



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ**  
**CENTRO DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**CAIO CARDOSO SCIPIÃO**

**ANÁLISE DA PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO DE ESTACAS  
HÉLICE CONTÍNUA EM SOLO GRANULAR E PROPOSTA DE ALTERNATIVAS**

**FORTALEZA**  
**2019**

CAIO CARDOSO SCIPIÃO

ANÁLISE DA PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO DE ESTACAS  
HÉLICE CONTÍNUA EM SOLO GRANULAR E PROPOSTA DE ALTERNATIVAS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura.

FORTALEZA

2019

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação  
Universidade Federal do Ceará  
Biblioteca Universitária  
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

---

S431a Scipião, Caio.

Análise da previsão da capacidade de carga à tração de estacas hélice contínua em solo granular e proposta de alternativas / Caio Cardoso Scipião. – 2019.  
105 f. : il. color.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Geotecnia, Fortaleza, 2019.

Orientação: Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura.

1. Fundações. 2. Estacas hélice contínua. 3. Carga de ruptura à tração. 4. Capacidade de carga. 5. Prova de carga estática. I. Título.

CDD 624.15

---

CAIO CARDOSO SCIPIÃO

ANÁLISE DA PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO DE ESTACAS  
HÉLICE CONTÍNUA EM SOLO GRANULAR E PROPOSTA DE ALTERNATIVAS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovada em:28/11/2019.

BANCA EXAMINADORA

---

Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura (Orientador)  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof. Dr. Silvrano Adonias Dantas Neto  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof. Dr. Ana Patrícia Nunes Bandeira  
Universidade Federal do Cariri (UFCA)

A Deus.

Aos meus pais, Lêda Gonçalves Scipião e  
Antônio Coelho Cardoso.

## AGRADECIMENTOS

Antes de tudo, agradeço à Deus.

Agradeço aos meus pais, Lêda Gonçalves Scipião e Antônio Coelho Cardoso, pelo amor e apoio ao longo dessa jornada.

Agradeço aos grandes engenheiros da família, Luciano Gonçalves Scipião, Alan Kélcio Figueiredo Scipião, Lilton Gonçalves Scipião Junior e Luis Helcio Figueiredo Scipião, que me inspiraram a seguir a carreira.

Agradeço à todos da turma de mestrado que tive a sorte de fazer parte, pelo companheirismo e pelos grandes momentos nesses anos: Konstantinos Polemis; Edno Cerquera; Paulo Rossy; Daniel Gurgel; Ana Raquel Sena; Giorgia Moecke; Hiago Siqueira; David Sousa e Anderson Araújo.

Agradeço ao meu orientador, Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura, por toda atenção, paciência e ensinamentos nesta excelente orientação.

Agradeço aos professores Francisco Chagas da Silva Filho, Silvrano Adonias Dantas Neto e Anderson Borghetti Soares, por todo o conhecimento transmitido.

Agradeço à empresa TECNORD por disponibilizar os dados utilizados nesta pesquisa.

Agradeço à CNPq, pelo apoio financeiro com a manutenção da bolsa de auxílio.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

Agradeço aos professores participantes da banca examinadora Prof. Dr. Silvrano Adonias Dantas Neto e Prof. Dr. Ana Patrícia Nunes Bandeira pelo tempo, pelas valiosas colaborações e sugestões.

“O insucesso é apenas uma oportunidade para  
recomeçar com mais inteligência.”

Henry Ford

## RESUMO

Projetos de construção civil devem apresentar estruturas com segurança adequada. Da mesma forma, as fundações dessas estruturas devem apresentar segurança quanto à ruptura do elemento estrutural e do sistema solo-estrutura, além de apresentarem deformações aceitáveis. De modo geral, as fundações são solicitadas apenas por cargas à compressão, no entanto, em diversas obras as fundações podem ser submetidas a outros tipos de esforços, como os de flexão e tração, tornando necessário verificar a segurança quanto a estes tipos de solicitações. Obras de aerogeradores, linhas de transmissão de energia, pontes e ancoragens de lajes de subpressão são exemplos em que as estacas são sujeitas à esforços de tração. O presente trabalho estuda o comportamento de estacas do tipo hélice contínua executadas em solos granulares submetidas à esforços de tração. Para isto, foram selecionadas 4 obras com subsolos de características granulares, sendo 3 obras no Ceará e 1 na Bahia. No total foram avaliadas 20 estacas, das quais 3 foram ensaiadas à tração, 5 à compressão e 12 são estacas de reação monitoradas em ensaios de provas de cargas (PCE) à compressão. Além disso, foram utilizadas nesta pesquisa 101 sondagens à percussão (SPT) distribuídas nas 4 obras. Inicialmente, os subsolos das obras foram caracterizados utilizando as sondagens (SPT). Posteriormente, os valores da capacidade de carga à tração das estacas foram determinadas por meio das provas de cargas (PCE) aplicando os métodos de Van der Veen (1953) e da NBR 6122 (ABNT, 2019). Em seguida, foram estimadas as cargas de ruptura à tração das estacas analisadas utilizando métodos teóricos e semi-empíricos encontrados na literatura, permitindo a comparação das estimativas com os valores experimentais. Além disto, 3 metodologias foram desenvolvidas para se estimar as cargas últimas à tração em estacas hélice contínua em solos granulares. Na sequência as propostas desenvolvidas foram avaliadas e comparadas com os valores experimentais e com as previsões dos métodos mais concordantes utilizados e disponíveis na literatura. Dos métodos da literatura, o método teórico mais concordante foi o de Meyerhof e Adams (1968), e o método semi-empírico foi o de Meyehof (1956), ambos com, aproximadamente, estimativas em média 65% superiores aos valores de referência e com elevada dispersão. Já os métodos propostos apresentaram estimativas mais concordantes e com dispersão bastante inferior, indicando que as propostas são alternativas para a determinação da capacidade de carga à tração de estacas hélice contínua em solos granulares.

**Palavras-chave:** Fundações; Estacas hélice contínua; Carga de ruptura à tração; Capacidade de carga; Prova de carga estática.



## ABSTRACT

Construction projects must be structures with appropriate safety, similarly, the foundations of these structures must present as safety concerning the structural element rupture and to soil-structure system rupture, as safety concerning acceptable displacements. In general, foundations are susceptible to compressive loads only, however, in many buildings, the foundations are submitted to other efforts such as bending and traction, security need to be verified for these cases. Wind turbines, power lines, bridges, and anti-flotation slab anchors are examples where piles are submitted to traction. This research investigates the behavior of continuous flight auger piles in granular soils submitted to uplift effort. For this, 4 sites with granular subsoils were selected, 3 sites in Ceará and 1 in Bahia. In total 20 piles were evaluated, of which 3 tensile tested, 5 compression tested and 12 are reaction piles monitored in compressive load tests. In addition, this research used 101 standard penetration test (SPT) distributed across the 4 sites. Initially, the subsoils were characterized using the standard penetration test (SPT). Subsequently, the bearing capacities of the piles were determined by load testing using the methods of Van der Veen (1953) and NBR 6122 (ABNT, 2019). Then, the bearing capacity of the piles analyzed were estimated using specific and non-specific methods found in the literature. Thus, these estimates were compared with the experimental values. In addition, 3 methodologies were developed to estimate the ultimate bearing capacity in continuous flight auger piles in granular soils. Then, the developed methods were evaluated and compared with the experimental values and with the estimates of the most concordant methods used and available in the literature. According to literature methods, the most agreement specific method was Meyerhof and Adams (1968), and the non-specific method was Meyehof (1956), both with approximately 65% higher values, on average, than reference values and with high dispersion. The developed methods presented more agreement estimates and slight dispersion, representing as alternatives to the determination of the bearing capacity in continuous flight auger piles in granular soils

**Keywords:** Foundations; Continuous flight auger piles; Uplift bearing capacity; Bearing capacity; Load test.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Representação do método do tronco de cone em estacas .....	17
Figura 2 - Representação da resistência lateral entre o solo e a estaca .....	18
Figura 3 - Forma de ruptura usada no método de Meyerhof e Adams (1968) .....	20
Figura 4 - Ábaco para obtenção de $N_q$ e $N_c$ .....	22
Figura 5 - Coeficiente de arrancamento $K_u$ teórico para estacas .....	23
Figura 6 - Estaca ou tubulão sem base alargada submetida à tração. a) representação dos esforços; b) diagrama de transferência de carga no fuste .....	24
Figura 7 - Desenvolvimento da superfície de ruptura do solo adjacente à estaca .....	24
Figura 8 - Distribuição das tensões do método de Grenoble .....	26
Figura 9 - Ábaco do coeficiente de empuxo ( $f/H$ ) em meio coesivo.....	28
Figura 10 - Profundidade crítica em função da densidade relativa .....	30
Figura 11 - Variação de $\delta/\phi$ em função da densidade relativa .....	32
Figura 12 - Resistência à compressão em estacas .....	33
Figura 13 - Planta de configuração de PCE à tração .....	35
Figura 14 - Corte AA de configuração de PCE à tração.....	35
Figura 15 - Exemplo de gráfico carga x deslocamento de PCE à tração com carregamento lento.....	36
Figura 16 - Modelos de ruptura nítida (A), física (B) e convencional (C).....	37
Figura 17 - Perfil do $N_{SPT}$ do subsolo da Obra 1 .....	52
Figura 18 - Curva carga x recalque à compressão Estaca 2 da Obra 1.....	53
Figura 19 - Gráfico carga x deslocamento à tração Estaca 1 da Obra 1 .....	53
Figura 20 - Perfil do $N_{SPT}$ do subsolo da Obra 2 .....	54
Figura 21 - Curva carga x recalque à compressão da Estaca 3 da Obra 2.....	54
Figura 22 - Curva carga x deslocamento à tração das Estacas 1 (a) e 2 (b) da Obra 2.....	55
Figura 23 - Perfil do $N_{SPT}$ do subsolo da Obra 3 .....	55
Figura 24 - Curva carga x recalque à compressão da Estaca 1 da Obra 3.....	56
Figura 25 - Curva carga x deslocamento à tração das Estacas de reação monitoradas da Obra 3.....	56
Figura 26 - Perfil de resistência da sondagem à percussão (SPT) mais próxima da Estaca 1, da Obra 4.....	57
Figura 27 - Perfil de resistência da sondagem à percussão (SPT) mais próxima da Estaca 8, da Obra 4.....	58
Figura 28 - Curva carga x recalque, PCE à compressão, Estaca 1 da Obra 4 .....	59
Figura 29 - Curva carga x deslocamento, à tração, da Obra 4.....	59
Figura 30 - Curva carga x recalque, PCE à compressão, Estaca 8 da Obra 4 .....	59
Figura 31 - Curva carga x deslocamento, à tração, da Obra 4.....	60
Figura 32 - Determinação da carga de ruptura somente pela NBR .....	61
Figura 33 - Determinação da carga de ruptura com uso da extrapolação.....	62
Figura 34 - Comparação entre os métodos teóricos .....	77
Figura 35 - Comparação entre os métodos semi-empíricos .....	77
Figura 36 - Representação do atrito lateral crítico. ....	80
Figura 37 - Fator ( $F_C$ ) para solos granulares secos.....	81
Figura 38 - Fator ( $F_C$ ) para solos granulares saturados .....	82
Figura 39 - Avaliação das previsões da carga última à tração a partir do método proposto e os métodos teóricos e semi-empíricos mais concordantes.....	83
Figura 40 - Comparação entre a carga última estimada à tração e experimentalmente para as estacas analisadas.....	83

Figura 41 - Comparação entre as duas equações propostas.....	86
Figura 42 - Gráfico comparativo entre a carga última ensaiada e as estimadas pelos métodos .....	86
Figura 43 - Gráfico de dispersão comparativo entre as cargas últimas à tração e à compressão. ....	89
Figura 44 - Gráfico de dispersão comparativo entre as cargas últimas à tração e à compressão das estacas selecionadas para elaboração da equação.....	90
Figura 45 - Comparação entre os resultados das equações propostas .....	91
Figura 46 - Gráfico comparativo entre a carga última ensaiada e as estimadas pelos métodos .....	93

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores da relação $H/D$ , coeficiente ( $m$ ) e fator de forma ( $s$ ) do método de Meyerhof e Adams (1968) .....	21
Tabela 2 - Coeficientes de instalação da estaca segundo o método.....	30
Tabela 3 - Métodos semi-empíricos utilizados .....	34
Tabela 4 - Discriminação dos ensaios realizados .....	50
Tabela 5 - Resumo das estacas .....	51
Tabela 6 - Resumo das determinações das cargas de ruptura das estacas da pesquisa pelos métodos da NBR 6122 (ANBT, 2019) e de Van der Veen (1953).....	63
Tabela 7 - Metodologia utilizada para a previsão de parâmetros do solo.....	64
Tabela 8 - Peso específico de solos arenosos .....	65
Tabela 9 - Resumo das estimativas de parâmetros do solo.....	65
Tabela 10 - Valores ideais de $\alpha$ para o método do cone .....	67
Tabela 11 - Estimativas das cargas últimas à tração pelo método do cilindro de atrito .....	68
Tabela 12 - Estimativas da carga última à tração pelo método de Meyerhof e Adams (1968).....	69
Tabela 13 - Estimativas da carga última à tração pelo método de Meyerhof (1973) .....	70
Tabela 14 - Estimativas das cargas últimas à tração pelo método de Kalhawy (1985).....	71
Tabela 15 - Estimativas das cargas últimas à tração pelo método de Grenoble .....	72
Tabela 16 - Estimativas das cargas últimas à tração pelo método de Levacher e Sieffert (1984) .....	73
Tabela 17 - Estimativas das cargas últimas à tração pelo método de Das (1983) .....	74
Tabela 18 - Resumo das previsões de cargas últimas à tração efetuadas por métodos semi-empíricos .....	75
Tabela 19 - Fator $F_C$ em função do $N_{SPT}$ .....	82
Tabela 20 - Resumo das previsões de carga última à tração pelo método proposto.....	84
Tabela 21 - Dados das estacas ensaiadas à compressão e as estacas ensaiadas à tração correspondentes .....	87
Tabela 22 - Comparação percentual simples entre as cargas últimas à tração e à compressão .....	88
Tabela 23 - Comparação entre a carga de ruptura experimental e a calculada.....	92

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>14</b>
1.1	Contexto geral.....	14
1.2	Objetivos.....	14
1.3	Estrutura da dissertação .....	15
<b>2</b>	<b>CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO EM ESTACAS</b> .....	<b>16</b>
2.1	Métodos de capacidade de carga à tração .....	16
2.1.1	<i>Método do cone</i> .....	16
2.1.2	<i>Método do cilindro de atrito (resistência lateral)</i> .....	18
2.1.3	<i>Meyerhof e Adams (1968)</i> .....	20
2.1.4	<i>Meyerhof (1973)</i> .....	22
2.1.5	<i>Método de Kulhawy (1985)</i> .....	23
2.1.6	<i>Método desenvolvido na Universidade de Grenoble</i> .....	25
2.1.7	<i>Levacher e Sieffert (1984)</i> .....	29
2.1.8	<i>Das (1983)</i> .....	30
2.2	Métodos semi-empíricos de resistência lateral com uso de SPT .....	32
2.3	Prova de carga estática.....	34
2.4	Pesquisas relacionadas .....	38
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	<b>47</b>
3.1	Metodologia.....	47
3.1.1	<i>Locais do estudo</i> .....	47
3.1.2	<i>Determinação da capacidade de carga à tração e à compressão a partir de provas de carga</i> .....	48
3.1.3	<i>Estimativas das capacidades de cargas à tração das estacas utilizadas e análises de variáveis dos métodos utilizados.</i> .....	48
3.1.4	<i>Proposta de método teórico de previsão da capacidade de carga à tração de estacas hélice contínua em perfil de solo granular</i> .....	48
3.1.5	<i>Proposta de método de estimativa de capacidade de carga à tração utilizando regressão linear múltipla</i> .....	49
3.1.6	<i>Análises comparativas das capacidades de cargas à compressão e à tração de estacas idênticas</i> .....	50
3.2	Dados coletados.....	50
3.2.1	<i>Obra 1: Parque eólico em Igaporã - BA</i> .....	52
3.2.2	<i>Obra 2: Ginásio Gymico da UFC, em Fortaleza - CE</i> .....	53
3.2.3	<i>Obra 3: Parque eólico em Paracuru - CE</i> .....	55
3.2.4	<i>Obra 4: Shopping em Fortaleza - CE</i> .....	57
<b>4</b>	<b>ANÁLISES E RESULTADOS</b> .....	<b>61</b>
4.1	Determinação da carga de ruptura a partir das provas de cargas .....	61
4.2	Estimativas de propriedades e parâmetros do solo .....	64
4.3	Previsão da capacidade de carga à tração por métodos teóricos .....	66
4.3.1	<i>Previsões pelo método de cone</i> .....	66
4.3.2	<i>Previsões pelo método do cilindro de atrito</i> .....	68
4.3.3	<i>Previsões pelo método de Meyerhof e Adams (1968)</i> .....	69
4.3.4	<i>Previsões pelo método de Meyerhof (1973)</i> .....	70
4.3.5	<i>Previsões pelo método de Kalhawy (1985)</i> .....	71
4.3.6	<i>Previsões pelo método da Universidade de Grenoble</i> .....	72
4.3.7	<i>Previsões pelo método de Levacher e Sieffert (1984)</i> .....	73
4.3.8	<i>Previsões pelo método de Das (1983)</i> .....	74
4.4	Previsão da capacidade de carga à tração por métodos semi-empíricos.....	75
4.5	Comparação das estimativas de carga última à tração por meio de	

	métodos teóricos e semi-empíricos .....	76
<b>5</b>	<b>DESENVOLVIMENTOS DE PROPOSTAS ALTERNATIVAS .....</b>	<b>79</b>
<b>5.1</b>	<b>Proposta que considera a ruptura no contato estaca-solo .....</b>	<b>79</b>
<b>5.2</b>	<b>Desenvolvimento de método para a determinação da capacidade de carga à tração utilizando regressão linear múltipla .....</b>	<b>84</b>
<b>5.3</b>	<b>Análise da relação entre a capacidade de carga à tração e a capacidade de carga à tração.....</b>	<b>87</b>
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES .....</b>	<b>94</b>
<b>6.1</b>	<b>Conclusões .....</b>	<b>94</b>
<b>6.2</b>	<b>Sugestões para pesquisa futuras.....</b>	<b>95</b>
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>97</b>

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Contexto geral

Em geral, as fundações são solicitadas por carregamentos verticais à compressão, porém, algumas fundações estão sendo cada vez mais submetidas a carregamentos verticais à tração, como é o caso das fundações de aerogeradores, linhas de transmissão de energia, pontes, ancoragens de lajes de subpressão, entre outras fundações, diante disto, torna-se necessário uma verificação da capacidade de carga à tração destas estacas, certificando a segurança do dimensionamento destas fundações.

Alguns estudos foram realizados sobre o tema, cronologicamente pode-se citar Balla (1961), Heikkilä e Laine (1964), Meyerhof e Adams (1968), Meyerhof (1973), Kalhawy (1985), entre outros. Mais recentemente outros trabalhos também foram realizados como os de Santos (1999), Orlando (1999), Ell (2003), Bessa (2005), Paschoalin Filho (2008), Forato (2015), entre outros.

Apesar de existir na literatura diversos métodos próprios para estimar a capacidade de carga à tração, na prática, o mais usual é admitir que a carga última à tração seja calculada a partir da parcela lateral da carga de ruptura à compressão, geralmente adotando de 0,7 a 1,0 desta parcela. A diferença entre a carga de ruptura à tração e a compressão é atribuída às diferenças entre os mecanismos de ruptura dos 2 casos.

## 1.2 Objetivos

Este trabalho tem como objetivo geral avaliar métodos para estimativas de cargas de ruptura à tração de estacas do tipo hélice contínua em solos granulares e sugerir propostas alternativas para o mencionado cálculo.

Os objetivos específicos desta dissertação são:

- Apresentar um banco de dados de ensaios de provas de cargas à tração e à compressão, juntamente com resultados de ensaios de sondagem à percussão (SPT);
- Estimar a carga última à tração de estacas hélice contínua em solo granular por meio de métodos teóricos e semi-empíricos disponíveis na literatura;
- Comparar e avaliar as estimativas de capacidade de carga à tração de estacas hélice contínua em solos granulares obtidas pelos métodos da literatura com os resultados obtidos das provas de carga coletadas;

- Apresentar os métodos teóricos e semi-empíricos disponíveis na literatura mais concordantes para as estacas em estudo;
- Comparar e avaliar a relação entre a carga última à tração e a carga última à compressão para estacas em estudo;
- Desenvolver preliminarmente alternativas para a previsão da carga última à tração de estacas hélice contínua mais adequadas para casos de solos predominantemente granulares.

### **1.3 Estrutura da dissertação**

A presente dissertação esta estruturada em 7 capítulos, dispostos desta forma:

- No Capítulo 1, apresentação do contexto geral do tema estudado, a estrutura da dissertação, os objetivos gerais e específicos do trabalho;
- No Capítulo 2 apresenta-se uma revisão bibliográfica que aborda os métodos teóricos e semi-empíricos para a previsão de capacidade de carga à tração, assim como apresenta-se os trabalhos mais recentes e relevantes sobre o tema;
- O Capítulo 3 apresenta a metodologia adotada no trabalho, juntamente com os locais de estudo;
- No Capítulo 4 apresenta-se os dados coletados para a pesquisa com a construção de um banco de dados, a caracterização geotécnica dos locais do estudo e apresenta-se também os resultados das provas de carga utilizadas;
- No Capítulo 5 são realizadas previsões e análises da carga última à tração utilizando-se os métodos teóricos e semi-empíricos de estimativa de carga última à tração aplicados nas estacas em estudo;
- No Capítulo 6 são desenvolvidos preliminarmente 3 métodos alternativos para estimar a capacidade de carga à tração de estacas do tipo hélice contínua em solo granular, juntamente com a validação dos mesmos;
- No Capítulo 7 são apresentadas as conclusões e as sugestões para futuros trabalhos.



## 2 CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO EM ESTACAS

De acordo com Velloso e Lopes (2011) uma fundação corretamente dimensionada apresenta, ao mesmo tempo, segurança em relação aos possíveis modos de colapso (atendimento aos estados limites últimos) e deslocamentos em serviço aceitáveis (atendimento aos estados limite de utilização). Neste contexto, há casos em que as fundações são submetidas a esforços de tração e flexão, como fundações de aerogeradores, linhas de transmissão de energia, pontes, ancoragem de laje de subpressão, entre outras fundações, nesses casos é necessário que sejam feitas verificações adicionais às convencionais.

A seguir são apresentados os principais métodos disponíveis na literatura para estimar a capacidade de carga à tração de estacas, sendo métodos desenvolvidos propriamente para fundações submetidas à tração e os métodos baseados na capacidade de carga à compressão. Também são apresentadas pesquisas mais atuais e relevantes ao tema.

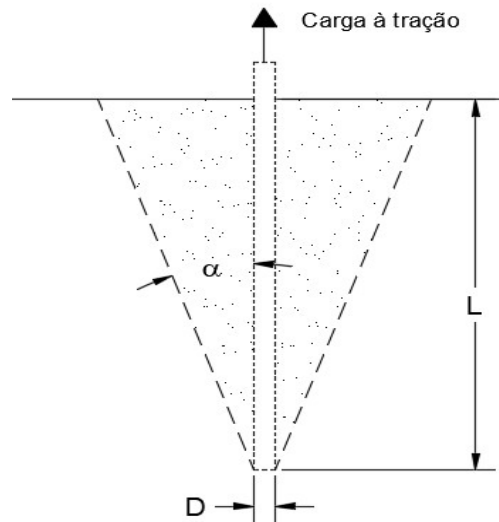
### 2.1 Métodos de capacidade de carga à tração

#### 2.1.1 Método do cone

Para Ell (2003) este método empírico é limitado, sendo utilizado para fundações com base alargada, apesar de tudo, foi muito utilizado no Brasil em projetos de torres de linhas de transmissão de acordo com Santo (1999). Segundo Danziger (1983) este é o método mais antigo para determinação de capacidade de carga à tração de fundações.

O método do cone não considera a resistência ao cisalhamento na superfície de ruptura, sendo considerado somente o somatório do peso da estaca ( $P_f$ ) e o peso do solo ( $P_s$ ) contido em um tronco de cone (bases circulares) ou pirâmide (bases prismáticas), partindo da base menor, que é à base da fundação, até a base maior, o encontro com a superfície do solo, cuja geratriz forma um ângulo  $\alpha$  com a vertical, como indicado na Figura 1.

Figura 1 - Representação do método do tronco de cone em estacas



Fonte: Ell (2003).

Assim para obtenção da capacidade de carga última à tração de estacas circulares tem-se:

$$Q_{ult,t} = P_f + C_1L + C_2L^2 + C_3L^3 \quad (1)$$

$$C_1 = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot \gamma \quad (2)$$

$$C_2 = \frac{\pi}{2} \cdot D \cdot \gamma \cdot \tan \alpha \quad (3)$$

$$C_3 = \frac{\pi}{3} \cdot \gamma \cdot \tan^2 \alpha \quad (4)$$

Onde  $Q_{ult,t}$  é a carga última à tração,  $P_f$  é o peso da fundação,  $D$  é o diâmetro da base,  $\gamma$  é o peso específico do solo,  $L$  é a profundidade da base e  $\alpha$  é o ângulo de geratriz da superfície de ruptura que, de acordo com Paschoalin Filho (2008), é de grande variabilidade e é de difícil obtenção, podendo variar em função das características geomecânicas do solo, do processo executivo da estaca, da profundidade da base entre outros. Alguns autores apresentam diferentes valores para o referido ângulo  $\alpha$ . Assim, nesta pesquisa será adotado como sendo igual ao ângulo de atrito interno do solo ( $\phi$ ) como sugerido por diversos autores como Downs e Chieurzzi (1966), Wiggins (1969) e Ali (1968), embora outros estudos terem indicado que a resistência à tração cresce exageradamente com a profundidade adotando o ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ), estimando valores elevados para estacas de grande profundidade, segundo Danziger e Pinto (1979a, 1979b) *apud* Orlando (1999) e Turner (1962) *apud* Orlando (1999).

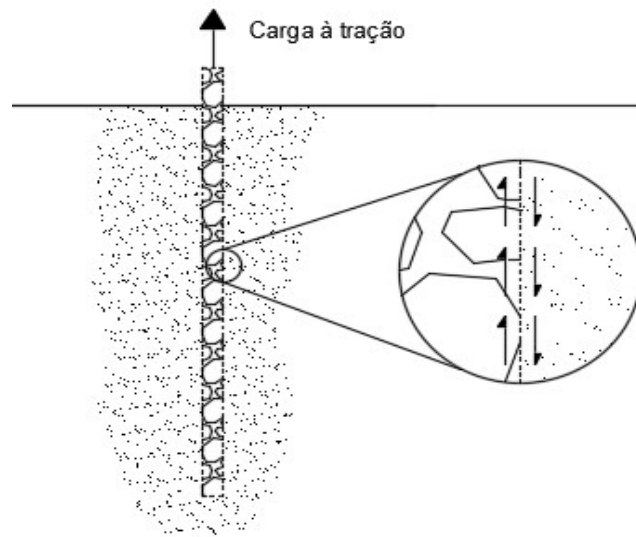
### 2.1.2 Método do cilindro de atrito (resistência lateral)

O método de cilindro de atrito considera que a ruptura ocorre em uma superfície vertical no solo, que vai da base da fundação até a superfície do terreno, formando um cilindro (bases circulares) ou um prisma (bases prismáticas).

A capacidade de carga à tração é obtida considerando uma parcela de aderência e atrito na superfície de ruptura, somada ao peso da estaca ( $P_f$ ) e o peso do solo ( $P_s$ ) contido na superfície cilíndrica.

Em casos de estacas sem bases alargadas é desconsiderado o peso do solo contido ( $P_s$ ), pois a ruptura é considerada na interface solo-estaca, não havendo solo contido, como ilustrado pela Figura 2.

Figura 2 - Representação da resistência lateral entre o solo e a estaca



Fonte: Paschoalin Filho (2008).

Segundo Bowles (1997) e Velloso e Lopes (2011), a resistência lateral se dá por meio da resistência do atrito lateral no comprimento da estaca. Como o solo pode ter diferentes camadas, a resistência lateral total é o somatório da resistência de cada camada de solo. Esses autores apresentam também os principais métodos de cálculo da resistência lateral, conhecidos como métodos  $\alpha$ ,  $\beta$  e  $\lambda$ . Segundo Vijayvergiya e Focht (1972) *apud* Bowles (1997) o método  $\lambda$  é utilizado somente para solos coesivos, e expressa a resistência lateral em função da tensão efetiva e da resistência não drenada da argila. Para os casos em solos granulares, os métodos de utilização são o  $\alpha$  de Tomlinson (1971) *apud* Bowles (1997) e o  $\beta$  de Burland

(1973) *apud* Velloso e Lopes (2011), que partem da equação do atrito lateral unitária ( $\tau_{l,uni}$ ) de Tomlinson (1971) *apud* Bowles (1997) dada por:

$$\tau_{l,uni} = c_a + \sigma_h \tan \delta \quad (5)$$

Onde  $c_a$  é a aderência entre estaca e solo,  $\sigma_h$  é a tensão horizontal contra a superfície lateral da estaca e  $\delta$  é o ângulo de atrito entre a estaca e o solo. A aderência e o atrito são parâmetros que dependem do processo executivo, da tensão horizontal na superfície da estaca, tipo de estaca entre outros fatores, há varias recomendações de estudos realizados para adoção desses parâmetros. Para o estudo será admitido que a aderência ( $c_a$ ) é igual a coesão do solo ( $c$ ) e o ângulo de atrito entre a estaca e o solo ( $\delta$ ) é igual ao ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ), ambos efetivos. Segundo Paschoalin Filho (2008) estas recomendações são largamente utilizadas por diversos pesquisadores.

Para solos granulares a parcela de aderência entre a estaca e o solo é desprezada, resultando em:

$$\tau_{l,uni} = K_s \sigma'_v \tan \delta \quad (6)$$

Onde  $\sigma'_v$  é tensão vertical efetiva. O coeficiente de empuxo horizontal  $K_s$  deve variar de acordo com o processo executivo da estaca. Quando a execução da estaca provoca desconfinamento do solo, o valor do coeficiente de empuxo horizontal ( $K_s$ ) é menor que o coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ), e os valores são maiores em estacas que provocam deslocamentos no solo.

O método  $\beta$  de Burland (1973) *apud* Velloso e Lopes (2011) é derivado do  $\alpha$  de Tomlinson (1971) *apud* Bowles (1997), porém, considera que as poropressões geradas na instalação da estaca são dissipadas, o carregamento ocorre em condições drenadas e o solo não terá coesão efetiva. Além disso, propõe um coeficiente ( $\beta$ ) obtido da multiplicação do coeficiente de empuxo horizontal ( $K_s$ ) com a tangente do ângulo de atrito ( $\tan \delta$ ).

Para solos argilosos a equação é bem semelhante ao método  $\alpha$  de Tomlinson (1971) *apud* Bowles (1997), que apresenta um coeficiente ( $\alpha$ ) que é multiplicado pela coesão e é obtido por meio de um gráfico em função da natureza da camada sobrejacente, além disso, considera a resistência não drenada da argila antes da instalação da estaca.

Segundo Velloso e Lopes (2011), os valores do coeficiente de empuxo  $K_s$  nas argilas variam, não só pelo processo de execução da estaca, mas também pelo estado das

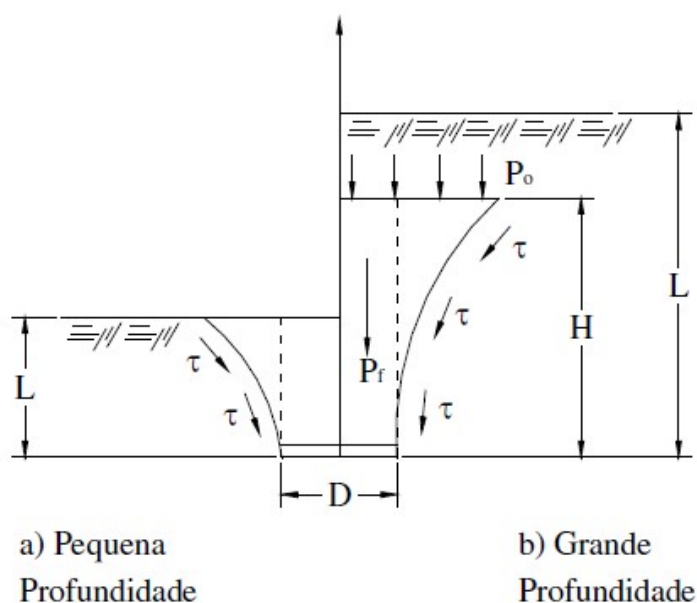
argilas, quando uma estaca provoca grandes deslocamentos no solo, em argilas moles o  $K_s$  fica pouco acima do  $K_0$ , já para argilas rijas o  $K_s$  tende a ficar bem superior ao  $K_0$ , além disto, quando uma argila esta sobreadensada e ocorrem grandes deslocamentos na execução da estaca, o valor de  $K_s$  tende a ser maior mais próximo a superfície, na medida em que a estaca vai aprofundando e as tensões do solo aumentam, o  $K_s$  vai diminuindo por estarem em um estado menos sobreadensado e mais próximos do normalmente adensado. Sendo assim as argilas devem ter uma atenção especial quando este método for usado, além dessas variáveis, em argilas muito sensíveis, o amolgamento pelo processo executivo pode reduzir muito a resistência. A resistência em argilas deve aumentar durante o tempo após a execução, devido à dissipação da poropressão, variando em função do tipo de estaca e do processo executivo.

Por fim, definido a resistência lateral da estaca ( $\tau_{l,uni}$ ), a capacidade de carga última à tração é o valor desta resistência multiplicada pela área lateral do fuste ( $A_l$ ) mais o peso da fundação ( $P_f$ ).

### 2.1.3 Meyerhof e Adams (1968)

O método de Meyerhof e Adams (1968) foi desenvolvido a partir de ensaios com modelos reduzidos de placas, variando os diâmetros das placas, as profundidades e os tipos de solos. Desenvolvido para fundações rasas e profundas, apresentando superfícies de rupturas diferentes, como indicado na Figura 3.

Figura 3 - Forma de ruptura usada no método de Meyerhof e Adams (1968)



Fonte: Ell (2003).

Este método considera a ruptura em formato cônico. Para grandes profundidades a superfície de ruptura não atinge o nível do terreno, isto devido à compressibilidade e as deformações do solo acima da base da fundação, ocorrendo assim uma ruptura localizada limitada a uma altura  $H$ , já o solo acima da ruptura exerce uma pressão devido ao peso próprio, que é incluída na capacidade de carga. Para obtenção da carga última à tração de estacas em pequenas profundidades ( $L$  menor ou igual a  $H$ ) utiliza-se a Equação 7, já para estacas em grandes profundidades ( $L$  maior que  $H$ ) utiliza-se a Equação 8.

$$Q_{ult,t} = \pi \cdot c \cdot D \cdot L + s \cdot \frac{\pi}{2} \cdot \gamma \cdot D \cdot L^2 K_V \cdot \tan \phi + P_f + P_s \quad (7)$$

$$Q_{ult,t} = \pi \cdot c \cdot D \cdot H + s \cdot \frac{\pi}{2} \cdot \gamma \cdot D \cdot (2L - H) K_V \cdot \tan \phi + P_f + P_s \quad (8)$$

Onde:

$\gamma$  = peso específico do solo;

$s$  = fator de forma =  $1 + m \cdot \frac{L}{D}$ , com valor máximo dado por:  $s = 1 + m \cdot \frac{H}{D}$ ;

$K_V$   $K_V$  = coeficiente nominal de empuxo de terra à tração (aproximadamente 0,9 a 0,95 para  $\phi$  entre 25° e 40°);

$m$  = coeficiente que depende de  $\phi$  (tabelado);

$H$  = comprimento vertical limite da ruptura acima da base da fundação;

$P_f$  = peso da fundação;

$P_s$  = peso do solo contido no cilindro.

Os valores de  $\frac{H}{D}$  e  $m$ , obtidos dos ensaios, podem ser obtidos pela Tabela 1 a seguir, assim como os valores máximos de  $s$ .

Tabela 1 - Valores da relação  $H/D$ , coeficiente ( $m$ ) e fator de forma ( $s$ ) do método de Meyerhof e Adams (1968)

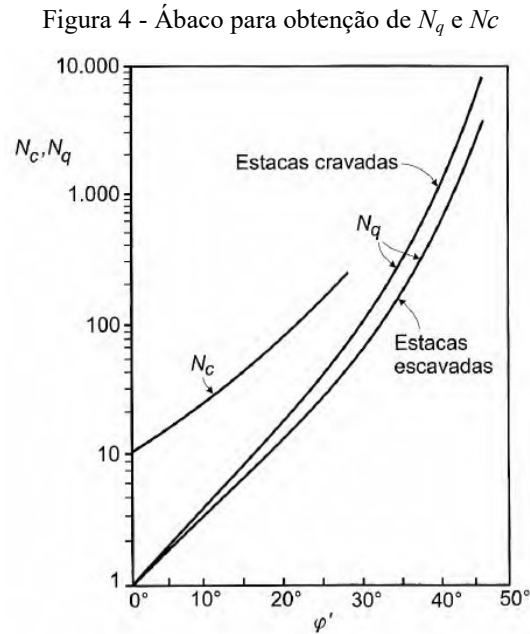
$\phi$ (°)	20	25	30	35	40	45	48
H/D	2,5	3	4	5	7	9	11
m	0,05	0,1	0,15	0,25	0,35	0,5	0,6
s	1,12	1,3	1,6	2,25	3,45	5,5	7,6

Fonte: Meyerhof e Adams (1968).

Meyerhof e Adams (1968) ainda apresentam um valor limite para a capacidade de carga à tração, sendo o somatório da capacidade de carga da base e o atrito lateral do fuste:

$$Q_{ult,t} = D(c.N_c + \gamma.D.N_q) + A_l.f + P_f + P_s \quad (9)$$

Sendo  $A_l$  a área lateral do fuste da fundação,  $f$  a tensão lateral entre a estaca e o solo, os fatores  $N_q$  e  $N_c$  são obtidos a partir do ábaco de Meyerhof (1953) na Figura 4.



Fonte: Meyerhof (1953).

Assim a capacidade última à tração é considerada como o menor valor entre as Equações iniciais (7 e 8) e a Equação 9.

#### 2.1.4 Meyerhof (1973)

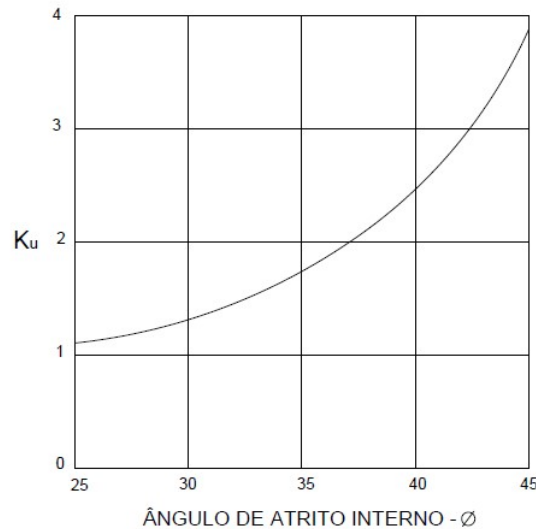
Meyerhof (1973a) aprimora o método de Meyerhof e Adams (1968), generalizando para placas de ancoragem e estacas inclinadas submetidas a esforços de tração. Desenvolvendo este novo método considerando a adesão, o ângulo de atrito estaca-solo e um coeficiente adimensional de arrancamento ( $K_u$ ), obtendo a seguinte equação:

$$Q_{ult,t} = (c_a + \sigma'_{vm} \cdot K_u \cdot \tan \delta) \cdot A_l + P_f \quad (10)$$

Sendo  $c_a$  a adesão estaca-solo,  $\sigma'_{vm}$  é a tensão vertical efetiva média ponderada ao longo do fuste,  $A_l$  é a área lateral,  $\delta$  o ângulo de atrito solo-estaca e  $P_f$  é o peso próprio da fundação. A adesão e o ângulo de atrito solo-estaca devem ser considerados, respectivamente,

como a coesão e o ângulo de atrito do solo. Também deve ser considerada uma profundidade crítica em que o atrito lateral permanece constante, sendo esta profundidade igual a 15 vezes o diâmetro da estaca ( $L_{cr} = 15.D$ ). Já o coeficiente de arrancamento para estacas verticais é obtido através do ábaco apresentado na Figura 5.

Figura 5 - Coeficiente de arrancamento  $K_u$  teórico para estacas



Fonte: Bessa (2005).

### 2.1.5 Método de Kulhawy (1985)

Kulhawy (1985) apresenta um método para resistência última ao arrancamento de estacas e tubulões sem bases alargadas, por meio de equilíbrio de forças verticais de acordo com a Figura 6. A Equação 11 apresenta a proposta desse autor.

$$Q_{ult,t} = P_f + P_{pu} + P_{lu} = P_f + P_{pu} + \int_{area} \tau(z) dz \quad (11)$$

Onde:

$P_f$  = peso da fundação;

$P_{pu}$  = resistência de ponta;

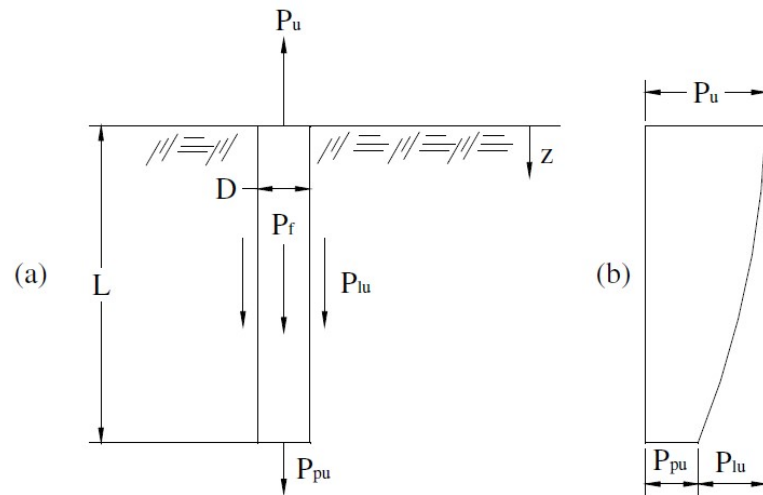
$P_{lu}$  = resistência de atrito lateral;

$\tau$  = tensão de resistência lateral ao longo de uma superfície de cisalhamento geral.



Foi verificado com os estudos que as estacas escavadas rompiam ao longo da interface estaca-solo, manifestando uma ruptura com superfície com formato cilíndrico, como apresentado na Figura 6.

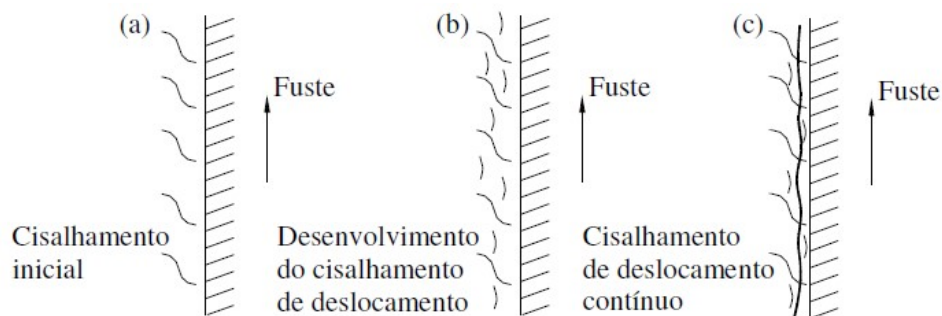
Figura 6 - Estaca ou tubo sem base alargada submetida à tração. a) representação dos esforços; b) diagrama de transferência de carga no fuste



Fonte: Kulhawy (2005) *apud* Ell (2003).

No início da tração da estaca, sem grandes deslocamentos, a resistência à ruptura satisfazem as condições de Mohr-Coulomb, à medida que a estaca é tracionada e os deslocamentos vão aumentando, impossibilita cineticamente esses planos de cisalhamento, assim o solo é forçado a desenvolver esforços de cisalhamento devido ao aumento dos deslocamentos, até desenvolver uma superfície de ruptura contínua e muito próxima do contato estaca-solo, apresentando uma ruptura em formato cilíndrico. A Figura 7 ilustra como ocorre esta transição de resistências ao cisalhamento. Assim, admitindo a ruptura com grandes deslocamentos e formato cilíndrico, a carga última à tração é dada pela Equação 12:

Figura 7 - Desenvolvimento da superfície de ruptura do solo adjacente à estaca



Fonte: Kulhawy (2005) *apud* Ell (2003).

$$Q_{ult,t} = P_f + \int_0^L p(z) \cdot \sigma'_v(z) \cdot K(z) \cdot \tan \delta'(z) \cdot dz \quad (12)$$

Onde:

$p$  = perímetro da fundação;

$\sigma'_v$  = tensão vertical efetiva;

$\delta'$  = ângulo de atrito efetivo para interface solo-fuste;

$K$  = coeficiente de empuxo horizontal ( $\sigma'_h / \sigma'_v$ ).

Os parâmetros  $\delta'$  e  $K$  devem variar com a execução e o tipo de estaca, segundo Kulhawy e Peterson (1979), os valores do ângulo de atrito na interface solo-fuste ( $\delta'$ ) para interface rugosa, para concretagem normal *in-loco*, com *slump* maior que 10 cm em solos granulares, este ângulo é maior que o ângulo de atrito efetivo do solo ( $\delta' > \phi'$ ), significando que a superfície de ruptura não ocorre na interface solo-fundação, e sim no solo adjacente junto ao fuste, devendo-se adotar o ângulo de atrito igual ao ângulo de atrito efetivo do solo ( $\phi'$ ). Já para o valor do coeficiente de empuxo horizontal ( $K$ ), os autores recomendam adotar o valor do coeficiente de empuxo horizontal no repouso ( $K_0$ ) a dois terços desse valor.

### 2.1.6 Método desenvolvido na Universidade de Grenoble

Este método foi desenvolvido em parceria entre a equipe da Universidade de Grenoble (França) com a Companhia de Eletricidade da França (E.D.F.), tendo sido utilizado em diversos trabalhos sobre fundações tracionadas desde a década de 60, Paschoalin Filho (2008) e Ell (2003) destacam alguns estudos como o de Ribier (1962), Barraud (1962), Martin (1963), Montel (1963), Martin (1966) e Martin (1973).

Funcionando para praticamente todos os tipos de fundações, considerando um solo com determinado peso específico, ângulo de atrito e coesão. Este método foi aferido em vários países e, segundo Garcia (2005), é considerado um dos métodos mais apurados em previsão de capacidade de carga à tração e muito utilizado em projetos de torres de transmissão no Brasil.

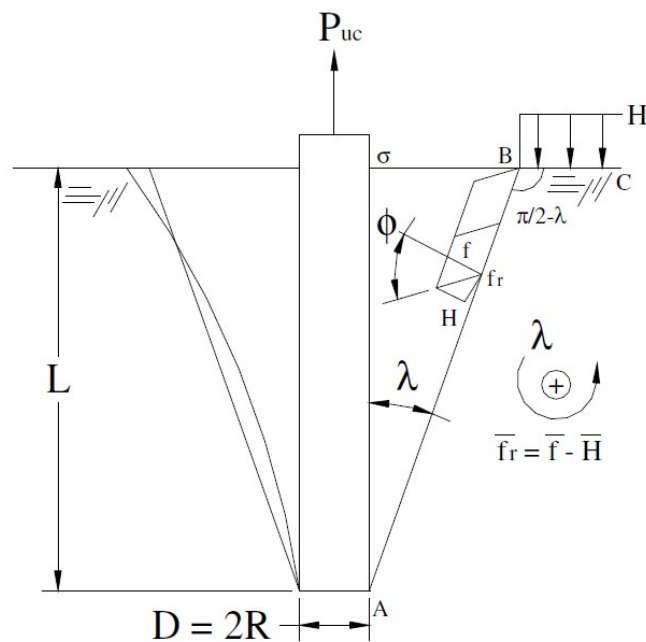
Para o método há dois tipos de rupturas possíveis, a ruptura generalizada, quando a ruptura é composta por retas inclinadas com a vertical que atingem a superfície do terreno, e a ruptura localizada, quando a superfície de ruptura é próxima a base da fundação e a base está a uma profundidade maior que a profundidade crítica, e a ruptura não chega ao nível do terreno. Segundo Orlando (1999), a ruptura localizada é mais comum em fundações de placas

ou estacas com bases alargadas, já a ruptura generalizada ocorre geralmente em estacas sem bases alargadas.

A carga de ruptura é obtida através do somatório da resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da superfície de ruptura, do peso da fundação, do peso do solo contido no interior da superfície de ruptura e da sobrecarga aplicada na superfície do terreno, se houver.

Em estacas sem base alargada, a superfície de ruptura é obtida por uma reta inclinada que inicia na base da fundação e sobe até o nível do terreno, gerando um ângulo  $\lambda$  com a vertical, Biarez e Barraud (1968) *apud* Ell (2003) sugerem adotar  $\lambda = -\phi/8$ , o sinal negativo indica apenas que a superfície abre em direção ao nível do terreno. A ruptura é dada conforme ilustrado na Figura 8.

Figura 8 - Distribuição das tensões do método de Grenoble



Fonte: Ell (2003).

A capacidade de carga última à tração, segundo o método de Grenoble, é composta de algumas parcelas de estado de equilíbrio limite, fazendo-se o somatório destas parcelas é possível obter a carga última à tração, estas parcelas de resistência à tração estão descritas a seguir:

- Equilíbrio sob ação do peso próprio do conjunto estaca-solo solidário: provoca atrito no contato da superfície de ruptura, correspondendo à parcela de atrito ( $P_{f\phi}$ );

- Equilíbrio em um meio sem peso, mas coesivo, equivalente à parcela de coesão ( $P_{fc}$ );
- Equilíbrio em um meio sem peso, sob ação de sobrecarga na superfície do terreno, associado à parcela de sobrecarga ( $P_q$ );
- Por fim, o é adicionado o peso da fundação ( $P_f$ ) e o peso do solo contido no tronco de cone ( $P_\gamma$ ).

O método de obtenção de cada parcela é descrito a seguir:

a) Parcela de atrito ( $P_{f\phi}$ );

A distribuição de tensões na face da superfície de ruptura está sobre influência do empuxo passivo do diedro ABC, representado na Figura 8, resultando assim nas equações:

$$P_{f\phi} = 2\pi R \cdot L \cdot M_\phi \cdot \gamma \cdot L \quad (13)$$

$$M_\phi = M_{\phi 0} \left( 1 - \frac{1}{3} \tan \lambda \cdot \frac{L}{R} \right) \quad (14)$$

$$M_{\phi 0} = \frac{\sin \cdot (\phi + \lambda)}{4 \cos^2 \lambda} \quad (15)$$

b) Parcela de coesão ( $P_{fc}$ ):

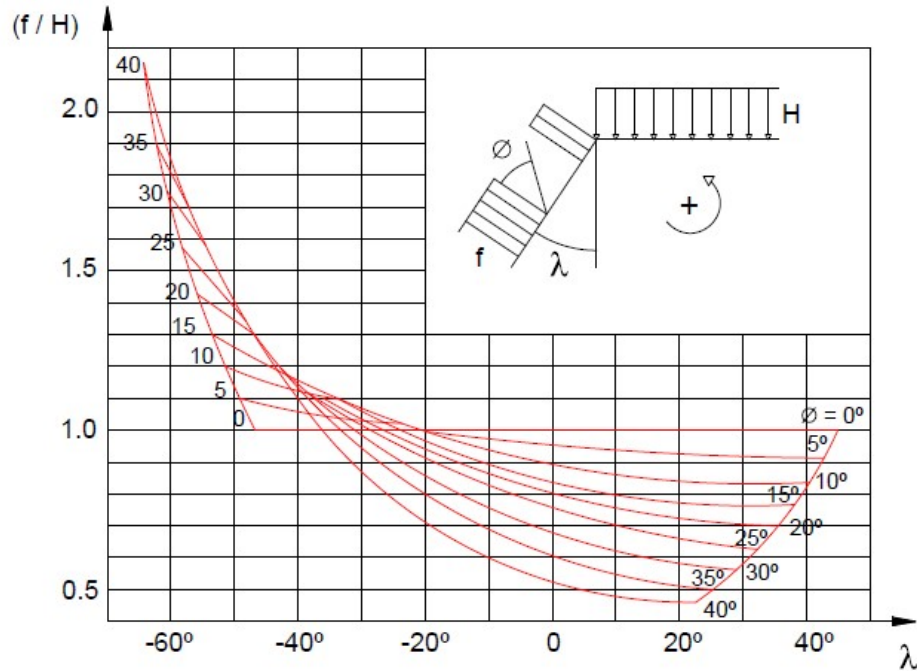
Como pode ser observado na Figura 8 a distribuição de tensões sobre a linha de ruptura forma um ângulo  $\phi$  com a normal da linha de ruptura, sendo este  $\phi$  o ângulo de atrito do solo, assim a superfície de ruptura sofre uma sobrecarga fictícia  $H=c \cdot \cotg \phi$ . Daí pode-se obter as seguintes equações:

$$P_{fc} = 2\pi R \cdot L \cdot c \cdot M_c \quad (16)$$

$$M_c = M_{c0} \left( 1 - \frac{1}{2} \tan \lambda \cdot \frac{L}{R} \right) \quad (17)$$

$$M_{c0} = -\frac{\tan \lambda}{\tan \phi} + \frac{f}{H} \cdot \cos \phi \left( 1 + \frac{\tan \lambda}{\tan \phi} \right) \quad (18)$$

Onde  $(f/H)$  é obtido em função de  $\phi$  e  $\lambda$  no ábaco da Figura 9 a seguir.

Figura 9 - Ábaco do coeficiente de empuxo ( $f/H$ ) em meio coesivo

Fonte: Carvalho (1991) apud Bessa (2005).

c) Parcela de sobrecarga ( $P_q$ );

A parcela referente à sobrecarga ( $P_q$ ) é calculada de maneira semelhante à parcela anterior ( $P_{fc}$ ), substituindo  $H$  por  $q$ , gerando, assim, as seguintes equações:

$$P_q = 2\pi R \cdot q \cdot M_q \cdot L \quad (19)$$

$$M_q = M_{q0} \left( 1 - \frac{1}{2} \tan \lambda \cdot \frac{L}{R} \right) \quad (20)$$

$$M_{q0} = \frac{f_q}{q} \cdot \sin \phi \cdot \left( 1 + \frac{\tan \lambda}{\tan \phi} \right) \quad (21)$$

d) Parcela de gravidade ( $P_\gamma$ );

A parcela devida a gravidade ( $P_\gamma$ ) é calculada considerando o peso do solo contido no tronco de cone formado pela ruptura, dada pelas equações:

$$P_\gamma = 2\pi R \cdot L \cdot \gamma \cdot M_\gamma \cdot L \quad (22)$$

$$M_\gamma = M_{\gamma0} \left( 1 - \frac{1}{3} \tan \lambda \cdot \frac{L}{R} \right) \quad (23)$$

$$M_{\gamma0} = -\frac{1}{2} \tan \lambda \quad (24)$$

Fazendo-se a soma de  $M_\phi$  e  $M_\gamma$  tem-se:

$$M_\phi + M_\gamma = (M_{\phi 0} + M_{\gamma 0}) \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \tan \lambda \cdot \frac{D}{R}\right) \quad (25)$$

$$M_{\phi 0} + M_{\gamma 0} = \frac{\sin \phi \cdot \cos(\phi + 2\lambda)}{2 \cdot \cos^2 \lambda} \quad (26)$$

Finalizando com todas as parcelas e somando o peso da fundação  $P_f$ , a capacidade de carga à tração última pode ser escrita como:

$$Q_{ult,t} = A_l [c \cdot M_c + \gamma \cdot L \cdot (M_\phi + M_\gamma) + q \cdot M_q] + P_f \quad (27)$$

Onde  $A_l$  é a área lateral da fundação, dada por:

$$A_l = 2\pi R \cdot L \quad (28)$$

### 2.1.7 Levacher e Sieffert (1984)

Levacher e Sieffert (1984) apresentam um método para avaliação da capacidade de carga última à tração de estacas em areia, cujo resultado depende do modo de instalação da estaca. Os ensaios foram feitos em modelos reduzidos e simularam estacas instaladas por impacto, cravação por vibração e escavadas. Assim indicaram a expressão a seguir:

$$Q_{ult,t} = \frac{1}{2} K_0 \cdot \gamma \cdot p \cdot f \cdot L^2 \cdot K_{m0} + P_f \quad (29)$$

Onde:

$f$  = coeficiente de atrito =  $\tan \phi$ ;

$K_0$  = coeficiente de empuxo no repouso =  $1 - \sin \phi$ ;

$L$  = comprimento da estaca;

$\gamma$  = peso específico do solo;

$p$  = perímetro da estaca;

$K_{m0}$  = coeficiente de método de instalação da estaca obtido pela Tabela 2 a seguir.

Tabela 2 - Coeficientes de instalação da estaca segundo o método

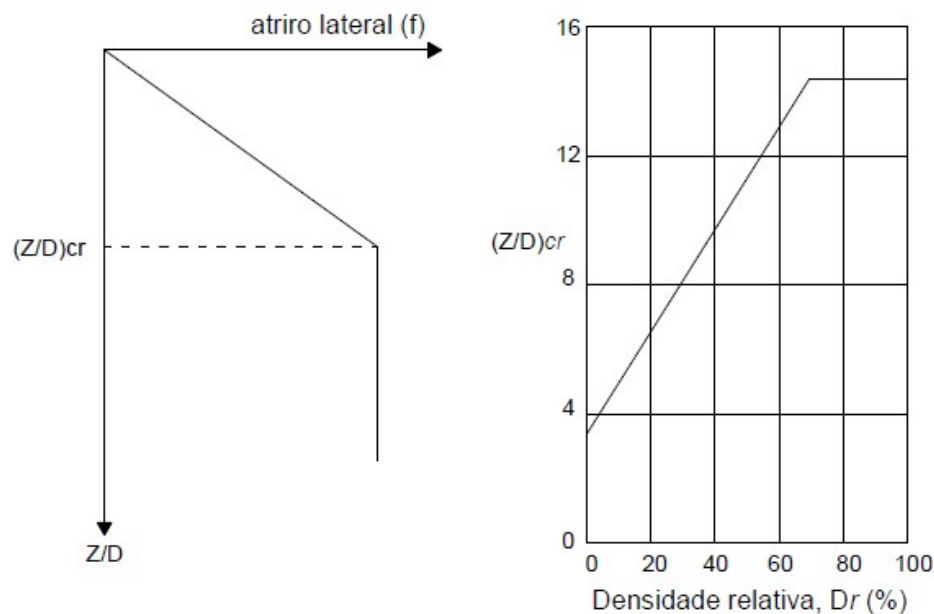
Tipo de estaca	$K_{m0}$	Observações
Escavada	2,4	$D_r \leq 0,5$
Cravada por impacto	2,7	
Cravada por vibração	3,2	

Fonte: Levacher e Sieffert (1984).

### 2.1.8 Das (1983)

O método de Das (1983) foi desenvolvido através de ensaios em modelos reduzidos de estacas em areias, variando o comprimento, assim a relação base-comprimento. Desta forma, Das (1983) verificaram que a tensão lateral na interface solo-estaca aumenta linearmente até uma profundidade crítica, onde a tensão permanece constante. Esta profundidade depende do diâmetro da base e da densidade relativa ( $D_r$ ) da areia. A Figura 10 ilustra como acontece a distribuição do atrito lateral, até o atrito lateral máximo, e como é obtida, por meio de ábaco, a relação profundidade crítica e o diâmetro da base ( $(Z/D)_{crit}$ ).

Figura 10 - Profundidade crítica em função da densidade relativa



Fonte: Das (1983) *apud* Bessa (2005).

Para a determinação da capacidade de carga última à tração, Das (1983) propõe que primeiramente se obtenha o valor da relação comprimento e diâmetro da estaca ( $L/D$ ).

Após obter este valor, deve-se estimar a compacidade relativa da areia ( $D_r$ ) e aplicar uma das duas equações que seguem (Equação 30 e 31) para determinar  $((Z/D)_{crit})$ :

- Para  $D_r \leq 70\%$ :

$$(L/D)_{crit} = 0,156D_r + 3,58 \quad (30)$$

- Para  $D_r > 70\%$ :

$$(L/D)_{crit} = 14,5 \quad (31)$$

Sabendo o  $(L/D)_{crit}$  e  $(L/D)$ , pode ser verificado se a estaca passa do comprimento crítico e posteriormente aplicar uma das fórmulas para obtenção da capacidade última à tração, de forma que:

- Se  $(L/D)_{crit} > (L/D)$  usa-se:

$$Q_{ult,t} = \frac{1}{2}(D \cdot \gamma \cdot L^2 \cdot K_u \cdot \tan \delta) + P_f \quad (32)$$

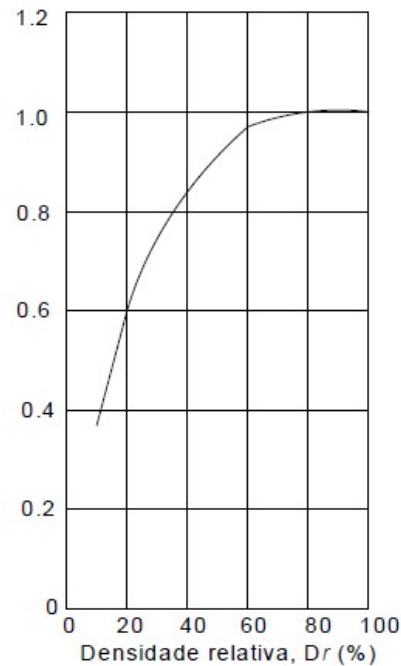
- Se  $(L/D)_{crit} < (L/D)$  tem-se que:

$$Q_{ult,t} = \frac{1}{2}(D \cdot \gamma \cdot Z_{crit}^2 \cdot K_u \cdot \tan \delta) + \gamma \cdot \pi \cdot D \cdot Z_{crit} \cdot K_u \cdot \tan \delta \cdot (Z - Z_{crit}) + P_f \quad (33)$$

Onde:  $Z_{crit} = (Z/D)_{crit} \cdot D$ .

O coeficiente de arrancamento ( $K_u$ ) é obtido no ábaco do método de Meyerhof (1973a), ilustrado na Figura 5. Já o ângulo de atrito estaca-solo ( $\delta$ ) deve variar de 40% do ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ) a 100%, em areias fofas e areias densas, respectivamente, podendo obter esta relação através do ábaco da Figura 11.



Figura 11 - Variação de  $\delta/\phi$  em função da densidade relativa

Fonte: Das (1977).

## 2.2 Métodos semi-empíricos de resistência lateral com uso de SPT

Segundo Paschoalin Filho (2008), é prática comum dos projetistas de fundações a aplicação dos métodos semi-empíricos, próprios para estimativa de capacidade de carga de estacas comprimidas, para a previsão da capacidade de carga de estacas tracionadas. Estes métodos de estacas comprimidas são compostos por parcelas de resistência como indicado na Equação 34 e na Figura 12. Para as estacas tracionadas, os projetistas consideram que a resistência lateral de estacas tracionadas assemelha-se à resistência lateral em estacas comprimidas ( $Q_{l,ult}$ ), também adicionam o peso da estaca ( $W$ ) e desconsideram a resistência de ponta ( $Q_{p,ult}$ ), que não é mobilizada quando a estaca é submetida à tração.

$$Q_{ult} + W = Q_{p,ult} + Q_{l,ult} \quad (34)$$

Onde:

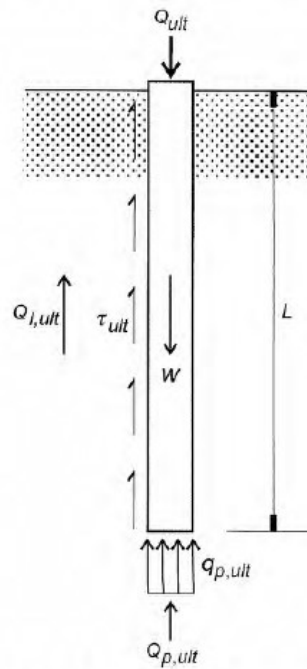
$Q_{ult}$  = capacidade de carga total da estaca;

$W$  = Peso próprio da estaca;

$Q_{p,ult}$  = capacidade de carga da ponta;

$Q_{l,ult}$  = capacidade de carga lateral.

Figura 12 - Resistência à compressão em estacas



Fonte: Velloso e Lopes (2011).

Devido ao desconfinamento que ocorre quando a estaca é tracionada, alguns autores, como Décourt (1995), Hunter e Davisson (1969), propõem que a resistência lateral à tração é menor que a resistência lateral quando a estaca é comprimida, minorando a resistência em até 30% em casos de estacas tracionadas.

A seguir, são apresentados alguns métodos semi-empíricos para estimar a resistência lateral próprio para estacas comprimidas, estes métodos utilizam os resultados das sondagens à percussão (SPT) como meio de estimar a capacidade de carga das estacas. Dentre os métodos disponíveis na literatura foram adotados os métodos de Meyerhof (1956), Aoki e Velloso (1975) com adição de Monteiro (1997), Décourt e Quaresma (1982), Teixeira (1996) e o de Antunes e Cabral (1996). Na Tabela 3 estão apresentadas as equações de capacidade de carga lateral ( $Q_{l,ult}$ ) obtidas por cada método.

Tabela 3 - Métodos semi-empíricos utilizados

Método	Equação
Meyerhof (1956)	$Q_{l,ult} = A_l \cdot \frac{\bar{N}}{50}$
Aoki e Velloso (1975)	$Q_{l,ult} = U \sum \frac{\alpha \cdot k \cdot N}{F2} \Delta l$
Décourt e Quaresma (1982)	$Q_{l,ult} = A_l \cdot \frac{\bar{N}}{3} + 1$
Teixeira (1996)	$Q_{l,ult} = U \cdot \beta \cdot \bar{N} \cdot l$
Antunes e Cabral (1996)	$Q_{l,ult} = U \sum (\beta'_{1N}) \Delta l$

Fonte: Autor (2019).

Onde  $A_l$  é a área lateral,  $N$  é o  $N_{SPT}$ ,  $U$  é o perímetro,  $l$  é comprimento e os demais fatores são próprios de cada método. Por fim, para a obtenção da carga última à tração ( $Q_{ult,t}$ ) é feita a soma da carga resistente lateral ( $Q_{l,ult}$ ) com o peso próprio da fundação ( $P_f$ ).

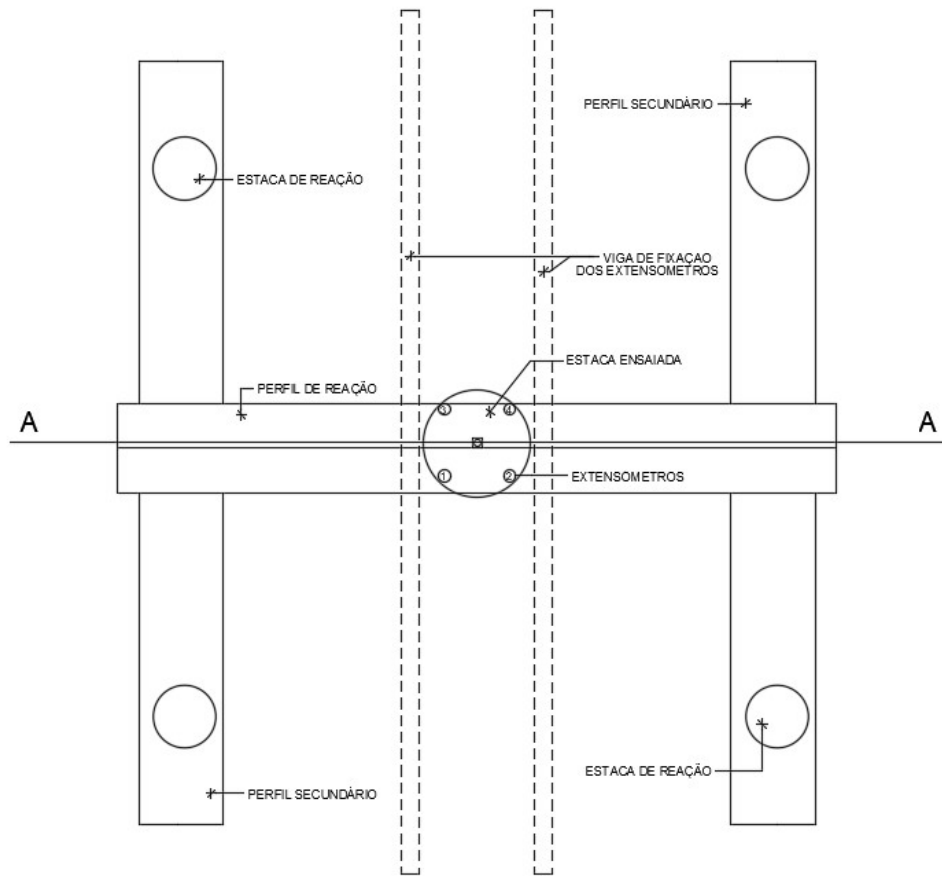
### 2.3 Prova de carga estática

Além dos métodos analíticos e semi-empíricos, pode-se determinar a capacidade última à compressão e à tração por meio de ensaio de prova de carga, com estes ensaios é possível verificar na prática a carga de ruptura da estaca.

O ensaio de prova de carga estática consiste em aplicar carga na estaca e registrar os deslocamentos correspondentes. Estas cargas podem ser aplicadas axialmente à tração e à compressão, ou transversalmente. Este ensaio é normatizado no Brasil pela NBR 6122 (ABNT, 2019) e pela NBR 12131 (ABNT, 2006). Com o ensaio obtêm-se a relação carga x deslocamento e, assim, determinam-se tanto os deslocamentos quanto a capacidade de carga do sistema estaca-solo.

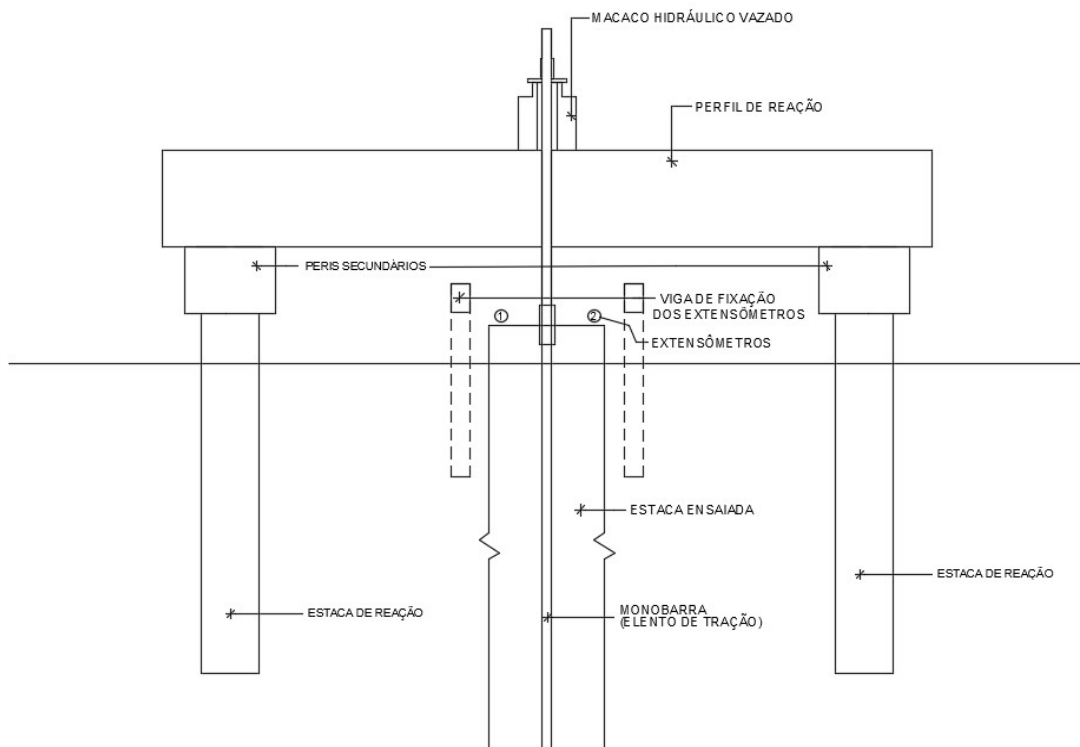
A Figura 13 mostra uma configuração de prova de carga estática (PCE) à tração, com apenas um macaco hidráulico vazado e com o sistema de reação constituído por blocos de concreto locados diretamente na superfície do solo. Na Figura 14 ilustra-se o corte desta configuração.

Figura 13 - Planta de configuração de PCE à tração



Fonte: Autor (2019).

Figura 14 - Corte AA de configuração de PCE à tração

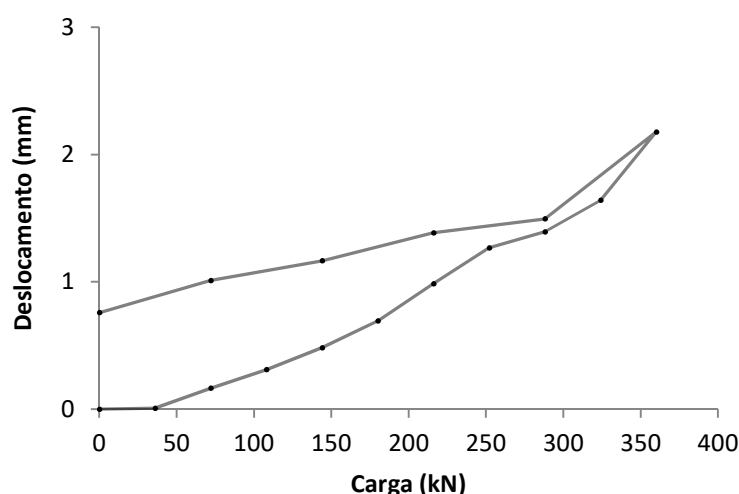


Fonte: Autor (2019).

Na NBR 12131 (ANBT, 2006) são apresentados diversos métodos de aplicação de carga, sendo eles os carregamentos estáticos lento, rápido, misto (lento seguido de rápido) e os carregamentos cíclicos. Entre estes carregamentos os mais utilizados são os carregamentos estáticos lento e o rápido, deste modo, estes foram os ensaios aplicados no presente estudo, tanto nas estacas ensaiadas à compressão, quando nas ensaiadas à tração.

Na Figura 15 está exemplificado o gráfico carga x deslocamento de uma prova de carga estática (PCE) à tração com carregamento lento, composta por 10 estágios de carregamentos e 5 estágios de descarregamentos.

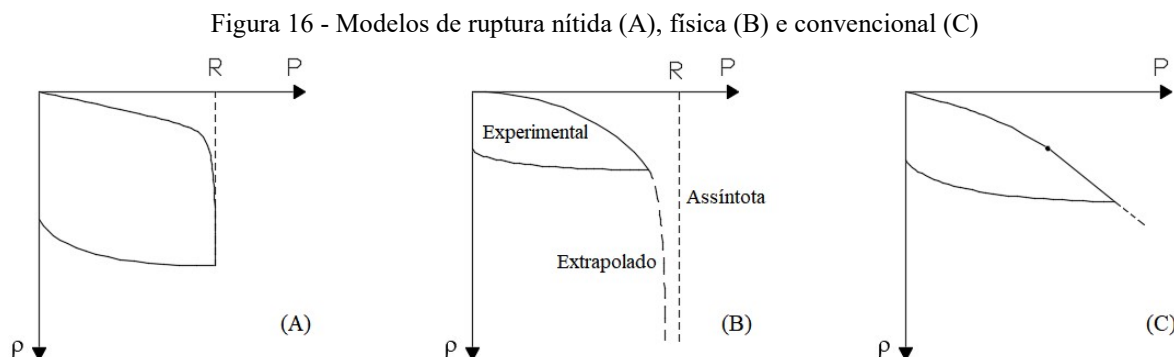
Figura 15 - Exemplo de gráfico carga x deslocamento de PCE à tração com carregamento lento



Fonte: Autor (2019).

Segundo Cintra et. al. (2013) são possíveis 3 modos de ruptura geotécnica em provas de carga estáticas em estacas, considerando que as estacas sejam suficientemente resistentes, e não haja dano estrutural ou estrangulamento do fuste, são os modos de ruptura nítida, física e convencional. A ruptura nítida ocorre quando é aplicada a carga e ocorre a verticalização da curva, (deslocamentos incessantes), impossibilitando a continuidade do carregamento pela incapacidade de mobilizar a resistência, assim esta carga é considerada a carga de ruptura, sendo desnecessária a interpretação. Já a ruptura física é quando a curva é do tipo aberta e não apresenta verticalização, a ruptura é obtida por meio de extrapolação da curva e a carga de ruptura é definida pela assíntota vertical, este valor é inatingível no ensaio, mesmo que aumente o limite de reação, interrompendo o ensaio em razão dos deslocamentos elevados. Por fim, a ruptura convencional ocorre também quando a curva é do tipo aberta, mas, a partir de um ponto, fica linear e não vertical, com a carga aumentando continuamente com os deslocamentos, sem apresentar nenhum indicio de ruptura, por isso a ruptura é

convencionada (estipulada). As representações gráficas desses modelos de ruptura estão ilustradas na Figura 16.



Fonte: Cintra et al (2013).

A NBR 6122 (ABNT, 2019) restringe a ruptura em nítida e convencional, e prevê duas circunstâncias para a ruptura convencional, quando a capacidade de carga é superior à carga que se pretende aplicar, ou quando apresentam deslocamentos elevados que não configurem uma ruptura nítida. Assim a norma apresenta um método para determinar a carga de ruptura, este método será abordado posteriormente. A norma indica que o desempenho da estaca é satisfatório quando o fator de segurança for no mínimo igual a 2,0 com relação à carga de ruptura obtida na prova de carga ou por extrapolação, e quando os deslocamentos na carga de trabalho forem admissíveis pela estrutura.

Assim é necessário o conhecimento de alguns métodos de obtenção da carga de ruptura, como nos ensaios de prova de carga estática geralmente não atingem a ruptura nítida, ou o conjunto não apresenta este tipo de ruptura, é necessário a extrapolação da curva carga x deslocamento para a obtenção da continuação da curva, assim, obter a carga de ruptura, considerando uma ruptura física que em muitos casos não condiz com a realidade, ou utilizando algum método de ruptura convencional. Por fim, conhecendo a carga de ruptura é possível avaliar a aceitação da estaca.

Segundo Cintra *et al* (2013) a carga de ruptura obtida por um critério de ruptura convencional é sempre menor que a obtida por um critério de ruptura física, portanto é importante levar em consideração este fator na determinação da carga de ruptura.

Em estacas tracionadas, os modelos de ruptura se apresentam da mesma maneira, quando não ocorre ruptura nítida por meio do ensaio, faz-se necessário a aplicação de algum método para se determinar a carga de ruptura do conjunto solo-estaca, obtendo por meio de extrapolação ou por ruptura convencionada.

A literatura disponibiliza vários métodos de determinação da carga de ruptura do conjunto solo-fundação, dentre eles os têm-se os métodos de Van der Veen (1953), de Mazurkiewicz (1972), da NBR 6122 (ABNT, 2019), de Davisson (1973) e de Terzaghi (1942). Entre estes, os dois primeiros utilizam a extrapolação da relação carga-deslocamento (ruptura física), e os restantes são estimados por meio de ruptura convencional. Dentre estes métodos de determinação da carga de ruptura, os mais utilizados são os métodos de Van der Veen (1953), e o método da NBR 6122 (ABNT, 2019), por ser proposto pela norma brasileira. Na literatura é possível obter detalhes da utilização desses métodos como em Cintra *et al* (2013).

## 2.4 Pesquisas relacionadas

Esta seção apresenta uma série de trabalhos nacionais e internacionais considerados mais relevantes relacionados ao assunto abordado nesta pesquisa. Vale mencionar que os mencionados trabalhos abrangem estacas de diferentes tipos, tubulões e alguns tipos de fundações superficiais.

Paschoalin Filho (2008) apresenta uma pesquisa que aborda o comportamento à tração de diferentes tipos de estacas em solo de diabásio da região de Campinas/SP. Dentre as estacas ensaiadas estão, estacas tipo raiz, perfis metálicos, estacas escavadas, hélice contínua, ômega e pré-moldada de concreto. Utilizando vários métodos para a estimativa da capacidade de carga à tração, o autor compara as estimativas com os valores obtidos em prova de carga à tração. Foi concluído que os métodos teóricos utilizados para estimar a capacidade de carga à tração, em média, superestimam os valores da carga de ruptura em cerca de 90%.

Já Bessa (2005) avalia a resistência lateral em estacas escavadas a trado submetidas à tração. Para isso foram realizados vários ensaios de campo, dentre eles sondagens à percussão (SPT), além de ensaios de laboratório. O subsolo adjacente às estacas é uma argila arenosa. Foram realizadas provas de carga estática à tração e foram feitas comparações com provas de cargas à compressão já existentes. O autor conclui que a ruptura se deu no contato solo-solo, que o atrito lateral à tração é aproximadamente 63% do atrito lateral à compressão. Os métodos teóricos utilizados para a estimativa de carga de ruptura à tração de Meyerhof e Adams (1968); Meyerhof (1973) e Grenoble conduziram a valores superestimados em relação aos obtidos pelas provas de carga. Já o método de Das (1983) e o da resistência lateral proporcionaram resultados bastante concordantes.

Ell (2003) analisa estacas apiloadas submetidas à tração em solos arenosos do interior do estado de São Paulo, em um total de 10 estacas distribuídas nas cidades de Bauru, São Carlos e Ilha Solteira, obtendo as cargas de ruptura por meio de prova de carga à tração e comparando com as previsões calculadas pelos métodos empíricos e teóricos, verificando a aplicabilidade desses métodos. As fórmulas teóricas de previsão de capacidade de carga à tração das estacas que apresentaram boa concordância com as provas de carga foram a de Meyerhof e Adams (1968), Das (1983) e Kulhawy (1985). Já as fórmulas empíricas que apresentaram boa concordância com as provas de carga foram as de Décourt e Quaresma (1978) e Aoki e Velloso (1975).

Danziger (1983) apresenta e analisa os resultados de provas de carga à tração executadas em sapatas e tubulões da linha de transmissão de Adrianópolis-Grajaú no Rio de Janeiro, concluindo que:

- Os ciclos de carga e descarga, aplicados em algumas fundações, não alteraram os deslocamentos e nem a capacidade de carga das fundações. Os deslocamentos foram muito pequenos mesmo muito próximos da ruptura;
- Assim como em fundações comprimidas, as tracionadas apresentam mais de um comportamento padrão expresso pela curva carga x deslocamento, alterando de acordo com o solo e o tipo de fundação;
- Em tubulões a utilização de base mais alargada é muito vantajosa. Nesse tipo de fundação a resistência da carga à tração é inicialmente mobilizada pelo fuste e posteriormente pela base. Em dois tubulões onde foi aplicadas cargas em velocidades diferentes, a capacidade de carga foi maior e os deslocamentos menores no de aplicação rápida, indicando que a velocidade de aplicação exerce influência no comportamento da fundação;
- Para os métodos utilizados pelo autor foi constatado que, para fundações cilíndricas sem base alargada e um dado terreno, existe uma profundidade a partir da qual o processo de ruptura é modificado, constatando a existência de uma profundidade crítica. Foi observado ainda que a capacidade de carga aumenta com as dimensões da base e com a profundidade de assentamento da fundação;
- O método do cone apresentou valores antieconômicos em sapatas e resultados não seguros em tubulões. O método de Balla (1961) apresentou bons resultados quando aplicado às sapatas, assim como o método da universidade de Duke,



sendo necessário algumas adaptações para adequar o modelo de cálculo. O método de Meyerhof e Adams (1968) obtiveram valores maiores que os da prova de carga à tração, sendo contrário à segurança. Já o método da universidade de Grenoble foi o único que não foi necessária adaptação, e apresentou bons resultados para sapatas.

Santos (1985) analisa o comportamento de algumas sapatas e tubulões situados próximos à cidade do Rio de Janeiro, assentes em solo residual de gnaiss. O autor compara os resultados de diversos métodos de cálculo de capacidade de carga à tração com os obtidos através de um *software* que utiliza a técnica dos elementos finitos. Os parâmetros de resistência do solo e da interface fundação-solo foram obtidos por meio de retroanálises de ensaios *in-situ*. O autor conclui que, dos diversos métodos analisados, apenas o da universidade de Grenoble possibilita previsões concordantes da capacidade de carga à tração de tubulões, com e sem alargamento da base. Já para as sapatas, as maiorias dos métodos utilizados conduziram a previsões bastante concordantes. A determinação da capacidade de carga a partir do método de elementos finitos proporcionam quase sempre resultados concordantes. O método de elementos finitos proporcionaram previsões de deslocamentos levemente superdimensionados. As superfícies de ruptura no solo em tubulões sem base alargada ocorreu ao longo do fuste, assim como para tubulões com base alargada, mas com um comportamento de ruptura localizada próximo da base. Já para as sapatas, o método de elementos finitos apresentou uma ruptura de solo partindo da base da sapata e abrindo em direção da superfície do terreno, não podendo ser determinada a forma da superfície devido a limitações impostas pela discretização das malhas no programa.

Santos (1999) aborda a capacidade de carga de fundações, circulares e corridas, submetidas a esforços de tração em taludes, desenvolvendo um método semi-empírico, empregando a equação de Kötter para determinação das forças cisalhantes desenvolvidas ao longo da superfície de ruptura, admitindo esta superfície em formato circular e em espiral logarítmica. O autor propõe formulações para fundações circulares e fundações corridas. As formulações aplicadas em areias resultaram em previsões concordantes, embora contrária à segurança, tendência ainda maior para casos de solos coesivos. Apresentou previsões ainda mais concordantes para argilas não drenadas. A técnica das redes neurais foi utilizada no trabalho, comprovando-se a viabilidade de utilização. Por fim, foi observado que o método de Grenoble é aplicável em taludes com inclinações de 15° e de 30° com majoração da capacidade de carga respectivamente de 10% e 20%.

Orlando (1999) apresenta um estudo da resistência de estacas submetidas à tração em solos arenosos. Foi realizado um ensaio experimental em modelos físicos de estacas enterradas, em um tanque de areia, além de uma análise comparativa dos resultados de 3 provas de carga à tração, em tubulões sem base alargada, com métodos de estimativa de capacidade de carga à tração. O autor conclui com os ensaios à tração que as curvas cargas-deslocamentos apresentaram o aspecto de ruptura frágil, os deslocamentos para atingir a ruptura foram pequenos salientando que deve-se adotar um coeficiente de segurança maior para estacas tracionadas que nas comprimidas, além disso, observou que a resistência lateral na tração é sempre inferior que na compressão, e esta relação diminui à medida que a profundidade relativa ( $L/D$ ) diminui, devendo-se agir com prudência no dimensionamento de estacas curtas à tração, salientando que, a regra prática de considerar a resistência à tração como 70% da resistência à compressão, deve ser utilizada com mais critério.

Forato (2015) apresenta um estudo a cerca do atrito lateral de estacas escavadas na região de Viçosa em Minas Gerais. Para isso realiza ensaios de campo e de laboratório, em um solo residual maduro, com granulometria que o enquadra como um silte arenoso. A partir de ensaios de prova de carga à tração observou que a carga de ruptura à tração é 63% da carga à compressão, como proposto por Bessa (2005). Este percentual foi satisfatório para os métodos de estimativa de capacidade de carga à tração semi-empíricos que são baseados nos ensaios de SPT-T, PMT e DMT. Já para os métodos de estimativa de capacidade de carga à tração baseados na sondagem à percussão (SPT), apresentaram valores muito conservativos entre 28% e 65%. Além disso, foi verificado que a ruptura do conjunto ocorreu no contato solo-estaca.

Garcia (2005) analisa a influência da qualidade da compactação dos reaterros na capacidade de carga de fundações submetidas à tração, realizando ensaios em sapatas de dimensões comumente utilizadas em linhas de transmissão, com o reaterro com compactação controlada e mal efetuada, e em condições diferentes de umidade, simulando ainda a estação chuvosa e a umidade média anual. O autor conclui que a capacidade de carga é praticamente a mesma no caso da estação chuvosa e na umidade média. Já a capacidade de carga quando mal compactado é de 41 a 57% da capacidade de carga do caso de compactação adequada, considerando a umidade média. A relação na estação chuvosa ficou entre 30 a 36%, que aponta a importância de uma compactação adequada nesses tipos de obras.

Oliveira (1986) avalia a resistência ao arrancamento de fundações utilizando placas horizontais em modelo reduzido, apresentando os resultados de uma série de provas de carga nessas placas em formato circulares de pequeno diâmetro, enterradas a pequenas

profundidades, analisando o efeito do arrancamento sobre a superfície do terreno, a influência do embutimento, do diâmetro da placa, da profundidade relativa e do diâmetro da escavação, além de testar a validade da aplicabilidade de alguns métodos teóricos aos solos tropicais. O autor conclui que o solo tropical em estudo apresenta comportamento semelhante aos solos de estudos similares. Foi observado que a capacidade de carga aumenta de forma aproximadamente linear com o aumento da profundidade e, para uma mesma profundidade, a pressão de ruptura diminui com o aumento da placa. O método do tronco de cone levou a valores muito antieconômicos e o método de Balla (1961) tende a valores maiores que os reais, os outros métodos foram mais próximos à realidade devendo ser usados com cautela.

Campelo (1994) estudou estacas submetidas à tração em solos colapsíveis, realizando ensaios de prova de carga à tração em estacas do tipo apiloadas, escavadas e do tipo Strauss, e observou que os métodos que consideram a ruptura na interface solo-estaca foram os que apresentaram melhores resultados de previsões. Para isso avaliou a colapsibilidade por meio de ensaios em terreno natural e inundados por 48 horas na carga de trabalho. Foi constatado colapso nas 5 estacas, sendo que em 3 delas o colapso ocorreu antes das 48 horas e nas outras 2 somente após este período. Concluiu também que o apiloamento do solo não foi suficiente para eliminar o colapso, porém prorrogou o colapso se comparado às estacas não apiloadas. Após a inundação de 48 horas, a carga de ruptura diminuiu cerca de 40% nas estacas apiloadas e 20% nas estacas do tipo Strauss. Os deslocamentos obtidos nos ensaios foram baixos, levando a concluir que não é um fator de grande importância para o dimensionamento de fundações tracionadas.

Menezes *et al* (2005) publicaram as análises de provas de carga   tração em solo arenoso colaps vel, dispondo de estacas pré-moldadas de concreto e estacas escavadas, sendo as pré-moldadas instrumentadas com "*strain gauges*", para a avaliação da transferência de carga com a profundidade. Vale mencionar que, em uma delas, o solo foi encharcado. Os autores concluíram que ocorre maior  ndice de colapso no primeiro metro da camada colaps vel. Já as estacas pré-moldadas apresentaram menor capacidade de carga   tração se comparada às estacas escavadas, sugerindo que a vibração devido à cravação provoca deslocamentos irreversíveis na lateral da estaca, a estaca com solo encharcado apresentou 50% de perda de atrito lateral se comparado as com solo no estado natural.

Carvalho e Albuquerque (2002) realizaram ensaios de prova de carga   compressão e   tração em estacas do tipo Strauss e as instrumentaram com "*strain gauges*" em 4 níveis, obtendo valores da mobilização do atrito lateral e de carga de ponta. Com as análises feitas, concluíram que o atrito lateral na tração foi inferior ao carregamento à

compressão, sugerindo que esta diferença se dá devido ao mecanismo de ruptura do solo quando a estaca é tracionada, entre as comparações dos métodos de previsão de capacidade de carga à tração, somente o método desenvolvido na universidade de Grenoble apresentou resultados satisfatórios, os demais métodos empíricos e semi-empíricos foram, em geral, conservadores.

Albuquerque *et al* (2004) apresentaram um estudo do comportamento de 3 estacas escavadas a trado submetidas à prova de carga à tração e instrumentadas ao longo do fuste. As estacas foram executadas em Campinas-SP, em subsolo constituído de solo de Diabásio. Os autores realizaram comparações entre outras estacas semelhantes ensaiadas por prova de carga à compressão, e analisaram a relação entre as resistências por atrito lateral solo-estaca quando submetidas à tração e à compressão, além de comparar os valores de capacidade de carga à tração do ensaio com valores calculados dos métodos de estimativa. Os autores concluíram que métodos de estimativas mais concordantes foram o do cilindro de atrito e o da universidade de Grenoble, além disso, verificaram que a carga de ruptura da estaca tracionada foi 5% inferior ao valor de carga de ruptura lateral de uma estaca idêntica submetida à compressão, praticamente o mesmo valor.

Paschoalin Filho *et al* (2008) apresentaram um estudo do comportamento de estacas do tipo hélice contínua submetidas a esforços de tração, assim compararam os resultados do ensaio de prova de carga com métodos empíricos e semi-empíricos de capacidade de carga à tração. Foi constatado que os métodos semi-empíricos utilizados de maneira geral, resultaram em valores conservadores.

Já Paschoalin Filho e Carvalho (2010) realizaram ensaios de prova de carga à tração em estacas escavadas em solo de alta porosidade. Comparando os resultados obtidos a partir de métodos empíricos e semi-empíricos de capacidade de carga à tração com os resultados obtidos em provas de carga. Dos métodos utilizados o mais concordante foi o de Décourt e Quaresma (1998). Os demais métodos apresentaram cargas máximas superestimadas. Os autores salientaram também que, parâmetros de difícil obtenção, como adesão estaca-solo e ângulo de atrito estaca-solo, tornaram difícil a utilização dos métodos. Foi observado ainda que os métodos semi-empíricos apresentaram valores de resistências laterais mais conservadores se comparados aos demais métodos.

Hirai *et al* (2016) estudaram o comportamento à tração de estacas pré-moldadas com alargamento em formato de sinos, algumas com apenas um alargamento e outras com dois alargamentos. Foram realizadas provas de carga à tração, com "*strain gauges*" instalados para obtenção das forças axiais ao longo da profundidade. Foi observado que o alargamento

gera uma superfície de resistência do solo maior se comparado ao fuste sem alargamento, apresentando uma fórmula para estimativa da resistência à tração para esses casos de estacas com alargamentos.

Já Honda *et al* (2011) avaliaram a capacidade de carga à tração em estacas com um alargamento e dois alargamentos em areia densa, analisando com programa de elementos finitos bidimensionalmente para investigar a resistência à tração, o comportamento do solo ao redor da estaca e a interação solo-estaca, foi observado que o solo próximo ao alargamento se desloca verticalmente, ocorrendo um deslocamento entre o solo e a superfície da estaca. Os autores concluíram que o ângulo de dilatação e de atrito na superfície da estaca é menor que as do solo, a resistência à tração aumenta com o número de alargamentos, sendo sem alargamento o de menor capacidade e com dois alargamentos o de maior capacidade. Foi observado ainda que o mecanismo de ruptura do solo adjacente e a solução teórica para estimar a capacidade de carga à tração desses casos foram correspondentes.

Poorooshasb e Parameswaran (1982) analisaram o comportamento de estacas submetidas a carregamentos de tração em solos arenosos congelados, representando curvas com a magnitude do movimento do topo da estaca para estimar a força de arrancamento, aplicável para estacas embutidas em depósitos de argila moderados a bastantes consolidados, ou em estacas relativamente superficiais ou estacas escavadas em argilas moles. Os deslocamentos obtidos nos ensaios foram bastante reduzidos e não condizentes com o que se observa na prática.

Das *et al* (1977) apresentaram ensaios em laboratório de arrancamento de estaca rígida e rugosa em areia seca, testando várias proporções de embutimentos em areias fofas, médias e densas. Os resultados apontaram que a taxa de atrito na superfície aumenta de forma aproximadamente linear com a taxa de embutimento, o atrito foi comparado com o teórico do método de Meyerhof (1973), ressaltando que foi utilizado como ângulo de atrito solo-estaca de 40 a 100% do ângulo de atrito do solo, sendo o menor para areia muito fofas e o maior para areias densas. Os autores concluíram que a taxa de atrito na interface aumenta com a taxa de embutimento da estaca, validando o método de Meyerhof (1973).

Posteriormente, Das (1983) estendeu o estudo que havia feito com Seeley e Pfeifle em 1977, baseando no modelo de teste reduzido, e constatou que o atrito lateral entre o solo e a estaca aumenta linearmente com a profundidade até uma taxa de embutimento crítica, e que esta taxa depende da densidade relativa do solo. Desta forma, baseado nos resultados experimentais em laboratório, foi apresentado um procedimento para a estimativa de capacidade de carga à tração.

Das e Seeley (1982) apresentaram os resultados de testes realizados em escala reduzida em laboratório sobre capacidade de carga à tração de estacas tubulares em argila saturada. Como resultado foram apresentadas equações para a relação entre adesão e coesão com valores menores desta relação para estacas de tubos metálicos do que estacas escavadas.

Rao e Venkatesh (1985) estudaram o comportamento de estacas pequenas tracionadas em areia uniforme, foram usados estacas de metal lisas e levemente rugosas em duas areias uniformes, variando entre seca e inundada, também em densa e fofa. A capacidade à tração foi encontrada realizando variações na proporção entre o comprimento e o diâmetro, a rugosidade da estaca, a densidade do solo e o tamanho das partículas, sendo necessário um deslocamento de 5% do diâmetro em areias fofas e 10% do diâmetro em areias densas para mobilizar a capacidade última à tração. Os autores ressaltam que este valor é bem superior aos 3 a 6% necessário para estacas comprimidas, e afirmam ainda que o atrito lateral unitário é bem inferior, se comparado ao de estacas comprimidas, principalmente em estacas rugosas.

Das e Azim (1985) fizeram um modelo de teste em laboratório para estudar a capacidade de carga à tração de grupo de estacas em argila, a proporção entre o comprimento e o diâmetro ficou entre 12 e 15. A capacidade à tração variou com a taxa de embutimento, o número de estacas do grupo e o espaçamento entre as estacas, assim, para o teste, a eficiência do grupo atingiu 100% de eficiência com o espaçamento entre os centros das Estacas de 6 a 7 vezes o diâmetro da estaca.

Amira *et al* (1995) fizeram um programa experimental para investigar o efeito da tensão radial na capacidade de atrito de um modelo de estaca em areia INAGI seca. Foram aplicados cargas de 4 diferentes formas e com e sem sobrecarga. Foram aplicados carregamentos de compressão e 3 de tração, sendo os carregamentos de tração aplicados no topo, na ponta e outro na ponta para uma condição protendida. Esses tipos diferentes de carregamentos apresentaram efeitos significantes na capacidade de atrito, decaindo na sequência: carga de compressão, tração na ponta com protensão, tração na ponta e tração no topo da estaca. O decréscimo pode ser interpretado como o resultado da tensão radial e devido à diferença no arqueamento na areia. Concluindo que a resistência ao atrito no fuste em comparação ao teste à compressão é de 50% para o tracionado no topo, 60% para tracionado na ponta e 80% para o tracionado na ponta e protendido, para a total mobilização do atrito lateral foi necessário um deslocamento entre 5 e 15% do diâmetro da estaca.

Shanker *et al* (2006) desenvolveram um método semi-empírico, simples, para previsão de carga de grupos de estacas em areia, assumindo uma superfície de ruptura em formato de pirâmide retangular invertida, considerando vários parâmetros que influenciam na

capacidade de carga à tração do grupo de estacas como: variedade de estacas, parâmetros do solo, comprimento e diâmetro das estacas, configuração do grupo, espaçamento das estacas, ângulo de atrito entre o solo e a estaca, entre outros parâmetros. Os valores previstos de capacidade de carga à tração do grupo de estacas foram comparados com o modelo em escala reduzida e com valores reportados na literatura. As previsões calculadas estão de acordo com os valores obtidos, validando o método proposto, com uma margem de erro de cerca de 30%, que pode ser atribuído por se tratar de um modelo em escala reduzida, sendo considerado um modelo promissor para este tipo de previsão, ressaltando a importância de mais ensaios e ensaios com espaçamento maiores que 6 vezes o diâmetro das estacas.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo são descritas e apresentadas as etapas de desenvolvimento do trabalho, os locais de estudo e os meios utilizados para permitir a realização das análises.

#### 3.1 Metodologia

A metodologia adotada no desenvolvimento do presente trabalho teve como base a realização das seguintes etapas:

- Definição dos locais do estudo;
- Coleta de dados, caracterização geotécnica e construção de um banco de dados de provas de carga;
- Determinação das capacidades de carga das estacas a partir dos resultados das provas de carga estáticas (PCE) à compressão e à tração;
- Previsões das capacidades de cargas à tração a partir de metodologias teóricas e semi-empíricas, assim como, a análises de variáveis;
- Análises comparativas das capacidades de carga à compressão e à tração das estacas avaliadas;
- Desenvolvimento de propostas para a determinação da capacidade de carga de estacas à tração;
- Análises dos resultados;
- Conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

##### 3.1.1 Locais do estudo

A presente pesquisa é desenvolvida a partir de dados coletados de uma empresa privada com atuação em diversas regiões do Brasil, foram obtidas informações de ensaios no subsolo e de estacas ensaiadas à compressão e à tração em quatro obras selecionadas, com localizações distintas descritas a seguir:

- Obra 1: aerogerador, situado no município de Igaporã, Bahia;
- Obra 2: Ginásio Gymico da Universidade Federal do Ceará (UFC), no Campus do Pici, em Fortaleza, Ceará;
- Obra 3: parque eólico em Paracuru, Ceará;



- Obra 4: fundações de um Shopping Center, situado na Rua Prisco Bezerra, em Fortaleza, Ceará.

### ***3.1.2 Determinação da capacidade de carga à tração e à compressão a partir de provas de carga***

A partir dos ensaios de prova de carga à tração e à compressão, as capacidades de cargas das estacas foram determinadas. Para isto, utilizaram-se os métodos de Van der Veen (1953) e o método proposto pela norma brasileira NBR 6122 (ABNT, 2019).

### ***3.1.3 Estimativas das capacidades de cargas à tração das estacas utilizadas e análises de variáveis dos métodos utilizados.***

Nesta parte da pesquisa foram utilizados alguns métodos, desenvolvidos especificamente para a determinação da capacidade de carga à tração, conforme detalhamento feito anteriormente na revisão bibliográfica da presente pesquisa. Além desses, foram utilizados ainda métodos propostos para a determinação da capacidade de carga de estacas à compressão, desprezando a parcela de ponta da estaca. Em seguida, os valores estimados da capacidade de carga à tração foram comparados com a capacidade de carga à tração determinada a partir de provas de carga.

### ***3.1.4 Proposta de método teórico de previsão da capacidade de carga à tração de estacas hélice contínua em perfil de solo granular***

A partir dos métodos mais concordantes propostos pela literatura, foi elaborada uma equação semi-empírica para a previsão da capacidade de carga à tração de estacas hélice contínua em perfil de solo granular. Para isso, as expressões foram alteradas, de forma a obter-se uma expressão semi-empírica alimentada pela geometria da estaca e pelo  $N_{SPT}$  obtido de sondagens à percussão.

### 3.1.5 Proposta de método de estimativa de capacidade de carga à tração utilizando regressão linear múltipla

Nesta parte do estudo buscou-se elaborar uma expressão que correlacione a carga última à tração, obtidas nos ensaios de prova de carga estáticas, em função das diversas variáveis das estacas ensaiadas, tanto as variáveis geométricas das estacas como as variáveis relativas ao solo adjacente. Para isto, foi utilizado o procedimento da regressão linear múltipla, que consiste em relacionar uma variável dependente, no caso a capacidade de carga última à tração, com diversas variáveis explicativas (variáveis independentes), de maneira que:

$$Y = a_1X_1 + a_2X_2 + \dots + a_nX_n + b \quad (35)$$

Onde  $Y$  é a variável dependente,  $X_1, X_2, \dots, X_n$  são as variáveis explicativas,  $a_1, a_2, \dots, a_n$  são os coeficientes das respectivas variáveis explicativas e  $b$  é a constante que representa a parcela da variável dependente que não foi explicada pelas variáveis explicativas.

Isto posto, com a utilização do método dos mínimos quadrados, a expressão é moldada buscando a menor diferença entre os valores de referência e os valores estimados. O método tem como base a resolução do sistema de equações como demonstrado a seguir para um exemplo de 3 variáveis explicativas:

$$\sum Y = a_1 \sum X_1 + a_2 \sum X_2 + a_3 \sum X_3 + nb \quad (36)$$

$$\sum YX_1 = a_1 \sum X_1^2 + a_2 \sum X_1X_2 + a_3 \sum X_1X_3 + b \sum X_1 \quad (37)$$

$$\sum YX_2 = a_1 \sum X_2X_1 + a_2 \sum X_2^2 + a_3 \sum X_2X_3 + b \sum X_2 \quad (38)$$

$$\sum YX_3 = a_1 \sum X_3X_1 + a_2 \sum X_3X_2 + a_3 \sum X_3^2 + b \sum X_3 \quad (39)$$

Por meio da resolução do sistema estimam-se os valores dos coeficientes  $a_1, a_2, a_3$  e  $b$ , adotando os dados das variáveis dependentes e explicativas, resultando na equação mais convergente com os valores de referência.

### 3.1.6 Análises comparativas das capacidades de cargas à compressão e à tração de estacas idênticas

Nesta etapa da pesquisa, a partir de obras com estacas idênticas e próximas, submetidas à prova de carga à tração e à compressão, foi estabelecida a partir de correlações uma expressão que relaciona a capacidade de carga à tração em função dos resultados de provas de carga à compressão.

### 3.2 Dados coletados

A coleta dos dados foi realizada em uma empresa privada com atuação em diversas regiões do Brasil, na área de geotecnia e fundações. Nela foram coletados resultados de 5 provas de cargas à compressão, 3 provas de carga à tração, 12 monitoramentos das estacas de reações de provas de cargas à compressão e furos de sondagem à percussão (SPT). Dentre as sondagens à percussão (SPT) coletadas, selecionou-se os 5 furos que situavam-se mais próximas das estacas utilizadas na pesquisa. Na Tabela 4, a seguir, é apresentado um resumo dos dados coletados e utilizados na pesquisa.

Tabela 4 - Discriminação dos ensaios realizados

	Obras				
	1	2	3	4	Total
Prova de carga à compressão	1	1	1	2	5
Prova de carga à tração	1	2	-	-	3
Monitoramento da reação da PCE à compressão	-	-	4	8	12
Sondagem à percussão (SPT)	7	4	30	60	101

Fonte: Autor (2019).

Como pode ser observado na Tabela 4, foram utilizadas um total de 20 estacas, todas do tipo hélice contínua e assentes em subsolo predominantemente granular. A numeração das estacas, suas dimensões, assim como tipo de esforço submetido no ensaio, o tipo de carregamento, a carga máxima de ensaio e os deslocamentos obtidos, são apresentados resumidamente na Tabela 5.

As estacas de reação monitoradas, tracionadas portanto, são representadas na Tabela 5 pela simbologia "R" na coluna "tipo de esforço".

Os ensaios foram realizados de acordo com a NBR 12131 (ABNT, 2006), com 2 ensaios com carregamento rápido e o restante aplicando carregamento lento. Vale mencionar que os ensaios com carregamento lento foram realizados com 10 estágios de carga e 5 estágios de descarga. Já o carregamento rápido é realizado com 8 estágios de carga e 4 de descarga.

Segundo os relatórios de sondagens à percussão, os ensaios foram realizados de acordo com a NBR 6484 (ABNT, 2001) e executadas até a profundidade do impenetrável à percussão.

Os ensaios a percussão (SPT) e as curvas carga-deslocamento dos ensaios de prova de carga estática estão apresentados posteriormente.

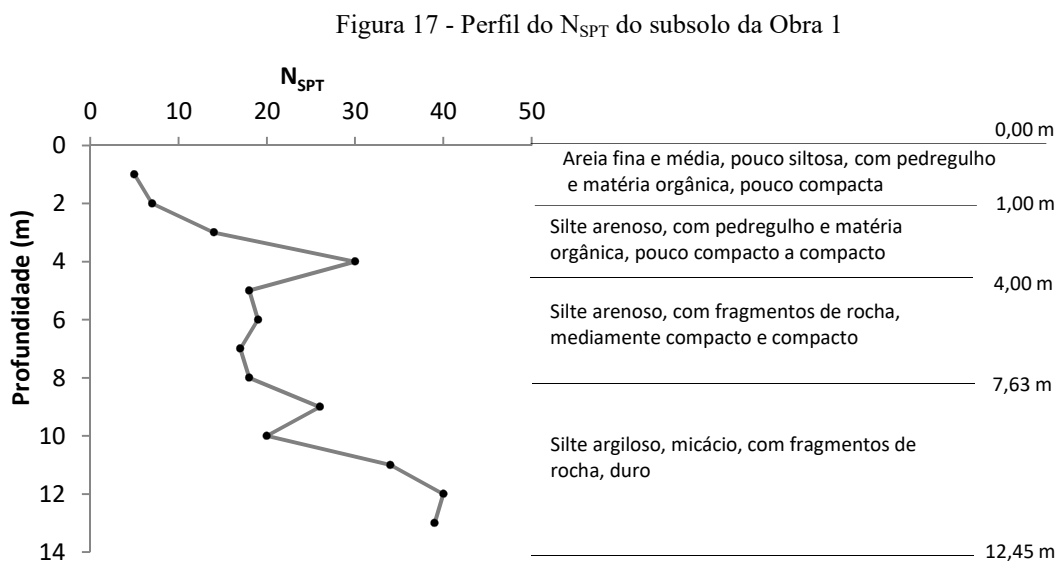
Tabela 5 - Resumo das estacas

Obra	Estaca Nº	Tipo de esforço	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)	Tipo de ensaio	Carga máxima (kN)	Deslocamento (mm)	
							Máximo	Residual
1 - Aerogerador - BA	1	Tração (V)	14,30	600	Lento	360	2,18	0,76
	2	Compressão	14,31	600	Lento	2800	2,97	0,51
2 - Ginásio UFC	1	Tração (V)	13,60	400	Rápido	630	14,05	3,74
	2	Tração (V)	13,60	400	Rápido	630	14,77	3,25
	3	Compressão	14,00	400	Lento	1400	3,20	0,87
3 - Parque eólico - Paracuru - CE	1	Compressão	9,28	700	Lento	2340	5,93	2,90
	2	Tração (R)	9,68	700	Lento	950	9,60	3,90
	3	Tração (R)	9,12	700	Lento	950	60,00	51,12
	4	Tração (R)	9,36	700	Lento	950	18,51	13,33
	5	Tração (R)	9,60	700	Lento	950	8,97	3,47
4 - Shopping -CE	1	Compressão	23,00	600	Lento	3600	8,87	3,13
	2	Tração (R)	23,00	600	Lento	600	2,12	0,23
	3	Tração (R)	23,00	600	Lento	600	2,25	0,00
	4	Tração (R)	23,00	600	Lento	600	1,00	0,20
	5	Tração (R)	23,00	600	Lento	600	1,36	0,75
	6	Tração (R)	23,00	600	Lento	600	2,62	1,15
	7	Tração (R)	23,00	600	Lento	600	1,92	1,03
	8	Compressão	22,00	500	Lento	2600	28,02	21,85
	9	Tração (R)	22,00	500	Lento	430	1,63	1,54
	10	Tração (R)	22,00	500	Lento	430	1,36	1,27

Fonte: Autor (2019).

### 3.2.1 Obra 1: Parque eólico em Igaporã - BA

Na Obra 1, situada em Igaporã - BA, foi utilizada a sondagem a percussão (SPT) mais próxima das estacas da fundação de um aerogerador, composto de 24 estacas do tipo hélice contínua, com diâmetro de 600 mm e 15 m de comprimento, destas 24 estacas, foram realizados um ensaio de prova de carga à compressão e um à tração, todos do tipo de carregamento lento. Na Figura 17 mostra-se o perfil ( $N_{SPT}$ ) da referida sondagem a percussão e, ao lado, a referida estratigrafia do subsolo.

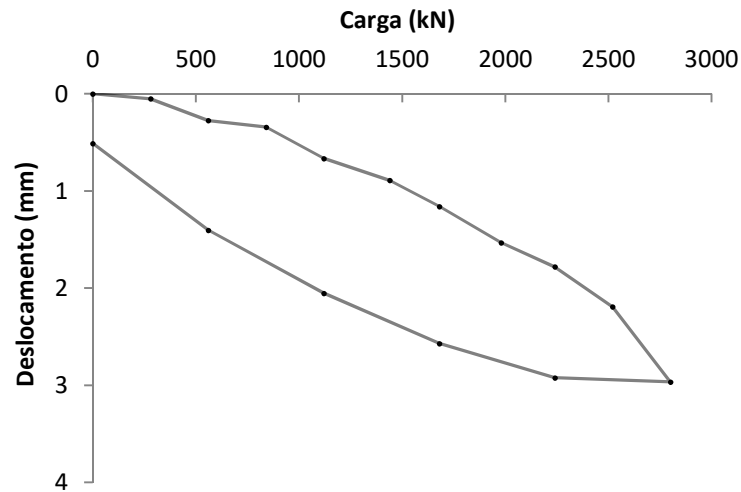


Fonte: Tecnord (2011).

Como pode ser observado na Figura 17, o subsolo é predominantemente granular, composto basicamente de um silte arenoso. O ensaio atingiu a profundidade de 12,45 m e o nível d'água (NA) não foi encontrado. Como, neste caso, o ensaio não atingiu a profundidade máxima das estacas ensaiadas (14,31 metros), para efeito de cálculo foi considerado que a partir de 12,45 m o solo permaneceu com a mesma classificação e mesmo número de golpes do limite da sondagem à percussão ( $N_{SPT}$ ).

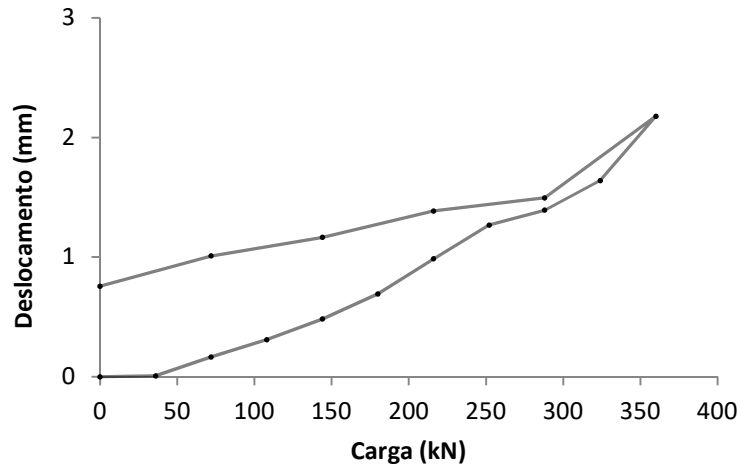
Na Figura 18 mostra-se a curva carga x recalque da estaca ensaiada à compressão. Já na Figura 19 mostra-se a curva carga x deslocamento da estaca ensaiada à tração. Vale mencionar que ambas as estacas apresentam 14,30 m de comprimento.

Figura 18 - Curva carga x recalque à compressão Estaca 2 da Obra 1



Fonte: Tecnord (2012).

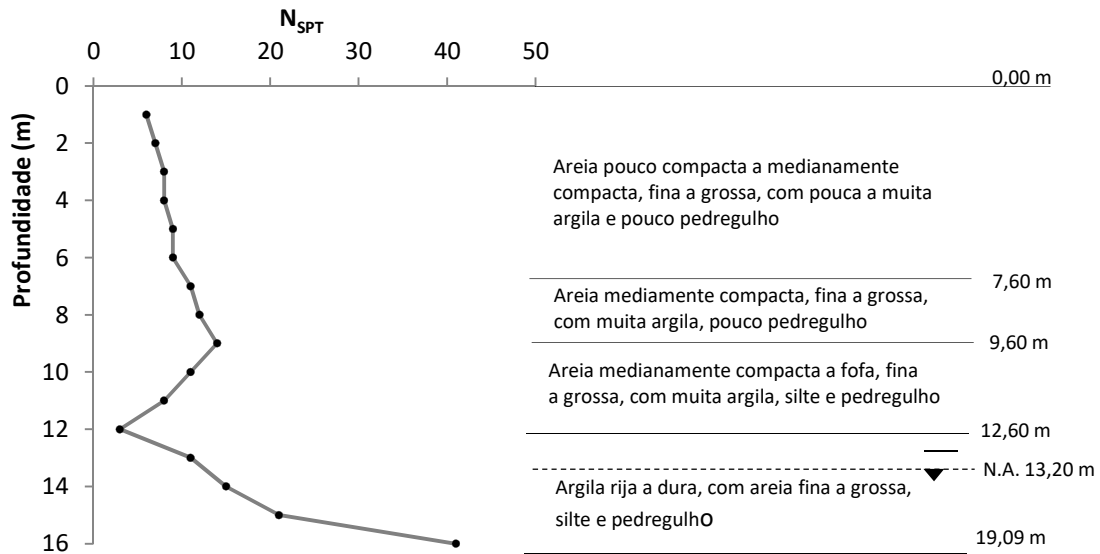
Figura 19 - Gráfico carga x deslocamento à tração Estaca 1 da Obra 1



Fonte: Tecnord (2012).

### 3.2.2 Obra 2: Ginásio Gymico da UFC, em Fortaleza - CE

Nesta obra, foram executadas diversos blocos de fundações com quantidades diferentes de estacas e comprimentos. Destas, vale mencionar que 3 foram submetidas a ensaios de prova de carga, sendo 2 ensaios à tração e 1 a compressão. As estacas ensaiadas à tração possuem diâmetro de 400 mm e comprimento de 13,60 m. Já a estaca ensaiada a compressão apresenta 14 m de comprimento. Para esta obra foram executados 4 furos de sondagem a percussão (SPT). O perfil de resistência da sondagem mais próximas das estacas ensaiadas é apresentado na Figura 20.

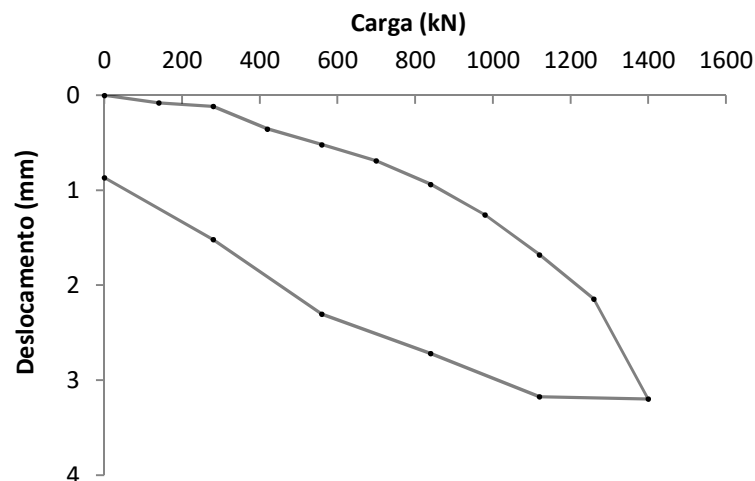
Figura 20 - Perfil do  $N_{SPT}$  do subsolo da Obra 2

Fonte: Sonda (2013).

Como ilustrado na Figura 20, o subsolo é predominantemente granular, composto basicamente de areia argilosa. O ensaio atingiu a profundidade de 19,09 m, o nível d'água (NA) foi encontrado a 13,20 m.

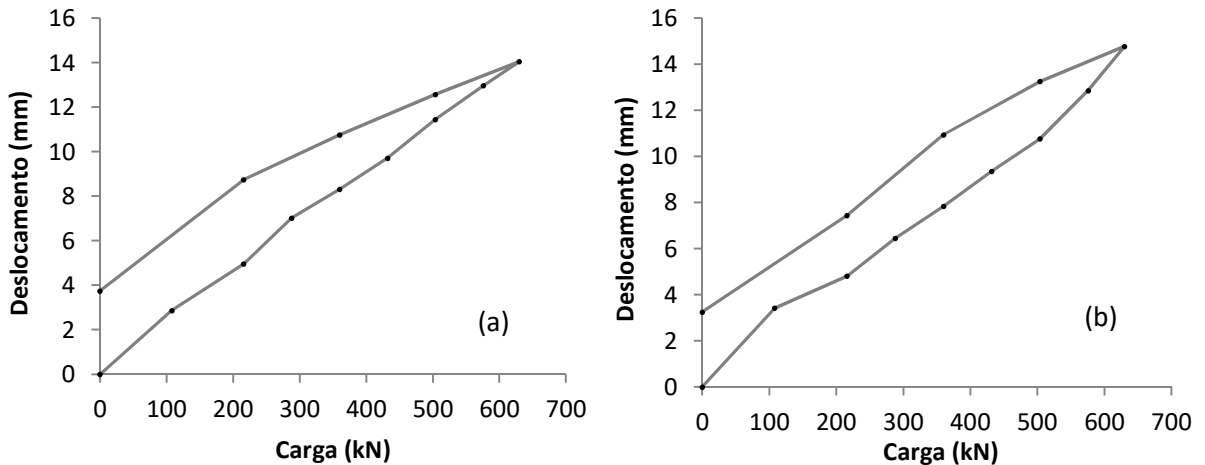
Dos ensaios de prova de carga realizados, vale mencionar que os 2 ensaios à tração foram ensaiados com o tipo de carregamento rápido, com 8 estágios de carregamento e 4 descarregamento, já o ensaio à compressão foi procedido com o tipo de carregamento lento, com 10 estágios de carregamento e 5 de descarregamento. As curvas carga x deslocamento, resultantes dos ensaios de prova de carga à tração, são apresentados na Figura 22. Já na Figura 21 mostra-se a curva carga x recalque da estaca ensaiada à compressão.

Figura 21 - Curva carga x recalque à compressão da Estaca 3 da Obra 2



Fonte: Tecnord (2014).

Figura 22 - Curva carga x deslocamento à tração das Estacas 1 (a) e 2 (b) da Obra 2



Fonte: Tecnord (2014).

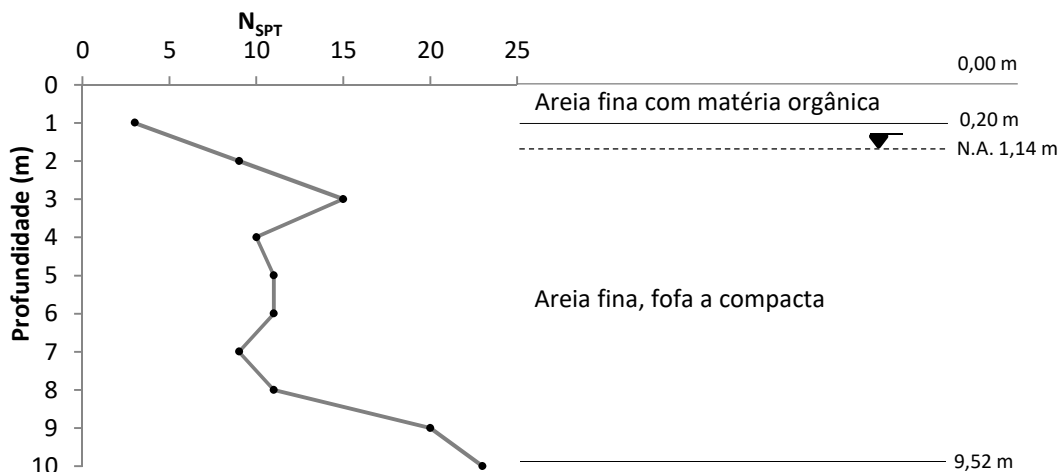
**3.2.3 Obra 3: Parque eólico em Paracuru - CE**

Na Obra 3, situada em Paracuru - CE, foram utilizadas 5 estacas para estudar o caso e assim fazer os dimensionamentos das fundações dos aerogeradores do parque eólico. Para isto, foi executado 1 prova de carga à compressão, utilizando 4 estacas de reações monitoradas, tracionadas portanto, para a aplicação das cargas do ensaio. Estas estacas são do tipo hélice contínua, com diâmetros de 700 mm e comprimentos que variam entre 9,12 e 9,68 m.

Na obra foram utilizadas sondagens à percussão (SPT) para se ter o conhecimento estratigráfico do subsolo e o perfil de resistência ( $N_{SPT}$ ). Na

Figura 23 mostra-se a sondagem mais próxima das estacas ensaiadas.

Figura 23 - Perfil do  $N_{SPT}$  do subsolo da Obra 3



Fonte: Tecnord (2006).

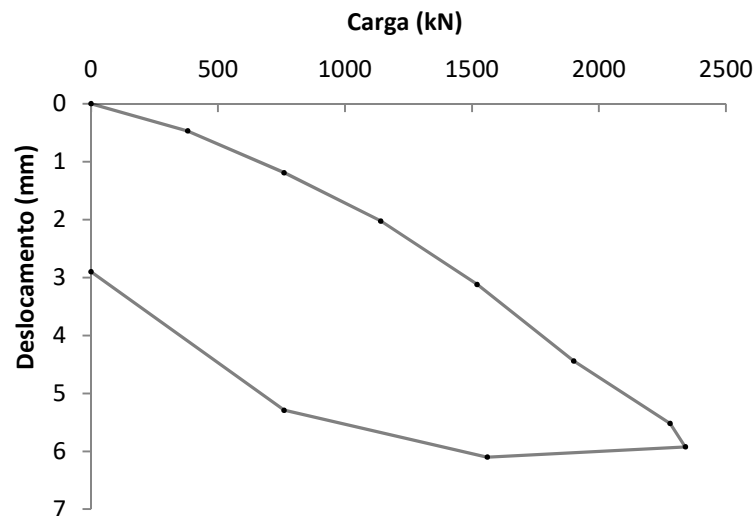


Como pode ser observado na

Figura 23, o subsolo é predominantemente granular, composto de areia. O ensaio atingiu a profundidade de 9,52 m e o nível d'água (NA) foi encontrado a 1,14 m.

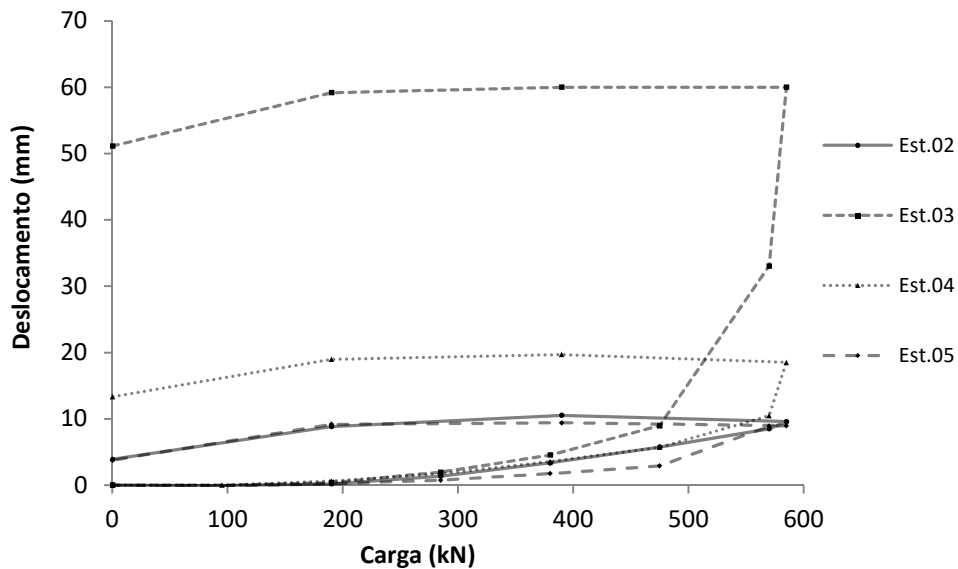
Na Figura 24 mostra-se a curva carga x recalque da estaca ensaiada à compressão. Já na Figura 25 mostram-se as curvas carga x deslocamento das estacas de reação monitoradas submetidas à tração.

Figura 24 - Curva carga x recalque à compressão da Estaca 1 da Obra 3



Fonte: Tecnord (2007).

Figura 25 - Curva carga x deslocamento à tração das Estacas de reação monitoradas da Obra 3



Fonte: Tecnord (2007).

Como pode ser verificado nas Figura 24 e Figura 25, o ensaio não chegou ao último estágio de carga, que atingiria uma carga de 3800 kN à compressão e 950 kN à tração,

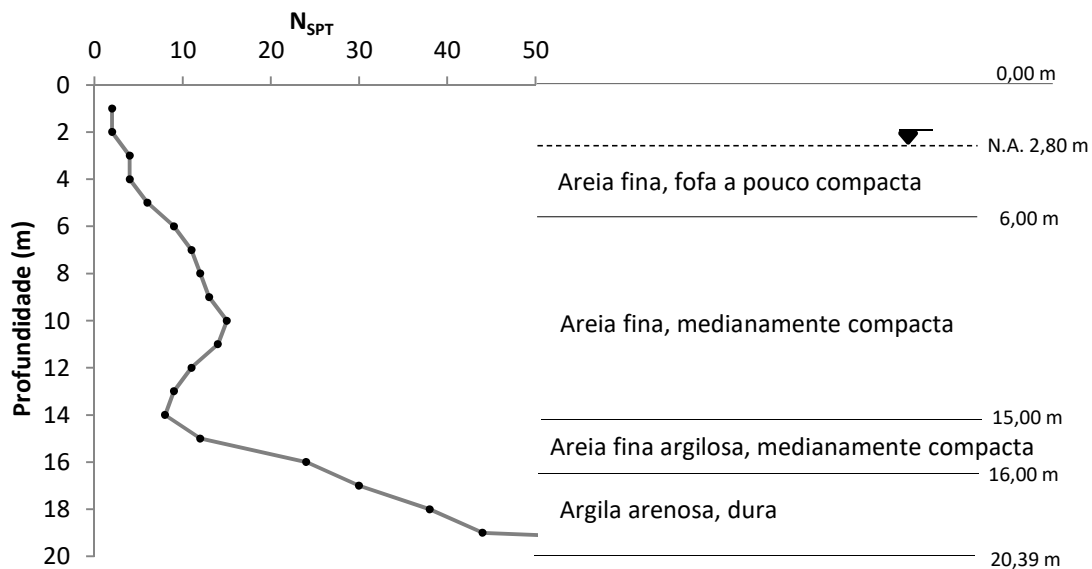
sendo necessário a interrupção do ensaio no sétimo estágio de carga, pois foi detectado um deslocamento excessivo de uma das reações, interferindo no equilíbrio do sistema. Foi verificado a ocorrência de ruptura nítida da Estaca 3 e também foi observado que a Estaca 4 apresenta uma tendência à ruptura. A carga máxima do ensaio foi de 2340 kN na estaca comprimida e 584 kN nas estacas tracionadas, equivalente a 1,23 vezes a carga de trabalho da estaca. A estaca ensaia à compressão não apresentou ruptura.

### 3.2.4 Obra 4: Shopping em Fortaleza - CE

Na Obra 4 foram realizadas um total de 60 furos sondagens à percussão (SPT), dentre elas, foram seleccionadas 2, situadas mais próximas das estacas ensaiadas por meio de prova de carga.

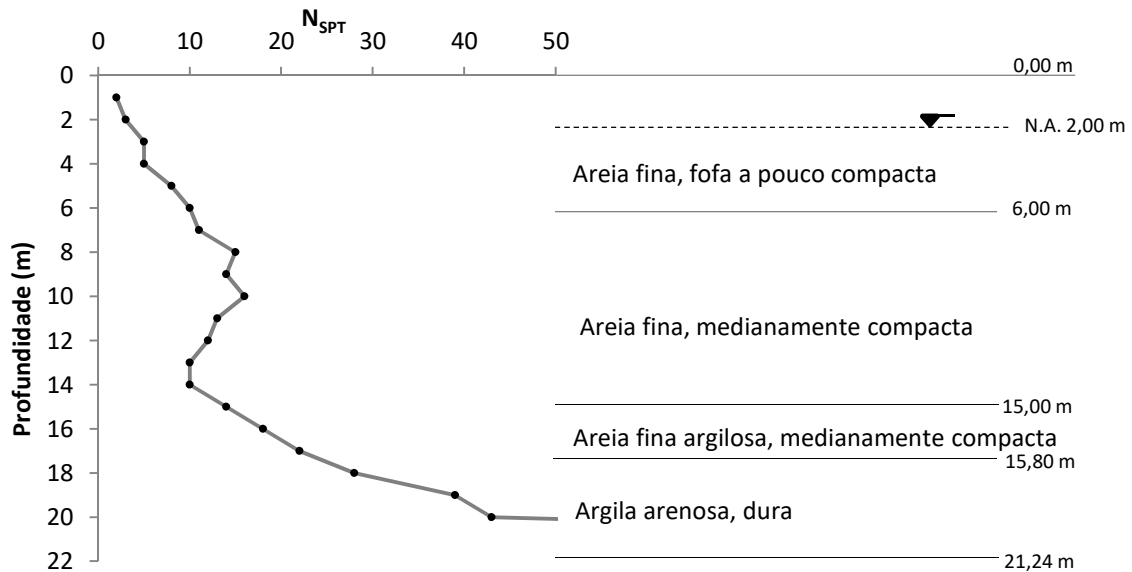
Na Figura 26 mostra-se o perfil de resistência ( $N_{SPT}$ ) da sondagem mais próxima da Estaca 1, da Obra 4, e na Figura 27 mostra-se o perfil da sondagem mais próxima da Estaca 8, da Obra 4.

Figura 26 - Perfil de resistência da sondagem à percussão (SPT) mais próxima da Estaca 1, da Obra 4



Fonte: Solotrat Nordeste (2011).

Figura 27 - Perfil de resistência da sondagem à percussão (SPT) mais próxima da Estaca 8, da Obra 4

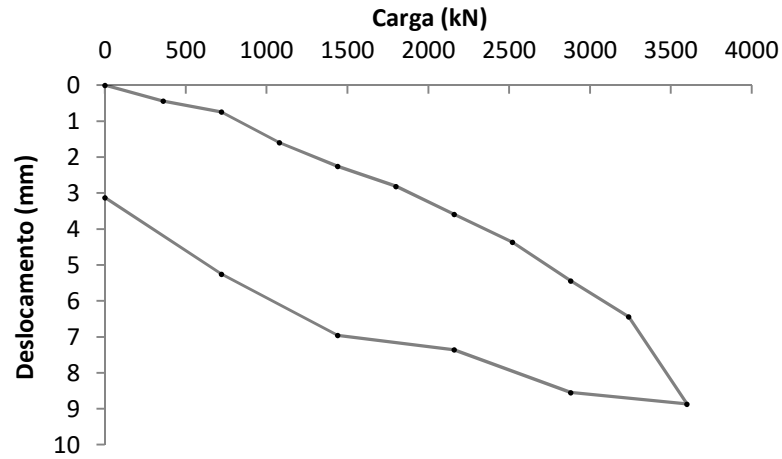


Fonte: Solotrat Nordeste (2011).

Como pode ser observado nas Figura 26 e Figura 27, o subsolo indicado por ambas as sondagens são predominantemente granular, composto basicamente de subcamadas de areia fina de diferentes compacidades. Os ensaios foram conduzidos até as profundidades de 20,39 e 21,24 m, respectivamente. O nível d'água (NA) foi encontrado a 2,80 m e a 2,00 m, respectivamente. Como, neste caso, os ensaios não atingiram a profundidade máxima das estacas ensaiadas, para efeito de calculo foi considerado que a o comprimento máximo da sondagem o solo permaneceu com as mesmas classificações e mesmos números de golpes dos respectivos limites das sondagens à percussão ( $N_{SPT}$ ).

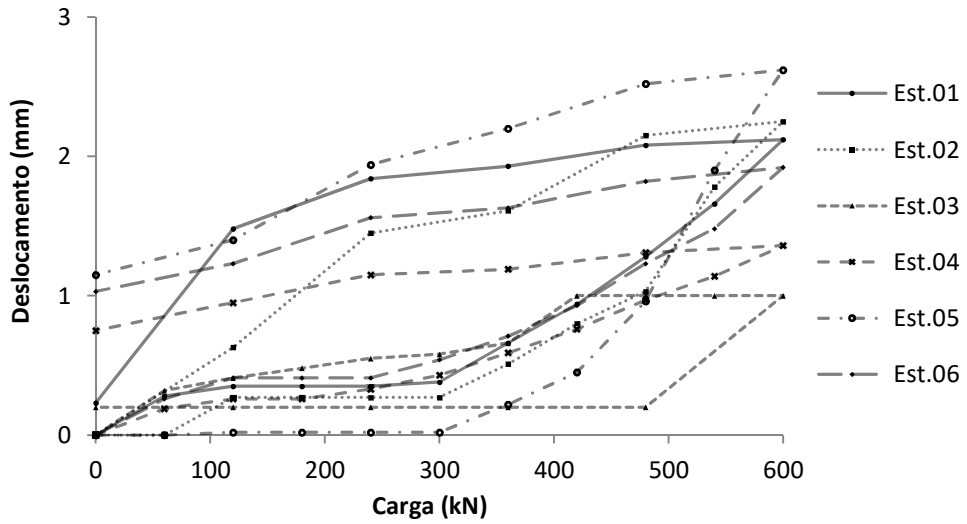
Dentre as fundações desta obra, 2 estacas do tipo hélice contínua foram ensaiadas em prova de carga à compressão e em ambas as estacas houve monitoramento das estacas de reação utilizadas no ensaio, deste modo, submetidas à tração. Em um dos ensaios à compressão 6 estacas de reação foram monitoradas, no outro monitorou-se outras 2 estacas de reação, totalizando 8 estacas de reação. As estacas ensaiadas no primeiro ensaio mencionado têm 600 mm de diâmetro e comprimento de 23 m. Já as estacas do segundo ensaio, têm diâmetro de 500 mm e 22 m de comprimento. As curvas geradas pelas mencionadas provas de cargas estão apresentadas na Figura 28 a Figura 31.

Figura 28 - Curva carga x recalque, PCE à compressão, Estaca 1 da Obra 4



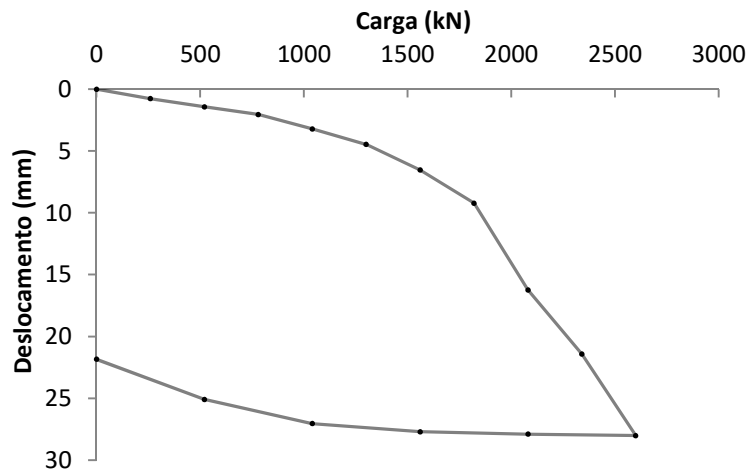
Fonte: Tecnod (2013).

Figura 29 - Curva carga x deslocamento, à tração, da Obra 4



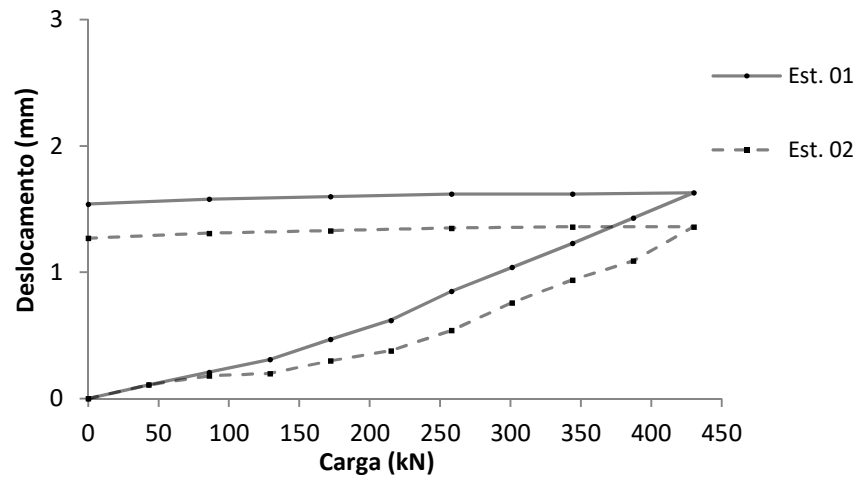
Fonte: Tecnod (2013).

Figura 30 - Curva carga x recalque, PCE à compressão, Estaca 8 da Obra 4



Fonte: Tecnod (2013).

Figura 31 - Curva carga x deslocamento, à tração, da Obra 4



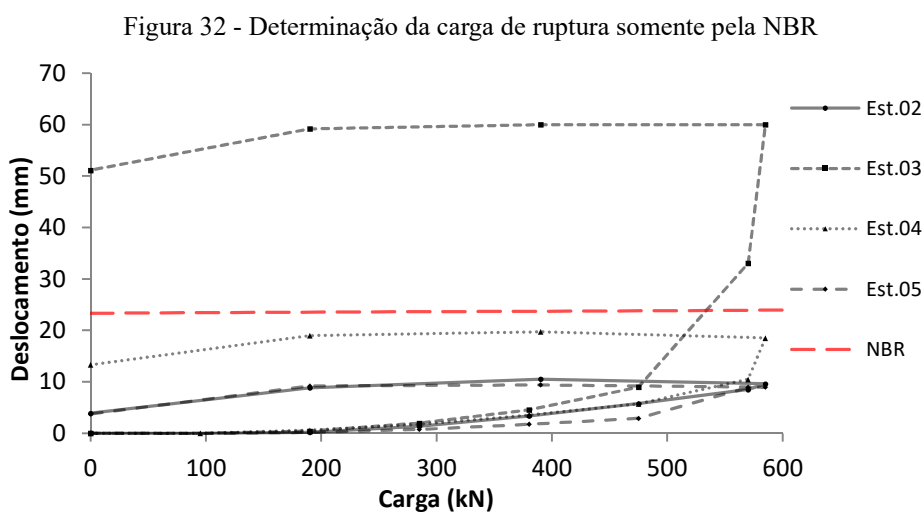
Fonte: Tecnord (2013).

## 4 ANÁLISES E RESULTADOS

### 4.1 Determinação da carga de ruptura a partir das provas de cargas

Para a determinação das cargas de rupturas das estacas utilizadas nesta pesquisa foram utilizados os métodos da norma NBR 6122 (ABNT, 2019) e de Van der Veen (1953). Vale mencionar que, pela NBR 6122 (ABNT, 2019) os valores de carga de ruptura determinados são relacionados com uma deformação de referência, ou seja, determina-se carga de ruptura convencional. Por outro lado, pelo método de Van der Veen (1953) obtém-se carga de ruptura física.

A Figura 32 mostra a utilização do método da norma NBR 6122 (ABNT, 2019) para a determinação da carga de ruptura convencional das Estacas 02, 03, 04 e 05 da Obra 3. Vale mencionar que essas estacas são do tipo hélice contínua de 700 mm de diâmetro e comprimentos que variam entre 9,12 e 9,68 m.



Fonte: Autor (2019).

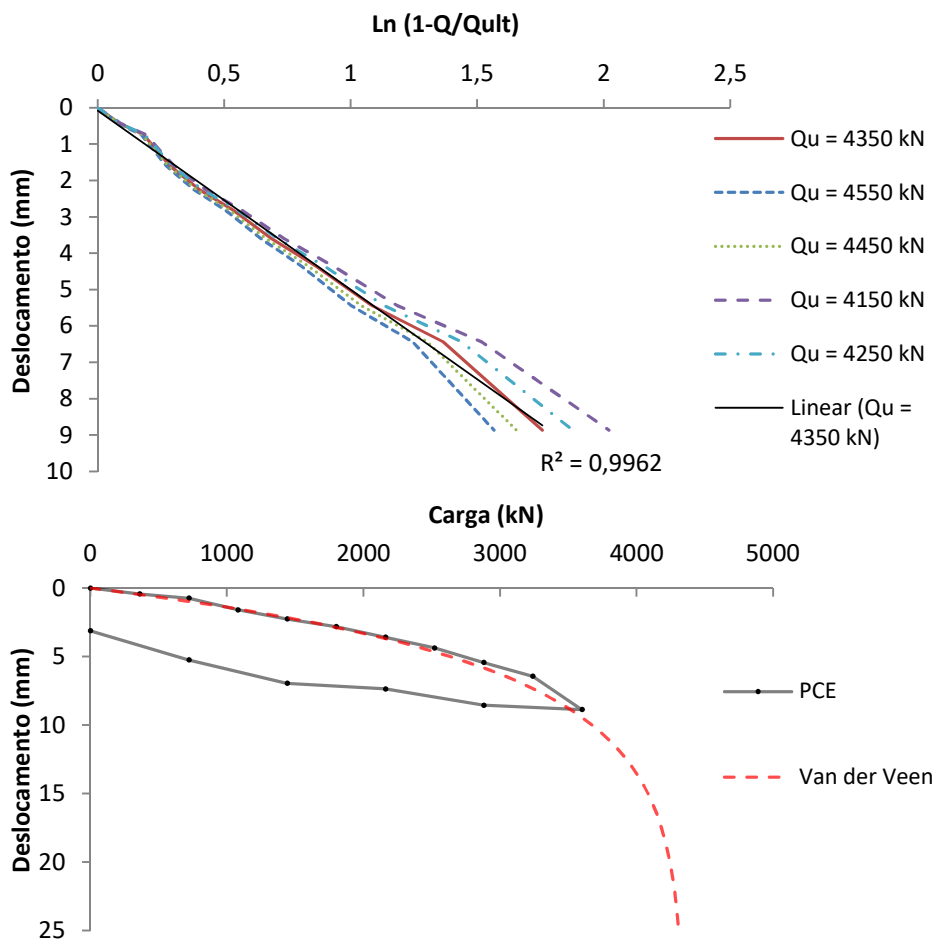
Na Figura 32 observa-se que, o método da norma foi aplicável somente na Estaca 03, pois apenas esta estaca apresentou deslocamentos que ultrapassaram a reta designada pela norma. Como pode ser observada, a Estaca 03 apresentou ruptura devido aos deslocamentos elevados apresentados no ensaio, utilizando o método da NBR 6122 (ABNT, 2019), a mesma apresentou carga de ruptura de aproximadamente 535 kN.

As demais estacas deste ensaio, Estacas 02, 04 e 05, não apresentaram deslocamentos suficientes para proporcionar a interseção com a reta da norma, fazendo-se necessário a utilização do método de Van der Veen (1953) para a determinação da carga de

ruptura dessas estacas. Assim como as estacas desse ensaio, a grande maioria das estacas não apresentaram deslocamentos suficientes para se determinar a carga de ruptura pelo método da norma, assim sendo, foi utilizado o método de Van der Veen (1953).

A Figura 33 mostra um exemplo da utilização do método de Van der Veen (1953) aplicado na primeira estaca ensaiada à compressão da Obra 4, também do tipo hélice contínua, com 600 mm de diâmetro e comprimento de 23 m. O subsolo dessa estaca está representado nos resultados da sondagem à percussão mostrada na Figura 26.

Figura 33 - Determinação da carga de ruptura com uso da extrapolação



Fonte: Autor (2019).

Na Figura 33 observa-se que pelo método de Van der Veen (1953) a carga de ruptura física foi determinada em 4350 kN. Os métodos da NBR 6122 (ABNT, 2019) e o de Van der Veen (1953) foram utilizados tanto para as estacas solicitadas à tração quanto à compressão.

Na Tabela 6 estão resumidos os resultados das determinações das cargas de rupturas das estacas utilizadas nesta pesquisa. Vale mencionar que as cargas de rupturas foram

determinadas a partir da utilização do método de Van der Veen (1953) e da NBR 6122 (ANBT, 2019), podendo não representar exatamente a carga de ruptura que seria obtida se os ensaios fossem realizados até o rompimento.

Tabela 6 - Resumo das determinações das cargas de ruptura das estacas da pesquisa pelos métodos da NBR 6122 (ANBT, 2019) e de Van der Veen (1953)

Obra nº	Estaca nº	Tipo de esforço	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)	Carga de ruptura (kN)
1	01	Tração	14,30	600	500
	02	Compressão	14,31	600	3370
2	01	Tração	13,60	400	740 **
	02	Tração	13,60	400	680 **
	03	Compressão	14,00	400	1520
3	01	Compressão	9,28	700	3710
	02	Tração *	9,68	700	650
	03	Tração *	9,12	700	586
	04	Tração *	9,36	700	586
	05	Tração *	9,60	700	601
4	01	Compressão	23,00	600	4350
	02	Tração *	23,00	600	660
	03	Tração *	23,00	600	640
	04	Tração *	23,00	600	-
	05	Tração *	23,00	600	770
	06	Tração *	23,00	600	618
	07	Tração *	23,00	600	682
	08	Compressão	22,00	500	2810
	09	Tração *	22,00	500	800
	10	Tração *	22,00	500	550

Nota: (\*) estacas de reação monitoradas de PCE à compressão

(\*\*) valor aproximado utilizando o método da NBR 6122 (ANBT, 2019)

Fonte: Autor (2019).

As determinações das cargas de rupturas foram estimadas preferencialmente pelo método de Van der Veen (1953), devido este método apresentar carga de ruptura física bem mais confiável que a ruptura convencional sugerida pela norma 6122 (ANBT, 2019).

Não foi possível a utilização do método de Van der Veen (1953) nas Estacas 01 e 02 da Obra 2, devido à curva carga-deslocamento destes ensaios apresentarem-se muito lineares, como pode ser observado na Figura 22, isto provavelmente pelo fato destas estacas serem as únicas ensaiadas com carregamento do tipo rápido, não dando tempo das cargas se dissiparem em cada estágio de carga, linearizando assim o resultado no gráfico carga-



deslocamento. Entretanto, como os deslocamentos se aproximaram da reta limite da norma, pode-se ter uma estimativa aproximada da carga de ruptura destas estacas, porém, pela não confiabilidade desta estimativa, e por se tratar de outro método de obtenção, por ruptura convencional, as análises e comparações não foram aplicadas nessas estacas.

Já na Estaca 04 da Obra 4, devido aos 4 últimos estágios de carga não apresentarem variação de deslocamento da estaca, a estimativa utilizando o método de Van der Veen (1953) resultou em um valor muito elevado comparado com os resultados das outras estacas semelhantes no mesmo ensaio, impossibilitando a utilização dessa estaca para efeito de análises e comparações, em virtude da falta de confiabilidade da estimativa da mesma.

A utilização do método da norma 6122 (ABNT, 2019) só pode ser aplicado na Estaca 03 da Obra 4, como citado anteriormente, as demais estacas não apresentaram deslocamentos suficientes para proporcionar a intercessão com a reta da norma. Somente esta estaca apresentou deslocamento excessivo no ensaio, caracterizando ruptura física, resultando em valor convergente com o valor determinado a partir do método de Van der Veen (1953).

#### 4.2 Estimativas de propriedades e parâmetros do solo

Para a previsão da carga de ruptura à tração, por métodos empíricos, das estacas da pesquisa foram necessárias as estimativas de alguns parâmetros e propriedades do solo adjacente as estacas, desta forma, foram utilizados os métodos que constam na Tabela 7 para a estimativa dos seguintes parâmetros do solo: ângulo de atrito ( $\phi$ ), coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ) e coeficiente de empuxo ativo ( $K_a$ ), já o peso específico do solo ( $\gamma$ ) foi obtido por meio da Tabela 8, sugerida por Godoy (1972). Vale ressaltar que, para as estimativas foram utilizados os resultados das sondagens à percussão (SPT), os resultados desta obtenção estão apresentados na Tabela 9.

Tabela 7 - Metodologia utilizada para a previsão de parâmetros do solo

Parâmetro	Método	Expressão
Ângulo de atrito ( $\phi$ )	Teixeira (1996)	$\phi = \sqrt{20N} + 15^\circ$
Coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ )	Jaky (1948)	$K_0 = 1 - \text{sen } \phi$
Coeficiente de empuxo ativo ( $K_a$ )	Rankine (1857)	$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$

Fonte: Autor (2019).

Tabela 8 - Peso específico de solos arenosos

$N_{SPT}$	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )		
	Seca	Úmida	Saturada
menos de 9	16	18	19
de 9 a 18	17	19	20
maior de 18	18	20	21

Fonte: Godoy, (1972).

Tabela 9 - Resumo das estimativas de parâmetros do solo

Obra nº	Estaca nº	Sondagem	Parâmetros				
			$N_{SPT}$ médio	$\phi$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$K_\theta$	$K_a$
1	1	SP- SST 06	30	39,5	18	0,36	0,22
	2	SP- SST 06	30	39,5	18	0,36	0,22
2	1	SP. 04	9	28,4	17	0,52	0,36
	2	SP. 04	9	28,4	17	0,52	0,36
	3	SP. 04	9	28,4	17	0,52	0,36
3	1	SP-06	11	29,8	20	0,50	0,34
	2	SP-06	12	30,5	20	0,49	0,33
	3	SP-06	11	29,8	20	0,50	0,34
	4	SP-06	11	29,8	20	0,50	0,34
	5	SP-06	12	30,5	20	0,49	0,33
4	1	SP-10	22	36,0	21	0,41	0,26
	2	SP-10	22	36,0	21	0,41	0,26
	3	SP-10	22	36,0	21	0,41	0,26
	4	SP-10	22	36,0	21	0,41	0,26
	5	SP-10	22	36,0	21	0,41	0,26
	6	SP-10	22	36,0	21	0,41	0,26
	7	SP-10	22	36,0	21	0,41	0,26
	8	SP-40	19	34,5	21	0,43	0,28
	9	SP-40	19	34,5	21	0,43	0,28
	10	SP-40	19	34,5	21	0,43	0,28

Fonte: Autor (2019).

Vale ressaltar que, na Tabela 9 estão apresentados os valores com base na média do  $N_{SPT}$  do comprimento da estaca, para alguns métodos estes parâmetros foram obtidos a cada metro com o  $N_{SPT}$  da camada.

Os valores de ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ) ficaram estimados entre 28,4 ° e 39,5 °, estes valores são compatíveis com o esperado para solos granulares, e conseqüentemente os respectivos valores de coeficientes de empuxos, ativo e no repouso, pois ambos são função do ângulo de atrito do solo. Esta variação nos valores de ângulo de atrito ( $\phi$ ) ocorreu devido à compactidade do solo, apresentando menores valores para areias fofas, e maiores valores para areias mais compactas.

Para a obtenção do peso próprio da estaca, foi considerado que o peso específico da estaca é semelhante ao peso específico do concreto armado de  $25 \text{ kN/m}^3$ , de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2003). Desta forma, foram calculados os volumes das estacas que, posteriormente, foram multiplicados pelo peso específico, obtendo assim os pesos próprios das estacas.

### **4.3 Previsão da capacidade de carga à tração por métodos teóricos**

#### **4.3.1 Previsões pelo método de cone**

Foram efetuadas estimativas da carga de ruptura à tração ( $Q_{ult,t}$ ), inicialmente, pelo método de cone. Primeiramente, este método foi calculado utilizando o ângulo da geratriz do cone como sendo igual ao ângulo de atrito do solo, conforme recomendado por alguns autores, como informado anteriormente. Para isso foram utilizados os valores de peso específico do solo ( $\gamma$ ) e ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ) constantes na Tabela 9, referente a cada obra e estaca analisada. Procedendo dessa forma e utilizando a Equação 1, estimaram-se os valores de carga última à tração demasiadamente elevados, motivo pelo qual não serão aqui apresentadas.

No entanto, foi efetuado um ajuste com relação à carga de ruptura obtida por meio dos ensaios de provas de cargas, realizando uma retroanálise do ângulo de geratriz ( $\alpha$ ) da superfície de ruptura sugerida pelo método, fornecendo o ângulo ideal para estimativas concordantes. A Tabela 10 apresenta os resultados do cálculo deste ângulo para cada estaca ensaiada.

Assim foi verificado que os valores ideais de ( $\alpha$ ) são bem diferentes do ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ). Pode ser observado que para esse método o que interfere mais na determinação deste ângulo é a profundidade, apresentando valores de ( $\alpha$ ) menores quanto maiores são as estacas, para as estacas do estudo, o ângulo variou entre  $1,2^\circ$  e  $6,6^\circ$ .

Com os valores obtidos da retroanálise realizada, e por meio do uso de regressão linear múltipla, foi possível encontrar uma equação que atendesse a estimativa do ( $\alpha$ ), com um  $R^2$  de 0,99, indicando uma equação bem representativa da realidade. A equação permite que se tenha uma estimativa do ângulo ( $\alpha$ ), em função dos valores do comprimento e diâmetro da estaca e o  $N_{SPT}$  médio. A Equação 40 expressa o resultado da regressão linear múltipla.

Tabela 10 - Valores ideais de  $\alpha$  para o método do cone

Obra nº	Estaca nº	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)	N <sub>SPT</sub> médio	$\alpha$ calculado (°)	Carga de ruptura (kN)
1	1	14,30	600	30	3	500
3	2	9,68	700	12	6,5	650
	3	9,12	700	11	6,6	586
	4	9,36	700	11	6,3	586
	5	9,60	700	12	6,2	601
4	2	23,00	600	22	1,3	660
	3	23,00	600	22	1,2	640
	4	23,00	600	-	-	-
	5	23,00	600	22	1,5	770
	6	23,00	600	22	1,2	618
	7	23,00	600	22	1,3	682
	9	22,00	500	19	2,1	800
	10	22,00	500	19	1,5	550

Fonte: Autor (2019).

$$\alpha = -0,289.L + 0,994.D - 0,102N_{SPT} + 9,61 \quad (40)$$

Onde  $L$  é o comprimento da estaca,  $D$  o diâmetro da estaca e  $N_{SPT}$  é a média de golpes da sondagem na profundidade da estaca.

Portanto, obtendo o ângulo ( $\alpha$ ) e aplicando na formula do método do tronco de cone, os valores obtidos das estimativas obtiveram valores muito concordantes, com estimativas em média 1% maiores que os valores de referência das provas de carga. Vale ressaltar que a mesma foi produzida a partir de dados de estacas do tipo hélice contínua assentes em solo granular, podendo não gerar bons resultados para outros tipos de estacas ou solos, é necessário mais testes para a validação desta equação de obtenção do ângulo ( $\alpha$ ).

Por fim, foi verificado que este método é muito impreciso, podendo ser utilizado somente após a implantação de uma estaca teste e da realização de uma prova de carga estática, para a obtenção de um ângulo de geratriz ( $\alpha$ ) que será utilizado no dimensionamento das demais estacas, algo que, geralmente, é inviável de ser feito nas obras.

### 4.3.2 Previsões pelo método do cilindro de atrito

Como relatado anteriormente, o método do cilindro de atrito considera que a ruptura ocorre na interface entre a estaca e o solo, obedecendo ao critério de ruptura de Mohr-Coulomb. A determinação do coeficiente de empuxo horizontal foi efetuada utilizando correlações com o  $N_{SPT}$  das sondagens à percussão (SPT). Em se tratando de estacas hélice contínua, que é uma estaca que retira o solo durante a execução, há quase o mesmo instante que lança concreto, considera-se adequado, para efeito de cálculo, efetuar previsões com a utilização do coeficiente de empuxo ativo ( $K_a$ ) e no repouso ( $K_0$ ). Já a coesão foi considerada nula, pois os solos adjacentes às estacas analisadas, em geral, são compostos majoritariamente por solos granulares.

Na Tabela 11 estão apresentadas as estimativas realizadas da carga última à tração pelo método do cilindro de atrito.

Tabela 11 - Estimativas das cargas últimas à tração pelo método do cilindro de atrito

Obra nº	Estaca nº	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)	Carga de ruptura (kN)		
				Usando $K_0$	Usando $K_a$	Ensaio
1	1	14,30	600	1146	732	500
3	2	9,68	700	705	496	650
	3	9,12	700	629	446	586
	4	9,36	700	661	467	586
	5	9,60	700	694	488	601
4	2	23,00	600	3252	2080	660
	3	23,00	600	3252	2080	640
	4	23,00	600	-	-	-
	5	23,00	600	3252	2080	770
	6	23,00	600	3252	2080	618
	7	23,00	600	3252	2080	682
	9	22,00	500	2496	1609	800
	10	22,00	500	2496	1609	550

Fonte: Autor (2019).

Como pode ser observado na Tabela 11, as previsões de carga última à tração realizadas com o coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ) foram em média superiores aos

valores obtidos a partir do coeficiente de empuxo ativo ( $K_a$ ). Comparando os valores estimados com os resultados experimentais, observa-se que as previsões efetuadas a partir do coeficiente de empuxo ativo ( $K_a$ ) foram as mais concordantes. Considerando a carga de ruptura à tração do ensaio como referência, as estimativas foram em média de 109% a 222 % superiores, sendo o de 109 % para as estimativas a partir do coeficiente de empuxo ativo ( $K_a$ ).

#### 4.3.3 Previsões pelo método de Meyerhof e Adams (1968)

O método de Meyerhof e Adams (1968) apresenta expressões para pequena e grande profundidade, Equação 7 e 8, respectivamente. A partir dos critérios do método, todos os casos estudados se enquadraram como de grandes profundidades. Além destas expressões, Meyerhof e Adams (1968) sugerem uma terceira expressão, a Equação 9, e consideram que a capacidade última é o menor valor entre estas equações, entretanto, esta terceira equação resultou em valores muito superiores aos estimados pela Equação 8, por este motivo só serão apresentadas as estimativas geradas pela Equação 8 sugerida pelos autores. A Tabela 12 mostra os resultados das estimativas da carga última à tração a partir do método de Meyerhof e Adams (1968).

Tabela 12 - Estimativas da carga última à tração pelo método de Meyerhof e Adams (1968)

Obra nº	Estaca nº	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)	Carga de ruptura (kN)	
				Estimada	Ensaio
1	1	14,30	600	1217	500
3	2	9,68	700	408	650
	3	9,12	700	376	586
	4	9,36	700	389	586
	5	9,60	700	403	601
4	2	23,00	600	1584	660
	3	23,00	600	1584	640
	4	23,00	600	-	-
	5	23,00	600	1584	770
	6	23,00	600	1584	618
	7	23,00	600	1584	682
	9	22,00	500	1092	800
	10	22,00	500	1092	550

Fonte: Autor (2019).

Conforme pode ser observado na Tabela 12, as previsões para o método de Meyerhof e Adams (1968) proporcionou previsões bastante divergentes ao valor de referência. Nas Obras 1 e 4 os valores se mostraram superiores, de 37 a 156 % a mais que o ensaio. Já na Obra 3, as previsões foram cerca de 45% inferiores.

#### 4.3.4 Previsões pelo método de Meyerhof (1973)

O método de Meyerhof (1973), assim como o método do cilindro de atrito, baseia-se na hipótese da ruptura à tração ocorrer na interface solo-fundação. O método propõe o emprego do coeficiente de arrancamento em substituição do coeficiente de empuxo horizontal. Além desta mudança, Meyerhof (1973) admite o uso de uma profundidade crítica de 15 vezes o diâmetro da estaca, deste modo, a partir desta profundidade o atrito lateral permanece constante.

A Tabela 13 mostra os resultados das estimativas de carga última à tração, a partir do método de Meyerhof (1973), bem como o valor do coeficiente de arrancamento ( $K_u$ ) utilizado e o ideal, obtido através de uma retroanálise baseado nos valores de referência dos ensaios.

Tabela 13 - Estimativas da carga última à tração pelo método de Meyerhof (1973)

Obra nº	Estaca nº	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)	Carga de ruptura (kN)		$K_u$	
				Estimada	Ensaio	Utilizado	Ideal
1	1	14,30	600	6309	500	2,40	0,15
3	2	9,68	700	1823	650	1,30	0,42
	3	9,12	700	1606	586	1,30	0,43
	4	9,36	700	1696	586	1,30	0,41
	5	9,60	700	1790	601	1,30	0,39
4	2	23,00	600	8774	660	1,75	0,10
	3	23,00	600	8774	640	1,75	0,10
	4	23,00	600	-	-	-	-
	5	23,00	600	8774	770	1,75	0,12
	6	23,00	600	8774	618	1,75	0,09
	7	23,00	600	8774	682	1,75	0,11
	9	22,00	500	5522	800	1,70	0,22
10	22,00	500	5522	550	1,70	0,14	

Fonte: Autor (2019).

Como pode ser observado na Tabela 13, as previsões do método de Meyerhof (1973) apresentaram estimativas bem superiores aos valores de referência obtidos nos ensaios,

principalmente na Obra 1 e 4. Por meio de uma retroanálise, foi possível verificar que o coeficiente de arrancamento ( $K_u$ ) proposto pelo autor apresentou valores bem superiores ao ideal para estimativas concordantes.

#### 4.3.5 Previsões pelo método de Kalhawy (1985)

O método de Kalhawy (1985) é fundamentado na teoria que a superfície de ruptura de estacas à tração ocorre no solo adjacente ao contato com a estaca, manifestando uma superfície de cisalhamento cilíndrica, obedecendo ao critério de ruptura de Mohr-Coulomb. O método sugere que o coeficiente de empuxo lateral adotado pode variar entre o coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ) e dois terços desse valor.

Isto posto, foram realizadas estimativas utilizando os dois limites de valores do coeficiente de empuxo lateral propostos pelo método. A Tabela 14 expõe os resultados das estimativas da carga última à tração segundo o método de Kalhawy (1985).

Tabela 14 - Estimativas das cargas últimas à tração pelo método de Kalhawy (1985)

Obra nº	Estaca nº	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)	Carga de ruptura (kN)		
				Usando $K_0$	Usando $2/3 K_0$	Ensaio
1	1	14,30	600	1126	720	500
3	2	9,68	700	692	487	650
	3	9,12	700	617	438	586
	4	9,36	700	649	459	586
	5	9,60	700	681	480	601
4	2	23,00	600	3166	2029	660
	3	23,00	600	3166	2029	640
	4	23,00	600	-	-	-
	5	23,00	600	3166	2029	770
	6	23,00	600	3166	2029	618
	7	23,00	600	3166	2029	682
	9	22,00	500	2424	1566	800
10	22,00	500	2424	1566	550	

Fonte: Autor (2019).

Como pode ser constatado na Tabela 14, as previsões com a utilização de dois terços do coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ) foram em média mais concordantes com os resultados experimentais. Pode ser notado também que, as estimativas efetuadas da Obra 3,



manifestaram valores bem concordantes nas estimativas com o uso do coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ). Já as demais estimativas foram superiores aos obtidos nas provas de cargas.

#### 4.3.6 Previsões pelo método da Universidade de Grenoble

Como relatado anteriormente, o método da universidade de Grenoble é constituído por quatro parcelas que influenciam na capacidade de carga última à tração, compostas pelas parcelas de atrito ( $P_{f\phi}$ ), da coesão ( $P_{fc}$ ), da ação da sobrecarga ( $P_q$ ), da ação do peso da própria estaca ( $P_f$ ) e do solo contido no tronco de cone ( $P_\gamma$ ) formado pela ruptura proposta do método.

Para o caso em estudo, as parcelas de coesão ( $P_{fc}$ ) foram consideradas nulas, pois os solos adjacentes as estacas analisadas, em geral, são compostos predominantemente por solos granulares, não apresentando coesão. As parcelas da ação de sobrecarga no terreno ( $P_q$ ) também foram consideradas nulas, uma vez que, no momento do ensaio não há sobrecarga na superfície do terreno. Por consequência, as parcelas utilizadas para as estimativas de carga última à tração foram a parcela do atrito ( $P_{f\phi}$ ) e a parcela do peso ( $P_f$  e  $P_\gamma$ ).

Na Tabela 15 estão apresentados os resultados das estimativas das capacidades de carga à tração por meio do método de Grenoble.

Tabela 15 - Estimativas das cargas últimas à tração pelo método de Grenoble

Obra nº	Estaca nº	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)	Carga de ruptura (kN)	
				Estimada	Ensaio
1	1	14,30	600	4677	500
3	2	9,68	700	1649	650
	3	9,12	700	1416	586
	4	9,36	700	1514	586
	5	9,60	700	1615	601
4	2	23,00	600	16787	660
	3	23,00	600	16787	640
	4	23,00	600	-	-
	5	23,00	600	16787	770
	6	23,00	600	16787	618
	7	23,00	600	16787	682
	9	22,00	500	13246	800
	10	22,00	500	13246	550

Fonte: Autor (2019).

Com os dados da Tabela 15 foi possível verificar que as estimativas feitas pelo método de Grenoble apresentaram estimativas muito superiores aos obtidos nas provas de carga. Vale salientar que, o método de Grenoble assim como o método do tronco de cone, considera que a ruptura à tração do sistema solo-estaca ocorre no solo adjacente à estaca, partindo da ponta da estaca até chegar à superfície do terreno, possivelmente por este motivo, estes métodos apresentaram as piores estimativas para as estacas analisadas.

#### 4.3.7 Previsões pelo método de Levacher e Sieffert (1984)

O método de Levacher e Sieffert (1984) propõe que a ruptura à tração em estaca ocorra na interface solo e fundação, desta forma, considera que o ângulo de atrito na interface é igual ao ângulo de atrito interno do solo, e o coeficiente de empuxo horizontal é igual ao coeficiente de empuxo lateral no repouso ( $K_0$ ), além disso, ele utiliza um coeficiente em função da instalação da estaca ( $K_{m0}$ ), sendo 2,4 para o caso de estacas escavadas.

Na Tabela 16 constam os resultados das estimativas das capacidades de carga à tração por meio do método de Levacher e Sieffert (1984).

Tabela 16 - Estimativas das cargas últimas à tração pelo método de Levacher e Sieffert (1984)

Obra nº	Estaca nº	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)	Carga de ruptura (kN)	
				Estimada	Ensaio
1	1	14,30	600	2599	500
3	2	9,68	700	1526	650
	3	9,12	700	1354	586
	4	9,36	700	1427	586
	5	9,60	700	1501	601
4	2	23,00	600	7689	660
	3	23,00	600	7689	640
	4	23,00	600	-	-
	5	23,00	600	7689	770
	6	23,00	600	7689	618
	7	23,00	600	7689	682
	9	22,00	500	5817	800
10	22,00	500	5817	550	

Fonte: Autor (2019).

Como podem ser observado na Tabela 16, as estimativas resultaram em valores superiores aos valores de referência das provas de carga, principalmente Obra 4, onde a discordância foi a maior, possivelmente pelo fato do comprimento da estaca na equação

proposta pelo método estar elevado ao quadrado, contribuindo assim para o valor elevado da estimativa desse método.

#### 4.3.8 Previsões pelo método de Das (1983)

Como relatado anteriormente, o método de Das (1983) é derivado do método de Meyerhof (1973), propondo equações diferentes para casos em que a estaca ultrapasse ou não o comprimento crítico. Todos os casos estudados ultrapassaram o comprimento crítico. Além disto, Das (1983) recomenda uma redução no ângulo de atrito entre o solo e a estaca em função da densidade relativa da areia, e emprega o coeficiente de arrancamento apresentado por Meyerhof (1973).

A Tabela 17 mostra os resultados das estimativas das capacidades de carga à tração por meio do método de Das (1983).

Tabela 17 - Estimativas das cargas últimas à tração pelo método de Das (1983)

Obra nº	Estaca nº	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)	Carga de ruptura (kN)	
				Estimada	Ensaio
1	1	14,30	600	4002	500
3	2	9,68	700	796	650
	3	9,12	700	648	586
	4	9,36	700	711	586
	5	9,60	700	774	601
4	2	23,00	600	6260	660
	3	23,00	600	6260	640
	4	23,00	600	-	-
	5	23,00	600	6260	770
	6	23,00	600	6260	618
	7	23,00	600	6260	682
	9	22,00	500	3913	800
10	22,00	500	3913	550	

Fonte: Autor (2019).

Conforme pode ser observado na Tabela 17, as estimativas pelo método de Das (1983), semelhante ao método de Meyerhof (1973), foram superiores aos valores de referência das provas de cargas, principalmente nas Obras 1 e 4, entretanto, os resultados do método de Das (1983) se aproximaram mais dos valores de referência comparando com Meyerhof (1973).

#### 4.4 Previsão da capacidade de carga à tração por métodos semi-empíricos

Além dos métodos desenvolvidos especificamente para a estimativa da capacidade de carga à tração de estacas, foram utilizados métodos semi-empíricos, desenvolvidos para a determinação da capacidade de carga à compressão de estacas. Na utilização desses métodos, foi considerado apenas a parcela de resistência lateral das estacas, desprezando-se a parcela de ponta das mesmas.

Na Tabela 18 estão apresentadas as estimativas de capacidades de cargas à tração das estacas realizadas pelos diversos métodos aplicados. Para efeito de comparação são apresentadas na mesma tabela os valores das cargas últimas à tração obtidas experimentalmente.

Tabela 18 - Resumo das previsões de cargas últimas à tração efetuadas por métodos semi-empíricos

Obra nº	Estaca nº	Carga de ruptura à tração (kN)					
		Meyerhof	Aoki & Velloso + Monteiro	Décourt & Quaresma	Teixeira	Antunes & Cabral	Experimental
1	1	1710	2627	3052	3319	2331	500
3	2	597	1110	1146	1102	1354	650
	3	535	991	1034	983	1207	586
	4	562	1042	1082	1034	1270	586
	5	588	1093	1130	1085	1333	601
4	2	2078	3204	3549	3993	3865	660
	3	2078	3204	3549	3993	3865	640
	4	-	-	-	-	-	-
	5	2078	3204	3549	3993	3865	770
	6	2078	3204	3549	3993	3865	618
	7	2078	3204	3549	3993	3865	682
	9	1421	2366	2543	2734	2733	800
10	1421	2366	2543	2734	2733	550	

Fonte: Autor (2019).

Como pode ser observado na Tabela 18, o método que proporcionou estimativas mais concordantes foi o método de Meyerhof (1956), com previsões entre 9% menores e 242 % maiores que os valores de referência, resultando em estimativas média de 2,25 superiores, além disto, foi o método que apresentou o menor desvio padrão dentre todos. De forma geral os métodos utilizados não apresentaram concordância, e revelaram estimativas superiores aos valores de referência.

Como relatado anteriormente, estas estimativas com resultados superiores aos valores de referência já eram esperadas, isto devido ao mecanismo de resistência lateral de estacas à tração serem diferentes de quando as estacas são comprimidas, vários autores sugerem que a resistência lateral à tração seja inferior à resistência à compressão, e propõem fatores de redução da mesma.

À vista disto, foi realizado uma retroanálise para se obter o fator ideal de redução de resistência lateral de compressão para tração. A partir da carga de ruptura física obtida na prova de carga, foi subtraída a parcela referente ao peso da estaca, permanecendo apenas a parcela de resistência lateral à tração. Por fim, foi realizada a comparação entre a resistência lateral experimental e as estimadas pelos métodos.

O fator de redução de resistência lateral de compressão para tração, mais recomendado pela literatura é de 30%, entretanto os fatores obtidos na retroanálise sugeriram redução maiores, apontando para o método de Meyerhof (1956) um fator de redução de 62%, e os demais métodos foram bem semelhantes, indicando uma redução de cerca de 80%. Por fim, baseando-se pelas estacas do estudo, é possível constatar que a redução com relação à resistência lateral de compressão para tração é bem superior ao sugerido pela literatura.

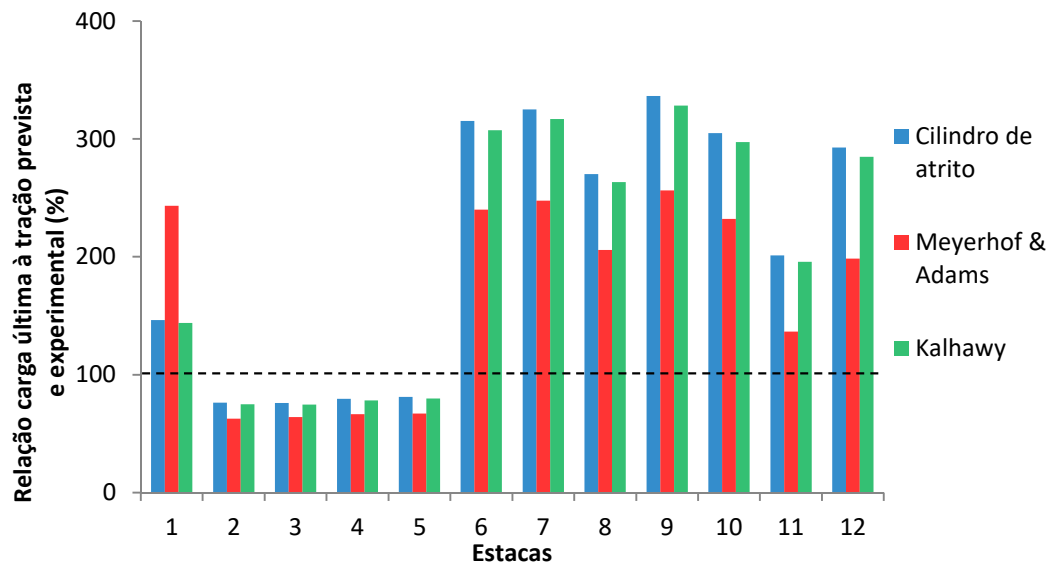
#### **4.5 Comparação das estimativas de carga última à tração por meio de métodos teóricos e semi-empíricos**

Com as estimativas das cargas últimas à tração realizadas pelos métodos utilizados nesse estudo, é possível fazer as comparações entre os resultados, e assim determinar o método com estimativas que mais se aproximaram dos valores de referência obtidos na prova de carga.

Entre os métodos teóricos para a determinação da carga última à tração, os que mais se aproximaram dos valores de referência foram os métodos do cilindro de atrito, o de Meyerhof e Adams (1968) e o de Kalhawy (1985), obtendo em média melhores resultados. A Figura 34 ilustra os resultados das estimativas das 12 estacas analisadas, indicando as porcentagens que obtiveram em relação aos valores de referência.

O método de Meyerhof e Adams (1968) foi o que apresentou resultados mais concordantes, com valores em média 68% superiores aos valores de referência, e também apresentou o menor desvio padrão.

Figura 34 - Comparação entre os métodos teóricos

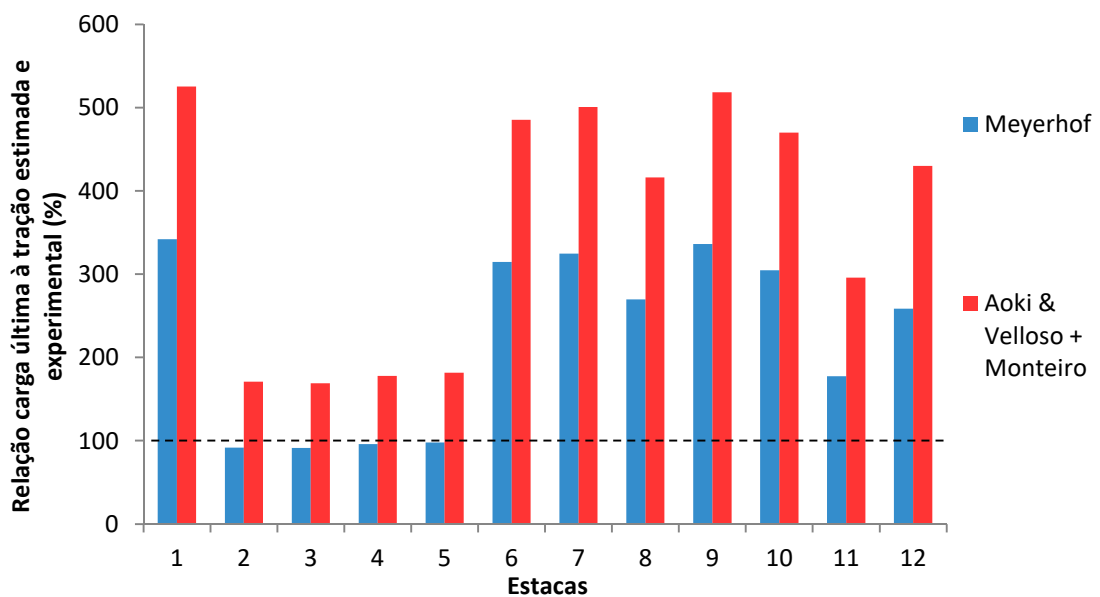


Fonte: Autor (2019).

Os demais métodos não apresentados na Figura 34 obtiveram estimativas muito divergentes em relação aos valores de referência.

Já os métodos semi-empíricos, originários de métodos de estimativa de prova de carga à compressão, o de Meyerhof (1956) e o de Aoki e Velloso (1975) com adição de Monteiro (1997) foram os que mais se aproximaram dos valores de referência. Na Figura 35 está ilustrando os resultados das estimativas das 12 estacas analisadas, indicando as porcentagens que obtiveram em relação aos valores de referência.

Figura 35 - Comparação entre os métodos semi-empíricos



Fonte: Autor (2019).

O método que apresentou resultados mais concordantes foi o método de Meyerhof (1956), com valores em média 125% superiores aos valores de referência, e apresentou também o menor desvio padrão.

Se for feita a comparação entre o melhor método teórico para estimativa de carga última à tração e o melhor semi-empírico, o método teórico de Meyerhof e Adams (1968) foi melhor. Entretanto, se for empregada a resistência lateral na tração como 70% da resistência lateral à compressão, conforme sugerido por alguns autores, as estimativas do método semi-empírico de Meyerhof (1956) se tornam um pouco melhores que o método teórico de Meyerhof e Adams (1968), com valores em média 64% superiores aos obtidos no ensaio. Na hipótese de adotar a resistência lateral como 40% da resistência lateral à compressão, o método de Meyerhof (1956) se torna muito concordante, e com baixo desvio padrão.

## 5 DESENVOLVIMENTOS DE PROPOSTAS ALTERNATIVAS

### 5.1 Proposta que considera a ruptura no contato estaca-solo

Foi desenvolvido um método de forma preliminar para a determinação da capacidade última à tração em estacas do tipo hélice contínua em solo granular. Baseando-se no princípio que a estaca resiste à tração por meio da parcela de resistência lateral à tração entre o solo e a estaca ( $\tau_{l,ult}$ ) e pela parcela do peso próprio ( $W$ ), esta facilmente determinada, tem-se:

$$\tau_{l,ult} = Q_{ult,T} - W \quad (41)$$

Foi desenvolvida então uma expressão para a estimativa da resistência lateral unitária à tração ( $\tau_{l,uni}$ ). A partir do método de cilindro de atrito, foi considerado que a ruptura à tração ocorre na interface solo-estaca, atendendo ao critério de ruptura de Mohr-Coulomb, de forma que:

$$\tau_{l,uni} = \sigma_h \tan \delta + c_a \quad (42)$$

Onde  $\sigma_h$  é a tensão horizontal,  $\delta$  é o ângulo de atrito e  $c_a$  é a coesão de aderência da interface solo-estaca, considerados para fins práticos, como ao ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ) e a coesão ( $c$ ) do solo, respectivamente. Porém, como se trata de solos granulares a coesão de aderência é considerada nula. A tensão horizontal ( $\sigma_h$ ) é obtida pelo produto da tensão vertical ( $\sigma_v$ ) pelo coeficiente de tensão horizontal ativo ( $K_a$ ), este validado como o mais representativo por meio das comparações realizadas no presente estudo, portanto:

$$\tau_{l,uni} = \sigma_v \cdot K_a \cdot \tan \phi \quad (43)$$

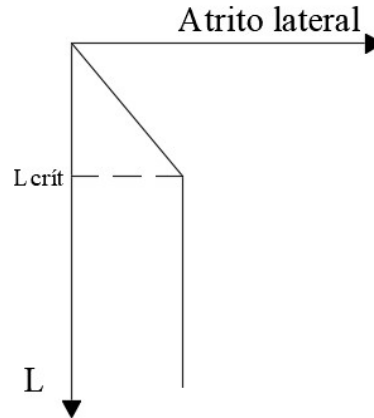
A tensão vertical ( $\sigma_v$ ) é calculada multiplicando a profundidade ( $L$ ) pelo peso específico do solo ( $\gamma$ ), ficando:

$$\tau_{l,uni} = L \cdot \gamma \cdot K_a \cdot \tan \phi \quad (44)$$



Foi considerado ainda que a resistência lateral cresce até uma profundidade crítica, considerada igual a 15 vezes o diâmetro da estaca segundo recomenda Meyerhof (1973), conforme representado pela Figura 36.

Figura 36 - Representação do atrito lateral crítico.



Fonte: Autor (2019)

Na Figura 36 é observado que o atrito lateral cresce linearmente até a profundidade crítica ( $L_{cr}$ ), onde o atrito lateral passa a ser considerado constante para solos homogêneos. Desta forma, a equação foi dividida em duas seções. Na primeira a resistência lateral unitária é crescente até o comprimento crítico. Já na segunda, a estaca alcançou o comprimento crítico tornando a resistência lateral unitária constante. Para obter a resistência lateral última ( $\tau_{l,ult}$ ), também foi necessária a multiplicação pela área lateral de cada seção, ou seja:

$$\tau_{l,ult} = \sum_0^{L_{cr}} \frac{L_{cr} \cdot \gamma}{2} \cdot K_a \cdot \tan \phi \cdot A + \sum_{L_{cr}}^L L_{cr} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot \tan \phi \cdot A \quad (45)$$

Adicionando as áreas de cada seção fica:

$$\tau_{l,ult} = \sum_0^{L_{cr}} \frac{L_{cr} \cdot \gamma}{2} \cdot K_a \cdot \tan \phi \cdot L_{cr} \cdot U + \sum_{L_{cr}}^L L_{cr} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot \tan \phi \cdot (L - L_{cr}) \cdot U \quad (46)$$

Onde  $U$  é o perímetro da estaca. Simplificando a equação torna-se:

$$\tau_{l,ult} = \sum_0^{L_{cr}} 0,5 \cdot L_{cr}^2 \cdot U \cdot \gamma \cdot K_a \cdot \tan \phi + \sum_{L_{cr}}^L L_{cr} \cdot (L - L_{cr}) \cdot U \cdot \gamma \cdot K_a \cdot \tan \phi \quad (47)$$

A Equação 47 foi desenvolvida simplificadamente para solos granulares homogêneos, entretanto, quanto há presença de nível d'água algumas alterações são necessárias. Deste modo, foram desenvolvidas 3 equações para estimar a carga última à tração em estacas hélice contínua, na Equação 48 é adotada pra casos em solos não submersos (secos) ou totalmente submersos, a Equação 49 é para casos onde o nível d'água (N.A.) encontra-se entre o topo da estaca e o comprimento crítico ( $L_{cr}$ ) e, finalmente, a Equação 50 é adotada quando o nível d'água (N.A.) encontra-se abaixo do comprimento crítico ( $L_{cr}$ ).

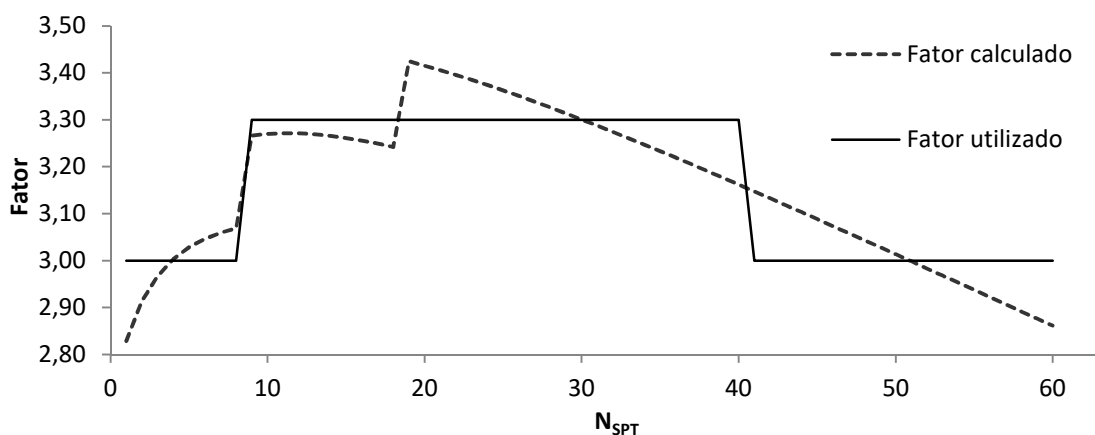
$$Q_{últ,T} = W + (0,5 \cdot L_{cr}^2 \cdot U \cdot F_C) + [L_{cr} \cdot (L - L_{cr}) \cdot U \cdot F_C] \quad (48)$$

$$Q_{últ,T} = W + (0,5 \cdot L_{NA}^2 \cdot U \cdot F_C) + [0,5 \cdot (L_{cr}^2 - L_{NA}^2) \cdot U \cdot F_C] + [L_{cr} \cdot (L - L_{cr}) \cdot U \cdot F_C] \quad (49)$$

$$Q_{últ,T} = W + (0,5 \cdot L_{cr}^2 \cdot U \cdot F_C) + [L_{cr} \cdot (L_{NA} - L_{cr}) \cdot U \cdot F_C] + [L_{cr} \cdot (L - L_{NA}) \cdot U \cdot F_C] \quad (50)$$

Com a finalidade de simplificar as equações, os parâmetros dos solos foram determinados por meio de correções com o  $N_{SPT}$ , desta forma, para cada valor de  $N_{SPT}$  de 1 a 60 foi obtido o valor da multiplicação do peso específico do solo ( $\gamma$ ), da tangente do ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ) e do coeficiente de empuxo ativo ( $K_a$ ). Os valores destes produtos apresentaram uniformidade em certos intervalos, assim obtendo a média destes intervalos, foi desenvolvido um fator ( $F_C$ ). A Figura 37 consta a determinação dos intervalos de  $F_C$  em função do  $N_{SPT}$  para solos granulares secos.

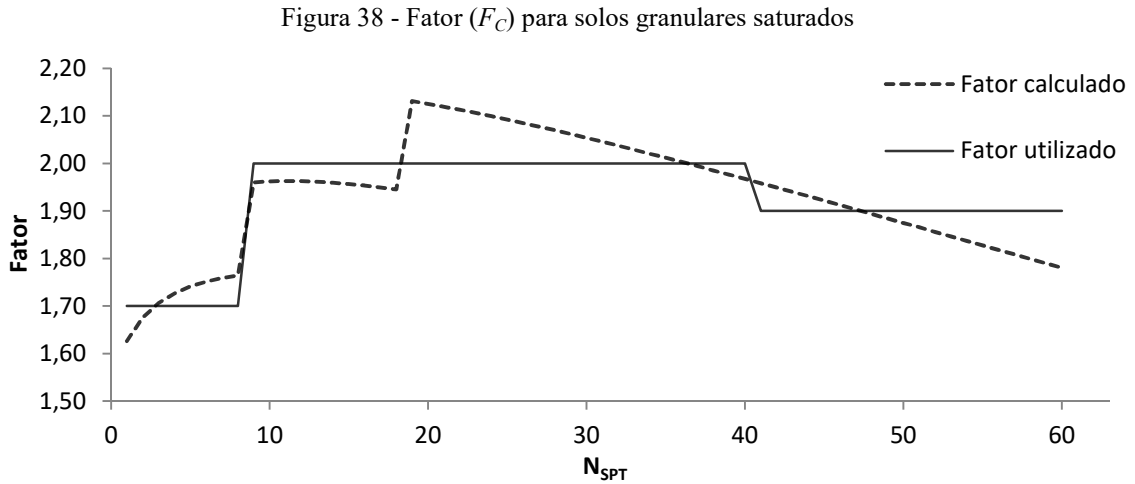
Figura 37 - Fator ( $F_C$ ) para solos granulares secos



Fonte: Autor (2019).

O mesmo procedimento foi adotado para os casos de solos granulares saturados, gerando inclusive gráficos semelhantes. Neste caso, foi adotado o peso específico do solo

submerso por se tratar de tensões efetivas, a Figura 38 ilustra o resultado. Desta forma, o fator  $F_C$  pode ser obtido na Tabela 19 em função do  $N_{SPT}$  médio do solo granular.



Fonte: Autor (2019).

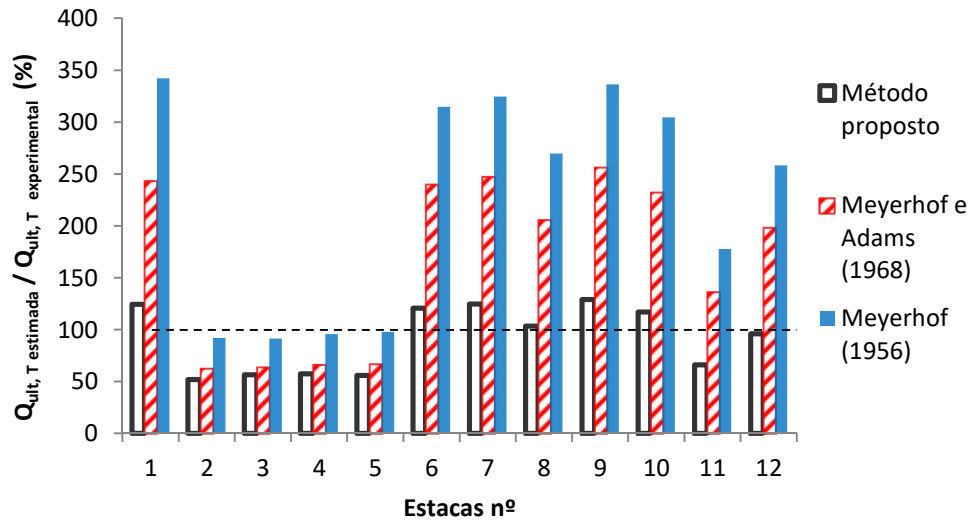
Tabela 19 - Fator  $F_C$  em função do  $N_{SPT}$

$N_{SPT}$	Solo granular ( $kN/m^3$ )	
	Seco	Saturada
1 a 8	3,00	1,70
9 a 40	3,30	2,00
40 a 60	3,00	1,90

Fonte: Autor (2019).

Buscando avaliar a aplicabilidade do método proposto, o mesmo foi utilizado nas estimativas das cargas últimas à tração das 12 estacas analisadas. Sendo que, 2 (Estaca 4 da Obra 3 e Estaca 2 da Obra 4) foram utilizadas exclusivamente na validação. A Figura 39 mostra uma comparação das estimativas da carga última à tração a partir do método proposto e pelos métodos de Meyerhof e Adams (1968) e o de Meyerhof (1956), considerados os métodos teóricos e semi-empíricos mais concordantes. Na Figura 39 os resultados das previsões estão apresentados em porcentagens dos valores de referência obtidos experimentalmente nas provas de cargas à tração.

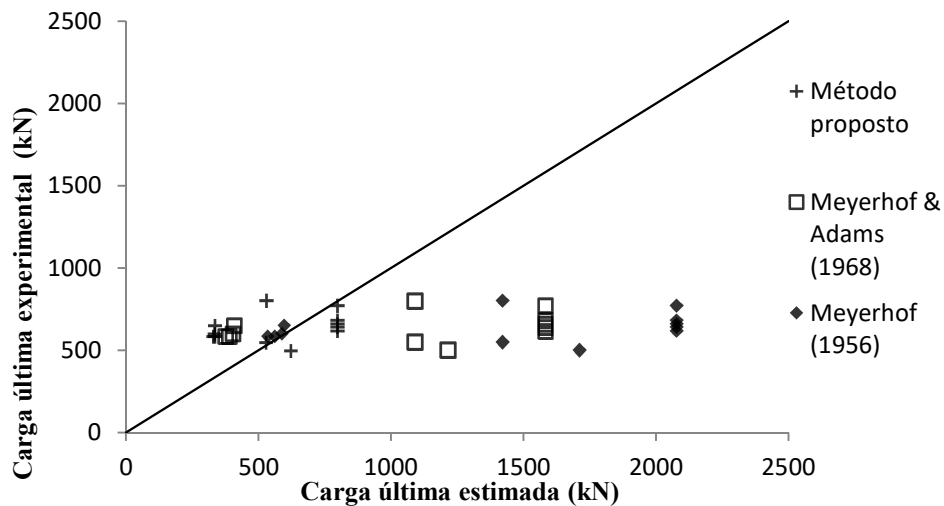
Figura 39 - Avaliação das previsões da carga última à tração a partir do método proposto e os métodos teóricos e semi-empíricos mais concordantes



Fonte: Autor (2019).

Como ilustrado na Figura 39, o método proposto resultou em estimativas mais concordantes se comparado com os demais métodos avaliados e disponíveis na literatura. Na Figura 40, observa-se que os pontos no gráfico que mais se aproximam da reta de 45°, são justamente os valores estimados de carga última à tração obtidos pelo método proposto.

Figura 40 - Comparação entre a carga última estimada à tração e experimentalmente para as estacas analisadas



Fonte: Autor (2019).

Com pode ser observado na Figura 40, o método proposto resultou em estimativas mais próximas da reta de 45°, além de apresentar a menor dispersão comparando com os demais métodos utilizados.

Na Tabela 20 estão apresentados os resultados das estimativas da capacidade de carga à tração das Estacas 1 a 12 pelo método proposto.

Tabela 20 - Resumo das previsões de carga última à tração pelo método proposto

Obra nº	Estaca nº	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)	Carga de ruptura (kN)		Carga última à tração Estim./Expe. (%)
				Estimada	Experimental	
1	1	14,3	600	622,7	500	125
3	2	9,68	700	337,0	650	52
	3	9,12	700	331,6	586	57
	4	9,36	700	337,5	586	58
	5	9,6	700	336,2	601	56
4	2	23	600	797,7	660	121
	3	23	600	797,7	640	125
	5	23	600	797,7	770	104
	6	23	600	797,7	618	129
	7	23	600	797,7	682	117
	9	22	500	528,8	800	66
	10	22	500	528,8	550	96

Fonte: Autor (2019)

Das estacas selecionadas apenas para a validação, na Estaca 4 da Obra 3 a previsão em relação ao valor experimental foi 42% inferior e na Estaca 2 da Obra 4 a estimativa foi 21% superior. Considerando todas as estacas, as estimativas variaram de 52% a 129% em relação aos valores de referência.

## 5.2 Desenvolvimento de método para a determinação da capacidade de carga à tração utilizando regressão linear múltipla

Os valores das capacidades de cargas últimas à tração, obtidas de provas de cargas, foram relacionados com algumas variáveis dos solos e geométricas das estacas, como dimensões da estaca e o  $N_{SPT}$ , com o objetivo de obter uma equação empírica para a estimativa da capacidade de carga à tração de estacas hélice contínua em perfil de solo granular. Para isto, foi utilizado o método de regressão linear múltipla, conforme mencionado no Capítulo 3 referente aos materiais e métodos.

Primeiramente foram estabelecidos quais os dados que seriam relacionados com as estacas e com os solos. Deste modo foram consideradas, inicialmente, na presente análise as seguintes variáveis explicativas nas devidas unidades: comprimento ( $L$ ) e diâmetro ( $D$ ) em

metro,  $N_{SPT}$  médio, ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ) em graus e peso específico do solo ( $\gamma$ ) em  $kN/m^3$ .

Para a elaboração das equações foram empregadas 10 estacas das 12 em estudo, utilizando as 2 restantes somente para a validação da equação gerada. Desta forma, as variáveis explicativas dessas estacas foram então correlacionadas com a capacidade de carga última à tração ( $Q_{ult,T}$ ), a resistência lateral total na tração ( $\tau_{ult}$ ) e a resistência lateral unitária na tração ( $\tau_{uni}$ ), em kN, kN e  $kN/m^3$ , respectivamente, estas definidas como variáveis dependentes. A resistência lateral total na tração ( $\tau_{ult}$ ) foi calculada a partir da capacidade de carga última à tração ( $Q_{ult,T}$ ) obtida nos ensaios e subtraindo valor do peso da estaca ( $W$ ). Já a resistência lateral unitária na tração ( $\tau_{uni}$ ) foi calculada dividindo a resistência lateral total na tração ( $\tau_{ult}$ ) pela área lateral da estaca ( $A_l$ ). Desta forma, foram geradas algumas equações em função das diversas variáveis, dentre essas, a mais satisfatória foi a seguinte:

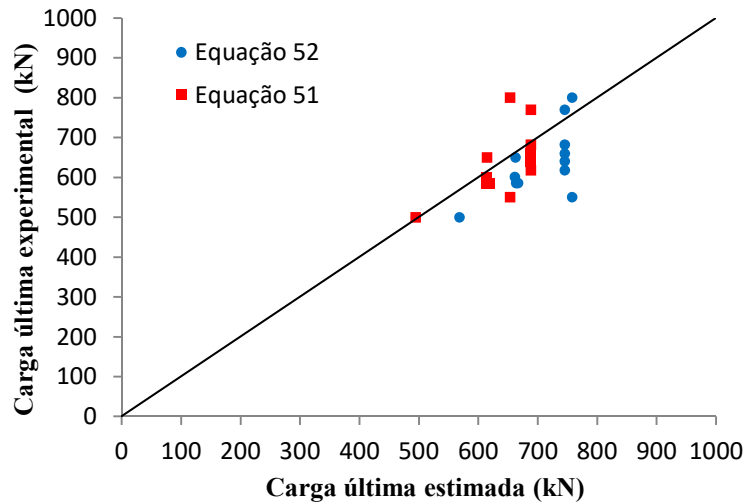
$$Q_{ult,t} = W + 7.L - 8,9.N_{SPT} + 560,9 \quad (51)$$

Onde  $W$  é o peso da estaca, facilmente determinado multiplicando o volume da estaca pelo seu peso específico. Outra equação também se mostrou bem concordante, representada por:

$$Q_{ult,t} = W + 12,6.L + 166,96.D - 8,46.N_{SPT} + 474,45 \quad (52)$$

As expressões obtidas foram avaliadas a partir da previsão da capacidade de carga última à tração das 12 estacas em estudo, destas as Estacas 4 e 6 foram utilizadas somente para a validação, mostrando-se bem concordantes. A Figura 41 apresenta uma comparação entre os valores de carga última à tração do ensaio e os resultados das estimativas das Equações 51 e 52 propostas, onde quanto mais próximo à reta mais representativa é a equação.

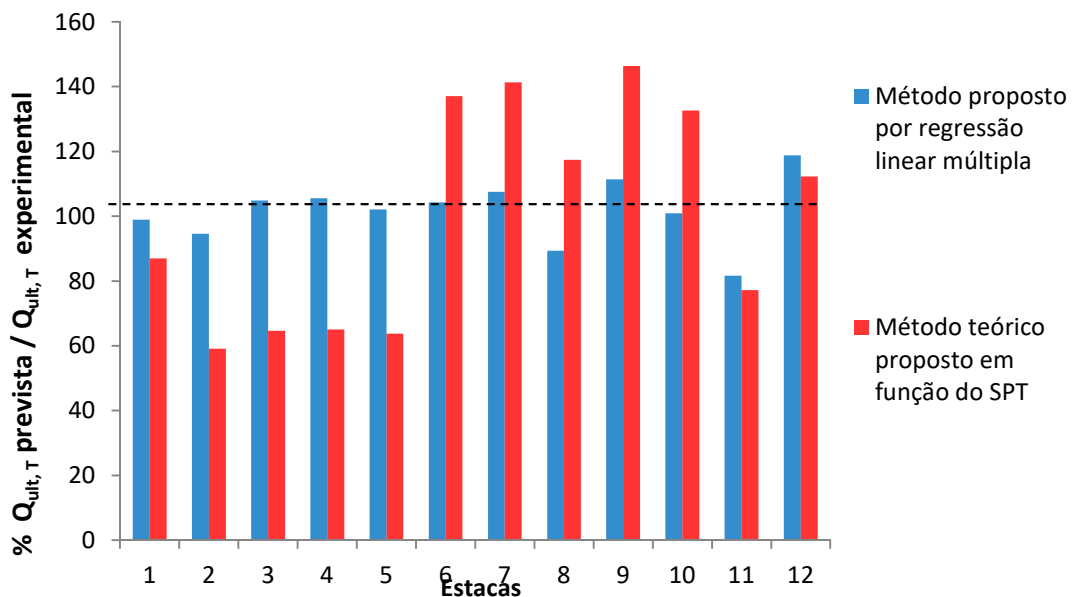
Figura 41 - Comparação entre as duas equações propostas



Fonte: Autor (2019).

Como pode ser observado na Figura 41 as duas equações propostas foram bem concordantes, contendo estimativas bem próximas da reta que representa a igualdade, porém a Equação 51 teve estimativas mais próximas à reta, mostrando-se mais precisa que a Equação 52. Na Figura 42 observam-se previsões concordantes e a média de valores obtidos são 1,6% superiores aos valores de referência e o desvio padrão de 0,1, o menor entre os métodos. A Figura 42 mostra uma comparação entre a carga última experimental e as estimativas de cargas últimas pela Equação 51 e pelas Equações 48 a 50, obtida no item anterior, apresentadas em porcentagens dos valores de referência do ensaio à tração.

Figura 42 - Gráfico comparativo entre a carga última ensaiada e as estimadas pelos métodos



Fonte: Autor (2019).

A Figura 42 mostra a relação entre a carga última à tração calculada e a experimental das 12 estacas utilizadas para a validação. Observa-se também que os valores estimados variam de 82% a 119% em relação aos valores obtidos experimentalmente nas prova de carga à tração. Comparando com previsões efetuadas a partir do método teórico em função do  $N_{SPT}$  proposto anteriormente, observa-se que a expressão proposta com base na regressão linear múltipla proporcionou estimativas consideravelmente mais concordantes.

### 5.3 Análise da relação entre a capacidade de carga à tração e a capacidade de carga à tração.

Como informado anteriormente, foram realizados ensaios de provas de cargas estáticas com carregamento do tipo lento tanto com cargas à compressão como com cargas à tração. Isto posto, esta seção tem a finalidade de relacionar as capacidades de cargas à compressão e à tração, comparando estacas semelhantes do tipo hélice contínua no mesmo tipo de solo. A Tabela 21 apresenta os dados das 4 estacas ensaiadas à compressão e as respectivas estacas à tração relacionadas.

Tabela 21 - Dados das estacas ensaiadas à compressão e as estacas ensaiadas à tração correspondentes

Obra n°	Estacas ensaiadas à compressão				Estacas ensaiadas à tração correspondentes			
	Estaca n°	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)	Carga de ruptura (kN)	Estaca n°	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)	Carga de ruptura (kN)
1	2	14,31	600	3370	1	14,30	600	500
3	1	9,28	700	3710	2	9,68	700	650
					3	9,12	700	586
					4	9,36	700	586
					5	9,60	700	601
4	1	23,00	600	4350	2	23,00	600	660
					3	23,00	600	640
					5	23,00	600	770
					6	23,00	600	618
					7	23,00	600	682
	8	22,00	500	2810	9	22,00	500	800
					10	22,00	500	550

Fonte: Autor (2019).

Vale ressaltar que somente a Estaca 1 da Obra 1 foi realizada o ensaio de prova de carga estática à tração, as demais são estacas de reação monitoradas das correspondentes estacas ensaiadas à compressão, sendo consideradas como ensaiadas à tração.



Realizando uma simples comparação, foram relacionados os valores das cargas últimas das estacas ensaiadas à tração com as respectivas estacas ensaiadas à compressão. A Tabela 22 apresenta este resultado.

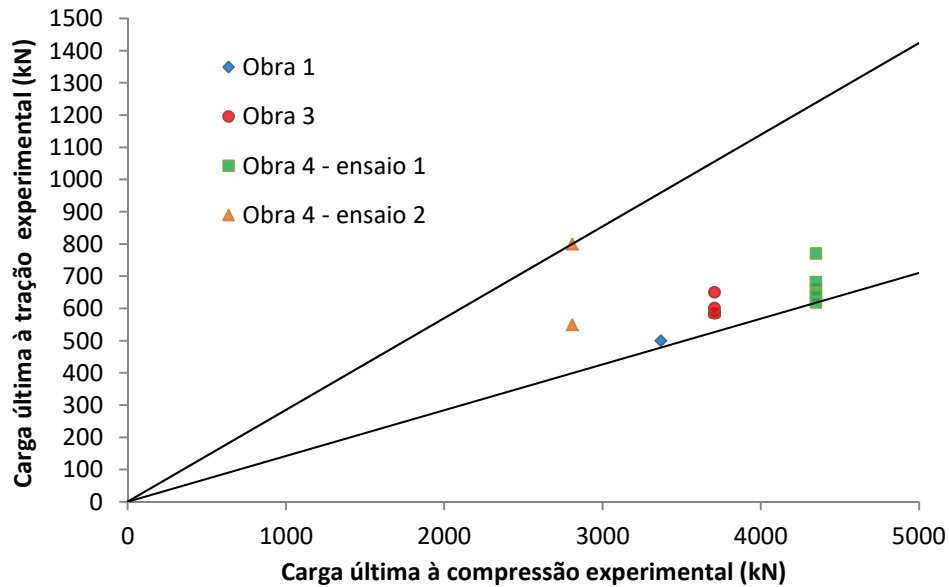
Tabela 22 - Comparação percentual simples entre as cargas últimas à tração e à compressão

Nomenclatura da estaca	Obra nº	Estacas ensaiadas à tração correspondentes	
		Nº da estaca na obra	Relação entre a carga última à tração e à compressão (%)
01	1	1	14,84
02	3	2	17,52
03		3	15,80
04		4	15,80
05	4	5	16,20
06		2	15,17
07		3	14,71
08		5	17,70
09		6	14,21
10		7	15,68
11		9	28,47
12	10	19,57	

Fonte: Autor (2019).

Como pode ser observado na Tabela 22, os valores de cargas últimas à tração são em média 17,14% dos valores das cargas últimas à compressão, variando entre 14,21% a 28,47%, uma diferença de 14,26% entre o maior e o menor. A Figura 43 ilustra, por meio de um gráfico, o comparativo entre as cargas últimas à tração e à compressão. Na mesma, cada estaca esta sendo representada por um ponto onde a coordenada vertical representa o valor da carga última à tração da estaca e a na coordenada horizontal representa o valor da carga última à compressão da estaca correlacionada. É possível observar as dispersões dos valores respeitam o intervalo entre 14,21% a 28,47%, representado respectivamente pela reta inferior e superior.

Figura 43 - Gráfico de dispersão comparativo entre as cargas últimas à tração e à compressão.



Fonte: Autor (2019)

Na tentativa de obter uma melhor relação entre os valores das cargas últimas à tração com os valores das cargas últimas à compressão das estacas equivalentes, foram realizadas diversas tentativas objetivando a melhor relação possível. Primeiramente foram divididas as parcelas de carga e de resistência de cada sistema de carga, expressados nas equações a seguir.

$$Q_{ult,T} = W + \tau_{l,ult} \quad (53)$$

$$Q_{ult,C} + W = Q_{p,ult} + Q_{l,ult} \quad (54)$$

Onde  $Q_{ult,C}$  e  $Q_{ult,T}$  são a carga última à compressão e à tração, respectivamente,  $Q_{l,ult}$ ,  $\tau_{l,ult}$  e  $Q_{p,ult}$  são, nessa ordem, a resistência lateral na compressão, resistência lateral na tração e resistência de ponta, já  $W$  é o peso próprio da estaca.

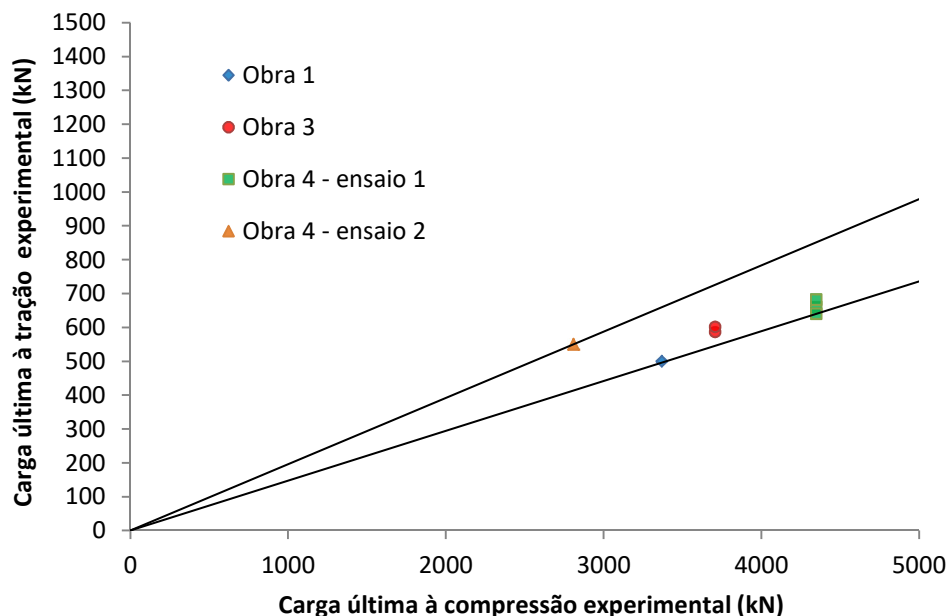
Os pesos próprios das estacas, as cargas últimas de tração e compressão são de fácil obtenção, porém, não foi possível auferir a resistência lateral na compressão, devido às estacas terem sido ensaiadas comumente, sem instrumentação extra, e os vários métodos testados para se obter a resistência lateral na compressão não se mostraram eficientes e consagrados o suficiente para serem adotados com confiança. Assim, não foi possível relacionar diretamente a resistência lateral à tração com a resistência lateral à compressão.

Posteriormente, por meio do gráfico de dispersão obtido, foram feitas diversas tentativas de equacionar a relação entre a carga última à tração em função da carga última à compressão, procedendo de forma a encontrar a equação mais representativa.

Como pode ser observado na Figura 43 algumas estacas se dispersaram mais da grande maioria, como alguns desses resultados de carga última à tração foram obtidos a partir do mesmo ensaio e bloco estacas, algumas estacas foram omitidas para obtenção de uma equação mais representativa, desta forma, as Estacas 2 e 3 da Obra 3 foram excluídas da análise por ostentarem o maior e o menor valor entre as 4 estacas de reação do mesmo ensaio, respectivamente, assim como, as Estacas 5 e 6 da Obra 4 foram retiradas da análise pelo mesmo motivo, já a Estaca 9 da Obra 4 apresentou-se a mais dispersante das demais estacas, e por este motivo também foi dispensada da análise para obtenção da equação, vale ressaltar que os dados destas estacas foram retiradas apenas para a formulação da equação, mas posteriormente são reutilizadas na validação do equação, voltando ativamente para a análise.

Deste modo, as demais estacas selecionadas, consideradas as menos dispersas, foram dispostas no gráfico de dispersão ilustrado na Figura 44.

Figura 44 - Gráfico de dispersão comparativo entre as cargas últimas à tração e à compressão das estacas selecionadas para elaboração da equação



Fonte: Autor (2019).

Como pode ser observado na Figura 44, as dispersões entre as estacas são bem inferiores em comparação a dispersão considerando todas as estacas, neste caso elas estão variando entre 14,71% e 19,57%, uma diferença de 4,86% entre o maior e o menor. Assim,



resultados da Equação 56 se mostraram mais dispersos e mais distantes da reta, que representa a estimativa perfeita. Diante do exposto, a Equação 55 foi estabelecida pelo sugerido método de comparação direta entre a carga última à compressão com a carga última à tração.

Para a validação do método todas as estacas foram utilizadas. A Tabela 23 mostra os resultados das cargas de rupturas calculadas utilizando a Equação 55, as experimentais e a relação percentual entre elas.

Tabela 23 - Comparação entre a carga de ruptura experimental e a calculada

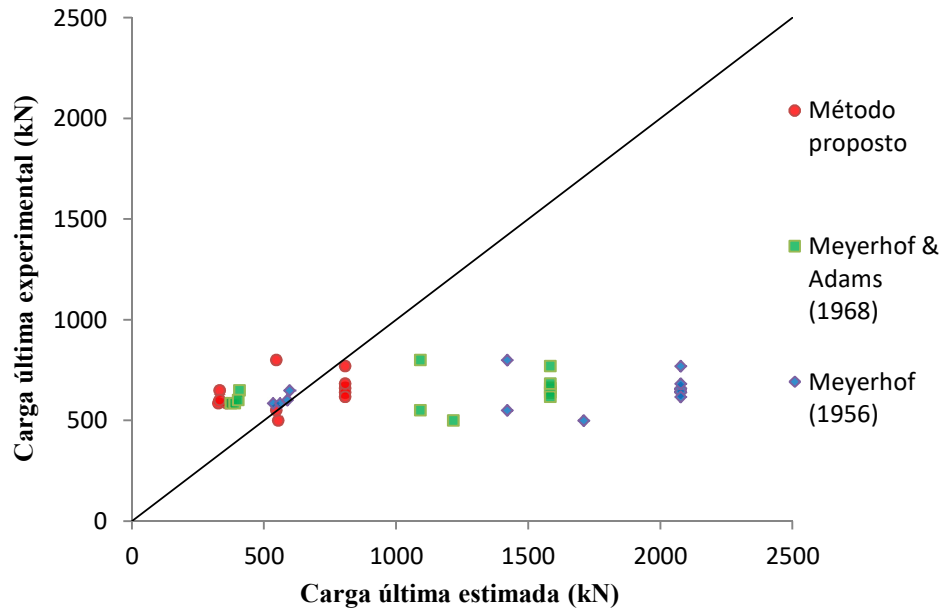
Obra nº	Estacas ensaiadas à compressão		Estacas ensaiadas à tração correspondentes			
	Estaca nº	Carga de ruptura (kN)	Estaca nº	Carga de ruptura (kN)		Cálc./Exp. (%)
				Experimental	Calculada	
1	2	3370	1	500	562,11	112,4
3	1	3710	2	650	593,63	91,3
			3	586	593,63	101,3
			4	586	593,63	101,3
			5	601	593,63	98,8
4	1	4350	2	660	652,96	98,9
			3	640	652,96	102,0
			5	770	652,96	84,8
			6	618	652,96	105,7
			7	682	652,96	95,7
	8	2810	9	800	510,20	63,8
			10	550	510,20	92,8

Fonte: Autor (2019).

Como pode ser observado na Tabela 23, os valores de cargas últimas à tração calculadas são em média 4,3% inferiores aos valores das cargas últimas à tração experimental, variando entre 64,8% a 112,4%.

Na Figura 46, a Equação 55 recomendada é avaliada a partir de um gráfico que relaciona os valores de carga última à tração experimental, com os valores previstos pela equação proposta e os demais métodos mais concordantes da literatura, a relação ideal (igualdade) é representada pela reta de 45°, ou seja, quanto mais próximo a ela mais representativo é o método.

Figura 46 - Gráfico comparativo entre a carga última ensaiada e as estimadas pelos métodos



Fonte: Autor (2019).

Como pode ser observado na Figura 46 o método apontado pela Equação 55 é o que mais se aproxima da relação ideal (igualdade) representada pela reta, e foi o método com menor dispersão.

## 6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste capítulo são apresentadas as conclusões embasadas no desenvolvimento do estudo, sintetizando os resultados obtidos e os objetivos alcançados. Por último, são indicadas as sugestões para pesquisas futuras.

### 6.1 Conclusões

A realização da presente pesquisa permitiu concluir que:

- Os métodos desenvolvidos especificamente para estimar a capacidade de carga à tração, não proporcionaram concordância na previsão da carga última à tração das estacas analisadas. Os métodos que proporcionaram resultados mais próximos dos valores de referência foram os métodos de cilindro de atrito, de Meyerhof e Adams (1968) e de Kalhawy (1985). Dentre esses, o mais concordante foi o de Meyerhof e Adams (1968), com valores em média 68% superiores aos valores de referência e com dispersão bastante elevada.
- Com relação à utilização dos métodos para estimativa da capacidade da carga à compressão, e considerando uma minoração de 30% do valor obtido, foram estimadas previsões ligeiramente mais concordantes do que os métodos teóricos para ruptura à tração. Os métodos de Meyerhof (1956) e de Aoki e Velloso (1975), com modificações de Monteiro (1997), foram os mais concordantes. O método de Meyerhof (1956) foi o que proporcionou os resultados mais concordantes, com valores em média 64% superiores aos valores de referência e dispersão, da mesma forma que os métodos teóricos, bastante elevada;
- Dentre os métodos avaliados, os que consideraram a ruptura à tração na superfície de contato entre o solo e a estaca foram os mais concordantes quando se compara, por exemplo, ao método que considera a ruptura em formato de cone. Da mesma forma, os métodos que consideram uma profundidade crítica, limitando a resistência lateral unitária, forneceram estimativas mais concordantes quando comparadas as de métodos que não a considerava;
- Em relação à proposta desenvolvida que considera a ruptura no contato estaca-solo desenvolvida e que utiliza valores do  $N_{SPT}$ , foram obtidas 3 equações que indicaram concordância tendo como referência as estacas ensaiadas utilizadas na validação. As

estimativas obtiveram valores em média 8% inferiores aos valores de referência. A dispersão obtida com a utilização das expressões propostas foi inferior comparado aos métodos obtidos na literatura;

- Já o método posposto que relaciona variáveis do solo e da estaca com as cargas últimas à tração por meio de regressão linear múltipla, também apresentou resultados concordantes, com valores em média apenas 1,6% superiores aos valores de referência. Comparando as estimativas por esse método com as efetuadas por métodos teóricos e semi-empíricos disponíveis na literatura, obteve-se previsões também mais concordantes e com menor dispersão;
- Já a proposta de previsão da carga última à tração de estacas hélice contínua em solos granular a partir da relação direta entre a carga última à tração e a carga última à compressão obtidas por meio de provas de cargas estáticas, também foram obtidos resultados concordantes, com previsões em média 4,3% inferiores aos valores obtidos experimentalmente e baixa dispersão;
- De forma geral, os métodos propostos nesta pesquisa resultaram em estimativas da carga última à tração de estacas hélice contínua em solo granular mais concordantes que os métodos disponíveis na literatura e utilizados neste trabalho;
- Dentre os métodos desenvolvidos nesta pesquisa, o método que relacionou as variáveis do solo e da estaca com uso da regressão linear múltipla resultou em estimativas, em média, mais próximas aos resultados obtidos experimentalmente, além disto, foi o que apresentou menor dispersão de resultados;
- Pelo presente estudo, as expressões propostas nesta pesquisa, mesmo que de forma preliminar, se mostraram viáveis para previsões de carga última à tração de estacas hélice contínua em solo granular.

## **6.2 Sugestões para pesquisa futuras**

No decorrer do desenvolvimento deste trabalho, foram reconhecidas diversas possibilidades de melhorias para o campo em estudo por meio de pesquisas futuras, como:

- Verificar a aplicabilidade dos métodos propostos nesse trabalho para outros tipos de estacas e tipos de solos;
- Elaborar pesquisas semelhantes a esta em outros tipos de estacas e outros tipos de solos, desenvolvendo métodos de forma análoga aos apresentados;



- Avaliar a influencia de outras estacas próximas na carga de ruptura à tração;
- Reavaliar os métodos propostos com base na realização de um número maior de provas de carga à tração conduzidas até a ruptura;
- Buscar uma expressão para a previsão da carga última à tração de estacas hélice em solo granular considerando a ruptura no contato solo-estaca e utilizando correlações obtidas de ensaios de cone (CPT), pressiométricos (PMT) e dilatométricos (DMT).

## REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, P. J. R.; CARVALHO, D.; PEREIRA, M. Capacidade de carga de estacas escavadas em solo de diabásio, submetidas a carregamentos de tração. In: SEFE - V BIC SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2., 2004, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2004. p. 450-457.

ALI, M. S. **Pullout resistance of anchor plates and anchor plates and anchor piles in soft bentonite clay**. 1968. Dissertação (mestrado). School of Engineering, Duke University (Soil Mechanics Series n. 17) Durham, 1968.

AMIRA, M.; YOKOYAMA, Y.; IMAIZUMI, S. Friction capacity of axially loaded model pile in sand. **Soils and Foundations**. v. 35, n. 1, p. 75-82, mar. 1995.

ANTUNES, W. R.; CABRAL, D. A. Capacidade de carga de estacas hélice contínua. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 3., 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo, ABMS, 1996. v. 2, p.105-109.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. Um método aproximado para estimativa da capacidade de carga de estacas. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE DINÂMICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 5., 1975, Buenos Aires. **Anais...** Buenos Aires: Sociedad Argentina de Mecánica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones, 1975. v. 5, p. 367-376.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT **NBR 6484**: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT. **NBR 12131**: Estacas – Prova de carga estática – Métodos de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT **NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

BALLA, A. The resistance of breaking out of mushroom foundations for pylons. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., 1961. **Proceedings...** v. 1. 1961. p. 569-576.

BARRAUD, M. Y. **Contribution à l'étude expérimentale des fondations sollicitées à l'arrachement**. Bulletin Société Française des Electriciens, p. 463-467, sept. 1962 apud ELL, S. M. Análise do comportamento à tração de estacas apiloadas executadas em solos arenosos

do interior do Estado de São Paulo. 2003. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2003.

BESSA, A. O. **Avaliação da Resistência Lateral em Estacas Escavadas com Trado Submetidas à Tração**. 2005. Dissertação (Mestrado), UFV. Viçosa, 2005.

BIAREZ, J.; BARRAUD, Y. Adaption des foundations de phlones au terrain par les méthodes de la mécanique des sds. In: CONFERENCE INTERNATIONALE DES GRANDS RESEAUX ELECTRIQUES, 1968, Paris. **Proceedings...** Paris, 1968. p. 22-06.

BOWLES, J. E. **Foundation analysis and design**. 5 ed. McGraw-Hill. New York, 1997. p. 1168.

BURLAND, J. B. **Staff friction of piles in clay – a simple fundamental approach**, Ground Engineering, v. 6, n. 3. 1973 apud VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. Fundações. Oficina de textos. Rio de Janeiro, 2011. p. 568.

CAMPELLO, N. S. **Comportamento de estacas submetidas a esforços verticais de tração, em solo colapsível**. 1994. Dissertação (Mestrado). EESC – USP. São Carlos, 1994.

CARVALHO, D.; ALBUQUERQUE, P. J. R. Estaca Tipo Strauss Instrumentada em Solo Arenoso. In: XII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 3., 2002, São Paulo. **Anais...** Fundações: Perspectivas de Evolução, São Paulo, 2002. p. 1581-1590.

CARVALHO, D. **Análise de carga última à tração de estacas escavadas, instrumentadas, em campo experimental de São Carlos – SP**. 1991. Tese (Doutorado), EESC – USP. São Carlos, 1991. apud BESSA, A. O. Avaliação da Resistência Lateral em Estacas Escavadas com Trado Submetidas à Tração. 2005. Dissertação (Mestrado), UFV. Viçosa, 2005.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; TSUHA, C. H. C.; GIACHETI, H. L. **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos**. 1 ed. Oficina de textos. São Paulo, 2013. p. 144.

DANZIGER, F. A. B. **Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração**. 1983. Dissertação (Mestrado). UFRJ. Rio de Janeiro, 1983.

DANZIGER, F. A. B.; PINTO, C. P. Alguns critérios para dimensionamento de fundações submetidas a esforços de tração. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, 5., 1979, Recife. **Anais...** Recife, 1979a apud ORLANDO, C. Contribuição ao estudo da resistência de estacas tracionadas em solos arenosos: Análise comparativa da resistência lateral na tração e na compressão. 1999. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1999.

DANZIGER, F. A. B.; PINTO, C. P. N. Análise comparativa de métodos para o dimensionamento de fundações a partir dos resultados das provas de carga realizadas na LT 500kV Adrianópolis - Grajaú. In: SEMINÁRIO DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, 5., 1979, Recife. **Anais...** Recife, 1979b apud ORLANDO, C. Contribuição ao estudo da resistência de estacas tracionadas em solos arenosos: Análise comparativa da resistência lateral na tração e na compressão. 1999. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1999.

DAS, B. M.; SEELEY, G. R.; PFEIFLE, T. W. Pollout resistance of rough rigid piles in glanular soils. **Soils and Foundations**, v. 17, n. 3. p. 72-77. 1977.

DAS, B. M.; SEELEY, G. R. Uplift capacity of pipe piles in saturated clay. **Soils and Foundations**. v. 22, n. 1. p. 91-94. 1982.

DAS, B. M. A procedure for estimation of uplift capacity of rough piles. **Soils and Foundations**, v. 23, p.122-126. 1983.

DAS, B. M.; AZIM, M. F. Uplift capacity of rigid steel pile groups in clay. **Soils and Foundations**. Japanese Society of Soil Mechanics and Foudation Engineering. v. 25. n. 4. p. 117-122. dec. 1985.

DAVISSON, M. T. High capacity piles of Lecture Series on Innovations. In: FOUNDATION CONSTRUCTION, ASCE, ILLINOIS SECTION, 1973, Chicago. **Proceedings...** Chicago, 1973. p. 81-112.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** São Paulo: ABMS, v.1, São Paulo, 1978. p. 45-53.

DÉCOURT, L. Prediction os load settlement relationships for foundations on the basis of the SPT-T. In: CICLO DE CONFERENCIAS INTERNACIONALES LEONARDO ZEEVAERT. 1995, México, **Anais...** México, 1995. p. 87-104.

DÉCOURT, L.; ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A. In: HACHICH,W. *et al.* **Fundações: Teoria e Prática**. 2. ed. Pini. São Paulo, 1998. p. 751.

DOWNS, D. I.; CHIEURZZI, R. Transmission tower foundations. **Journal of Power Division**, ASCE, v. 92, n. PO2, p. 91-144, 1966 apud ORLANDO, C. **Fundações submetidas a esforços verticais axiais de tração: Análise de provas de carga de tubulões em areias porosas**. 1985. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1985.

ELL, S. M. **Análise do comportamento à tração de estacas apiloadas executadas em solos arenosos do interior do Estado de São Paulo**. 2003. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2003.

FORATO, J. A. **Estudo do atrito lateral de estacas escavadas e sua correlação via investigação de campo na região de Viçosa/MG**. 2015. Dissertação (Mestrado). UFV. Viçosa, 2015.

GARCIA, O. C. **Influência da qualidade da compactação dos reaterros na capacidade de carga de fundações submetidas a esforços de tração**. 2005. Dissertação (Mestrado). UFRJ. Rio de Janeiro, 2005.

GODOY, N. S. **Fundações**. Notas de aula, curso graduação. EESC-USP. São Carlos, 1972.

HEIKKILÄ, K.; LAINE, J. **Uplift Resistance of Guy Anchor Plates**, Rapport 217 de la CIGRÉ, 1964.

HIRAI, Y.; WAKAI, S.; AOKI, M. **In-situ pull-out test of cast-in-place concrete piles with belled enlargements**. The 15th Asian Regional conference on soil mechanics and geotechnical engineering. v. 2, n. 41, p. 1478-1481, jan. 2016.

HONDA, T.; HIRAI, Y.; SATO, E. Uplift capacity of belled and multi-belled piles in dense sand. **Soils and Foundations**. Japanese Geotechnical Society. v. 51, n. 3, p. 483-496, jun. 2011.

HUNTER, A. H.; DAVISSON, M. T. **Measurement of Pile Load Transfer**. In: Performance of Deep Foundation, ASTM STP 444, 1969. p. 106- 117.

JAKY, J. Pressure in silos. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1948, Rotterdam. **Proceedings...** Rotterdam, Holanda, 1948. p. 103-107.

KULHAWY, F. H.; PETERSON, M. S. Behaviour of sand-concrete interfaces. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÁNICA DE SUELOS Y INGENIERIA DE CIMENTACIONES, 6., 1979, Lima. **Anais...** Lima, 1979. p. 225-236,

KULHAWY, F. H. Limiting tip and side resistance: fact or fallacy? In: SPECIAL CONFERENCE ON ANALYSIS AND DESIGN OF PILE FOUNDATION, ACSE, 1984. **Proceeding...** 1984. p. 80-98.

KULHAWY, F. H. Drained uplift capacity of drilled shafts. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11., 1985, São Francisco. **Proceedings...** v. 3. San Francisco, 1985. p. 1549-1552.

LEVACHER, D. R.; SIEFFERT, J. G. Tests on model tension piles. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, v. 110, n.12, p. 1735-1747, dec. 1984.

MARTIN, D. **Foundations Profondes sollicitées à l'arranchement en milieu coherent tridimensionnel**. 1968. Thèse de Doctorat de Spécialité – Faculté des Sciences de Grenoble, Grenoble, 1963 apud ELL, S. M. Análise do comportamento à tração de estacas apiloadas executadas em solos arenosos do interior do Estado de São Paulo. 2003. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2003.

MARTIN, D. **Étude à la rupture de defférents ancrages sollicitées verticalement**. 1966. Thèse de Doctorat de Spécialité, Faculte des Sciences de Grenoble. Grenoble, 1966 apud

PASCHOALIN FILHO, J. A. Estudo do comportamento à tração axial de diferentes tipos de estacas em solo de diabásio da região de Campinas/SP. 2008. Tese (Doutorado). UNICAMP. Campinas, 2008.

MARTIN, D. **Calcul des pieux et fondations à dalle des pylônes de transport d'énergie électrique. Etude théorique et résultats d'essais en laboratoire et in-situ.** Annales De L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, v. 307-308, p. 105-130, juil.-oct. 1973 apud PASCHOALIN FILHO, J. A. Estudo do comportamento à tração axial de diferentes tipos de estacas em solo de diabásio da região de Campinas/SP. 2008. Tese (Doutorado). UNICAMP. Campinas, 2008.

MAZURKIEWICZ, B. K. **Test loading of piles accordins to Polish regulations.** Swedish Academy of Eng. Sciences. Prel. Report n. 35. 1972.

MENEZES, S. M.; CARVALHO, D.; ALBUQUERQUE, P. J. R. Behaviour of driven precast-concrete piles submitted to uplift loads in a collapsible sandy soil. **Revista tecnol Fortaleza**, v. 26, n. 1, p. 72-79, jun. 2005.

MEYERHOF, G. G. The bearing capacity of foundations under eccentric and incmidruled loads. In: ICSMFE, 3., 1953, Zurich. **Proceedings...** v. 1, Zurich, 1953.

MEYERHOF, G. G.; ADAMS, J. I. The ultimate uplift capacity of foundations. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 5, n. 4, p. 225-244, 1968.

MEYERHOF, G. G. The uplift capacity of foundations under oblique loads. **Canadian Geotechnical Journal**. v. 10, n. 1, p. 64-70, 1973a.

MEYERHOF, G. G. Uplift resistance of inclined anchors and piles. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 8., 1973, Moscou. **Proceedings...** v. 2, Moscou, 1973b. p. 167-172.

MEYERHOF, G. G. The bearing capacity and settlements of pile foudations. **Journal geotechnical engineering div.**, ASCE, v. 102, n. GT 3, p. 195-228, 1976.

MONTEIRO, P. F. **Capacidade de carga de estacas – método Aoki-Velloso**. Relatório interno de estacas Franki LTDA. 1997.

MONTEL, B. **Contri'bution à l'Étude des Fondations Sollicitées à l'Arrachement - Phénomène Plan, Milieux Pulvérulents**. 1963. Thesis of Doctorat de Spécialité, Faculté des Sciences de Grenoble. Grenoble, 1963 apud PASCHOALIN FILHO, J. A. Estudo do comportamento à tração axial de diferentes tipos de estacas em solo de diabásio da região de Campinas/SP. 2008. Tese (Doutorado). UNICAMP. Campinas, 2008.

OLIVEIRA, M. M. **Ensaio "in situ", de Resistência ao Arrancamento de Placas Horizontais Reduzidas**. 1986. Dissertação (Mestrado). COPPE-UFRJ. Rio de Janeiro, 1986.

ORLANDO, C. **Contribuição ao estudo da resistência de estacas tracionadas em solos arenosos: Análise comparativa da resistência lateral na tração e na compressão**. 1999. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1999.

PASCHOALIN FILHO, J. A. **Estudo do comportamento à tração axial de diferentes tipos de estacas em solo de diabásio da região de Campinas/SP**. 2008. Tese (Doutorado). UNICAMP. Campinas, 2008.

PASCHOALIN FILHO, J. A.; CARVALHO, D.; ALBUQUERQUE, P. J. R.; NOGUEIRA, R. C. R. **Comportamento à tração de estacas tipo hélice contínua executadas em solos de diabásio**. *Exacta*, São Paulo, v. 6, p. 75-82, jan./jun. 2008.

PASCHOALIN FILHO, J. A.; CARVALHO, D. **Fundações de construções submetidas a esforços de tração em solo de alta porosidade da Região de Campinas – SP**. *Eng. Agric. Jaboticabal*, v. 30, n. 2, p. 205-211, mar./abr. 2010.

POOROOSHASB, H. B.; PARAMESWARAN, V. R. Uplift of rigid vertical piles in frozen sand. **Soils and Foundations**. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. v. 22, n. 2, p. 82-88, jun. 1982.

RANKINE, W. M. J. **On stability on loose Earth**. *Philosophic transactions of Royal Society*. Part. I. Londres, 1857. p. 9-27.



RAO, K. S. S.; VENKATESH, K. H. Uplift behaviour of short piles in uniform sand. **Soils and Foundations**. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. v. 25, n. 4, p. 1-7, dec. 1985.

RIBIER, B. **Étude des Argiles Fortement Plastiques et Essais de Soulèvement des Pieux**. 1962. Thesis of Doctorat de Spécialité, Faculte des Sciences de Grenoble, Grenoble, 1962 apud PASCHOALIN FILHO, J. A. Estudo do comportamento à tração axial de diferentes tipos de estacas em solo de diabásio da região de Campinas/SP. 2008. Tese (Doutorado). UNICAMP. Campinas, 2008.

SANTOS, A. P. R. **Análise de fundações submetidas a esforços de arrancamento pelo Método dos Elementos Finitos**. 1985. Dissertação (Mestrado). COPPE-UFRJ. Rio de Janeiro, 1985.

SANTOS, A. P. R. **Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços de tração em taludes**. 1999. Tese (Doutorado). UFRJ. Rio de Janeiro, 1999.

SHANKER, K.; BASUDHAR, P.; PATRA, N. R. Uplift capacity of pile groups embedded in sands: predictions and performance. **Soils and Foundations**. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. v. 46, n. 5, p. 605-612, out. 2006.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. **Análise, projeto e execução de fundações rasas. Fundações: teoria e prática**. Hachich et al (editores), Ed. Pini, São Paulo, 1996.

TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de fundações. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 3., 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo, ABMS, v.1, São Paulo, 1996. p. 33-50.

TERZAGHI, K. **Theorecal sil mechanics**. John Wiley & Sons. New York, 1943. p. 510.

TOMLINSON, M. J. **Some effects of pile driving on skin friction**. **Proc. Conference on Behaviour of Piles**, ICE, London, 1971 apud BOWLES, J. E. **Foundation analysis and design**. 5 ed. McGraw-Hill. New York, 1997. p. 1168

TURNER, E. A. Uplift resistance of transmission tower footings. **Journal of the power division**, ASCE, v. 88, n. P02, p. 17-33, jul. 1962 apud ORLANDO, C. **Fundações submetidas a esforços verticais axiais de tração: Análise de provas de carga de tubulões em areias**

porosas. 1985. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1985.

VEEN, V. D. The bearing capacity of a pile. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION, 3., 1953, Zurich. **Proceedings...** v. 2, Zurich, 1953. p. 84-90.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. Oficina de textos. Rio de Janeiro, 2011. p. 568.

VIJAYVERGIYA, V. N.; FOCHT JR. J. A. **A new way to predict capacity of pile in clay**. OTC paper 1718, 4th Offshore technology conference, Houston, 1972 apud BOWLES, J. E. Foundation analysis and design. McGraw-Hill. New York, 1997. p. 1168.

WIGGINS, R. L. Analysis and design of tower foundations. **Journal of the Power Division**, ASCE, v. 95, n. PO1, p. 77-100, 1969.