realizadas consultas a três empresas de *trackers* para entender como funciona as campanhas de ensaios, métodos de execução do POT e dimensionamento, levando em consideração a solução do tipo estacas cravadas diretamente no solo. As três empresas consultadas serão identificadas como Fornecedor 01, 02 e 03 com o objetivo de preservar as informações concedidas.

O foco principal dos questionamentos foi:

- investigação inicial;
- densidade de ensaios;
- condições para realização dos ensaios;
- quantidade de testes por estaca;
- aplicação da carga horizontal;
- critérios para aceitação do teste.

Os questionamentos foram realizados através de e-mails e conversas de modo remoto. Além desses pontos principais, outros esclarecimentos foram feitos sobre a metodologia de dimensionamento e definição das soluções. De modo geral, os POT são os ensaios que condicionam o dimensionamento uma vez que ainda não há total confiança nas metodologias teóricas ou semi-empíricas de cálculos. Quando o POT não é usado diretamente no dimensionamento, os resultados dos ensaios podem fornecer parâmetros característicos de comportamento do solo, como o coeficiente de reação do solo ou até mesmo um fator de correção que pode ser aplicado para concepção inicial do modelo de solo em *softwares* de análises numéricas.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados deste trabalho foram divididos em quatro grupos: perfis característicos, comparação entre os valores medidos experimentalmente e os previstos pelos métodos de cálculo, resultados da pesquisa realizada à fornecedores de *trackers* e proposta de uma equação para projetos futuros de usinas fotovoltaicas.

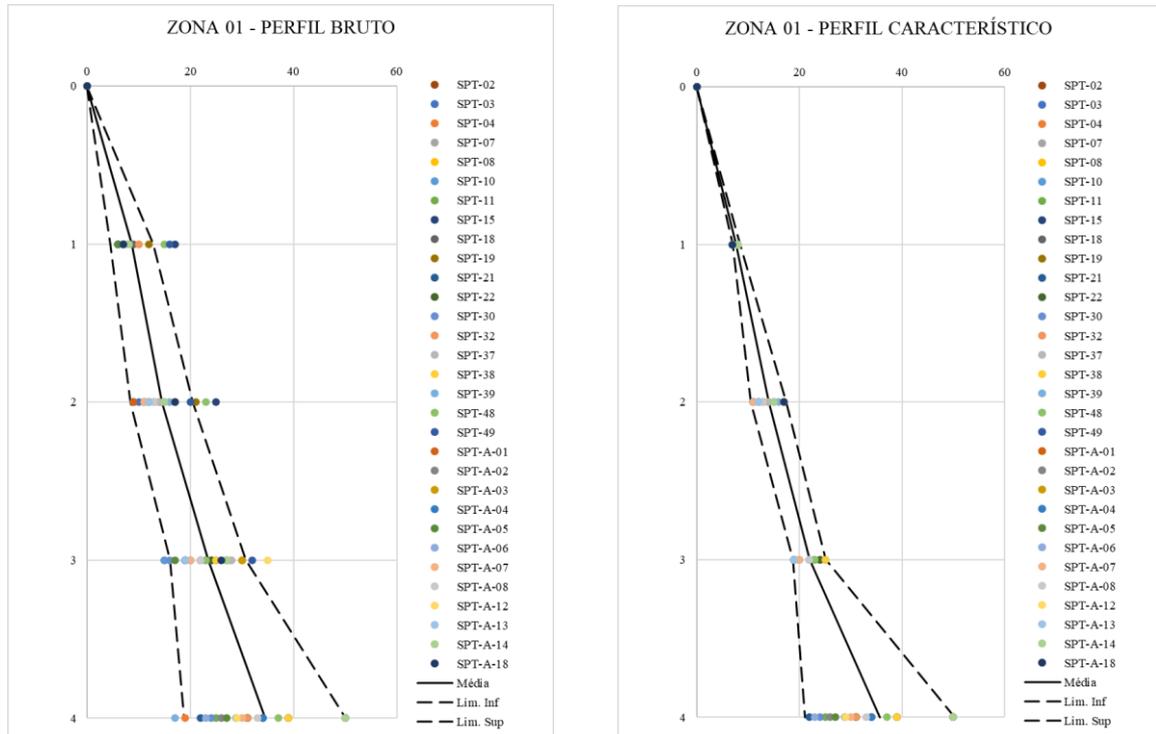
4.1 PERFIS CARACTERÍSTICOS

Diferente do dimensionamento de fundações dos edifícios, onde os furos de sondagens não distam mais de 50 m entre si, os complexos solares envolvem extensas áreas, resultando em distâncias muito grandes entre os furos de sondagens. Quanto maior for a distância entre os furos de sondagens em solos não homogêneos, maior será a dificuldade para encontrar parâmetros representativos do comportamento do solo e pior será a correlação entre os resultados medidos e previstos. Ciente dessa dificuldade, recorre-se a tratamentos estatísticos dos dados para mapear zonas com comportamentos similares em termos de resistência, traçando perfis característicos dessas zonas e os seus respectivos limites. O dimensionamento geotécnico pode considerar esses perfis caso não existir furos de sondagens próximos ao local do elemento da fundação.

A Figura 40 apresenta os perfis bruto e característico da zona 01. A zona 01 contempla sondagens com N_{SPT} menor ou igual a 35 golpes até 3,5 m de profundidade, conforme descrito no item 3.3.1. Pode-se verificar, com base na figura do perfil característico (perfil médio das sondagens com tratamento estatístico), que os valores médios de N_{SPT} crescem com a profundidade.

A Tabela 18 resume valores médios de N_{SPT} , desvio padrão e os limites superior e inferior dos perfis bruto e característico da zona 01. A faixa dos limites do perfil característico é mais conservador por desprezar os *outliers*.

Figura 40 - Perfil bruto e característico da zona 01.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 18 - Valores dos indicadores para os perfis bruto e característico da zona 01.

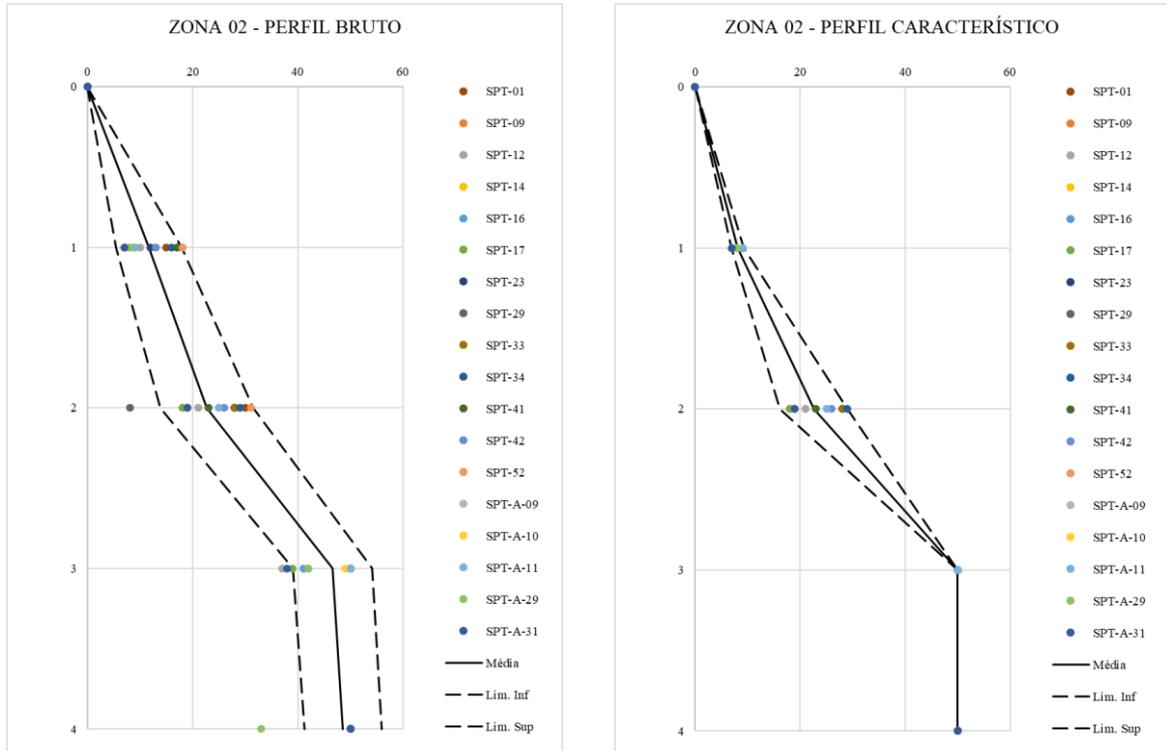
Prof.	$N_{SPT,b1}$	σ	Lim. Inf.	Lim. Sup.	$N_{SPT,k1}$	σ	Lim. Inf.	Lim. Sup.
1	9	2,76	4,47	12,76	8	0,47	6,99	8,41
2	14	4,03	8,40	20,50	14	2,30	10,56	17,44
3	23	4,92	16,04	30,79	22	2,11	18,78	25,10
4	34	10,43	18,83	50,12	36	9,73	21,10	50,29

Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 41 apresenta os perfis bruto e característico da zona 02. A zona 02 contempla sondagens com N_{SPT} menor ou igual a 35 golpes até 2,5 m de profundidade, conforme descrito no item 3.2.1. Pode-se verificar, com base na figura do perfil característico, que os valores médios de N_{SPT} crescem com a profundidade, apresentado valor máximo aceitável de 50 golpes entre 3 e 4 m de profundidade. Ou seja, a zona 02 apresenta maiores resistências que a zona 01.

A Tabela 19 apresenta valores médios de N_{SPT} , desvio padrão e os limites superior e inferior dos perfis bruto e característico da zona 02. Como comentado no caso da zona 01, a faixa dos limites do perfil característico é também mais conservador por desprezar os *outliers*.

Figura 41 - Perfil bruto e característico da zona 02.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 19 - Valores dos indicadores para perfis bruto e característico da zona 02.

Prof.	$N_{spt,b2}$	σ	Lim. Inf.	Lim. Sup.	$N_{spt,k2}$	σ	Lim. Inf.	Lim. Sup.
1	12	4,13	5,41	17,81	8	0,78	6,94	9,28
2	23	5,91	13,80	31,53	23	4,27	16,91	29,01
3	47	5,03	39,01	54,10	50	0,00	50,00	50,00
4	49	4,91	41,22	55,94	50	0,00	50,00	50,00

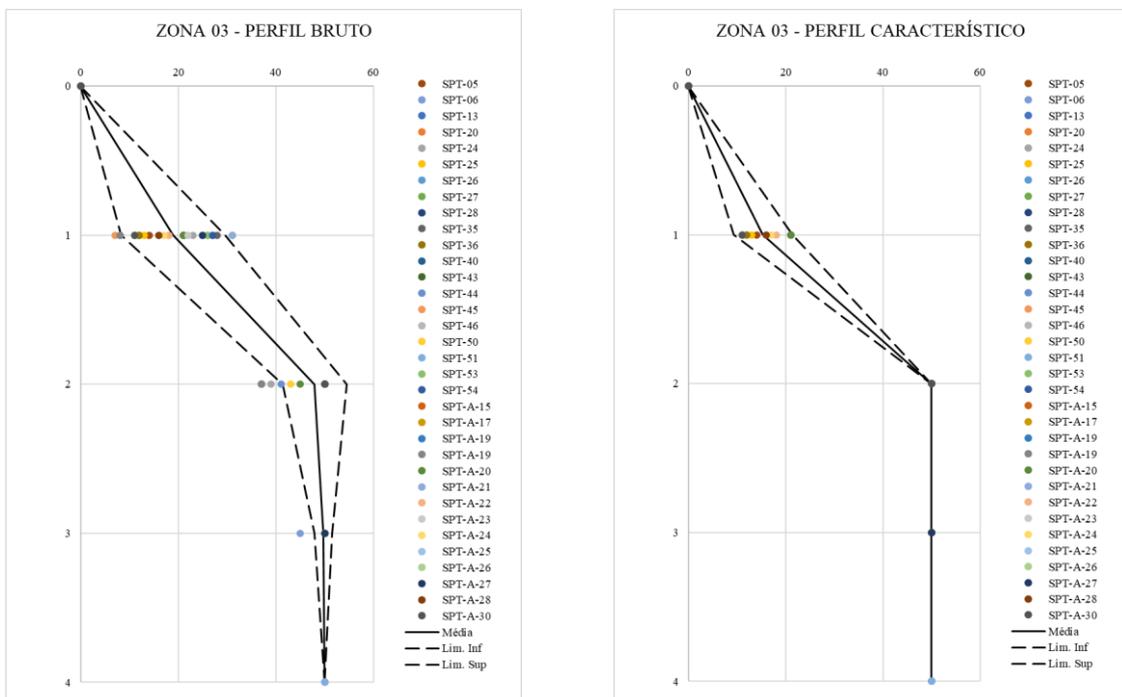
Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 42 apresenta os perfis bruto e característico da zona 03. Esta zona contempla sondagens com N_{SPT} menor ou igual a 35 golpes até 1,5 m de profundidade. Pode-se verificar,

com base na figura do perfil característico, que os valores médios de N_{SPT} crescem com a profundidade, apresentado valor máximo aceitável de 50 golpes entre 2 e 4 m de profundidade. Ou seja, esta zona apresenta maiores resistências que as zonas 01 e 02 e indica que há uma camada impenetrável à estaca que pode ser verificada quanto a capacidade de resistir as cargas especificadas para o empreendimento.

A Tabela 20 apresenta valores médios de N_{SPT} , desvio padrão e os limites superior e inferior dos perfis bruto e característico da zona 03. Como comentado nos casos anteriores, a faixa dos limites do perfil característico é também mais conservador por desprezar os *outliers*.

Figura 42 - Perfil bruto e característico da zona 03.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Verifica-se que no perfil característico o N_{SPT} a um metro de profundidade é igual a 15 golpes, enquanto que a dois metros é igual a 50 golpes.

Tabela 20 - Valores dos indicadores para perfis bruto e característico da zona 03.

Prof.	N _{SPT,b3}	σ	Lim. Inf.	Lim. Sup.	N _{SPT,k3}	σ	Lim. Inf.	Lim. Sup.
1	19	7,14	8,21	29,62	15	4,01	9,28	21,32
2	48	4,39	41,33	54,49	50	0,00	50,00	50,00
3	50	1,21	47,89	51,52	50	0,00	50,00	50,00
4	50	0,00	50,00	50,00	50	0,00	50,00	50,00

Fonte: Elaborado pelo autor.

Os valores dos perfis característicos serão utilizados no próximo item para estimar os parâmetros de solo que serão utilizados nos métodos de previsão de capacidade de carga. Desde já, realça-se a necessidade de maiores densidades de ensaios SPT por hectare de modo a ter perfis característicos mais representativos do comportamento do solo, conseqüentemente melhores correlações entre os resultados medidos e previstos.

4.2 PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA

Foi realizado o cálculo para prever a capacidade de carga a tração e lateral dos quatro perfis metálicos utilizados nas provas de carga hipoteticamente inseridos em cada uma das zonas. Na zona 01 foi considerado o comprimento de cravação especificado no POT, já para a zona 02 considerou-se um comprimento cravado de 2,5 metros e para a zona 03 foi considerado um comprimento cravado de 1,5 metros. A Tabela 21 resume os comprimentos de cravação considerados. Nos cálculos foi considerado que os perfis característicos correspondem a um solo arenoso sem a presença de nível de água de maneira simplificada e levando em consideração os dados do item 3.1.

Tabela 21 - Comprimento de cravação de cálculo de cada perfil por zona.

Perfil	Comprimento de Cravação de Cálculo (m)		
	Zona 01	Zona 02	Zona 03
IPE-160	3,30	2,50	1,5
HEA-140	3,15	2,50	1,5
HEA-160	3,20	2,50	1,5
CP140x50x20x3	2,50	2,50	1,5

Fonte: Elaborado pelo autor.

4.2.1 Capacidade de carga à tração

A previsão de capacidade de carga à tração axial foi realizada por meio de três métodos: Grenoble, Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma. O método de Grenoble para solos estratificados, apresentado no item 2.3.2.3, foi considerado, mas sem a parcela coesiva do solo. Método de Aoki-Velloso (1975) com os coeficientes K e α modificados por Laprovitera (1988) e o método de Décourt-Quaresma (1978) foram utilizados para determinar a parcela de atrito lateral, conforme explicado nos itens 2.3.2.1.2 e 2.3.2.1.3, respectivamente. Em todos os métodos, valores de ângulo de atrito e do peso específico foram estimados com base nos valores de N_{SPT} .

A Tabela 22 ilustra resumidamente os principais parâmetros utilizados do método de Grenoble e os valores de cargas obtidos para o perfil IPE-160, considerando o perfil característico da zona 01. A capacidade de carga à tração (Q_i) é a soma das contribuições individuais (Q_{ti}) de cada camada. O mesmo foi feito para os demais perfis e zonas. Em todos os perfis metálicos, a área lateral considerada corresponde ao produto de ΔL pelo perímetro total da seção transversal.

Tabela 22 - Capacidade de carga à tração pelo método de Grenoble (zona 01 perfil IPE-160).

Prof	$N_{SPT},$ k_1	γ (kN/m^3)	ΔL	ϕ (°)	λ (°)	$R_{(est.+solo)}$ (m)	$Q_{f(\phi+\gamma)}$ (kN)	Q_{fq} (kN)	W (kN)	Q_{ti} (kN)
0	0	16	0,5	21,50	-2,69	0,30	1,45	0,00	2,09	3,47
1	8	16	1,0	29,42	-3,68	0,24	6,33	4,40	2,44	12,81
2	14	17	1,0	32,67	-4,08	0,17	5,44	10,41	1,04	16,47
3	22	18	0,8	36,39	-4,55	0,10	3,88	9,89	0,10	12,37
4	36	18	0,0	42,12	-5,26	0,10	0,00	0,00	0,00	0,00
Capacidade de carga à tração:									45,12	

Fonte: Elaborado pelo autor.

Para o cálculo da resistência por atrito lateral pelos métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma, foram utilizados os parâmetros indicados na Tabela 23 para o perfil IPE-160 com comprimento de cravação de 3,30 m, resultando os valores de resistência apresentados na mesma tabela. A resistência total é determinada pela soma das contribuições individuais da resistência por atrito lateral de cada ΔL . Salienta-se que foram adotados os

seguintes parâmetros em todos os perfis das estacas: K igual 600 kPa, α igual a 1,4%, F2 igual a 3,5 (para estacas metálicas) no método de Aoki-Velloso, e C igual a 400 kPa, α e β iguais a 1 (para estacas metálicas) no método de Décourt-Quaresma.

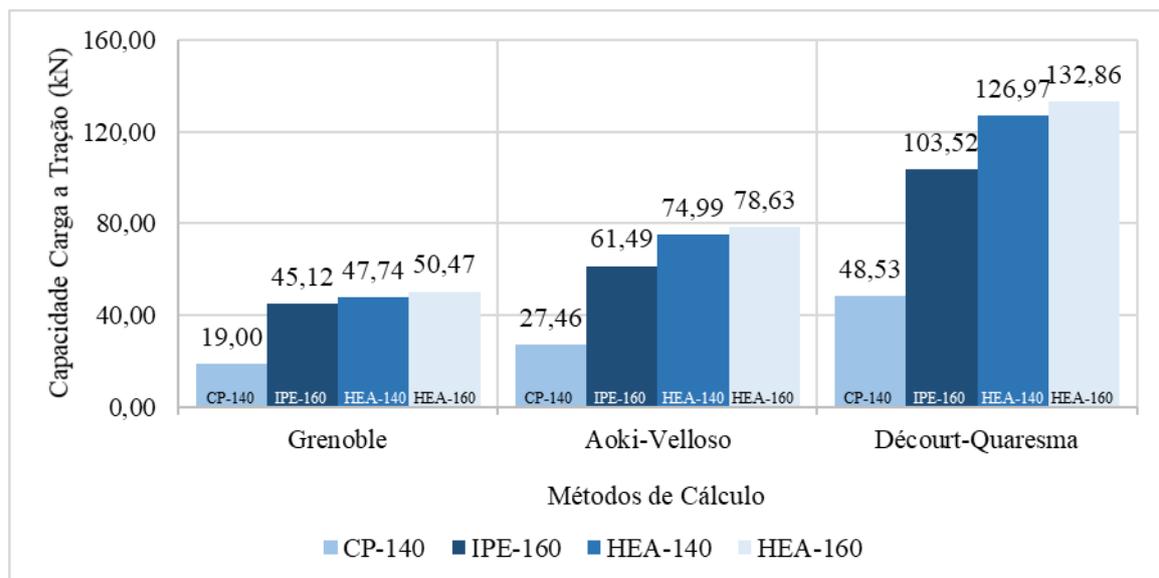
Tabela 23 - Capacidade de carga à tração pelos métodos semi-empíricos (zona 01 perfil IPE-160).

Prof	N _{SPT} , k ₁	ΔL	f _s (kPa)	r _L (kN)	
				Aoki-Velloso (1975)	Décourt-Quaresma (1978)
0	0	0,5	0,0	0,00	0,00
1	8	1,0	67,2	12,42	23,72
2	14	1,0	117,6	21,74	36,66
3	22	0,8	184,8	27,33	43,13
4	36	0,0	0,0	0,00	0,00
Capacidade de Carga à Tração:				61,50	103,52

Fonte: Elaborado pelo autor.

Os procedimentos acima foram utilizados para calcular a capacidade de carga à tração com base nos três métodos para diferentes perfis nas zonas 01, 02 e 03. Aplicando os fatores de segurança nos valores de capacidade de carga calculados, foram obtidos valores da capacidade de carga admissível. Os resultados finais são apresentados nas Figuras 43 e 44 para a zona 01, nas Figuras 45 e 46 para a zona 02 e nas Figuras 47 e 48 para a zona 03.

Figura 43 - Capacidade de carga à tração na zona 01 para cada perfil de estaca e método de cálculo.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Observa-se que o método de Grenoble apresentou menores valores de capacidade de carga à tração em relação aos demais métodos. Comparando os resultados de cada perfil de estaca, a resistência atrito lateral estimada pelo método de Grenoble é 32% menor que a estimada pelo método de Aoki-Velloso e 60% menor que a estimada método de Décourt-Quaresma. Entre os métodos semi-empíricos, a resistência estimada pelo método de Décourt-Quaresma foi em média 40% maior que a estimada pelo método de Aoki-Velloso.

O comportamento mencionado acima foi observado nas zonas 02 e 03, como esperado, uma vez que a área lateral é a mesma e constante para ambos os métodos. Na verdade, os coeficientes que levam em consideração as características do solo e a forma da estaca são parcelas que variam entre os métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma no cálculo da resistência por atrito lateral para um mesmo perfil de estaca metálica. A Tabela 24 apresenta detalhadamente os resultados de capacidade de carga à tração para cada perfil, zonas e métodos de cálculo.

Tabela 24 – Capacidade de carga à tração para cada estaca, zona e métodos utilizados.

Perfil	Zona	L crav. (m)	Grenoble (a)	Aoki- Velloso (b)	Décourt- Quaresma (c)	Diferença de a e b %	Diferença de a e c %	Diferença de b e c %
IPE-160	1	3,30	45,12	61,49	103,52	27	56	41
HEA-140		3,15	47,74	74,99	126,97	36	62	41
CP-140		2,50	19,00	27,46	48,53	31	61	43
HEA-160		3,20	50,47	78,63	132,86	36	62	41
IPE-160	2	2,50	23,75	48,14	79,80	51	70	40
HEA-140		2,50	28,86	64,04	106,17	55	73	40
CP-140		2,50	20,69	38,69	64,13	47	68	40
HEA-160		2,50	29,38	65,17	108,04	55	73	40
IPE-160	3	1,50	7,30	23,29	38,82	69	81	40
HEA-140		1,50	9,21	30,99	51,65	70	82	40
CP-140		1,50	6,15	18,72	31,20	67	80	40
HEA-160		1,50	9,44	31,54	52,56	70	82	40

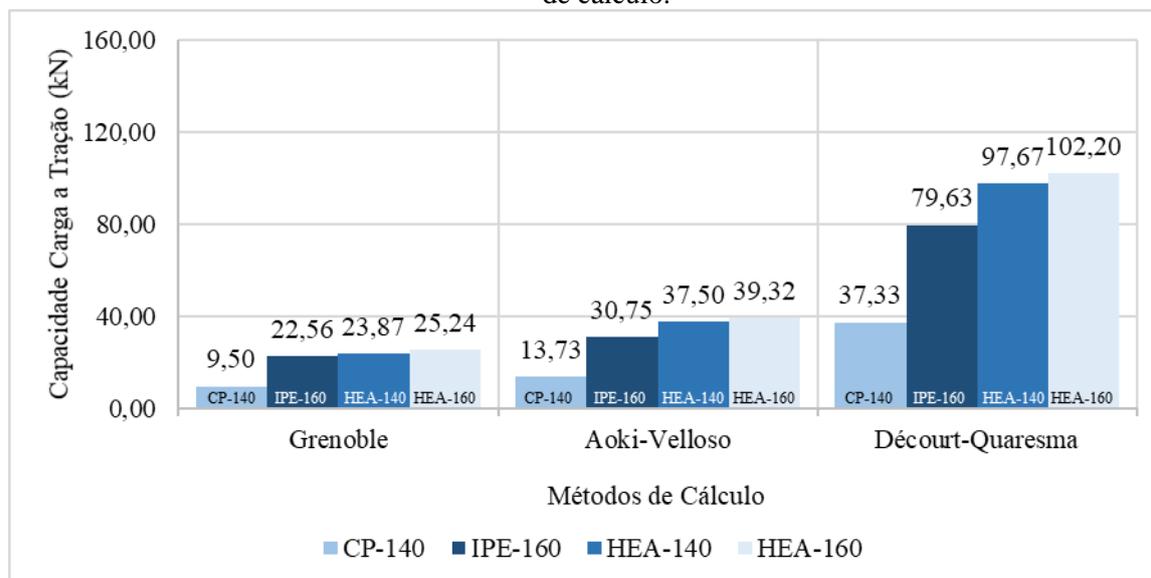
Fonte: Elaborado pelo autor.

Vale lembrar que o método de Aoki-Velloso transforma o índice de resistência à penetração na lateral da estaca em tensão e faz uma ponderação dessa resistência através da razão de atrito para um tipo de solo. Além disso, minoram esta resistência em função do fator de correção F2. Já o método de Décourt-Quaresma não faz uma ponderação do índice de resistência à penetração na lateral da estaca, mas faz na resistência de ponta através do

coeficiente característico do solo. Neste método o fator de correção relacionado à forma da estaca é igual a 1. Essa disparidade de abordagem contribui para aumentar a diferença observada entre os valores da resistência por atrito lateral, porém acabam se compensando com a diferença entre os valores de resistência de ponta dos dois métodos, reduzindo assim a diferença entre os valores de capacidade de carga total estimados por esses métodos.

Já em relação a capacidade de carga admissível, mostrada na Figura 44 para zona 01, foi considerado, para o método de Grenoble, o fator de segurança global igual a 2 indicado pela NBR 6122/2019. Vale esclarecer que a NBR 6122/2019 permite adotar, em muitos casos, fator de segurança global entre 1,6 - 2. Aoki-Velloso, também, utilizam em seu método este valor. Para o método de Décourt-Quaresma são indicados fatores de segurança parciais para as parcelas das resistências de ponta e por atrito lateral. Nesta segunda parcela, é adotado um fator de segurança igual a 1,3.

Figura 44 - Capacidade de carga admissível à tração na zona 01 para cada perfil de estaca e método de cálculo.



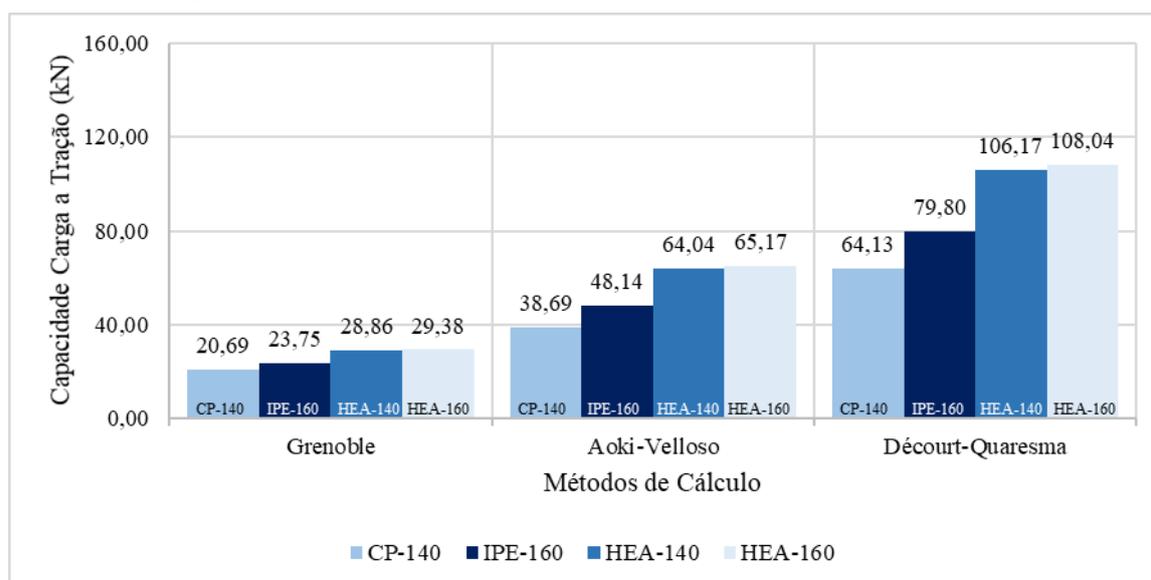
Fonte: Elaborado pelo autor.

Comparando os valores de capacidade de carga admissível, as porcentagens de diferença entre os resultados do método de Grenoble e o método de Aoki-Velloso se mantiveram. Por outro lado, a diferença entre o método de Décourt-Quaresma e o de Grenoble aumentou para 74%. Entre os métodos semi-empíricos, também houve aumento, a diferença foi em média de 61% entre o método de Décourt-Quaresma e o de Aoki-Velloso. Este fato, também, era esperado, uma vez que, no método de Décourt-Quaresma os fatores de segurança

são parciais sendo a resistência de ponta a mais penalizada pelo método, enquanto que para Aoki-Velloso, a penalização das capacidades de carga é global para resistências de ponta e por atrito lateral.

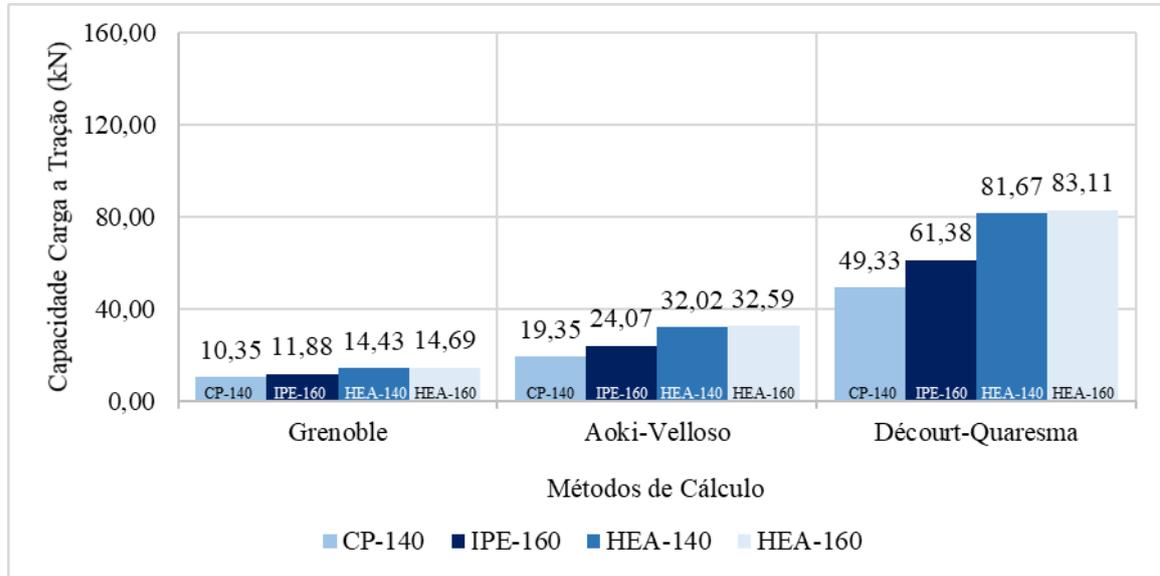
Com a diminuição do comprimento de cravação, os valores de capacidade de carga à tração para cada perfil também diminuiram. No método de Grenoble foi observado uma diminuição de aproximadamente 40%, comparando os resultados da zona 02 com os da zona 01 e uma diferença de aproximadamente 80% quando os resultados da zona 3 são comparados com os da zona 01. Já para os métodos semi-empíricos foi observado uma queda entre os resultados das zonas 02 e 03 em relação a zona 1 de aproximadamente 20% e 60%, respectivamente.

Figura 45 - Capacidade de carga à tração na zona 02 para cada perfil de estaca e método de cálculo.



Fonte: Elaborado pelo autor.

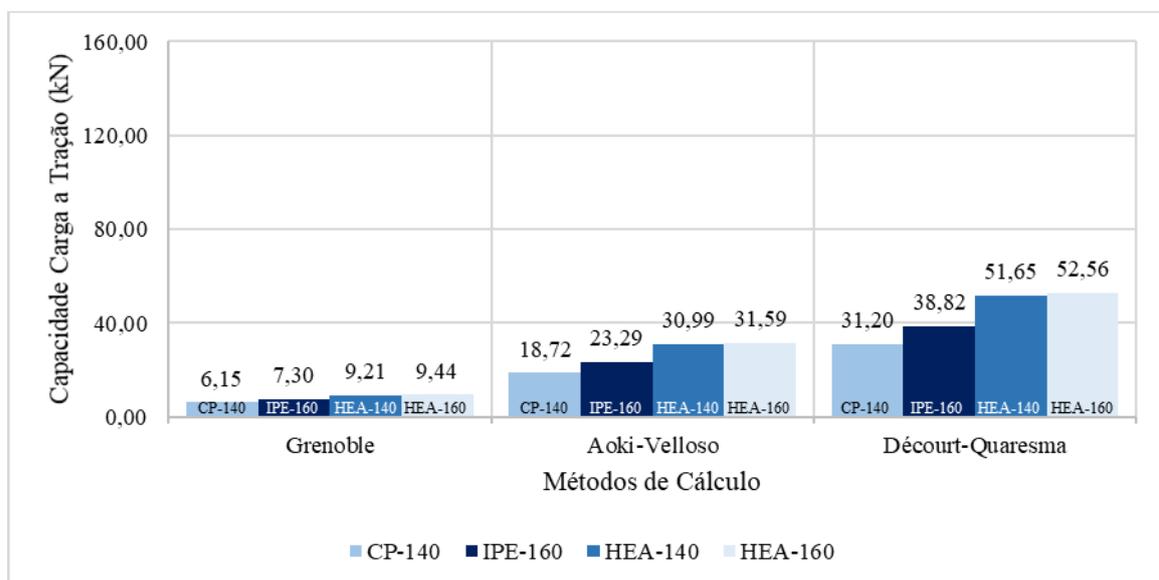
Figura 46 - Capacidade de carga admissível à tração na zona 02 para cada perfil de estaca e método de cálculo.



Fonte: Elaborado pelo autor.

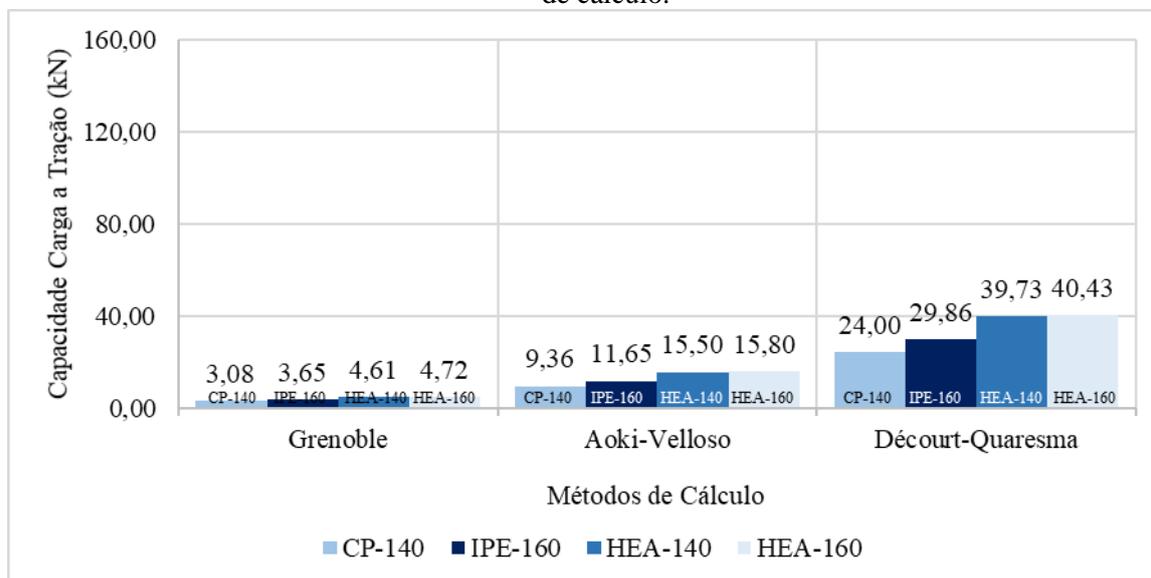
A diferença entre a capacidade de carga à tração obtida pelo método de Grenoble em relação ao de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma na zona 02 foi de 52% e 71%, respectivamente. Na zona 03 esta diferença foi ainda mais expressiva, sendo os resultados obtidos pelo método de Grenoble 69% e 81% menores que os dos métodos Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma, respectivamente.

Figura 47 - Capacidade de carga à tração na zona 03 para cada perfil de estaca e método de cálculo.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 48 - Capacidade de carga admissível à tração na zona 03 para cada perfil de estaca e método de cálculo.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Com base nos resultados apresentados acima, pode-se concluir que as maiores resistências por atrito lateral são esperadas na seguinte ordem: método de Décourt-Quaresma, método de Aoki-Velloso e método de Grenoble para situações onde esses métodos consideram mesmos parâmetros de solo e mesma geometria de estaca. Embora os dois primeiros métodos foram considerados, ressalta-se que os mesmos foram utilizados para fins de comparação, uma vez que eles foram concebidos para estimar resistências por atrito lateral sob condição de carregamento axial de compressão, que pode mobilizar o solo ao redor de forma diferente do carregamento axial de tração, dependendo da magnitude da carga aplicada, dos parâmetros do solo e da rigidez e geometria de estacas.

Por fim, as cargas de tração estimadas pelo método de Grenoble são confrontadas com as cargas medidas nos ensaios POT. As 16 provas de carga à tração realizadas foram aprovadas, levando em consideração os critérios de aceitação dos ensaios (Quadro 4) impostos pelo fornecedor. A maioria dos deslocamentos obtidos para a carga de projeto não foram superiores a 1 mm. Neste sentido, entende-se que o nível de deformação imposta nesses ensaios não alcançou o estado limite último - esperado em grandes deslocamentos, estado esse que os métodos de previsão de capacidade de carga procuram prever. Por esse motivo, seria mais

adequado comparar os resultados medidos com os valores da carga admissível estimados pelo método de Grenoble que leva em conta o fator de segurança.

Para fins de comparação, foram calculados os valores médios entre ensaios de um mesmo perfil com comprimentos de cravação semelhantes de modo a comparar com os resultados estimados pelo método de Grenoble. Essa comparação é apresentada na Tabela 25, sendo que não foram realizados testes à tração em perfis do tipo HEA-160 e o perfil CP-140 aparece nas duas zonas, pois tem profundidade de cravação prevista máxima de 2,5 m.

Tabela 25 - Resumo dos POT à tração.

Zona	Perfil	Qtd. de POT	Média dos Comp. de Cravação (m)	Carga à tração medida no POT (kN) - a	Carga à tração admissível - Grenoble (kN) - b	% da Carga Medida c = b/a
1	IPE-160	2	3,30	12,31	22,56	183
	HEA-140	1	3,15	13,05	23,87	183
	CP-140	7	1,93	10,55	9,50	90
2	IPE-160	2	2,10	16,43	11,88	72
	HEA-140	4	2,10	23,20	14,43	62
	CP-140	7	1,93	10,55	10,35	98

Fonte: Elaborado pelo autor.

Analisando a Tabela 25, nota-se que as cargas de tração medidas são maiores que as cargas admissíveis estimadas pelo método de Grenoble, nos perfis IPE-160 e HEA-140. Comportamento oposto pode ser observado no perfil CP-140 da zona 01 e em todos os perfis da zona 02. Embora os comprimentos cravados na zona 02 sejam menores que os da zona 01, resultados do POT apresentaram maiores valores na zona 02 do que na zona 01 devido à maior resistência do solo na zona 02. Com relação aos valores estimados, maiores cargas de tração foram encontradas na zona 01 por apresentarem maiores comprimentos. Por fim, ressalta-se que a diferença observada entre as cargas de tração medidas e estimadas pode ser reflexo também do valor de FS adotado e da variabilidade do solo, uma vez que foram utilizados valores médios medidos no ensaio.

4.2.2 Capacidade de carga lateral e deslocamento

O método de Broms (1964b) foi utilizado para estimar a carga lateral última e o deslocamento horizontal na superfície do terreno. O n_h adotado para o cálculo foi o proposto por Broms (1964b) e apresentado na Tabela 12 do item 2.3.3 para areia de densidade relativa baixa situada acima do nível de água. A excentricidade (e) é constante, conforme os ensaios de POT e igual a 1,2 m. Os resultados obtidos com o método de Broms (1964) são apresentados na Tabela 25.

Como pode ser observada na Tabela 26, a carga última estimada diminui significativamente com a redução do comprimento de cravação. Este comportamento era esperado no método de Broms (1964b) porque a carga de ruptura está relacionada com o comprimento de cravação elevado ao cubo, como mostra a expressão $H_u = \frac{0,5\gamma BL^3 K_p}{e+L}$ apresentada na Equação 2.31. Quando se compara os valores de deslocamento horizontais na superfície, observa-se um leve aumento com a diminuição do comprimento de cravação. Todos os resultados tiveram como premissa de cálculo estacas livres e curtas, tendo em conta que o parâmetro ηL apresenta valores menores do que 4.

Tabela 26 - Resultados de capacidade de carga à tração e deslocamento por Broms (1964b).

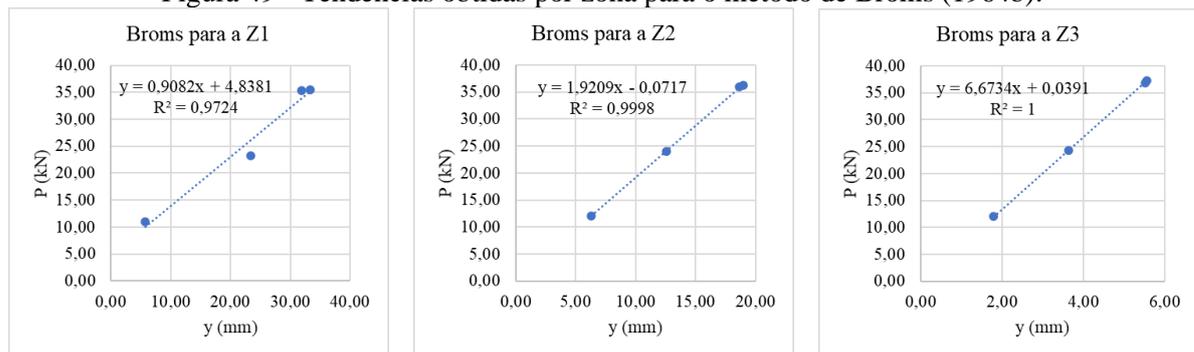
Perfil	Zona	K_p	$E_p I$ (kNm^2)	ηL	e/L	P (kN)	y (mm)
IPE-160	Zona 1	3,39	1333,5	3,73	0,36	23,45	23,30
HEA-140		3,39	2580,9	3,12	0,38	31,91	35,30
CP-140		3,14	536,34	3,39	0,48	5,75	11,00
HEA-160		3,39	3651,9	2,96	0,38	33,30	35,50
IPE-160	Zona 2	3,45	1333,5	2,83	0,48	12,57	24,00
HEA-140		3,45	2580,9	2,48	0,48	19,01	36,30
CP-140		3,45	536,34	3,39	0,48	6,32	12,10
HEA-160		3,45	3651,9	2,96	0,48	18,63	35,90
IPE-160	Zona 3	3,42	1333,5	1,70	0,80	3,64	24,30
HEA-140		3,42	2580,9	1,48	0,80	5,53	36,90
CP-140		3,42	536,34	2,04	0,80	1,79	12,00
HEA-160		3,42	3651,9	1,39	0,80	5,56	37,20

Fonte: Elaborado pelo autor

Finalmente, os valores estimados pelo método de Broms (1964b) são confrontados com os medidos no ensaio POT – carregamento horizontal. A comparação dos resultados obtidos pelo método de Broms (1964b) com as provas de carga laterais considerou os POT divididos nas 3 zonas com base no comprimento de cravação obtido nos ensaios. Assim, comprimentos de cravação dentro das faixas de cada zona foram agrupados para determinar em seguida a média da carga de projeto e a sua respectiva média de deslocamentos.

Vale lembrar que os valores de carga e deslocamentos estimados pelo método de Broms (1964b) correspondem ao estado limite último, na condição passiva - kp. Por isso, a comparação com os valores medidos na prova de carga pode ser feita de 2 formas: a) comparar os valores de deslocamentos para o mesmo valor de carregamento (por exemplo, carga de projeto), ou b) comparar as cargas para um mesmo valor de deslocamento. Essas abordagens são adequadas uma vez que os critérios geralmente estabelecidos são baseados em cargas de projetos ou deslocamentos toleráveis. A primeira abordagem foi considerada neste estudo, comparando assim deslocamentos medidos e estimados para uma carga equivalente à carga de projeto. Foi possível determinar um deslocamento correspondente à uma carga de projeto a partir de curvas de tendência elaboradas com os resultados do método de Broms (1964b). As curvas obtidas e as suas respectivas equações são apresentadas na Figura 49, para zonas 01 (Z1), 02 (Z2) e 03 (Z3).

Figura 49 - Tendências obtidas por zona para o método de Broms (1964b).



Fonte: Elaborado pelo autor.

Com as equações de tendência, foram determinados os valores de deslocamentos previstos na superfície (y_0) para a carga de projeto, considerando as três zonas. A Tabela 26 apresenta os valores de deslocamentos horizontais medidos e estimados, bem como a diferença em porcentagem da entre esses deslocamentos.

Tabela 27 - Resultados das previsões de deslocamento pelo método de Broms (1964b).

Perfil	Zona	P (kN) real	y (mm) real	y (mm) previsão	% de diferença entre y real e previsto
IPE-160	Zona 01	7,64	11,2	11,78	5
HEA-140		11,37	8,5	15,16	44
CP-140		-	-	-	-
HEA-160		8,4	3,9	12,47	69
IPE-160	Zona 02	7,64	8,2	14,60	44
HEA-140		11,37	6,9	21,77	68
CP-140		2,02	5,2	3,81	37
HEA-160		11,37	5,9	21,77	73
IPE-160	Zona 03	7,64	10,0	51,02	80
HEA-140		11,37	8,0	75,92	89
CP-140		2,02	4,4	13,52	67
HEA-160		7,64	2,5	51,02	95

Fonte: Elaborado pelo autor.

Em todos os casos, observa-se que os deslocamentos estimados na superfície foram superiores à média dos deslocamentos medidos nas provas de carga. Esse comportamento pode ser explicado por dois motivos. O Primeiro motivo é que os deslocamentos estimados pelo método de Broms (1964b) correspondem deslocamentos na superfície do terreno (y_0), ao passo que os deslocamentos foram medidos num ponto localizado a 10 cm da superfície do terreno. Outro motivo é que o método de Broms (1964b) é válida para o estado limite último, condição totalmente diferente da condição correspondente à carga de projeto. Se as curvas p-y obtidas nas provas de carga atingissem magnitudes de deslocamentos compatíveis com as previstas por Broms (1964b), o ideal seria comparar as cargas estimadas e medidas para essas magnitudes de deslocamentos.

4.3 RESULTADOS DA PESQUISA AOS FORNECEDORES DE *TRACKERS*

As condições para implantação de usinas fotovoltaicas requerem rapidez e assertividade na definição de uma profundidade de cravação e da necessidade ou não do reforço da camada superficial do solo, quando adotadas soluções de fundações em estacas. Neste sentido, o presente item foi elaborado com base na consulta feita junto às empresas projetistas e fornecedoras de *trackers* no Brasil com o objetivo de descrever as práticas do mercado no Brasil em relação aos ensaios *in-situ* e investigações costumeiramente adotados: provas de carga, SPT - *Standard Penetration Test*, poços de inspeção, DP - *Dynamic Probing*, entre outros ensaios de reconhecimento.

As subseções abaixo visam apontar os métodos de execução do ensaio POT de cada empresa.

4.3.1 Investigação inicial

A nível preliminar, quando uma empresa fornecedora de seguidores solares é contatada por seus clientes, podem ocorrer duas situações: a) o fornecimento prévio de dados referente a uma campanha de investigação geotécnica preliminar já realizada pelo cliente que será complementada posteriormente, conforme necessidade; ou b) não haver nenhuma investigação prévia. Neste último caso, o fornecedor do *tracker* é responsável por toda a investigação geotécnica.

Nessas campanhas são fornecidos pelo cliente ou solicitados pelos fornecedores os seguintes ensaios:

- SPT;
- DP;
- Poços de inspeção;
- Resistividade e análises químicas;
- Ensaio de Caracterização;
- Pull Out Tests.

É de comum entendimento entre os consultados que sejam realizadas, em uma primeira campanha, mais sondagens SPT, para variar com DP e Poços de inspeção. Os resultados destes ensaios auxiliam na observação e caracterização dos padrões básicos de solos, o que permite

verificar a necessidade ou não de aumentar investigações em uma determinada região, em uma segunda campanha. Após a avaliação e caracterização do solo e de regiões provavelmente craváveis, são realizados os ensaios POT.

Na prática, em projetos de *trackers*, é comum ter um índice de resistência à penetração como limite para identificar as possíveis áreas de impenetrável à cravação direta. Nos ensaios SPT, o limite indicado é de aproximadamente 35 golpes. Este limite está alinhado com o proposto por Cintra e Aoki (2010) para estacas metálicas, entre 25 e 55 golpes. Não foi encontrado na literatura valores de referência para o caso dos ensaios DP, mas na consulta aos fornecedores, o limite para o DPSH seria da ordem de 50 golpes.

4.3.2 Densidade de ensaios

A quantidade de ensaios a realizar é um assunto de grande discussão em usinas fotovoltaicas de grande porte. Na prática, não há um critério único para a determinação da densidade de ensaios, assim, a quantidade de ensaios fica a critério de cada fornecedor. De maneira geral, procura-se realizar uma distribuição uniforme dos ensaios em pontos de interesse e acessíveis. Em relação ao ensaio POT, a Tabela 27 ilustra a quantidade especificada por cada fornecedor.

Tabela 28 - Quantidade de *Pull Out Test* por fornecedor.

Indicador	Fornecedor 01	Fornecedor 02	Fornecedor 03
Quantidade de POT	< 100 MW - 10 testes* 100 a 300 MW - 40 testes* 300 a 600 MW - 60 testes*	N.D**	1 p/cd. 2 MW (Mín. 20)

* Podendo aumentar ou diminuir, depois de uma análise dos estudos do solo.
** N.D. Não definido: Depende da variabilidade geotécnica. Os testes são distribuídos levando em consideração uma análise preliminar de regiões em que é possível acessar e que é preciso obter mais informações.

Fonte: Elaborado pelo autor.

4.3.3 Condições para realização dos ensaios

Como exposto no item 2.1.4 os perfis dos *trackers* mudam de acordo com o produto de cada fornecedor. Isto ocorre porque cada solução possui características específicas. As

estacas de testes utilizadas no POT pelos fornecedores consultados são apresentadas na Tabela 28. É comum entre os fornecedores, na utilização de estacas testes diferentes das utilizadas na execução do *tracker*, adotar o critério que estabelece que as estacas de teste devem possuir rigidezes e larguras inferiores as das estacas utilizadas posteriormente na execução.

Tabela 29 - Perfis de teste por fornecedor.

Indicador	Fornecedor 01	Fornecedor 02	Fornecedor 03
Perfil da estaca de teste	Ômega	I (motor) e C	I

Fonte: Elaborado pelo autor.

Como mencionado anteriormente, nos procedimentos, uma parte dos testes é especificada na condição saturada para avaliar o comportamento do solo em uma condição crítica. A Tabela 29 apresenta, para cada fornecedor, a porcentagem de testes a serem realizados na condição saturada e o volume de água especificado para cada teste, independente da região.

Tabela 30 - Ensaio saturados por fornecedor.

Indicador	Fornecedor 01	Fornecedor 02	Fornecedor 03
% de ensaios saturados	10 a 20*	50	20
Volume de água no teste (L)	500**	200	400

* Depende da análise preliminar do solo.

**De modo geral é cerca de 500 L sendo no máximo 900 L ou 5 h até iniciar o ensaio.

Fonte: Elaborado pelo autor.

4.3.4 Quantidade de testes por estaca

O carregamento a ser aplicado no POT é definido, levando em consideração as condições regionais de vento, conforme abordado no item 2.3.1. Geralmente, na realização dos ensaios POT, uma estaca pode ser ensaiada por um único tipo de carregamento, em geral horizontal, por dois ou mais tipos de carregamentos. A Tabela 30 apresenta tipos de ensaios por estaca, dependendo do fornecedor.

Tabela 31 - Ensaio por estaca para cada fornecedor.

Indicador	Fornecedor 01	Fornecedor 02	Fornecedor 03
Quantidade de testes por estaca	4*	1**	2

* No máximo 4 testes.

** Dependendo da quantidade de furos a serem realizados e da pouca variabilidade do local pode ser especificado a realização de 2 testes por estaca.

Fonte: Elaborado pelo autor.

No caso do fornecedor 1, podem ser realizados no máximo 4 testes por estaca, sendo os seguintes: 1 de compressão, 1 horizontal no sentido da carga e 1 no sentido oposto e 1 de tração, respectivamente na ordem de realização dos testes.

4.3.5 Aplicação da carga horizontal

Como os *trackers* variam de altura e concepção estrutural, os POT horizontais acabam também variando de acordo com essas condicionantes.

Geralmente, a altura de aplicação da carga horizontal está associada à altura do módulo no *tracker*. Porém, em seguidores solares que possuem mais uma de linha de módulos, os efeitos das ligações podem modificar a resposta da estaca aos carregamentos. Neste sentido, a Tabela 31 apresenta as alturas de aplicação da carga horizontal por fornecedor.

Tabela 32 - Altura de aplicação da carga horizontal por fornecedor.

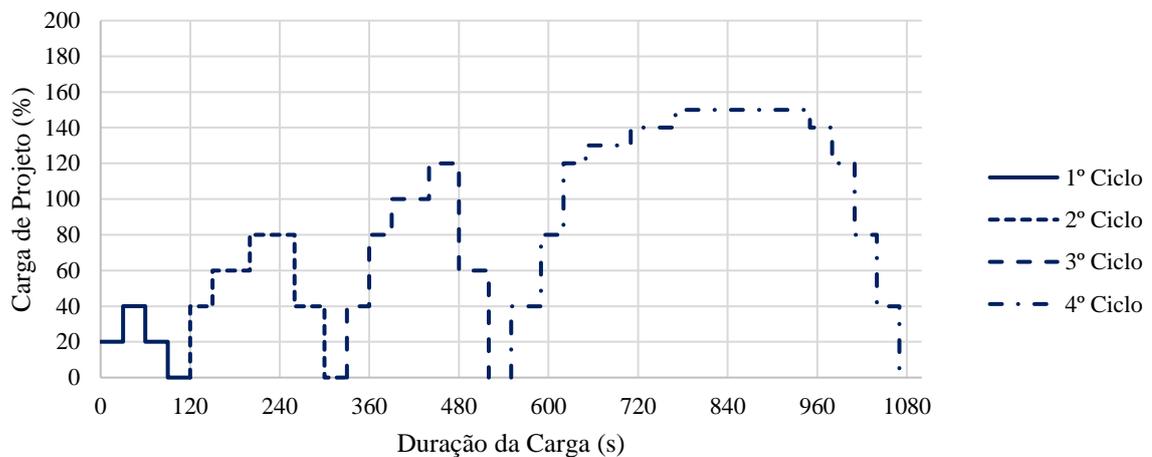
Indicador	Fornecedor 01	Fornecedor 02	Fornecedor 03
Altura (cm)	50	40* 140	200

* O *tracker* avaliado possui duas linhas de módulos. Esta condição faz com que a estaca do motor tenha um momento fletor menor equivalente a aplicar uma carga a 40 cm do solo.

Fonte: Elaborado pelo autor.

No item 2.2.2 foram apresentados diferentes procedimentos estabelecidos pela ASTM D3699.07 sobre as condições de aplicação de carregamento horizontal em estacas. O fornecedor 01 faz quatro ciclos de aplicações de cargas com medições (Figura 50), variando o tempo de aplicação entre 30, 45, 60 e 180 s. Os incrementos de carga, também, variam entre os ciclos, sendo na sua maioria em 20% da carga de projeto, de maneira lenta. O carregamento é feito na mesma direção, porém nos dois sentidos 0° e 180° . O limite máximo de aplicação de carga é de 150% em relação à carga de projeto.

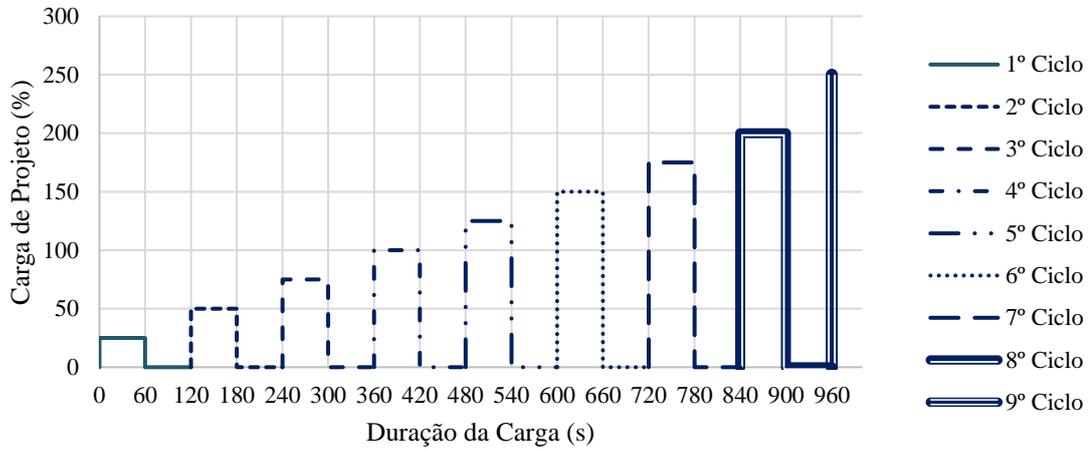
Figura 50 - Carga de Projeto versus Duração da Aplicação Fornecedor 01.



Fonte: Elaborado pelo autor.

O fornecedor 02 aplica 8 ciclos, considerando carga e descarga. O tempo de 60 s é considerado em todos os estágios, tanto no carregamento como no descarregamento com incrementos de 25% de intensidade em cada ciclo, como mostra a Figura 51. Entretanto, quando o limite de deslocamento não é alcançado até o oitavo ciclo, um nono ciclo é realizado para alcançar a ruptura e obter resultados nesta condição.

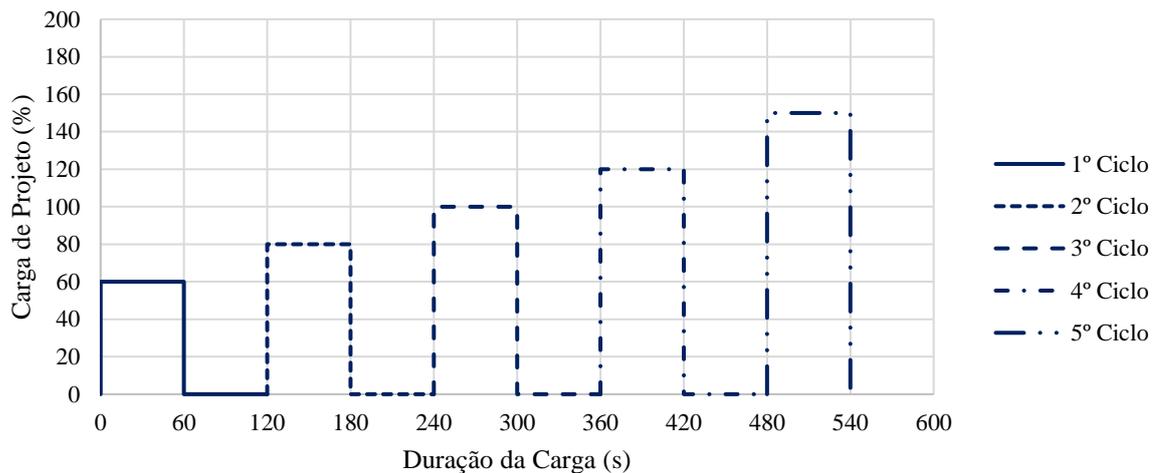
Figura 51 - Carga de Projeto versus Duração da Aplicação Fornecedor 02.



Fonte: Elaborado pelo autor.

O fornecedor 03 realiza 5 ciclos de carregamento sem incremento de carga em um mesmo ciclo, como ilustrado na Figura 52. O tempo de aplicação da carga, bem como o tempo entre os ciclos são constantes e iguais a 60 s. O limite de carregamento é de até 150% da carga de projeto.

Figura 52 - Carga de Projeto versus Duração da Aplicação Fornecedor 03.



Fonte: Elaborado pelo autor.

4.3.6 Critérios de aceitação do ensaio

Quando uma prova de carga horizontal é realizada, o parâmetro que caracteriza o comportamento do sistema solo-estaca é o deslocamento horizontal devido à carga aplicada. O estado limite de serviço é avaliado com um deslocamento máximo admissível para 100% da carga de projeto. Na descarga, no caso de carregamento horizontal, os fornecedores determinam também um limite de deslocamento residual. Este parâmetro é importante na avaliação das propriedades elásticas do solo ensaiado.

A Tabela 32 apresenta os valores limites de deslocamentos horizontais adotados por cada fornecedor, para cada estado limite de serviço das estacas ensaiadas no POT. Verifica-se que os valores variam entre 25 a 30 mm. Estes valores são tomados com base na magnitude de deslocamentos mobilizados na ruptura do solo, magnitude essa expressa em função do diâmetro das estacas.

Tabela 33 - Deslocamentos máximos admissíveis no E.L.S. e E.L.U. por fornecedor.

Indicador	Fornecedor 01	Fornecedor 02	Fornecedor 03
100% da carga de Compressão (mm)	30	15	25
100% da carga de Arranque (mm)	30	15	25,4
100% da Carga Horizontal (mm)	30	25	25,4
>100% da Carga Horizontal (mm)	30	25	25,4
Residual Horizontal (mm)	10	10	10

Fonte: Elaborado pelo autor.

Além da análise de deslocamento, é preciso também carregar estacas até condições extremas. Em decorrência disto e além das cargas de projeto já levarem em consideração as combinações de carregamento, as estacas devem ser carregadas além da carga de projeto de modo a determinar o fator de segurança (FS) geotécnico. A Tabela 33 mostra os fatores de segurança para o estado limite último adotados pelos fornecedores, sendo que esses são aplicados a carga de projeto. Observa-se que o FS varia entre 1,5 e 1,6, valores esses

compatíveis com o recomendado (1,6) pela NBR 6122/2019 quando se têm resultados de provas de cargas estáticas.

Tabela 34 - Fatores de segurança global por fornecedor.

Indicador	Fornecedor 01	Fornecedor 02	Fornecedor 03
FS de Compressão	1,6	1,6	1,6
FS de Tração	1,6	1,6	1,6
FS Horizontal	1,5	1,6	1,5

Fonte: Elaborado pelo autor.

4.3.7 Fluxograma de dimensionamento de fundações de *trackers* em usinas FV

Com base nos resultados da pesquisa realizada com os fornecedores, foi possível elaborar um fluxograma geral para representar os principais processos envolvidos no dimensionamento de fundações de *trackers* de usinas fotovoltaicas.

O fluxograma apresentado no Apêndice A mostra um processo que engloba as seguintes etapas: investigação preliminar, definição das solicitações, execução do POT, análise e dimensionamento com entradas necessárias e evidenciadas para cada item do processo, bem como as saídas, que dão ao projetista condições para tomada de decisões. Observa-se similaridades entre os fornecedores na maior parte do processo, mas alguns pontos, como a execução do *pull out test* e o dimensionamento, apresentam divergências nos métodos.

Em relação aos métodos de dimensionamento, já era esperada essa divergência, porém, pelo fato de existirem diferentes métodos de cálculo - diretos, teóricos e semi-empíricos - fica entendível essa diferença entre os fornecedores, pois eles utilizam métodos de dimensionamento com base no conjunto de dados de entradas disponíveis, que por sua vez depende da qualidade das campanhas geotécnicas executadas.

A maior divergência entre os procedimentos dos fornecedores reside na execução do *pull out test*. Esta divergência era também esperada, uma vez que os *trackers* são produtos específicos dos fornecedores em função das características do empreendimento, o que acaba impactando no método de execução.

Como já foi mencionado no item 4.3.3, o fornecedor 01 pode realizar até 4 testes em uma mesma estaca. Estaca de perfil totalmente diferente dos demais. Quando os 4 testes são

especificados na mesma estaca, crava-se primeiramente as estacas até a profundidade especificada para em seguida iniciar o carregamento axial de compressão, acompanhado dos carregamentos horizontais (em dois sentidos) e por último o carregamento axial de tração.

Já o fornecedor 02, geralmente, realiza 1 teste por estaca, podendo realizar até 2 testes. Necessita que os POT sejam executados em mais de um tipo de perfil. Ainda, este fornecedor estabelece profundidade mínima de 1 m para a cravação da estaca teste, ou seja, realiza o teste desde que a profundidade cravada seja maior que 1 m, mesmo que ela seja menor que a profundidade especificada. Caso tenha sido atingido a profundidade mínima ou a especificada, o teste inicia pelo carregamento horizontal e posteriormente pelo axial de compressão ou tração a depender da especificação do fornecedor.

Por outro lado, o fornecedor 03 realiza normalmente dois testes por estaca. Inicia-se pelo carregamento lateral. Se os resultados deste carregamento passarem nos critérios de aceitação, o teste de tração é realizado depois na mesma estaca. Em ambos os casos, quando o teste não atende os critérios, a profundidade de cravação em um outro teste próximo do realizado deve ser aumentada. Quando o teste de tração atende os critérios, faz-se necessário avaliar a intensidade do carregamento, se essa for maior que a intensidade prevista para um teste de compressão, considera-se finalizado o ensaio POT. Caso não, um teste de compressão precisa ser realizado.

Além desses pontos, como visto nos itens 4.4.1 ao 4.4.6, outras diferenças foram evidenciadas. Um fluxograma de processo de execução de POT foi elaborado e apresentado no Apêndice B com o objetivo de mostrar as principais diferenças entre os métodos de execução do ensaio POT.

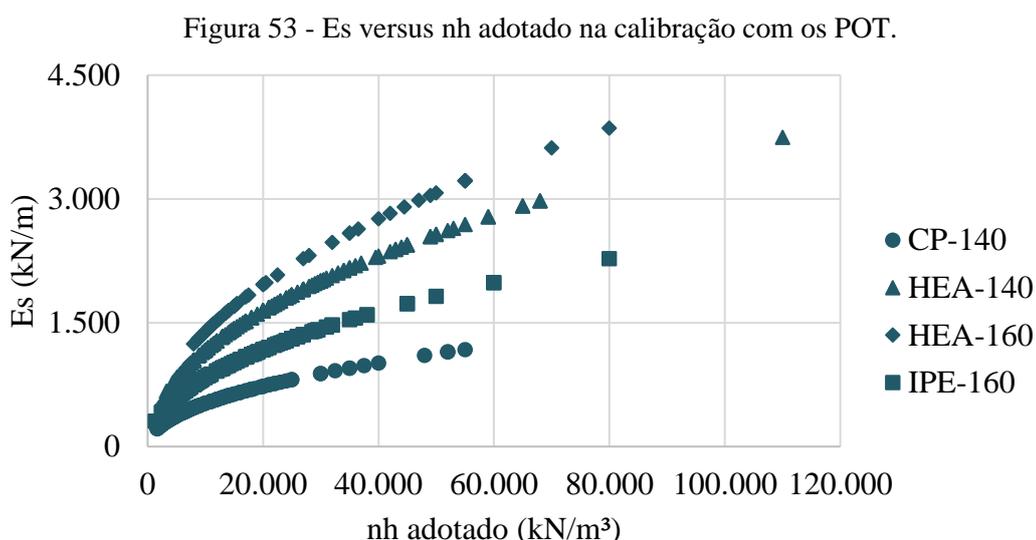
4.4 PROPOSTA PARA PROJETOS FUTUROS DE USINAS FV

Vários pontos foram levantados ao longo deste trabalho para realçar as dificuldades encontradas durante análise e dimensionamento de fundações de *trackers*. A baixa densidade de ensaios realizados nas extensas áreas de usinas fotovoltaicas cria limitações para representar adequadamente o comportamento do solo e das fundações. Por essas razões, torna-se importante uma análise racional em cima dos resultados de provas de carga de modo a extrair padrões de comportamentos que podem ser extrapolados e aplicados em projetos de futuros empreendimentos. Assim, este item visa analisar o conjunto de 68 curvas p-y obtidas nos

ensaios POT – carregamento horizontal - com o intuito de estabelecer um método semi-empírico que possa ser aplicado em projetos futuros de usinas FV.

A primeira parte do desenvolvimento do método consistiu na retroanálise das 68 curvas p-y com o intuito de calibrar os valores das constantes de reação horizontal do solo (n_h). Essa calibração feita através das planilhas programadas no Excel com base nas expressões apresentadas no item 2.3.3.4, permitiu sobrepor as curvas p-y ajustadas com as curvas p-y medidas no ensaio POT. Como o comportamento do solo não é elástico linear, os valores das constantes de reação horizontal do solo variam com o nível de deslocamento do solo.

Após a calibração, foi possível plotar a Figura 53 que relaciona os valores de E_s com n_h e analisar o comportamento das curvas. E_s corresponde a divisão da carga aplicada (H) pelo deslocamento (y), valores esses obtidos nas curvas p-y obtidas no ensaio.



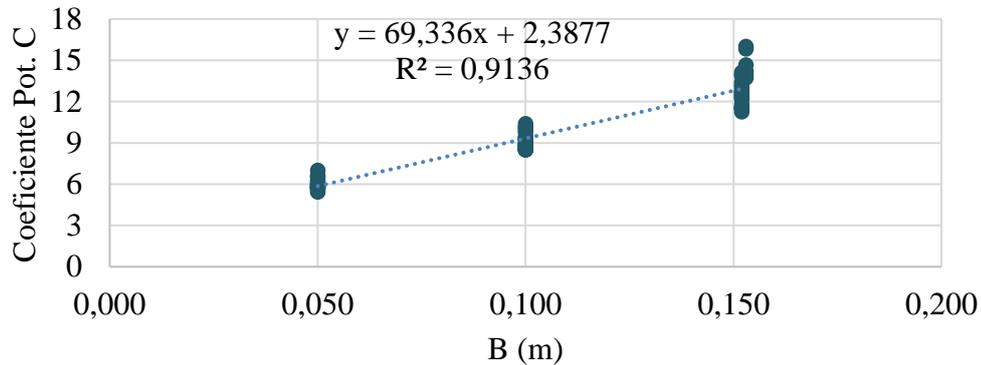
Fonte: Elaborado pelo autor.

Observa-se que o comportamento das curvas é influenciado pelas características dos perfis das estacas. Quando for analisado somente curvas de um único perfil, verifica-se uma boa correlação na forma potencial (Equação 4.1), com valores de R^2 maiores que 0,99.

$$E_s = C n_h^\beta \quad (4.1)$$

Foi verificado também a relação entre o coeficiente C da curva potencial com o lado de cada estaca, B. A Figura 54 apresenta a relação linear entre C e B, enquanto que a Equação 4.2 mostra a equação da reta de ajuste.

Figura 54 - Distribuição de C em função de B.



Fonte: Elaborado pelo autor.

$$C = \alpha B + K \quad (4.2)$$

Substituindo a Equação 4.2 na Equação 4.3, foi possível escrever uma expressão mais alargada na forma da Equação 4.3, relacionando E_s e n_h . Os valores dos coeficientes α , K e β são 69,34, 2,4 e 0,49, respectivamente, considerando 68 resultados de provas de carga.

$$E_s = \frac{H}{y} = (\alpha B + K)n_h^\beta \quad (4.3)$$

onde, E_s = Módulo de reação do solo H/y [kN/m];

B = lado da estaca que pressiona o solo [m];

α = coeficiente angular;

k = coeficiente linear;

β = expoente

n_h = constante de reação horizontal do solo.

Combinando as Equações 2.36 e 2.42, apresentados no item 2.3.3.4, com a Equação 4.4, seguida das devidas manipulações e simplificações, obtém-se a Equação 4.4. A Equação 4.4 é uma expressão final genérica que expressa o deslocamento horizontal na superfície do solo em função da carga lateral no topo da estaca, rigidez e lado da estaca. A dedução detalhada dessa equação é apresentada no apêndice C.

Para simplificar os cálculos, o expoente β foi considerado igual a 0,5. O coeficiente m foi introduzido para levar em consideração a não linearidade do comportamento do solo, tendo em conta que n_h varia com deslocamento horizontal da estaca.

$$y_0 = \frac{H^m (E_p I)^2}{A_y^5 (\alpha b_f + 2,4)^6} \quad (4.4)$$

onde, y_0 = deslocamento da estaca na superfície do terreno (mm);

H = carga horizontal aplicada no topo da estaca (kN);

$E_p I$ = Rigidez da estaca (kNm²);

B = lado da estaca que pressiona o solo (m);

α = coeficiente angular;

A_y = coeficiente que depende da profundidade analisada, igual a 2,435 na superfície do terreno (valor adotado);

m = coeficiente de linearidade de mola;

se, $m = 1$ mola linear; $m > 1$ mola não linear.

A Equação 4.2 permite prever a curva carga *versus* deslocamento levando em consideração implicitamente o coeficiente de reação do solo, mas sem a necessidade de estimar o seu valor. Os valores de α e m dependem provavelmente do solo, α influencia a curva transversalmente, enquanto que o coeficiente m varia a curvatura do gráfico, porém não foi possível no presente estudo determinar boas correlações entre os parâmetros conhecidos do solo e os coeficientes. Isto deve-se, provavelmente, as grandes distâncias entre as sondagens SPT e os POT. Verifica-se que o comprimento da estaca e a condição de realização dos ensaios não influenciam diretamente no resultado final da equação 4.4, porém, há a possibilidade desses parâmetros estarem ligados aos coeficientes α e m . Nota-se que a rigidez da estaca ($E_p I$) está no numerador, contrariando a noção de que o deslocamento horizontal diminui com a rigidez de estaca. Por isso, até o presente momento, essa equação é recomendada somente para estacas com rigidezes na mesma ordem de grandeza das rigidezes das estacas do presente trabalho.

Também foi necessário estabelecer a faixa de variação dos coeficientes α e m . Para isso, os valores de α e m foram calibrados com base nas 68 curvas de carga *versus* deslocamento

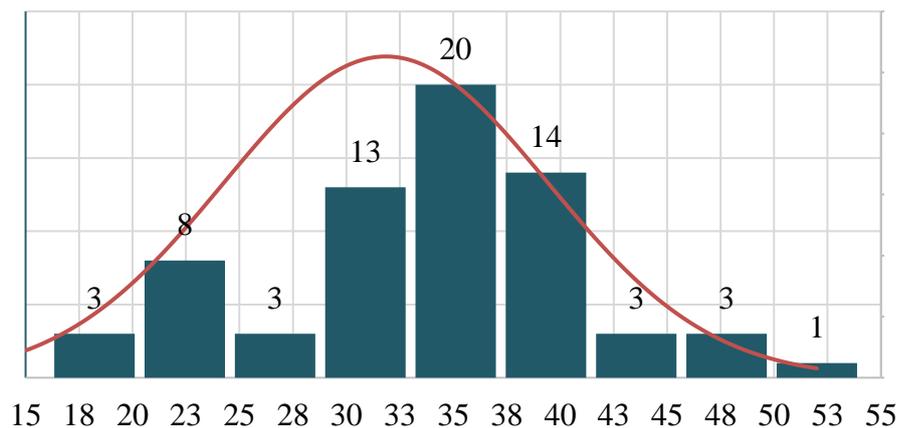
medidos nos ensaios POT, utilizando a Equação 4.4 proposta. O objetivo foi procurar valores de α e m que façam sobrepor as curvas p-y da Equação 4.4 com as curvas p-y dos POT. Utilizando 68 curvas p-y do POT, a média da diferença entre o deslocamento obtido com a Equação 4.4 e o deslocamento obtido na prova carga foi de 3% com um desvio padrão de 0,092. A Tabela 35 mostra os resultados estatísticos levantados após calibração de α e m , enquanto que as Figuras 55 e 56 mostram as distribuições normais dos coeficientes α e m , respectivamente.

Tabela 35 - Indicadores estatísticos dos coeficientes α e m .

Indicador	α	m
Mínimo	14,00	1,00
Máximo	52,00	1,74
Média	31,85	1,31
Moda	35,00	1,30
Tamanho da amostra	68	68
Desvio Padrão	7,58	0,14

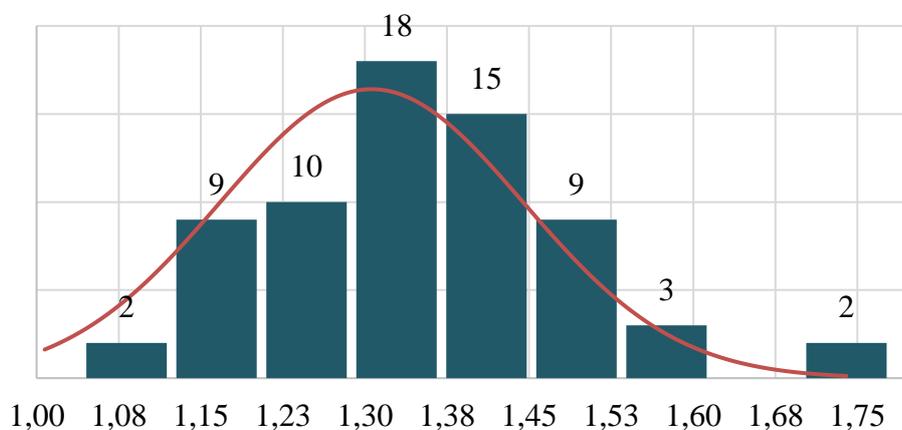
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 55 - Distribuição normal do coeficiente α .



Fonte: Elaborado pelo autor.

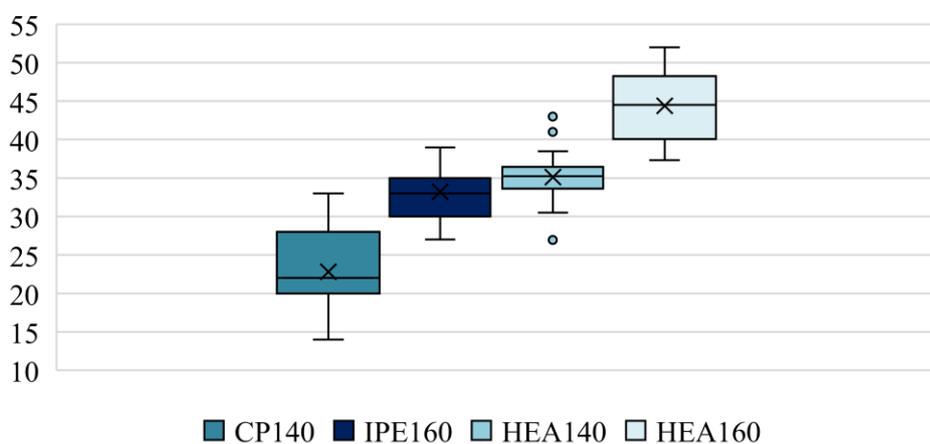
Figura 56 - Distribuição normal do coeficiente m.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Os resultados estatísticos expressam uma variação maior para o coeficiente α , variando de 14 a 52 e menor para o coeficiente m, variando de 1 a 1,74 com média igual a 1,31.

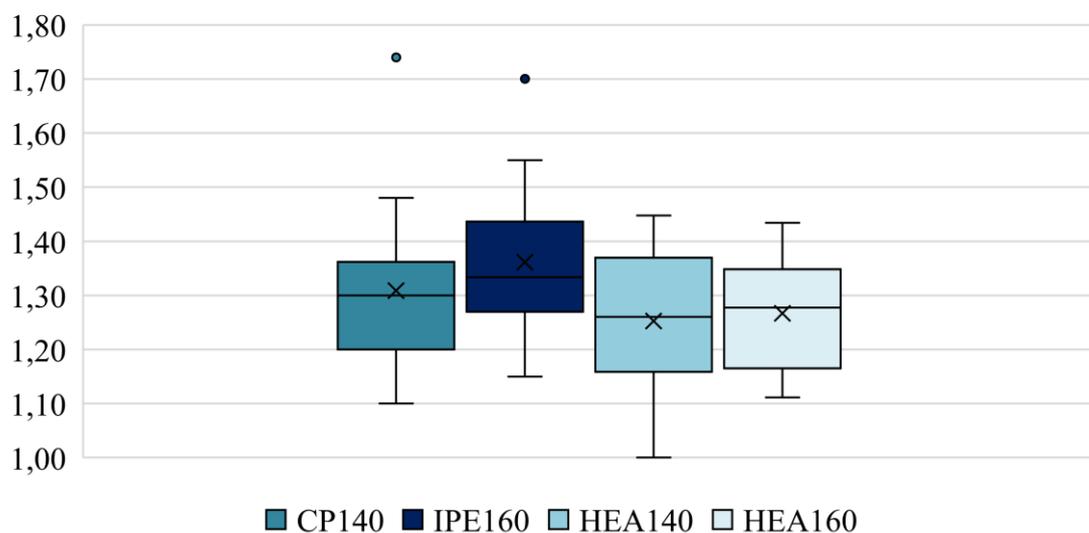
Quando valores de α são avaliados separadamente em função do tipo de perfil de estaca, é possível verificar a influência do tipo de perfil no valor do parâmetro α , como mostra a Figura 57. Vale ressaltar que o lado da estaca (B) aumenta na seguinte ordem do tipo de perfil: CP-140, IPE-160, HEA-140 e HEA-160 o que leva a concluir que o parâmetro α aumenta com o aumento de B.

Figura 57 - Distribuição do coeficiente α em função do tipo de perfil de teste.

Fonte: Elaborado pelo autor.

Por outro lado, observa-se pouca influência do tipo de perfil nos valores do coeficiente m , como ilustra a Figura 58. Contudo, as menores médias do parâmetro m são encontradas nos perfis com maiores B , indicando assim a tendência das curvas p - y destes perfis apresentarem comportamentos menos côncavos, uma vez que curvas p – y tendem a ser lineares para valores de m próximos de unidade.

Figura 58 - Distribuição do coeficiente m por cada perfil de teste.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Em projetos de futuros empreendimentos que utilizam perfis de estacas iguais aos deste trabalho, os parâmetros α e m podem ser aferidos com um número reduzido de ensaios POT para que a Equação 4.4 possa ser utilizada depois para prever curvas carga *versus* deslocamentos, reduzindo assim a necessidade de realizar um grande número de ensaios POT. Além disso, a equação proposta poderá ser utilizada para verificar quais perfis atendem as cargas de projeto para deslocamentos admissíveis. Isso fornece mais assertividade a respeito das soluções para fundação dos *trackers*, verificando para diferentes tipos de solo, a curva carga *versus* deslocamento para um tipo de estaca.

Para calibração em outros solos, propõem-se realização de ilhas de investigação com distância máxima entre provas de carga, sondagens, ensaios e poços de inspeção menor que 5 m. Comprovando aplicabilidade e precisão deste método a partir de novos resultados de POT diferentes dos utilizados para desenvolver o método, os ganhos podem ser consideráveis em termos de custo e tempo.

Por fim, ressalta-se que nos métodos teóricos de cálculo apresentados neste trabalho o tipo de estaca bem como o comprimento de cravação influênciam no resultado final do teste e por isso entende-se que as estacas de teste devem ser no mínimo iguais ou menos rígidas e com B menores que as estacas que serão utilizadas na execução do empreendimento. Porém, solos mais arenosos têm um aumento da rigidez com a profundidade, fazendo com que o problema principal das soluções de fundação se encontre próximo da superfície do terreno. Neste sentido, entende-se que existam soluções mais adequadas para eliminar o problema superficialmente, diminuindo o comprimento da estaca, mas reforçando ela no primeiro meio metro, sem gerar uma rigidez por consequência com a profundidade.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

O presente trabalho é um dos precursores no Brasil no tema relacionado à análise das fundações de seguidores solares, conhecidos como *trackers*. Neste sentido, buscou-se, por meio de pesquisa com os fornecedores e especialistas, entender vários aspectos relacionados aos procedimentos de ensaios e às técnicas executivas e de dimensionamento dessas fundações, tendo em conta a inexistência ainda de uma norma à respeito no Brasil. Também, procurou-se neste trabalho comparar os resultados experimentais obtidos nas provas de cargas com os previstos por vários métodos de previsão de capacidade de carga, tanto os resultados de tração axial como os de carregamento horizontal. Por fim, 68 curvas p-y obtidas nos ensaios POT serviram de base para o desenvolvimento de um método semi-empírico que permite prever curvas p-y com base nas características da estaca, considerando calibração prévia dos parâmetros α e m em função do tipo de solo. Tendo em conta os objetivos previamente definidos, apresenta-se em seguida as principais conclusões frutos deste trabalho.

Pesquisas aos Fornecedores

- existem similaridades entre os fornecedores na maior parte do processo, mas alguns pontos, como a execução do *pull out test* e o dimensionamento, ainda apresentam divergências. 2 fluxogramas foram elaborados neste trabalho para representar os processos básicos envolvidos no dimensionamento de fundações de *trackers* de usinas fotovoltaicas e mostrar as principais diferenças entre os métodos de execução do ensaio POT;
- a maior divergência entre os procedimentos adotados pelos fornecedores reside na execução do *pull out test*, englobando os aspectos como densidade de ensaios, tipos de perfis de estacas teste, porcentagens de testes a serem realizados na condição saturada e o volume de água, tipos de carregamentos a realizar em ensaios POT, altura de aplicação da carga horizontal, quantidade de ciclos, tempo entre ciclos e limites de cargas horizontais, bem como a profundidade mínima de cravação;
- há praticamente convergência nos critérios de aceitação do ensaio. Os valores limites de deslocamentos horizontais adotados, considerando o estado limite de serviço, variam entre 25 a 30 mm. Porém, Os valores do FS adotados variam

entre 1,5 e 1,6, valores esses compatíveis com o recomendado (1,6) pela NBR 6122/2019 quando se têm resultados de provas de cargas estáticas;

- possíveis camadas impenetráveis à cravação direta são identificadas pelos fornecedores a partir do índice de resistência à penetração limite de 35 golpes e 50 golpes para ensaios SPT e DPSH, respectivamente.

Previsão de Capacidade de Carga

- há baixa densidade de ensaios SPT por hectare no complexo solar analisado, resultando longas distâncias entre furos de sondagens e entre furos de sondagens e os pontos dos ensaios POT.
- embora os furos de ensaios são localizados distantes entre si, foi possível estabelecer 3 perfis característicos de solos com base nos resultados de SPT, usando a estatística. Resistência do solo decresce na seguinte ordem: zona 03, zona 02 e zona 01, ao passo que a profundidade de cravação aumenta de forma oposto. Realça-se a necessidade de maiores densidades de ensaios SPT por hectare de modo a ter perfis característicos mais representativos do comportamento do solo;
- em todas as zonas, o método de Grenoble apresentou menores valores de capacidade de carga à tração em relação aos métodos de Aoki-Velloso e de Décourt-Quaresma. Na zona 01, valor estimado pelo método de Grenoble é 32% menor que a estimada pelo método de Aoki-Velloso e 60% menor que a estimada pelo método de Décourt-Quaresma. Na zona 02, o valor estimado pelo método de Grenoble é 52% menor que a estimada pelo método de Aoki-Velloso e 71% menor que a estimada pelo método de Décourt-Quaresma. Na zona 01, valor estimado pelo método de Grenoble é 69% menor que a estimada pelo método de Aoki-Velloso e 81% menor que a estimada pelo método de Décourt-Quaresma;
- as cargas de tração medidas no ensaio POT são menores que as cargas admissíveis estimadas (considerando $FS=2$) pelo método de Grenoble, nos perfis IPE-160 e HEA-140 da zona 01. Comportamento oposto ocorreu no perfil CP-140 da zona 01 e em todos os perfis da zona 02;
- os deslocamentos horizontais estimados na superfície pelo método de Broms (1964b) foram superiores à média dos deslocamentos medidos nas provas de

carga. Possíveis razões por essa diferença são a posição de medida de deslocamento horizontal no campo e consideração de estado limite último no método de Broms, enquanto que o deslocamento da carga de projeto considera estado limite de serviço.

Método Proposto para Futuros Projetos

- uma equação semi-empírica foi desenvolvida com base nas 68 curvas p-y obtidas nas provas de carga para estimar o deslocamento horizontal na superfície do solo em função da carga lateral aplicada na estaca, rigidez e lado da estaca. Essa equação é recomendada para estacas que possuem rigidezes na mesma ordem de grandeza das rigidezes das estacas do presente trabalho;
- as faixas de variação e os desvios padrões dos parâmetros α e m da equação proposta são 14 a 52 com desvio padrão de 7,58 e 1 a 1,74 com desvio padrão igual a 0,14, respectivamente. O parâmetro α aumenta na seguinte ordem do tipo de perfil: CP-140, IPE-160, HEA-140 e HEA-160 o que leva a concluir que o parâmetro α também aumenta com o aumento do lado da estaca (B). Há pouca influência do tipo de perfil nos valores do coeficiente m.
- em projetos de futuros empreendimentos que utilizam perfis de estacas iguais aos deste trabalho, os parâmetros α e m podem ser aferidos com um número reduzido de ensaios POT para que a equação proposta possa ser utilizada depois para prever curvas carga versus deslocamentos, reduzindo assim a necessidade de realizar um grande número de ensaios POT. A equação proposta poderá ser utilizada também para verificar quais perfis atendem as cargas de projeto para deslocamentos admissíveis.
- comprovando aplicabilidade da equação proposta a partir de novos resultados de POT diferentes dos utilizados para desenvolver o método, os ganhos podem ser consideráveis em termos de custo e tempo.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestão para trabalhos futuros sobre a análise e dimensionamento de fundações de *trackers* para usinas fotovoltaicas, sugere-se:

- Análise de múltiplos carregamentos;
- Utilizar outras curvas p-y para validar a equação proposta e os seus respectivos parâmetros;
- Análise da degradação do módulo de elasticidade com o efeito de carregamentos horizontais sucessivos;

REFERÊNCIAS

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D3966.07** *Standard Test Methods for deep Foundation Under Lateral Load*. Pennsylvania, 2011
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D3689.07** *Standard Test Methods for deep Foundation Under Static Axial Tensile Load*. Pennsylvania, 2010
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT**. Rio de Janeiro, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16903: Solo – Prova de carga estática em fundação profunda**. Rio de Janeiro, 2020.
- AFONSO, G. F. André. **Correlações entre Resultados de Ensaios In Situ de Penetração Dinâmica DP com o Ensaio Standard Penetration Test**. Dissertação - Escola Superior de Tecnologia e Gestão Instituto Politécnico de Bragança. Dezembro 2016.
- ALMEIDA, L. B. Patrícia. **Análise e Dimensionamento de Fundações de Painéis Fotovoltaicos Inseridos em Parques Solares**. Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.
- ANDRADE, Marília. **Piauí abrigará maior parque eólico e maior parque solar da América do Sul**. Disponível em: < <https://www.pi.gov.br/noticias/piaui-abrigara-maior-parque-eolico-e-maior-parque-solar-da-america-do-sul/> >. Acesso em: 31 dez. 2020.
- API. **Recommended practice for planning, designing and constructing offshore platforms**. API RP, 2002.
- CARVALHO, Sidney Franco de. **Prova dinâmica super pesada – DPSH: uma proposta de correlação com a sondagem de simples reconhecimento SPT**. Dissertação de mestrado do programa de pós graduação em engenharia civil UFSC – Florianópolis, SC, 203 p. 2017.
- CHRISTAN, Priscila de. **Estudo da interação solo-estaca sujeito a carregamento horizontal em ambientes submersos**. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil UFPR - Curitiba, PR, 194 p. 2012.
- CINTRA, J.C. Ângelo; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Fundações Diretas – Projeto Geotécnico**. Oficina de Textos. São Paulo, 2011.

CINTRA, J.C. Ângelo; AOKI, Nelson. **Fundações por Estacas – Projeto Geotécnico**. Oficina de Textos. São Paulo, 2011.

CINTRA, J.C. Ângelo; AOKI, Nelson; TSHUA, H.C. Cristina; GIACHETI, Heraldo Luiz. **Ensaio Estáticos e Dinâmicos**. Oficina de Textos. São Paulo, 2013.

CONSOLI, NILO CESAR. **Notas de aula – Fundações ENG01142** – UFRGS, Porto Alegre, RS. 2020.

CONSÓRCIO SETA-ARAXÁ. **Empresas especializadas em construção e projetos de obras de geração de energia**. Entrevista e arquivos concedidos em 01 de junho de 2020.

FLEMING, Ken, WELTMAN, Austin, Randolph, Mark., Elson, Keith. **Piling Engineering**. Taylor & Francis, London, 2009.

VELLOSO, Dirceu de Alencar, Francisco de Rezende Lopes. **Fundações**. v.2. Oficina de Textos. São Paulo, 2010.

VARGAS, Milton. **Provas de Carga em Estacas. Uma apreciação histórica**. Revista Solos e Rochas, v.13, n. único, p. 3-12. São Paulo, 1990.

BROMS^a, B. B., "**Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils**," Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers, v.89, No. SM2, pp 27-63. 9. March 1964.

BROMS^b, B. B., "**Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils**", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers, v.89, No. SM3, pp 123-157. May 1964

DANZIGER, F. A. B. **Capacidade de carga de fundações submetidas a Esforços Verticais de Tração**. Dissertação – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1983.

EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA (EPE). **Anuário Estatístico de Energia Elétrica 2020**. Disponível em: < <https://www.epe.gov.br/pt/publicacoes-dados-abertos/publicacoes/anuario-estatistico-de-energia-eletrica> >. Acesso em: 15 de março de 2021.

EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA (EPE). **Plano decenal de expansão de energia 2030**. Disponível em: < <https://www.epe.gov.br/pt/publicacoes-dados-abertos/publicacoes/plano-decenal-de-expansao-de-energia-2030> >. Acesso em: 15 de março de 2021.

GUARNIERI, Mauricio Vivan. **Usinas solares fotovoltaicas com seguimento em um eixo no Brasil: aspectos da construção, custos e expectativa de desempenho**. Dissertação – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 180 p. 2017.

HACHICH, Waldemar *et al.* **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

LAPROVITERA, Hugo. **Reavaliação de método semi-empírico de previsão de capacidade de carga de estacas a partir de banco de dados**, 1988.

LEONI, José Augusto. **Apunte de coeficiente de balasto. Laboratorio de mecanica de suelos. Facultad de Ingenieria (U.N.L.P)**. Buenos Aires, 201-.

MATOS FERNANDES, M. **Mecânica dos Solos. Introdução à Engenharia Geotécnica**, v.2. Edições FEUP, Porto, 2011.

MATLOCK, H., And REESE, L.C. **Generalised Solutions for Laterally Loaded Piles**". J. Soil Mech. Found. Div., 86 (5), 91-97, 1960.

MILITITSKY, Jarbas; CONSOLI, Nilo Cesar; SCHNAID, Fernando. **Patologia das fundações**. Oficina de textos, 2015.

O'NEILL, M. W. **Side resistance in piles and drilled shafts**. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v.127, n. 1, p. 3–16, 2001.

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

PORTAL SOLAR. **Enel inicia operação comercial do complexo solar São Gonçalo**. Disponível em: < <https://www.portalsolar.com.br/blog-solar/energia-solar/enel-inicia-operacao-comercial-do-complexo-solar-sao-goncalo.html> > 2020. Acesso em 31 dez. 2020.

PORTAL SOLAR. **Seguidor solar – tracker: vantagens e desvantagens parte 1**. Disponível em: < <https://www.portalsolar.com.br/blog-solar/painel-solar/seguidor-solar---tracker-vantagens-e-desvantagens-parte-1.html> > 2021. Acesso em 25/03/2021

REESE, Lymon C.; VAN IMPE, William F. **Single piles and pile groups under lateral loading**. CRC press, 2010.

SILVA, Ana Margarida. E. C. **Acção do vento em seguidores solares**. Dissertação de mestrado – Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. Lisboa, Portugal. 2013.

STI Norland Brasil. STI Talks - **Geotecnia Aplicada à Otimização do Capex**. Disponível em: < <https://www.youtube.com/watch?v=YJmfSGoSlsw&t=1s> > 2021. Acesso em 04/04/2021

STI Norland Brasil. **Estrutura fixa monoposte**. Disponível em: < <https://www.stinorland.com/es/productos/estructura-fija-monoposte> > 2021. Acesso em 10/03/2021

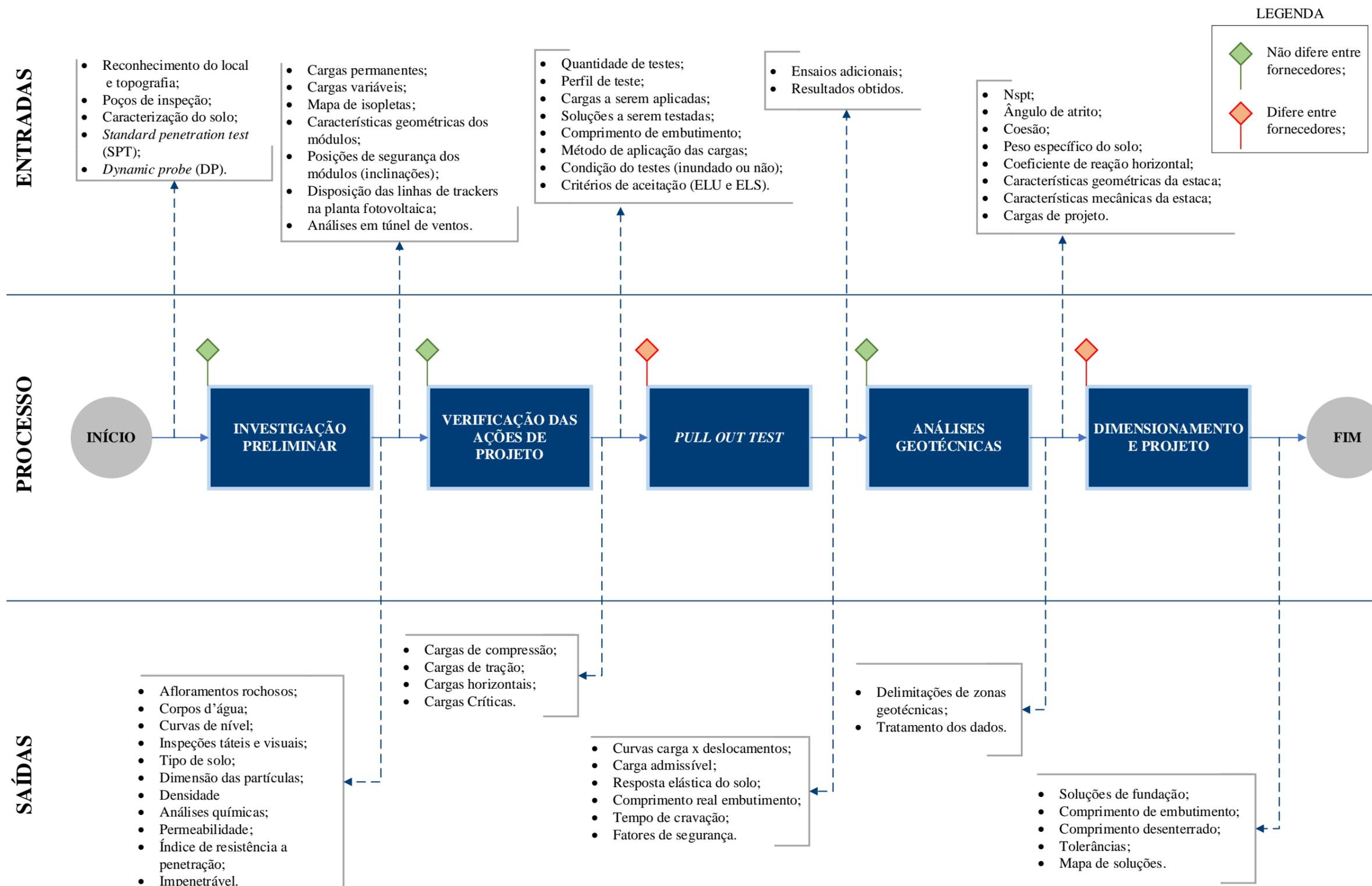
TOLMASQUIM, M. T. **Energia renovável: hidráulica, biomassa, eólica, solar, oceânica**. Rio de Janeiro: EPE - Empresa de Pesquisa Energética, 452 p. 2016.

TOMLINSON, M., WOODWARD, J. **Pile Design and Construction Practice**, 5ª Ed. Taylor & Francis, 2008.

TERZAGHI, K., **Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction**. Géotechnique, Institution of Civ. Engrs., Vol. V, London, p. 297-326, 1955.

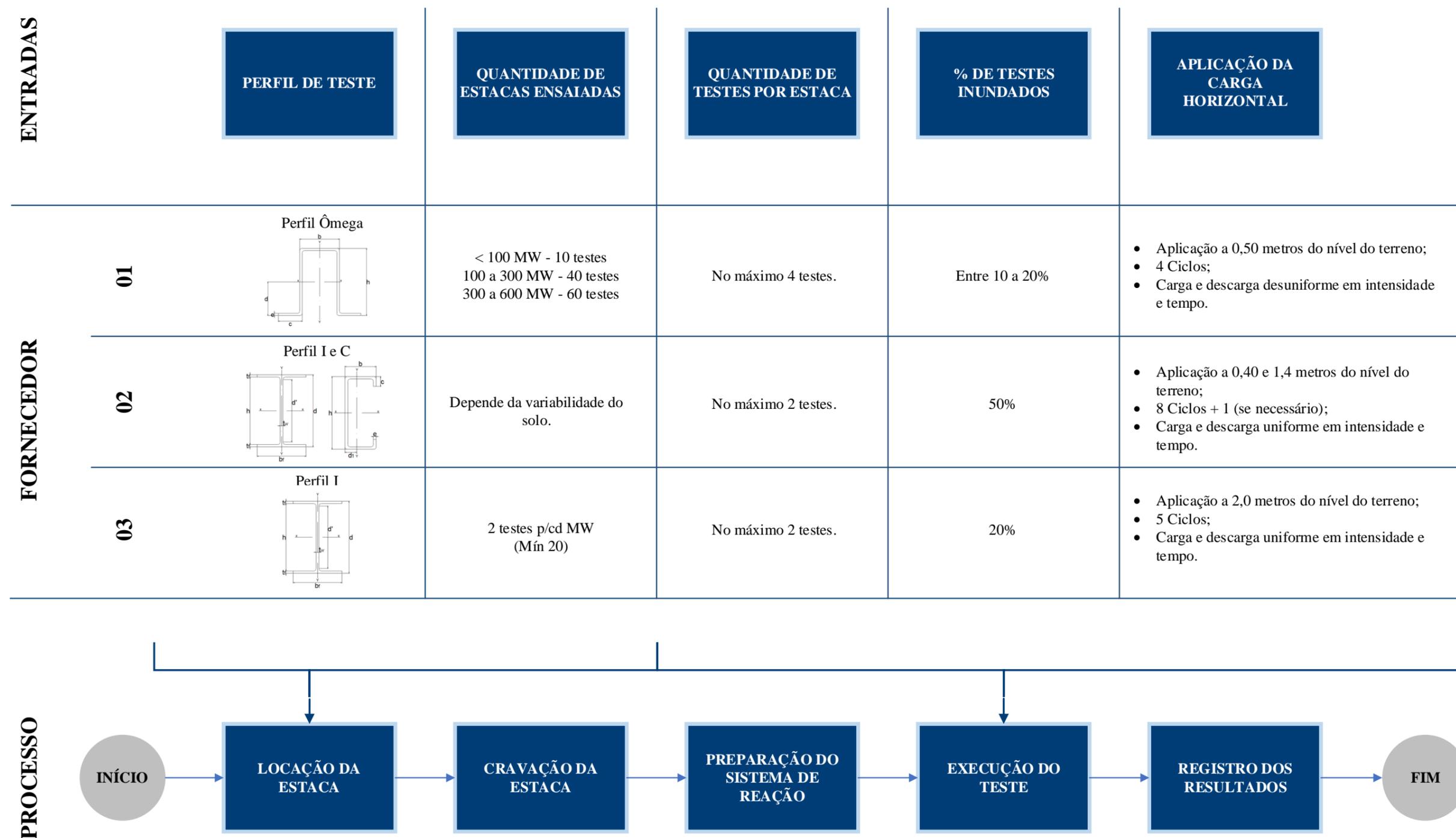
VILLALVA, Marcelo G. **Energia solar fotovoltaica: conceitos e aplicações**. 1ª ed. São Paulo, 2012.

APÊNDICE A – FLUXOGRAMA DO PROCESSO DE DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES DE TRACKERS EM USINAS FOTOVOLTAICAS.



Fonte: Elaborado pelo autor.

APÊNDICE B – FLUXOGRAMA DO PROCESSO DE EXECUÇÃO DO PULL OUT TEST EM USINAS FOTOVOLTAICAS COM AS DIFERENÇAS PRINCIPAIS OBSERVADAS ENTRE FORNECEDORES.



Fonte: Elaborado pelo autor.

**APÊNDICE C – CÁLCULO PARA PREVISÃO DA CURVA CARGA *VERSUS*
DESLOCAMENTO PARA CARREGAMENTO LATERAL**

A partir da Equação 2.35, considerando momento nulo no topo da estaca temos:

$$y = \left[\frac{H_t T^3}{E_p I} \right] A_y$$

Utilizando a Equação 2.9:

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I}{n_h}}$$

Podemos substituir T na equação 2.35:

$$y_0 = A_y \frac{H E_p I^{3/5}}{E_p I n_h^{3/5}} = A_y \frac{H E_p I^{-2/5}}{n_h^{3/5}}$$

A retroanálise das 68 provas de carga teve como resultado a Equação 4.2:

$$E_s = (\alpha B + K) n_h^\beta = \frac{H}{y_0} \leftrightarrow n_h = \left[\frac{H}{(y_0 (\alpha B + K))} \right]^{\frac{1}{\beta}}$$

Substituindo a equação 4.1 trabalhada na 2.35 temos:

$$y_0 = A_y \frac{H (E_p I)^{-\frac{2}{5}}}{\left[\frac{H}{(y_0 (\alpha B + K))} \right]^{\frac{3}{5\beta}}}$$

Trabalhando a expressão chegamos em:

$$y_0 = \left[A_y H^{\left(1 - \frac{3}{5\beta}\right)} (E_p I)^{-\frac{2}{5}} (\alpha B + K)^{\left(\frac{3}{5\beta}\right)} \right]^{\frac{1}{\left(1 - \frac{3}{5\beta}\right)}}$$

Considerando K igual 2,4 e β de maneira simplificada igual a 1/2 (0,5), pode-se encontrar a equação 4.4.

$$y_0 = \frac{H^m (E_p I)^2}{A_y^5 (\alpha B + 2,4)^6}$$

onde, $\alpha \neq -\frac{K}{bf}$

ANEXO A – RESULTADO DAS SONDAGENS SPT

Tabela 36 - Resultados das Sondagens SPT.

SPT	Número de Golpes				Cota Alt.	SPT	Número de Golpes				Cota Alt.
	1 m	2 m	3 m	4 m			1 m	2 m	3 m	4 m	
01	15	30	59	84	477	44	21	41	80	91	479
02	7	14	23	62/25	480	45	7	81	-	-	480
03	6	10	25	39	479	46	16	70	-	-	478
04	8	12	15	19	477	47	57	82/21	82	64	479
05	14	62	78/21	30/03	487	48	15	23	23	37	477
06	15	37	45	-	477	49	16	20	32	89/27	477
07	7	12	28	78	483	50	31	43	78	40/15	478
08	10	17	24	31	477	51	31	61	50	61	479
09	8	18	53	69	484	52	18	31	42	48/14	477
10	6	9	15	24/25	491	53	26	74	90	74/24	477
11	7	15	24	25	493	54	27	62	81	-	479
12	10	21	37	60/25	480	A1	8	9	30	79	489
13	27	66	88/19	88/19	479	A2	8	13	20	26	489
14	9	19	79	77	487	A3	8	13	30	-	489
15	17	25	19	31	481	A4	8	17	22	34	489
16	18	28	41	70	479	A5	6	11	17	27	492
17	9	18	39	53	481	A6	7	15	22	23	490
18	9	12	27	34	481	A7	6	11	20	30	490
19	12	21	27	39	481	A8	6	13	22	33	491
20	12	60	82/25	82/25	483	A9	8	19	54	-	489
21	6	9	19	22	491	A10	8	19	49	-	486
22	8	11	24	31	493	A11	9	25	50/10	50/10	489
23	12	28	80/18	-	481	A12	8	17	35	29	489
24	23	71	87/14	-	481	A13	8	12	19	50/15	489
25	13	54	95/19	-	478	A14	8	15	27	65	481

26	25	88	40/15	-	478	A15	21	68	50/10	50/10	478
27	12	61	78/20	-	478	A16	15	68	-	-	478
28	21	75	-	-	479	A17	11	72	-	-	478
29	7	8	61	-	485	A18	7	17	26	-	478
30	8	11	16	24	492	A19	8	37	-	-	478
31	50/15	30/03	-	-	486	A20	21	45	72	-	476
32	10	17	22	31	490	A21	31	65	-	-	479
33	17	28	55	79	480	A22	16	54	-	-	476
34	16	29	57	94	477	A23	22	74	-	-	477
35	28	75	-	-	479	A24	17	57	50/15	-	478
36	12	37	90/16	-	481	A25	11	92/17	-	-	478
37	8	14	25/27	59	486	A26	11	50	30/set	-	479
38	8	17	25	39	489	A27	25	66	50/7	-	489
39	7	15	20	17	491	A28	15	61	50/10	-	478
40	21	85/18	-	-	476	A29	8	19	42	33	478
41	17	23	70	30/15	477	A30	11	50/15	-	-	477
42	13	26	60	-	479	A31	7	19	36	66/20	478
43	11	80/15	-	-	479						

Fonte: Consórcio SETA-Araxá (2020).

ANEXO B – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE DPSH

Tabela 37 – Resultados dos Ensaios DPSH

DPSH	Número de Golpes (N ₂₀)						DPSH	Número de Golpes (N ₂₀)					
	1 m	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m		1 m	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m
1	10	83	-	-	-	-	21	4	14	-	-	-	-
2	5	7	16	15	20	-	22	4	8	11	11	49	84
3	5	11	11	26	-	-	23	3	5	10	14	19	17
4	4	10	11	45	-	-	24	4	-	-	-	-	-
5	6	14	19	63	-	-	25	11	23	96	-	-	-
6	4	8	15	35	-	-	26	8	94	-	-	-	-
7	8	-	-	-	-	-	27	30	28	73	-	-	-
8	3	9	10	12	-	-	28	5	26	-	-	-	-
9	5	13	15	62	-	-	29	5	20	41	-	-	-
10	38	62	-	-	-	-	30	3	8	12	37	-	-
11	89	-	-	-	-	-	31	4	8	13	14	15	39
12	4	9	14	18	18	29	32	6	34	85	-	-	-
13	4	10	14	19	30	53	33	1	-	-	-	-	-
14	6	9	12	24	-	-	34	13	19	27	37	-	-
15	4	10	13	29	84	-	35	14	37	59	68	-	-
16	5	4	100	-	-	-	36	4	18	-	-	-	-
17	6	10	12	83	-	-	37	4	12	69	-	-	-
18	15	40	-	-	-	-	38	13	26	21	61	-	-
19	10	100	-	-	-	-	39	7	13	36	-	-	-
20	7	17	25	77	-	-	40	15	22	64	-	-	-

Fonte: Consórcio SETA-Araxá (2020).

ANEXO C – RESULTADOS DOS *PULL OUT TESTS*

Tabela 38 – Resultado dos *Pull Out Tests*

Id	Teste	Perfil	L Teórico (m)	L Real (m)	Impen.	Desloc. 100% (mm)	Desloc. Residual (mm)	Situação do Teste	Carga de Projeto (N)	Carga Última (N)	FS
12	Lateral	HEA-140	3,18	3,15	Não	13,67	1,05	Saturado	11.373,33	17.187,12	1,51
13	Lateral	IPE-160	3,30	3,30	Não	9,56	2,28		7.641,67	15.637,14	2,05
14	Lateral	CP140x50x20x3	2,50	2,50	Não	5,38	2,01		2.023,33	5.101,20	2,52
16	Tração	CP140x50x20x3	2,50	1,95	Sim	0,04	0,01		4.052,30	10.163,16	2,51
17	Lateral	HEA-140	3,18	2,30	Sim	14,02	1,10		11.373,33	20.090,88	1,77
18	Lateral	IPE-160	3,30	2,75	Sim	13,76	1,93		7.641,67	13.047,30	1,71
25	Lateral	IPE-160	3,30	2,80	Sim	11,39	1,29		7.641,67	13.420,08	1,76
26	Lateral	CP140x50x20x3	2,50	0,00	Sim	2,77	0,51	Saturado	2.023,33	5.101,20	2,52
27	Lateral	HEA-140	3,18	1,81	Sim	4,14	0,34		11.373,33	26.487,00	2,33

73	Lateral	HEA-140	3,18	3,15	Não	3,76	0,31		11.373,33	17.187,12	1,51
75	Lateral	IPE-160	3,30	3,30	Não	14	2,14		7.641,67	13.420,08	1,76
76	Lateral	CP140x50x20x3	2,50	1,73	Sim	2,89	0,81		2.023,33	5.061,96	2,50
77	Lateral	HEA-140	3,18	2,88	Sim	9,91	1,26	Saturado	11.373,33	21.248,46	1,87
81	Lateral	CP140x50x20x3	2,50	2,50	Não	9,98	4,61		2.023,33	5.042,34	2,49
85	Lateral	IPE-160	3,30	3,30	Não	11,63	2,06		7.641,67	13.989,06	1,83
88	Tração	CP140x50x20x3	2,50	2,50	Não	1,02	0,17		4.052,30	10.222,02	2,52
90	Lateral	IPE-160	3,30	3,30	Não	17,72	2,49	Saturado	7.641,67	10.398,60	1,36
94	Lateral	HEA-140	3,18	2,72	Sim	8,60	0,94		11.373,33	19.718,10	1,73
103	Lateral	HEA-140	3,18	3,15	Não	11,69	1,19		11.373,33	22.896,54	2,01
104	Tração	IPE-160	3,30	3,30	Não	1,05	0,77		6.539,40	11.438,46	1,75
105	Lateral	CP140x50x20x3	2,50	2,50	Não	6,21	3,20		2.023,33	5.140,44	2,54

113	Lateral	HEA-140	3,18	3,10	Sim	12,4	2,34		11.373,33	27.664,20	2,43
135	Lateral	IPE-160	3,30	2,70	Sim	7,85	1,45		7.641,67	19.001,97	2,49
136	Tração	CP140x50x20x3	2,50	2,50	Não	0,54	0,03		4.052,30	12.753,00	3,15
137	Lateral	HEA-140	3,18	3,10	Sim	6,33	0,95		11.373,33	28.468,62	2,50
138	Lateral	IPE-160	3,30	2,77	Sim	15,63	2,47	Saturado	7.641,67	11.144,16	1,46
139	Lateral	CP140x50x20x3	2,50	2,50	Não	6,15	2,41		2.023,33	5.081,58	2,51
140	Lateral	IPE-160	3,30	2,77	Sim	9,11	1,56		7.641,67	16.873,20	2,21
141	Lateral	CP140x50x20x3	2,50	2,01	Sim	5,80	2,02	Saturado	2.023,33	5.101,20	2,52
143	Lateral	CP140x50x20x3	2,50	2,50	Não	5,36	2,06		2.023,33	5.101,20	2,52
144	Tração	HEA-140	3,18	3,15	Não	0,04	0,03		5.172,30	13.047,30	2,52
145	Lateral	IPE-160	3,30	3,30	Não	11,16	1,20		7.641,67	15.362,46	2,01
146	Lateral	CP140x50x20x3	2,50	2,50	Não	7,70	4,22		2.023,33	5.081,58	2,51

147	Lateral	HEA-140	3,18	3,18	Não	5,72	0,48		11.373,33	11.163,78	0,98
150	Lateral	IPE-160	3,30	3,30	Não	12,96	2,75		7.641,67	13.459,32	1,76
151	Lateral	HEA-140	3,18	2,45	Sim	7,22	1,30		11.373,33	28.331,28	2,49
152	Tração	IPE-160	3,30	3,30	Não	0,28	0,04		6.539,40	13.184,64	2,02
153	Lateral	CP140x50x20x3	2,50	2,50	Não	5,29	2,40		2.023,33	5.160,06	2,55
154	Lateral	HEA-140	3,18	3,18	Não	10,10	2,55		11.373,33	28.959,12	2,55
155	Lateral	IPE-160	3,30	3,30	Não	11,79	2,43		7.641,67	13.066,92	1,71
156	Lateral	HEA-140	3,18	3,15	Não	9,66	0,69	Saturado	11.373,33	13.194,45	1,16
157	Lateral	IPE-160	3,30	3,30	Não	14,49	2,19	Saturado	7.641,67	10.545,75	1,38
158	Lateral	CP140x50x20x3	2,50	2,50	Não	4,42	1,81		2.023,33	5.120,82	2,53
159	Lateral	IPE-160	3,30	3,30	Não	12,82	1,84		7.641,67	12.949,20	1,69
160	Tração	CP140x50x20x3	2,50	1,93	Sim	0,16	0,12		4.052,30	10.202,40	2,52

161	Lateral	HEA-140	3,18	1,57	Sim	8,01	0,77		11.373,33	12.929,58	1,14
162	Lateral	IPE-160	3,30	1,26	Sim	9,97	2,67		7.641,67	11.850,48	1,55
163	Lateral	CP140x50x20x3	2,50	1,32	Sim	3,54	0,91		2.023,33	5.101,20	2,52
164	Lateral	IPE-160	3,30	3,30	Não	18,53	4,13	Saturado	7.641,67	7.808,76	1,02
165	Lateral	CP140x50x20x3	2,50	2,50	Não	7,72	3,82	Saturado	2.023,33	5.101,20	2,52
166	Lateral	HEA-140	3,18	2,80	Sim	5,74	0,83		11.373,33	28.478,43	2,50
167	Lateral	CP140x50x20x3	2,50	1,10	Sim	3,26	0,69		2.023,33	5.120,82	2,53
168	Tração	HEA-140	3,18	1,90	Sim	0,00	0,00		5.172,30	28.370,52	2,52
169	Lateral	IPE-160	3,30	2,68	Sim	4,89	0,56		7.641,67	19.266,84	2,52
170	Lateral	CP140x50x20x3	2,50	1,60	Sim	3,76	1,04		2.023,33	5.160,06	2,55
176	Tração	IPE-160	3,30	2,01	Sim	0,36	0,03		6.539,40	16.382,70	2,51
178	Lateral	HEA-140	3,18	2,68	Sim	7,48	0,80	Saturado	11.373,33	28.664,82	2,52

183	Lateral	IPE-160	3,30	2,24	Sim	5,31	0,84		7.641,67	19.168,74	2,51
186	Lateral	IPE-160	3,30	3,30	Não	7,27	1,31	Saturado	7.641,67	19.482,66	2,55
187	Lateral	CP140x50x20x3	2,50	2,50	Não	1,89	0,74		2.023,33	5.160,06	2,55
192	Tração	HEA-140	3,18	2,20	Sim	0,01	0,00		5.172,30	13.194,95	2,55
199	Lateral	HEA-140	3,18	2,37	Sim	5,44	1,34		11.373,33	28.684,44	2,52
204	Lateral	HEA-140	3,18	2,61	Sim	6,52	0,93		11.373,33	28.507,86	2,51
205	Lateral	IPE-160	3,30	1,94	Sim	7,63	0,87		7.641,67	19.698,48	2,58
206	Lateral	CP140x50x20x3	2,50	1,21	Sim	6,49	2,02		2.023,33	5.140,44	2,54
216	Tração	HEA-140	3,18	1,90	Sim	0,03	0,00		5.172,30	28.743,30	5,56
232	Tração	CP140x50x20x3	2,50	2,50	Não	0,70	0,18		4.052,30	10.163,16	2,51
233	Lateral	HEA-140	3,18	1,95	Sim	8,02	0,58		11.373,33	28.645,20	2,52
247	Lateral	HEA-140	3,18	2,60	Sim	7,94	1,16		11.373,33	28.841,40	2,54

248	Tração	IPE-160	3,30	2,22	Sim	0,02	0,01		6.539,40	16.480,80	2,52
256	Tração	CP140x50x20x3	2,50	1,95	Sim	0,37	0,06		4.052,30	10.163,16	2,51
257	Lateral	HEA-140	3,18	2,37	Sim	5,31	0,89		11.373,33	23.151,60	2,04
258	Lateral	IPE-160	3,30	2,56	Sim	6,05	1,11	Saturado	7.641,67	19.188,36	2,51
259	Lateral	CP140x50x20x3	2,50	1,94	Sim	3,59	1,13		2.023,33	5.101,20	2,52
261	Lateral	CP140x50x20x3	2,50	2,50	Não	4,89	1,99		2.023,33	5.081,58	2,51
262	Lateral	HEA-140	3,18	3,15	Não	12,19	1,66	Saturado	11.373,33	28.566,72	2,51
263	Lateral	CP140x50x20x3	2,50	2,36	Sim	6,2	1,90	Saturado	2.023,33	5.081,58	2,51
264	Tração	HEA-140	3,18	2,25	Sim	0,00	0,00		5.172,30	12.929,58	2,50
265	Lateral	IPE-160	3,30	3,30	Não	8,25	1,12	Saturado	7.641,67	20.149,74	2,64
274	Lateral	HEA-140	3,18	2,76	Sim	12,58	1,17	Saturado	11.373,33	12.968,82	1,14
275	Lateral	IPE-160	3,30	3,30	Não	11,7	2,98		7.641,67	13.459,32	1,76

276	Lateral	HEA-140	3,18	2,75	Sim	4,78	1,05		11.373,33	23.131,98	2,03
277	Lateral	IPE-160	3,30	3,30	Não	4,47	1,67		7.641,67	19.247,22	2,52
278	Lateral	CP140x50x20x3	2,50	2,50	Não	2,84	0,88		2.023,33	5.101,20	2,52
279	Lateral	IPE-160	3,30	1,85	Sim	13,78	2,30	Saturado	7.641,67	12.713,76	1,66
280	Tração	CP140x50x20x3	2,50	2,50	Não	0,01	0,00		4.052,30	10.202,40	2,52
281	Lateral	HEA-140	3,18	3,18	Não	4,45	0,31		11.373,33	29.371,14	2,58
282	Lateral	IPE-160	3,30	3,30	Não	5,70	0,40		7.641,67	19.168,74	2,51
283	Lateral	CP140x50x20x3	2,50	2,50	Não	4,94	1,88		2.023,33	5.101,20	2,52
286	Lateral	HEA-140	3,18	2,18	Sim	4,46	0,44		11.373,33	28.645,20	2,52
75	Lateral	HEA-160	3,20	3,20	Não	1,88	0,36		11.373,33	28.449,00	2,50
113	Lateral	HEA-160	3,20	2,12	Sim	3,55	1,22		11.373,33	28.390,14	2,50
138	Lateral	HEA-160	3,20	2,60	Sim	4,72	0,65	Saturado	7.641,67	19.188,36	2,51

146	Lateral	HEA-160	3,20	3,20	Não	2,42	0,70		7.641,67	19.168,74	2,51
164	Lateral	HEA-160	3,20	3,20	Não	3,87	0,81	Saturado	6.539,40	19.129,50	2,93
165	Lateral	HEA-160	3,20	3,20	Não	4,44	0,76	Saturado	7.641,67	19.168,74	2,51
206	Lateral	HEA-160	3,20	1,50	Sim	2,54	0,56		7.641,67	19.188,36	2,51
103	Lateral	HEA-160	3,20	3,20	Não	3,35	0,63		11.373,33	28.468,62	2,50
157	Lateral	HEA-160	3,30	3,20	Sim	6,66	0,92	Saturado	6.539,40	19.149,12	2,93
274	Lateral	HEA-160	3,20	1,75	Sim	8,20	0,73	Saturado	11.373,33	28.939,50	2,54

Fonte: Consórcio SETA-Araxá (2020) (adaptado pelo autor).

**ANEXO D – EQUAÇÃO DOS COEFICIENTES DE CAPACIDADE DE CARGA DO
MÉTODO DE GRENOBLE**

$$M_C = M_{C0} \cdot \left[1 - \frac{1}{2} \cdot \text{tg}(\lambda) \cdot \frac{L}{R} \right] \quad (2.17)$$

$$M_{C0} = -\frac{\text{tg}(\lambda)}{\text{tg}(\emptyset)} + \left[\frac{f}{H} \cdot \cos(\emptyset) \cdot \left(1 + \frac{\text{tg}(\lambda)}{\text{tg}(\emptyset)} \right) \right] \quad (2.18)$$

$$\frac{f}{H} = \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\emptyset}{2} \right) \cdot \left(\frac{\cos(n) - \text{sen}(\emptyset) \cdot \cos(m)}{\cos(n) + \text{sen}(\emptyset) \cdot \cos(m)} \right) \quad (2.19)$$

$$m = -\frac{\pi}{4} + \frac{\emptyset}{2} + \lambda \quad (2.20)$$

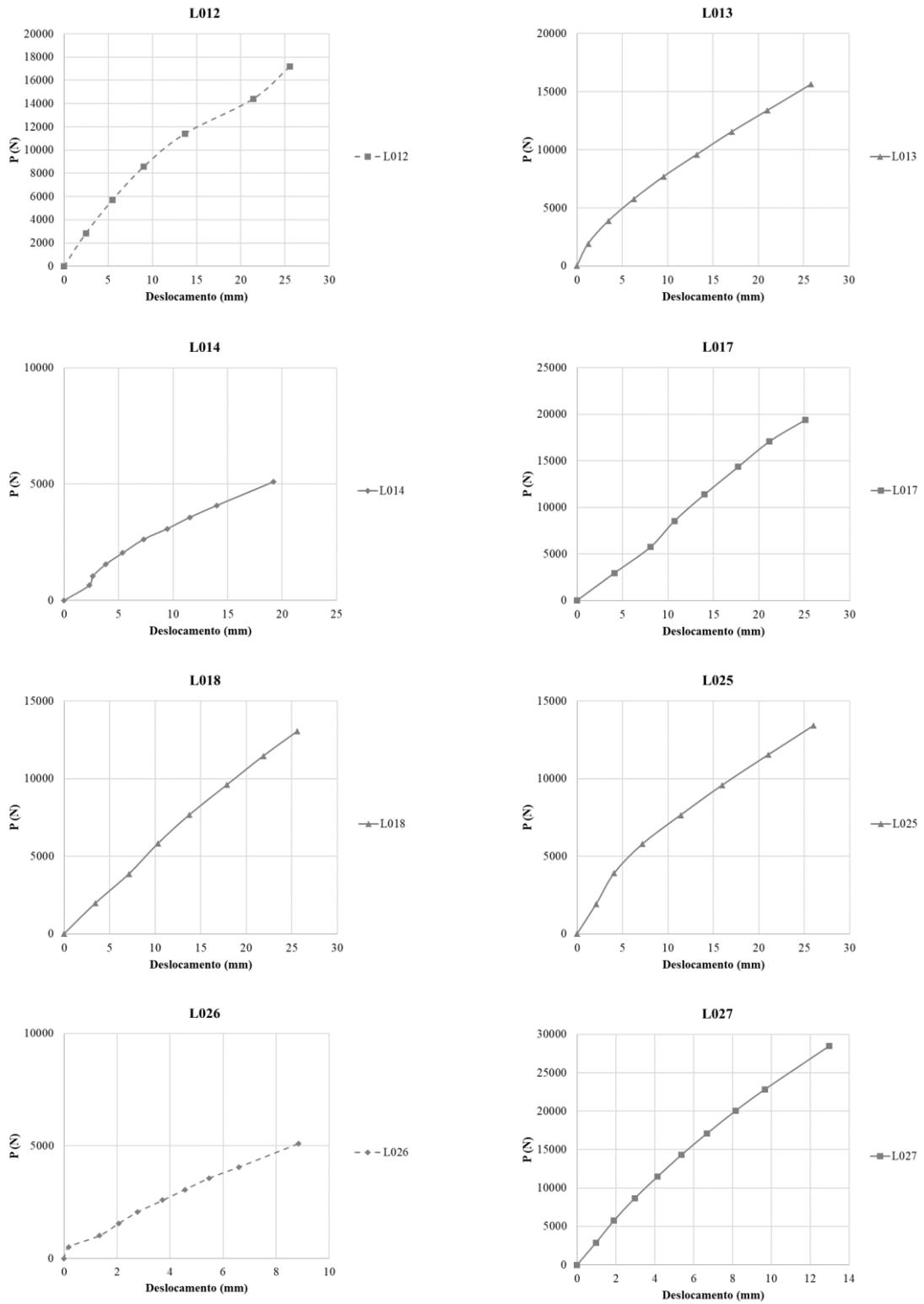
$$n = \text{arcsen}[\text{tg}(\emptyset) + \text{tg}(\lambda)] \quad (2.21)$$

$$M_q = M_C \cdot [\text{tg}(\emptyset) + \text{tg}(\lambda)] \quad (2.22)$$

$$(M_\emptyset + M_\gamma) = \left(\frac{\text{sen}(\emptyset) \cdot \cos(\emptyset + 2\lambda)}{2 \cdot \cos^2(\lambda)} \right) \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \text{tg}(\lambda) \cdot \frac{L}{R} \right) \quad (2.23)$$

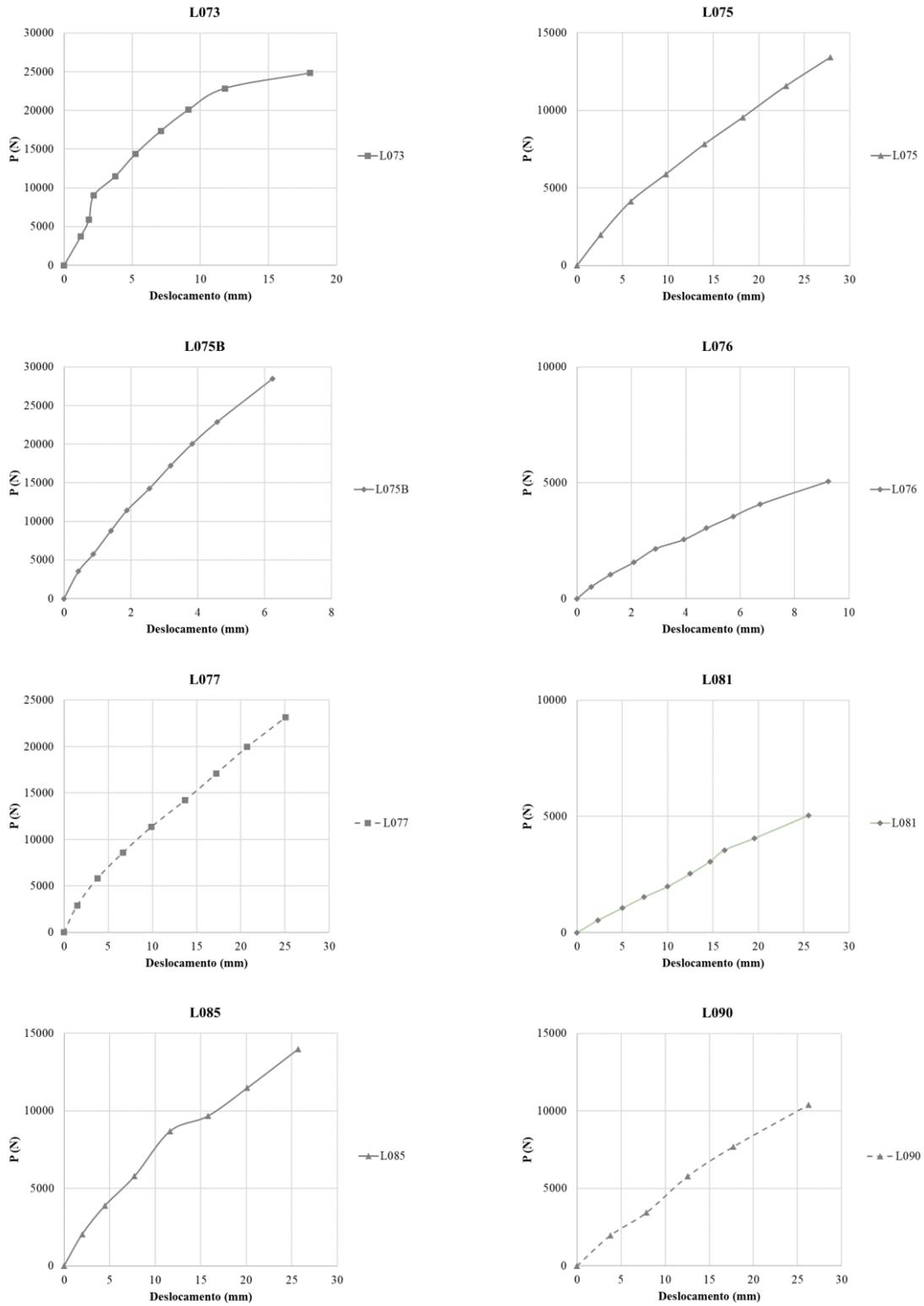
ANEXO E – CURVAS DO POT – HORIZONTAL

Figura 59 – Curvas do POT - Horizontal do teste L012 ao L027



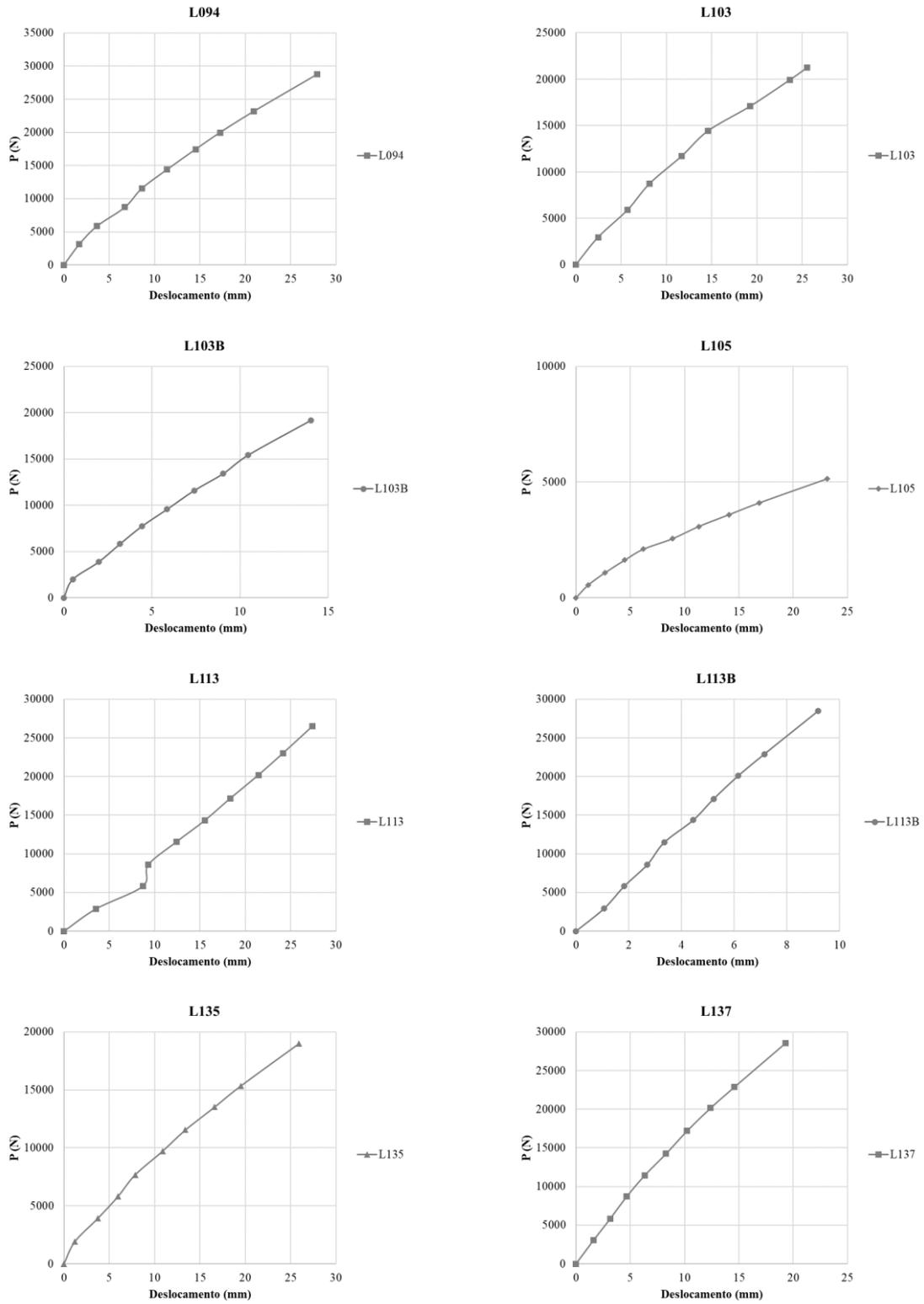
Fonte: Consórcio SETA-Araxá (2020) (adaptado pelo autor).

Figura 60 – Curvas do POT - Horizontal do teste L073 ao L090



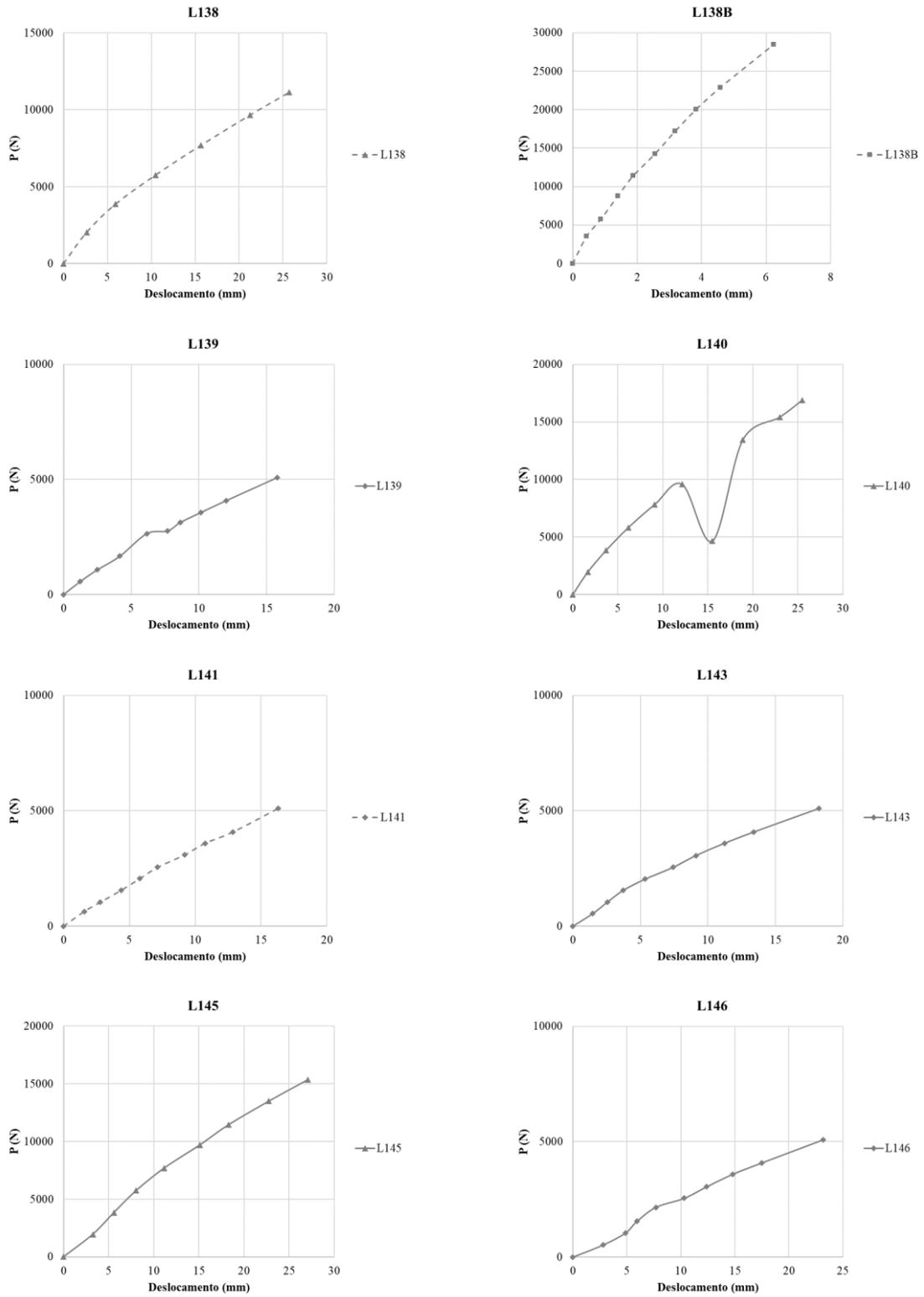
Fonte: Consórcio SETA-Araxá (2020) (adaptado pelo autor).

Figura 61 – Curvas do POT - Horizontal do teste L094 ao L137



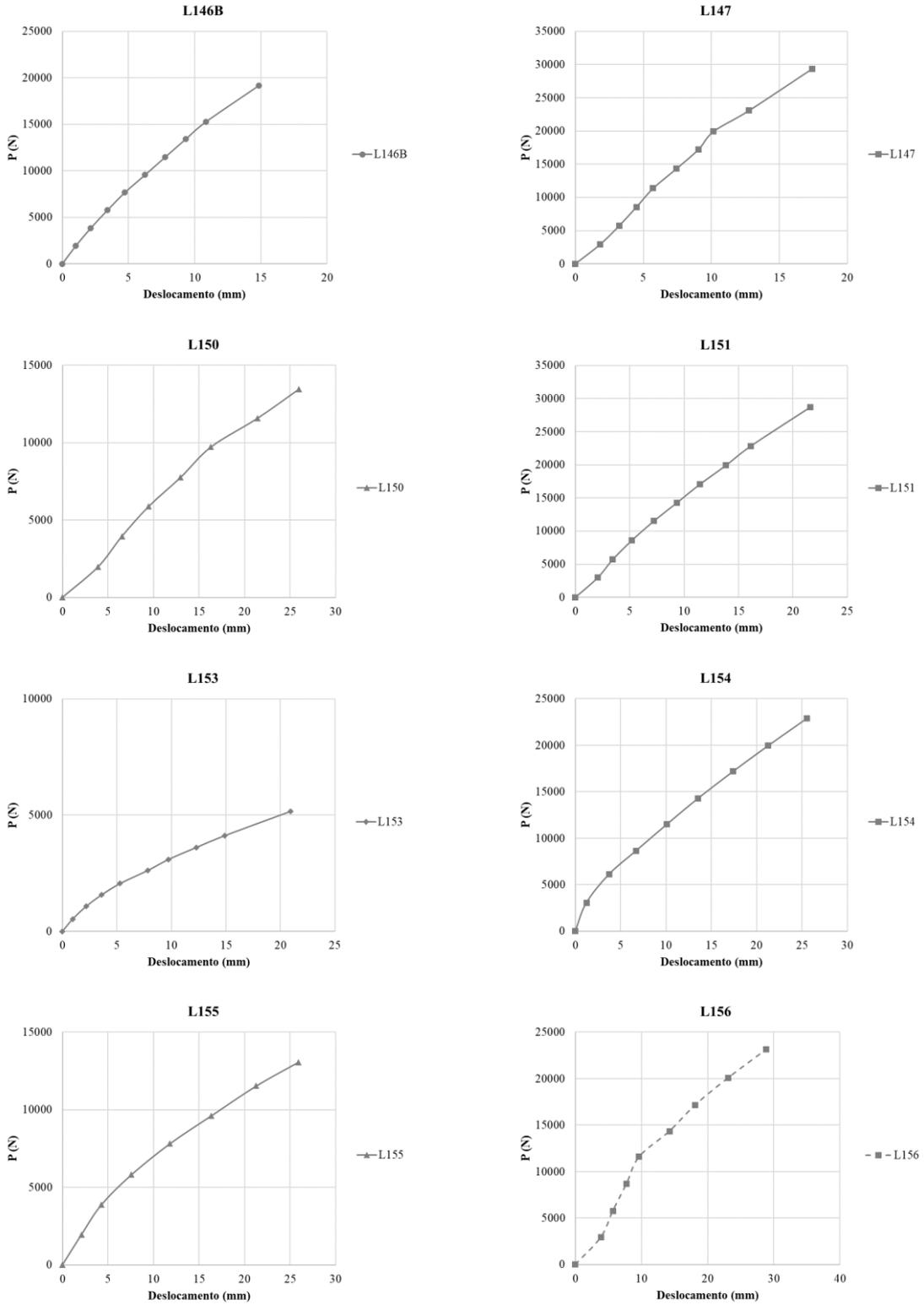
Fonte: Consórcio SETA-Araxá (2020) (adaptado pelo autor).

Figura 62 – Curvas do POT - Horizontal do teste L138 ao L146



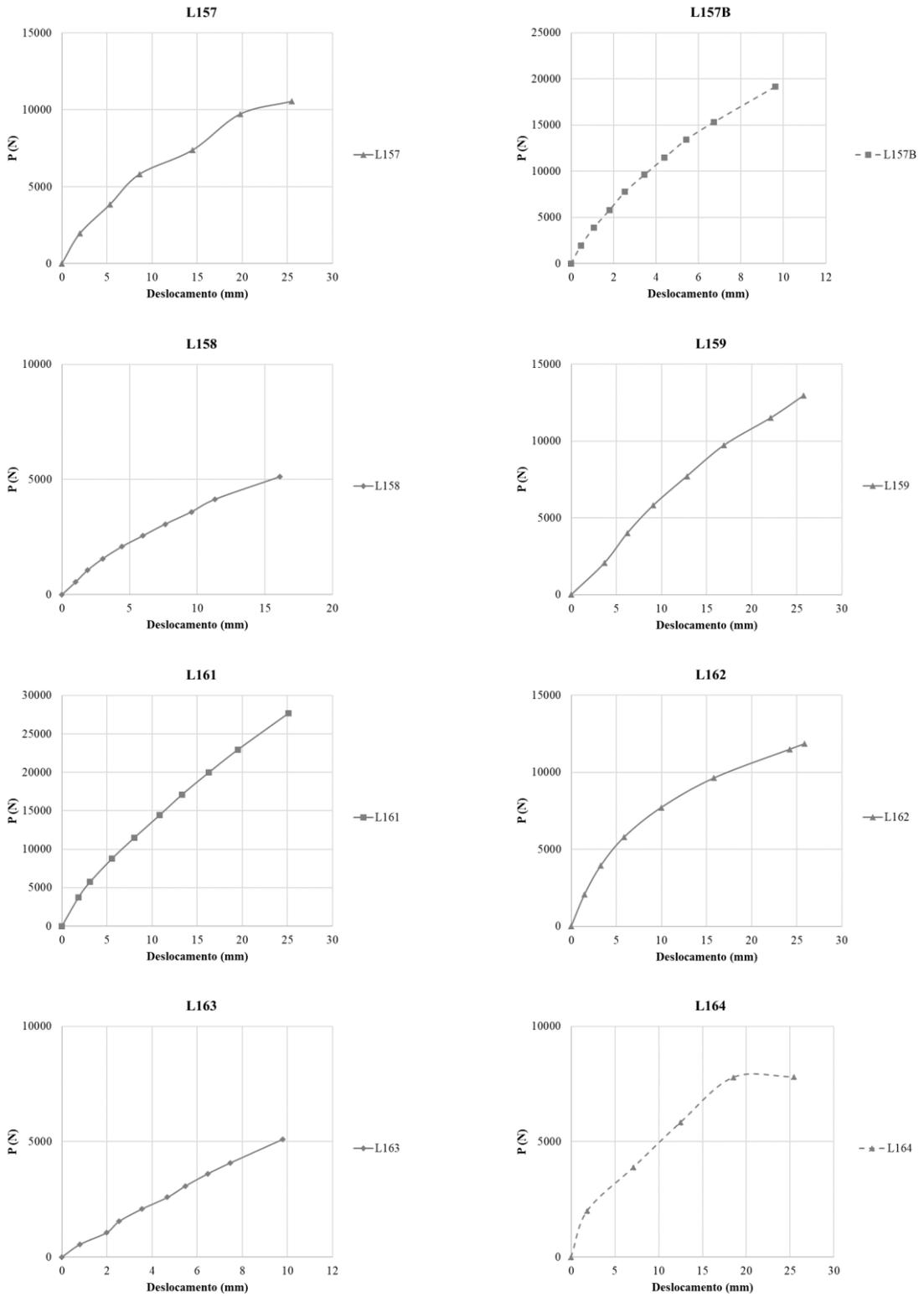
Fonte: Consórcio SETA-Araxá (2020) (adaptado pelo autor).

Figura 63 – Curvas do POT - Horizontal do teste L146B ao L156



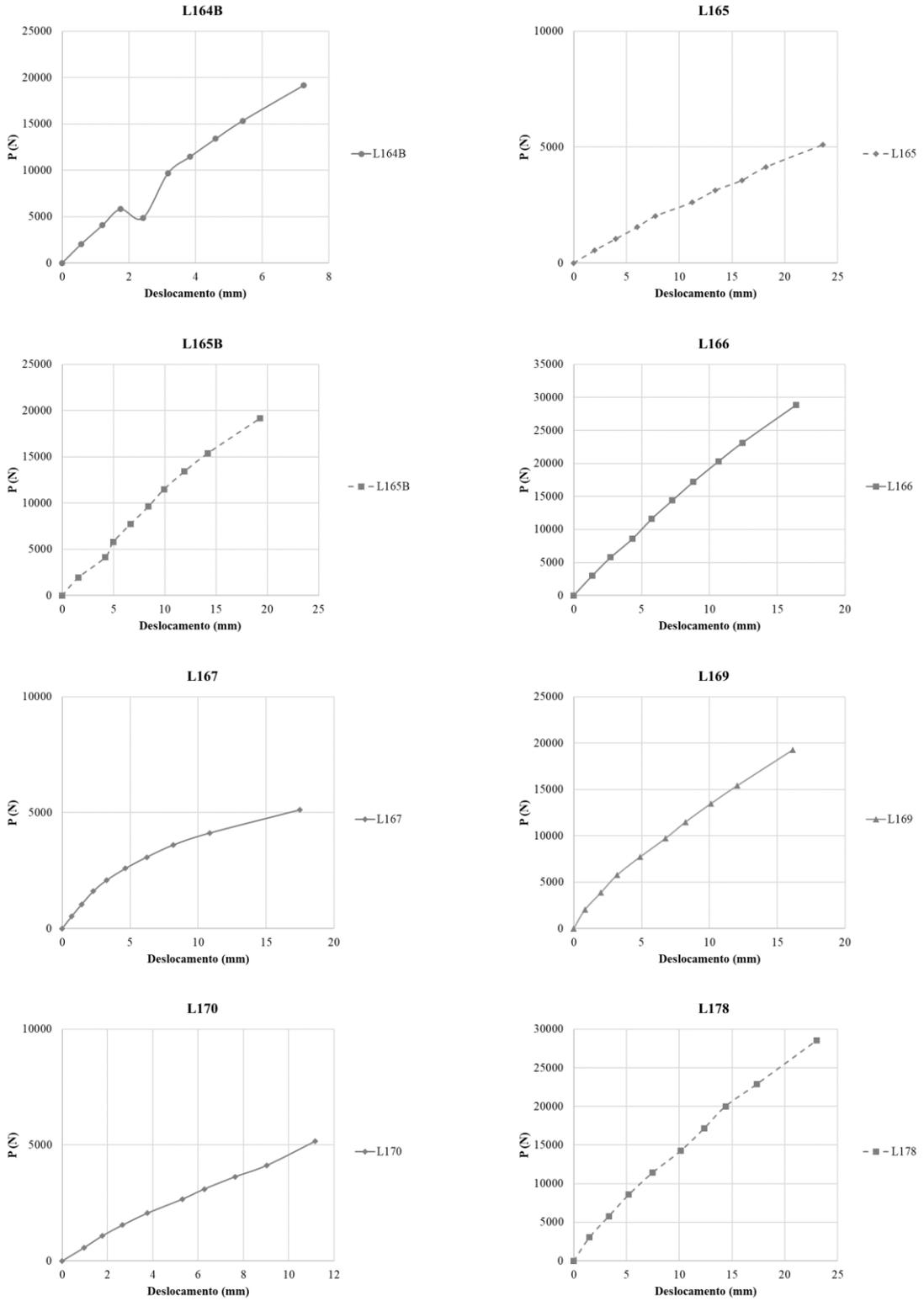
Fonte: Consórcio SETA-Araxá (2020) (adaptado pelo autor).

Figura 64 – Curvas do POT - Horizontal do teste L157 ao L164



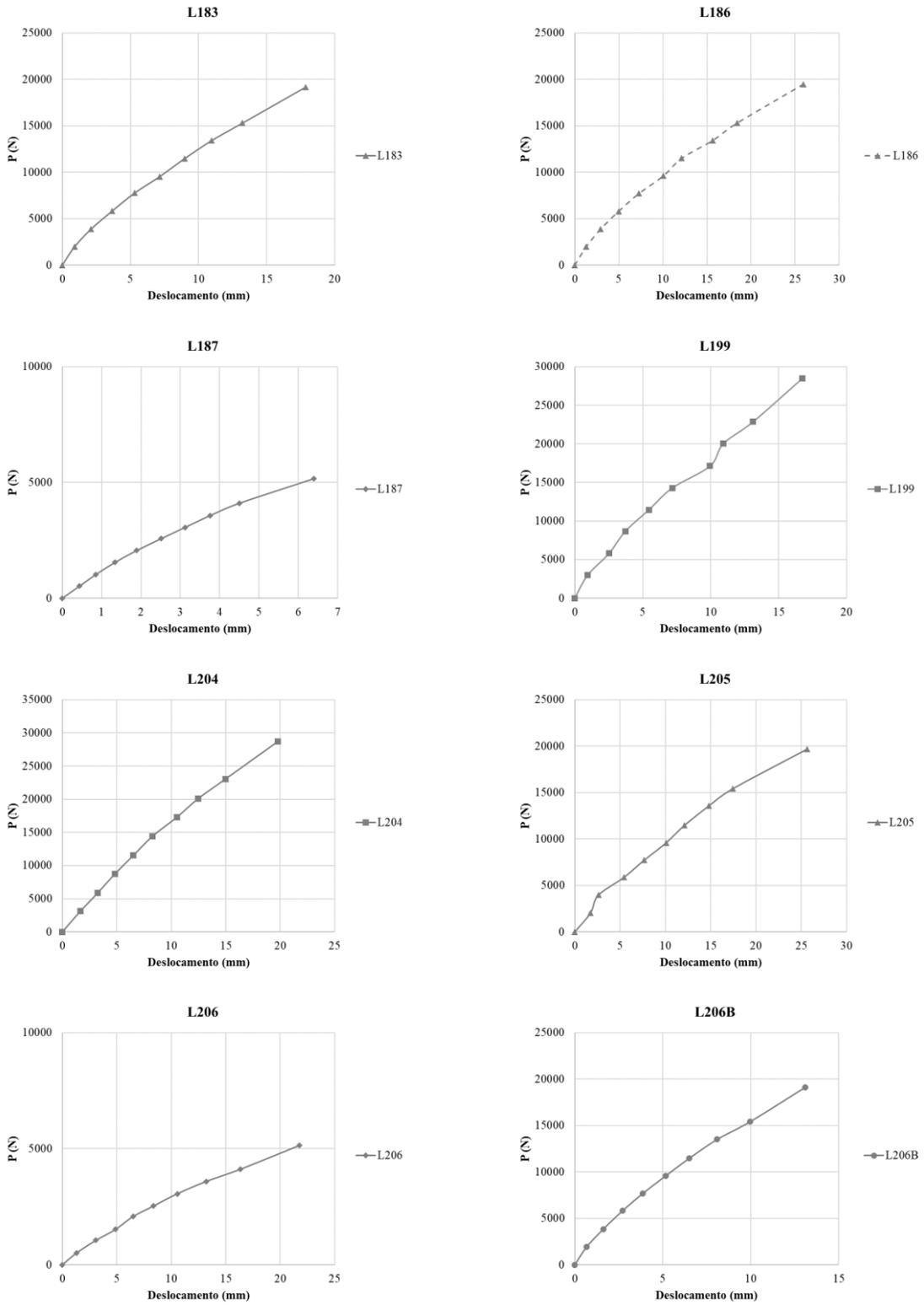
Fonte: Consórcio SETA-Araxá (2020) (adaptado pelo autor).

Figura 65 – Curvas do POT - Horizontal do teste L163B ao L178



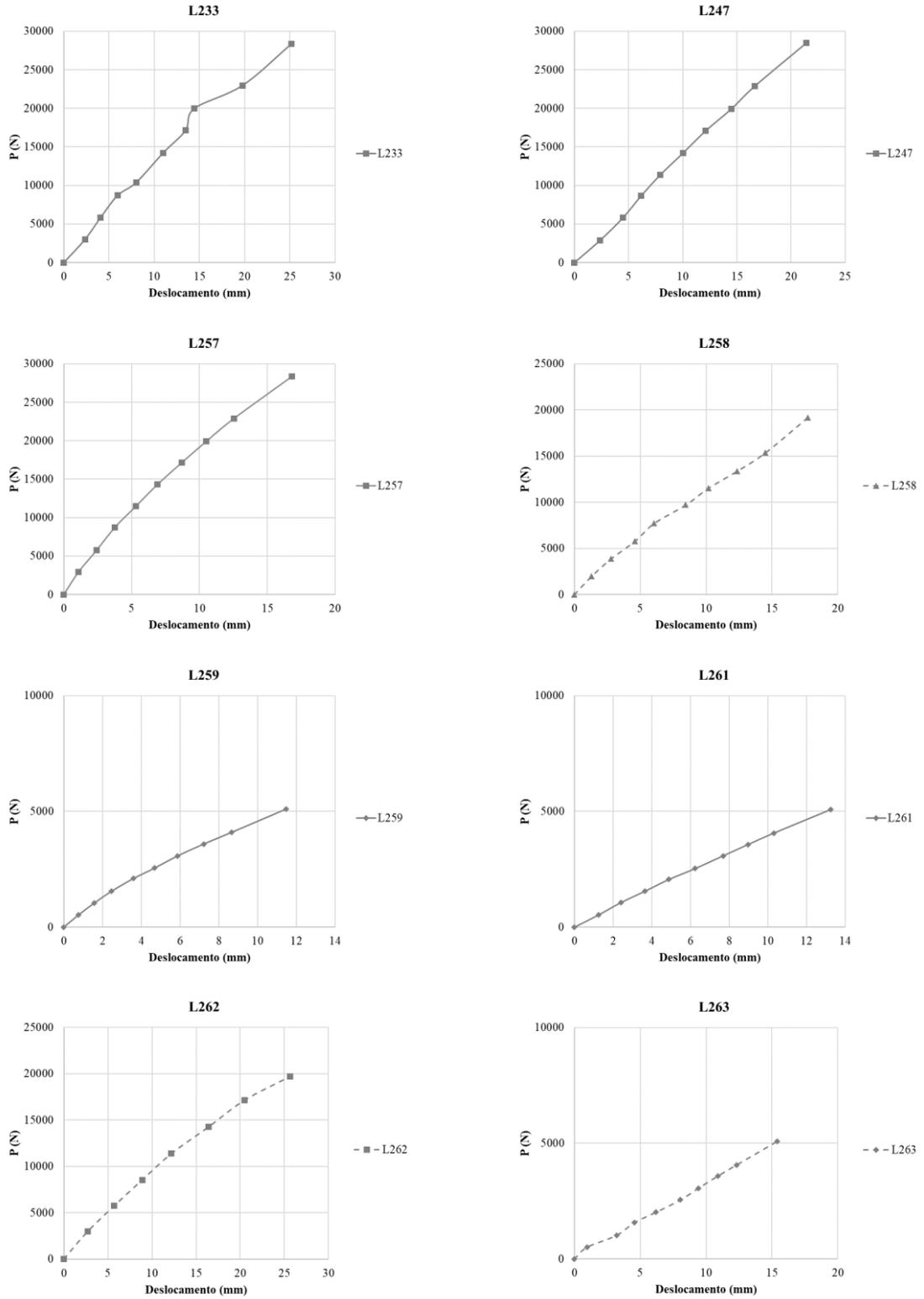
Fonte: Consórcio SETA-Araxá (2020) (adaptado pelo autor).

Figura 66 – Curvas do POT - Horizontal do teste L183 ao L206B



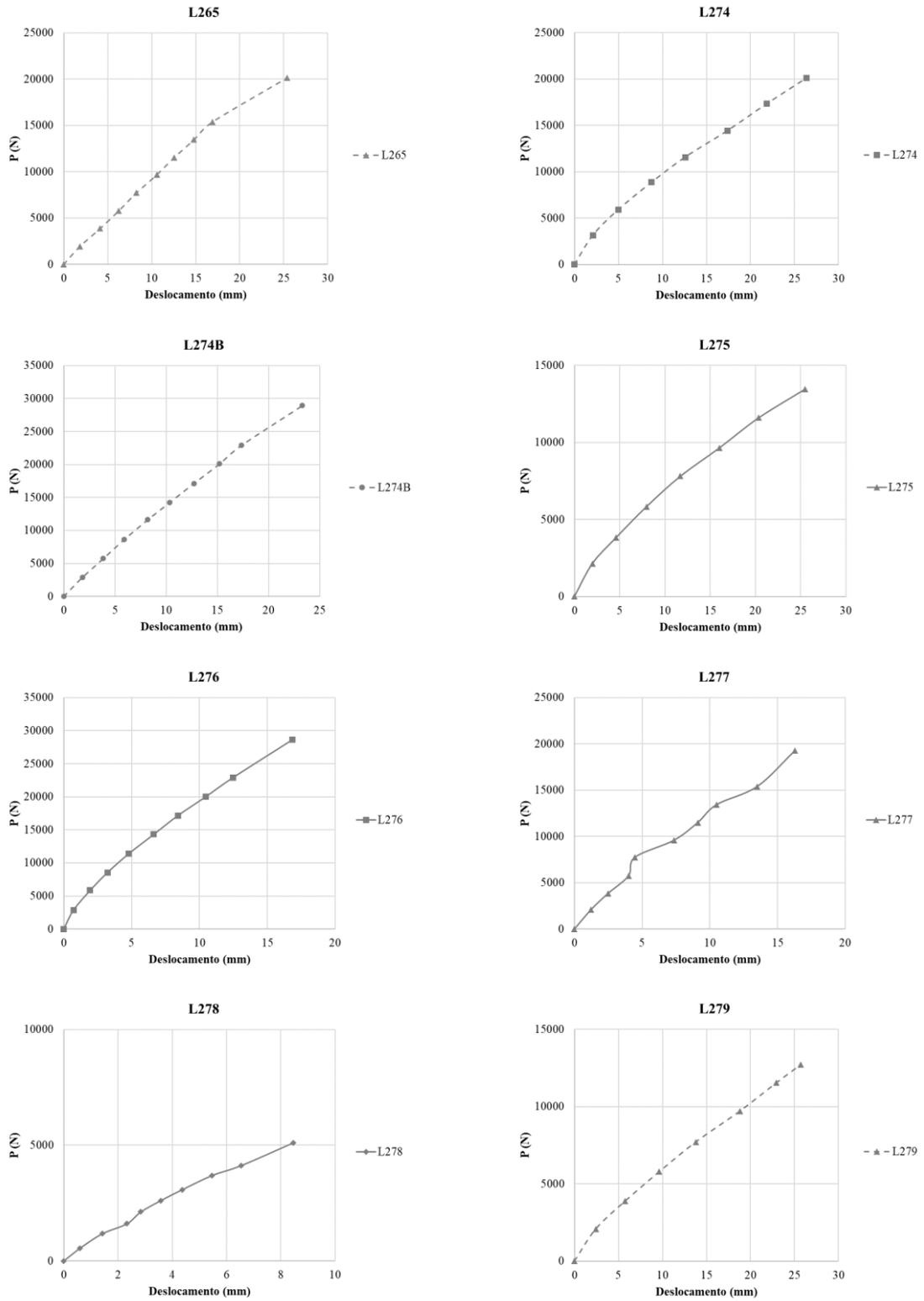
Fonte: Consórcio SETA-Araxá (2020) (adaptado pelo autor).

Figura 67 – Curvas do POT - Horizontal do teste L233 ao L263



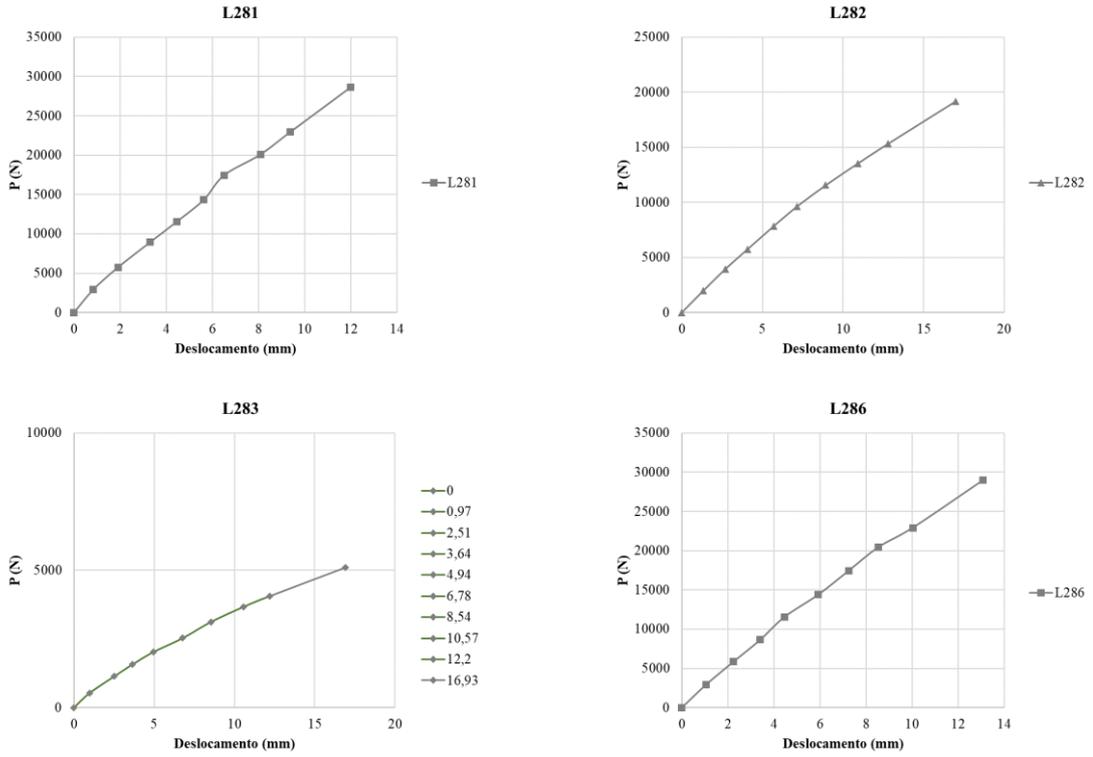
Fonte: Consórcio SETA-Araxá (2020) (adaptado pelo autor).

Figura 68 – Curvas do POT - Horizontal do teste L265 ao L279



Fonte: Consórcio SETA-Araxá (2020) (adaptado pelo autor).

Figura 69 – Curvas do POT - Horizontal do teste L281 ao L286



Fonte: Consórcio SETA-Araxá (2020) (adaptado pelo autor).